Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 2 (1936)

Rubrik: V. Etude théorique et expérimentale des détails des constructions métalliques, rivées ou soudées

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 24.12.2025

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

V

Etude théorique et expérimentale des détails des constructions métalliques, rivées ou soudées.

Theorie und Versuchsforschung der Einzelheiten der Stahlbauwerke für genietete und für geschweißte Konstruktionen.

Theory and research work on details for steel structures of welded and riveted construction.

Leere Seite
Blank page
Page vide

V

Rapport Général.

Generalreferat.

General Report.

L. Cambournac,
Ingénieur en Chef des Travaux et de la Surveillance à la Compagnie
du Chemin de Fer du Nord, Paris.

Au titre de la question V il a été présenté 12 rapports.

On se propose dans ce qui suit d'analyser sommairement chacun de ces rapports et de dégager au fur et à mesure les propositions qui pourraient servir de conclusions aux travaux du Congrès.

Rapport du Dr. Grüning.

Pour la première fois dans un pont, sur le Rhin à Crefeld, des joints à contact furent réalisés sur les pylônes, les couvre-joints et la rivure étant dimensionnés pour une partie seulement de la charge totale.

Cette disposition fut adoptée à la suite de 2 séries d'essais.

Dans la 1ère série, moitié des colonnes ne comportaient pas de joints, moitié comportaient au milieu de la hauteur un joint avec couvre-joint représentant 45 % de la section de la colonne et 52 % de son moment d'inertie.

Dans la 2ème série, moitié des barres étaient entières, moitié étaient sciées au milieu et simplement juxtaposées.

Les colonnes furent comprimées sur toute leur section soit suivant leur axe, soit excentriquement.

Les essais montrèrent que les colonnes avec joint à contact étaient capables de supporter les mêmes charges que les colonnes sans joint (sauf une réduction de 10 % dans le cas de colonnes sciées chargées excentriquement).

M. *Grüning* conclut que l'on peut en toute sécurité réaliser dans les colonnes comprimées des joints à contact à couvre-joints partiels à condition de tenir compte des particularités de construction dans la fixation des dimensions des couvre-joints. Ce mode de construction des joints peut être étendu aux éléments comprimés des ponts.

Les indications du rapport de M. *Grüning* sont intéressantes et la suggestion qu'il présente en dernier lieu au sujet de l'utilisation des joints à contact dans les pièces comprimées des constructions métalliques mérite de retenir l'attention.

Il resterait à se rendre compte si, en pratique, les dépenses nécessaires pour l'usinage des surfaces en contact ne compenseront pas et au-delà l'économie réalisée sur le poids et l'assemblage des couvre-joints.

Rapport de M. Graf.

Ce rapport est consacré à l'essai d'assemblages rivés en acier Ac 52 soumis à des charges alternées (passant de la traction à la compression) ou à des charges répétées de même sens.

Ces essais ont montré:

1° — que les assemblages rivés peuvent supporter en cas de sollicitations alternées une amplitude de charge plus grande qu'en cas de tractions répétées (30 %).

2° — que le rapport des deux amplitudes ci-dessus va en diminuant quand la pression sur le bord des trous augmente.

L'auteur appelle l'attention sur celles des déformations qui comportent une partie permanente; ces déformations sont dues au jeu des rivets dans les trous et à la résistance des pièces au glissement; cette dernière est fonction du coefficient de frottement des surfaces en contact et de la force d'adhérence résultant du rivetage. La rupture s'est en général amorcée par le bord des trous de rivets des rangées extérieures.

Ce qui frappe dans les intéressants essais de M. *Graf*, c'est l'importance relative des efforts appliqués aux assemblages.

Bien qu'il s'agisse d'acier 52 kg dont la limite élastique peut aller de 35 à 40 kg/mm^2, on peut se demander si, dans la pratique, on aura jamais à faire travailler des assemblages avec des amplitudes de charges telles que celles qui ont été réalisées dans les essais (entre — 14 kg et + 14 kg ou 0 et + 20 kg). Il y aurait intérêt à étudier expérimentalement les assemblages sous des charges moins élevées en cherchant notamment à déterminer, dans les diverses conditions d'essai envisagées, celles de ces charges alternées ou répétées pour lesquelles la résistance au glissement des assemblages est précisément atteinte (période des déformations non permanentes).

Rapport de M. Chwalla.

Dans ce rapport l'auteur étudie le gondolement des âmes dans les poutres à âme pleine.

Il traite le cas d'une plaque rectangulaire appuyée sur ses 4 côtés sans encastrement et sollicitée à la flexion simple dans son plan. Dans le cas où cette plaque est munie d'un raidisseur horizontal placé au $^1/_4$ de la hauteur en partant du haut, il a constaté que ce raidisseur s'appuie d'abord sur la plaque; puis la rigidité du raidisseur croissant, la stabilité de la plaque est renforcée à partir du moment où ce raidisseur n'est plus exposé au flambage; si la rigidité du raidisseur continue à croître la plaque peut prendre pour une même charge deux formes différentes: soit une $^1/_2$ ondulation longitudinale soit une série de petits gondolements de part et d'autre du raidisseur.

L'auteur trouve des résultats analogues pour des plaques rectangulaires soumises à la compression et au cisaillement.

Il montre ensuite que l'étude approximative des plaques raidies se simplifie par la considération d'une « plaque de remplacement » prélevée fictivement dans la partie comprimée et de hauteur moitié de la plaque étudiée.

L'auteur conclut de ses expériences qu'on ne peut pas choisir les raidisseurs horizontaux des plaques minces par la simple considération de leur flambage propre.

Le rapport qui vient d'être très brièvement analysé apporte une très intéressante contribution théorique au problème du raidissement des poutres à âme pleine.

On ne peut qu'exprimer le voeu de voir faire dans des cas concrets l'application des méthodes de calcul indiquées par M. *Chwalla,* suivie de la constatation, par des mensurations directes, des déformations réelles des âmes et de leurs raidisseurs.

Rapport de M. Ridet.

M. *Ridet* rend compte d'essais effectués en vue de mesurer les efforts secondaires dans les montants et diagonales d'un pont-rail métallique à une voie à treillis en N, tablier inférieur et contreventement supérieur.

L'auteur compare les résultats enregistrés aux efforts calculés suivant les méthodes *Pigeaud* et *de Fontviolant.*

Efforts principaux:

inférieurs de 28 % aux efforts calculés (soulagement des poutres principales par les longerons du tablier).

Efforts secondaires:

1° dans les diagonales les efforts réels sont de l'ordre des efforts calculés;
2° dans les montants les efforts réels sont au moins le double des efforts calculés.

Cette anomalie peut s'expliquer partiellement:

par une répartition inégale des charges dans la section du montant due au mode d'attache sur les membrures.

par le voilement transversal des poutres.

par l'influence des goussets.

L'auteur tire de ces constatations les règles suivantes:

a) Eviter dans les poutres triangulées les éléments verticaux.
b) Etudier les attaches des treillis, pour réaliser une répartition uniforme des efforts principaux.
c) Etudier l'influence des goussets.

Le rapport de M. *Ridet* apporte une contribution intéressante à l'étude expérimentale des ouvrages triangulés.

Avant d'adopter d'une manière définitive la préférence donnée à la poutre en V sur la poutre en N, il paraît désirable que de nouvelles expérimentations permettent d'élucider plus complètement la question de savoir pourquoi les efforts secondaires mesurés sur les montants cadrent moins bien avec les résultats des calculs que ceux mesurés sur les diagonales.

Rapport de M. Krabbe.

Ce rapport étudie la poutre à treillis rhomboïdal (treillis double sans montants verticaux).

On calcule généralement ces poutres en les considérant comme formées de deux poutres à treillis en V. De ses études antérieures dans lesquelles il a tenu compte de la rigidité des membrures, les diagonales étant libres sur toute leur longueur, l'auteur conclut que:

a) la rigidité des membrures est prépondérante.
b) la poutre est stable sans montants verticaux; l'influence de ceux-ci étant d'ailleurs toute locale.
c) il convient de limiter la hauteur des membrures pour éviter les contraintes de flexion trop élevées.

Dans son nouveau rapport, l'auteur expose une méthode complète de calcul tenant compte, non seulement de la rigidité des membrures, mais encore de la rigidité des diagonales et des noeuds, et de l'inégalité des sections des membrures.

Par l'intermédiaire d'une poutre munie de montants successivement encastrés puis articulés il revient au cas de poutre envisagé au début de l'étude; il établit les lignes d'influence des déformations des membrures et diagonales et des moments aux extrémités des barres.

Malgré sa complexité initiale, le problème se résoud en n'utilisant que 3 systèmes d'équations de la forme de *Clapeyron*.

Le rapport de M. *Krabbe* apporte une contribution théorique importante au calcul des poutres à treillis multiple sans montants verticaux.

On doit noter toutefois que l'auteur indique lui-même que des méthodes plus simples permettent de calculer les poutres de ce type avec une «bonne approximation».

On est conduit à se demander, dans ces conditions, dans quels cas il y a intérêt pratiquement à recourir à la méthode complète qu'il préconise.

C'est un point sur lequel les Ingénieurs aimeraient à avoir des indications complémentaires.

Rapport de M. Campus.

L'auteur fait d'abord remarquer l'importance des noeuds dans la construction des charpentes métalliques continues à cadres étagés.

Il rappelle ses essais antérieurs sur divers modèles plans en tôle d'où il a déduit que la meilleure forme de noeuds se compose de 2 goussets courbes, l'un au-dessus, l'autre au-dessous de la poutre.

Il a procédé à des essais sur des constructions rivées de ce type et a pu constater que les noeuds courbes raccordés tangentiellement aux membrures et aux montants soulagent les éléments principaux de la construction, que la transmission des efforts s'y effectue progressivement et que le maximum de contrainte est voisin de l'enracinement du gousset sur la barre qui subit le plus grand moment de flexion.

Des essais sur constructions soudées confirmèrent ces constatations.

L'auteur expose enfin les caractères généraux des noeuds rigides et leur méthodes de calcul; il insiste sur le fait qu'il faut y adopter un coefficient de sécurité plus élevé que dans le reste de la construction.

L'exposé très clair et très documenté de M. *Campus* conduit à conclure qu'il est recommandable d'utiliser, toutes les fois que des motifs de construction ou d'architecture ne s'y opposent pas, le type de noeud qu'il préconise.

Rapport de M. Baker.

L'auteur appelle l'attention sur deux constatations faites au cours de recherches expérimentales entreprises en Angleterre par le Comité pour l'étude des Charpentes Métalliques.

1° La première constatation vise la répartition dans un poteau et de part et d'autre de l'attache, du moment de flexion transmis par une poutre. On admet généralement que cette répartition est proportionnelle à la « rigidité » des éléments de poteau; or dans des constructions industrielles on a constaté, à une exception près, que l'élément inférieur recevait une portion de moments plus forte que celle indiquée ci-dessus. Cette anomalie peut s'expliquer ainsi: l'assemblage était constitué par une console inférieure et une équerre supérieure, la première suit bien le mouvement d'extension tandis que la seconde butant contre le poteau produit dans la poutre une compression axiale qui diminue le moment de flexion dans l'élément de poteau supérieur et l'augmente dans l'élément inférieur.

Les mêmes observations furent faites sur une charpente métallique à cadres multiples avec poutres inégalement chargées.

2° La deuxième constatation concerne les contraintes de torsion des poutres en double T, elles sont dues dans les poutres à l'excentricité de la charge et dans les poteaux aux imperfections d'assemblage.

Pratiquement dans les constructions usuelles la résistance à la torsion des différents éléments est suffisante mais on doit tenir compte de cette torsion lorsqu'une poutre est chargée dissymétriquement.

Les points signalés dans le rapport de M. *Baker* méritent d'autant mieux de retenir l'attention que les constructions sur lesquelles les constatations ont été faites paraissent être de type courant et industriel.

Il serait désirable que des essais analogues sur des charpentes comportant d'autres types de noeuds permettent de s'assurer de leur caractère de généralité.

Rapport de M. Andrews.

L'auteur s'est proposé de pousser jusqu'à rupture avec mesure des fléchissements les essais effectués antérieurement sur des cadres métalliques.

Ces essais ont porté:

sur une poutre simple en double T.

et sur des cadres constitués avec des poutres de même section les montants ayant des dimensions telles qu'ils devaient être à limite de résistance en même temps que les poutres.

L'auteur communique les diagrammes et résultats de ces essais comparatifs: les cornières d'assemblage de la poutre sur les montants ne se sont pas déformées et la poutre a subi des sollicitations beaucoup plus fortes que les montants, ce qui ne concorde pas avec les hypothèses admises pour le calcul approximatif de ce genre de construction.

Il semble qu'il y aurait intérêt à renouveler les essais sur modèles réduits en faisant varier le mode d'établissement des noeuds. Cela permettrait sans doute d'aboutir à des conclusions plus positives que celles résultant des essais dont M. *Andrews* a rendu compte.

Rapport de MM. Bleich.

La théorie classique de la flexion des barres prismatiques est fondée sur l'hypothèse de la répartition linéaire des contraintes dans toute section transversale et de l'absence d'effort longitudinal dans la torsion pure.

De nombreux travaux ont montré que cette hypothèse est erronée dans le cas de barres composées de parois minces.

Les auteurs se sont proposés d'établir une théorie générale de telles barres à section ouverte ou fermée. Leurs hypothèses sont les suivantes:

a) la forme géométrique de la barre se conserve, la section ne restant pas plane mais chaque élément suivant la loi de *Navier*.

b) on néglige les flexions perpendiculaires au plan des parois et les contraintes de cisaillement provenant de la flexion.

L'égalité du travail des forces extérieures et intérieures donne les équations différentielles du problème.

Les auteurs déterminent le travail de déformation dans les barres à composition simple et à composition multiple (cas général et applications) puis ils établissent les équations différentielles de la flexion et de la torsion. Ces équations mettent en évidence l'existence d'un axe de torsion de la barre, cette torsion est nulle quand la résultante des forces extérieures passe par le centre de torsion de la section.

Les auteurs donnent ensuite des indications sur la détermination des contraintes de flexion et de torsion.

D'autre part ils traitent le problème des équilibres instables:

a) flambage (barre chargée en bout),

b) basculement (barre dont la ligne moyenne se tord sous l'action de la flexion).

Ils montrent que la résistance au flambage d'une barre formée de parois minces est inférieure à la charge calculée d'après *Euler*, elle n'atteint cette valeur que si la résistance à la torsion est assez élevée. Dans le cas du basculement la charge critique est maximum lorsque la force normale passe par le centre de torsion de la section.

Il ne peut être question de discuter présentement l'importante contribution apportée par les auteurs à l'étude de la théorie de la flexion et de la torsion

des barres en paroi mince. Mais on doit exprimer le voeu ainsi qu'il a été fait précédemment pour les études théoriques de M. *Chwalla* et de M. *Krabbe*, qu'elle soit l'objet d'applications pratiques et de vérifications expérimentales.

Rapport de M. Laffaille.

Le problème de la couverture d'un bâtiment peut s'énoncer ainsi: étant donné un volume et les actions extérieures connues qui s'exercent sur lui, construire une enveloppe susceptible de le clore et de transmettre aux appuis les réactions provenant des forces extérieures.

L'auteur a résolu la question par la construction d'une surface mince en tôle. Il réalisa tout d'abord des couvertures semi-autoportantes c'est-à-dire constituées par des tôles courbes s'appuyant sur des fermes. A la suite d'essais sur maquettes en carton il supprima les fermes porteuses mais en raidissant transversalement la voûte; il obtint ainsi une toiture entièrement autoportante.

L'auteur donne ensuite quelques exemples de couvertures réalisées ou susceptibles de l'être en faisant remarquer que pour les grandes portées, il est nécessaire de tenir compte du flambage.

Il fait ressortir la nouveauté et l'esthétique de ces formes de couverture et, après avoir exposé ses recherches théoriques et expérimentales sur les raidisseurs, il indique le principe des méthodes susceptibles d'être appliquées au calcul des voûtes en tôle munies de raidisseurs.

Le rapport de M. *Laffaille* semble apporter des solutions tout à fait originales au problème de la couverture des bâtiments. Il est d'ailleurs parfaitement possible que cette solution qui s'exprime par des formes entièrement nouvelles, constitue un enrichissement pour l'art de l'Architecture.

Il est encore trop tôt pour se prononcer sur l'intérêt économique que présente le nouveau mode de couverture envisagé, compte tenu des frais de premier établissement et des frais d'entretien.

On doit exprimer le voeu que des réalisations industrielles ultérieures élucident rapidement la question.

Rapport de M. Fava.

Pour couvrir le hall de la nouvelle gare de Florence, on a utilisé des poutres à âme pleine de 30 m de portée à section en double T et dont l'axe est brisé en 2 points, les tronçons extrêmes formant respectivement des angles de 135° et 150° de part et d'autre du tronçon médian.

Les essais ont porté sur modèles en matière transparente puis sur 2 poutres en acier réduites au $^1/_5$ puis sur les poutres en place.

L'épaisseur des semelles fut portée de 20 à 30 mm aux coudes à la suite des essais préalables.

D'autre part on fit les constatations suivantes sur la construction finie:

1° Parties courantes des poutres: les contraintes suivent le long de l'âme une loi sensiblement linéaire mais dans les ailes cette contrainte diminue de la face interne vers la face externe et du milieu aux extrémités.

2° Zône des coudes: la contrainte maximum comporte un écart de 250 % par rapport aux sections voisines; toutefois cette fatigue concorde avec le résultat du calcul en tenant compte de la variation ci-dessus des contraintes dans les ailes.

Ces essais sont tout à fait intéressants et ont été poursuivis avec beaucoup de méthode.

On ne peut que recommander une méthode analogue dans l'étude des éléments de construction se répétant à de nombreux exemplaires.

Rapport de M. Kolm.

L'auteur s'est proposé de rechercher par des essais sur des ponts en service dans quelle mesure une dalle en béton armé posée sur des poutres en acier collabore à la résistance de ces poutres.

Dans 7 ouvrages, pour des dalles de dimensions très variables, on a constaté que l'influence de la dalle est plus grande que celle qui résulte de la collaboration complète avec les poutres, cela peut s'expliquer par l'incertitude sur le coefficient d'élasticité du béton et par l'influence du garde-corps.

Dans un 8ème ouvrage on constata le résultat inverse (décollement de la dalle).

Pour des ponts de grande largeur (supérieure à 9 m) la dalle n'intervient que partiellement et dans les ponts à poutres continues la dalle se fissure dans la zone des moments négatifs, dans cette zone il est donc nécessaire de calculer les armatures en tenant compte de la collaboration de la dalle avec les poutres en acier.

Les mensurations de l'ordre de celles dont il est rendu compte dans le présent rapport sont des plus utiles et on doit souhaiter qu'elles soient multipliées dans tous les pays, de manière à tirer toute l'économie possible d'un type de pont qui est devenu aujourd'hui absolument courant.

V1

Le développement de la construction métallique montré par la construction du grand outillage mobile des exploitations de lignite.[1]

Entwicklung des Stahlbaues und seiner baulichen Einzelheiten durch den Bau der fahrbaren Großgeräte des Braunkohlen-Bergbaues.[1]

The Development of Steelwork Design and Details, shown in Heavy Movable Plant for Lignite Mining.[1]

Dr. Ing. K. Beyer,
Professor an der Technischen Hochschule Dresden.

Dans les quelques minutes qui me sont accordées, je voudrais attirer votre attention sur un domaine un peu spécial de la construction métallique en Allemagne, domaine qui s'est développé au cours de ces dernières années seulement mais qui possède cependant une grande importance. Les exploitations de lignite

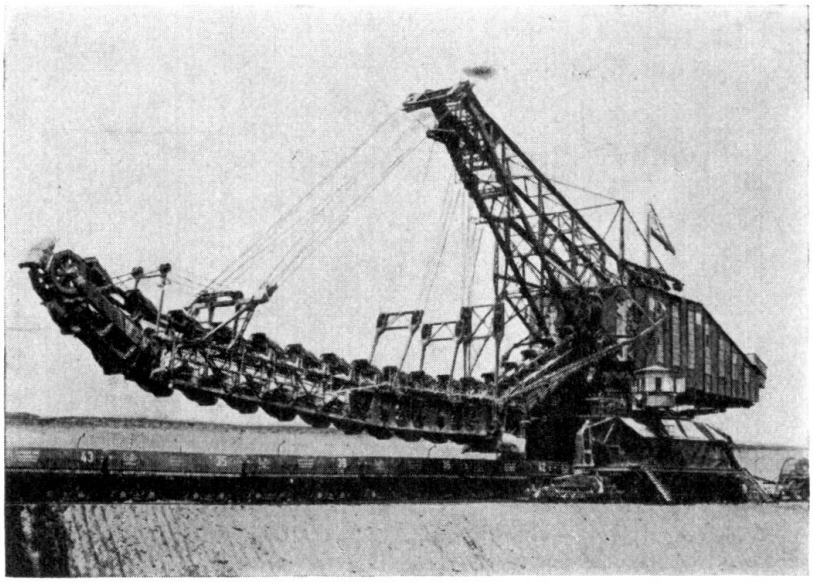


Fig. 1.

ont donné l'élan à ce développement. La lignite est exploitée en Allemagne à ciel ouvert et la couche à évacuer peut atteindre 60 m. L'évacuation de la couche

[1] Extrait d'une publication plus détaillée qui paraîtra prochainement.

qui recouvre la lignite se fait au moyen de grandes installations mobiles dont le poids peut aller jusqu'à 5000 t et dont l'ossature métallique peut être, à bien des points de vue, comparée à celle des ponts mobiles. Le calcul de ces installations ainsi que leur disposition constructive a conduit à de nouveaux et nom-

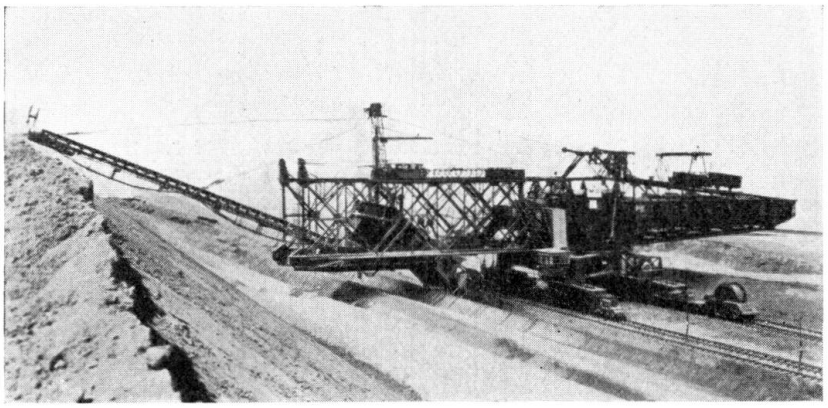


Fig. 2.

breux problèmes théoriques et pratiques dont nous exposerons ici les grandes lignes.

Les constructions métalliques servent à draguer et à charger (fig. 1) ou a décharger les déblais (fig. 2). Elles servent aussi à supporter les tapis roulants, qui franchissent la fouille et qui transportent les déchets par le plus court chemin (fig. 3). Elles sont soumises à de nombreuses forces extérieures dont les effets

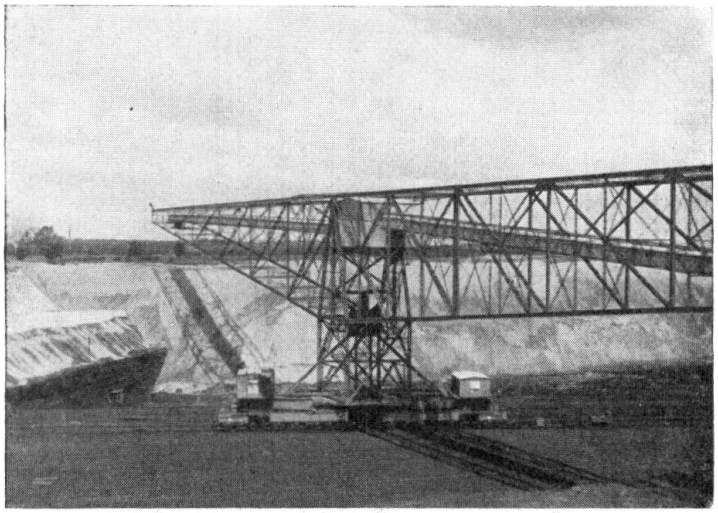


Fig. 3.

ne sont presque pas connus dans leur ordre de grandeur, elles se meuvent sur des rails reposant directement sur le sol et sont continuellement en mouvement. Il en résulte que l'inclinaison de l'ossature varie continuellement par rapport à l'horizontale.

On se trouve en présence d'un grand système à liaisons élastiques, soumis à des forces considérables et qui doit reposer sur de nombreux points articulés

dans tous les sens de telle sorte que les réactions d'appuis soient toujours faibles (fig. 4). Cette disposition est réalisée par des biellettes ou des cylindres accouplés hydrauliquement. On obtient ainsi une chaîne à nombreux éléments, de structure élastique et pouvant effectuer de grands déplacements relatifs. Le déplace-

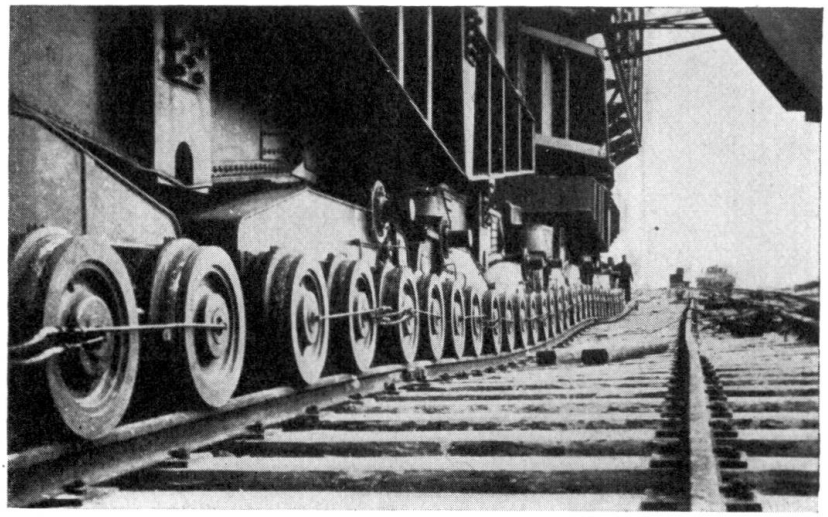


Fig. 4.

ment vertical et horizontal des points d'appui, arbitraire jusqu'à certaines limites, nécessite une disposition spatiale cinématiquement déterminée, cinématiquement rigide dans toutes les positions après la suppression de son degré de liberté propre, déterminé par l'avancement et possédant une mobilité appréciable. De cette façon, tous les appuis et toutes les forces de liaison entre les

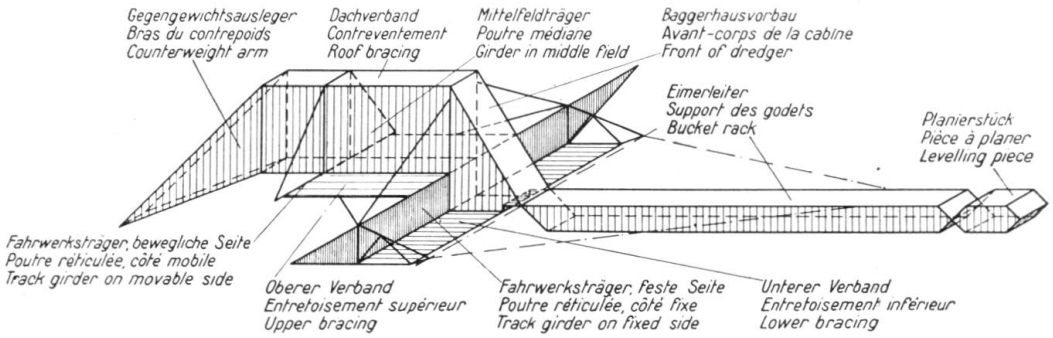


Fig. 5.

On a laissé de côté le vérin et le pylône supportant la drague.

éléments de la chaîne sont déterminés pour une force quelconque; il en est de même des efforts internes indépendants des déplacements de la chenille ou des roues qui se déplacent sur des rails, c'est-à-dire, dans notre cas, en suivant des courbes spatiales variables entre elles. Le contrôle de la composition statiquement déterminée doit être étendu d'une façon parfaite pour chaque roue et pour des forces extérieures quelconques.

Les éléments de la chaîne sont en treillis ou à âme pleine et sont assemblés par des liaisons à 2, 3 ou 4 barres au moyen de paliers à collets, de coussinets

sphériques ou de crapaudines ou sous forme de joint de cardan. Les éléments portent l'installation mécanique et électrique, les coulisses, les commandes et les plateformes des appareils pivotants; ils sont donc toujours des constructions spatiales en treillis ou à âme pleine résistant à la flexion et à la torsion.

Comme exemples, citons le schéma du treillis spatial d'un excavateur reposant sur trois points (fig. 5) et la composition de la superstructure d'un pont de

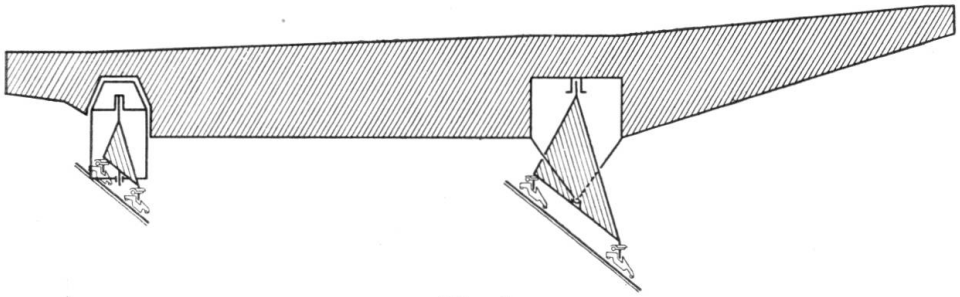


Fig. 6.

transport pour travaux de déblaiement (fig. 6). Suivant un brevet des « Mitteldeutschen Stahlwerke », l'axe de la poutre peut varier jusqu'à 45° par rapport à la direction de déplacement.

Dans toutes ces constructions, l'ingénieur est obligé de résoudre de nombreux problèmes spatiaux de la statique, inconnus des autres ingénieurs. Pour ce faire, il doit retourner aux principes de la mécanique et de la théorie de l'élasticité, en développer les méthodes pour ses besoins ou contrôler l'admissibilité de calculs approximatifs par des investigations exactes à l'aide de la statique des plaques, des voiles et des disques.

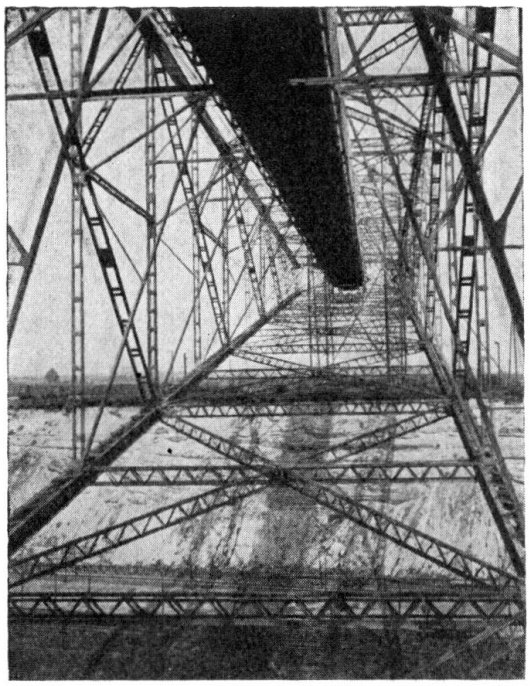


Fig. 7.

Dans bien des cas, le problème consiste à calculer des systèmes spatiaux isostatiques ou hyperstatiques pour une force quelconque (fig. 7) et à étudier des surfaces portantes pour l'appui de la partie supérieure pivotante, destinées à répartir sur une grande longueur des rails les forces relativement concentrées transmises par la partie supérieure. A cet effet, on se sert d'ossatures résistant à la flexion et à la torsion et reposant sur trois points. La transmission des forces est hydraulique lorsque la surcharge est grande. Les poutres à âme pleine qui s'entrecroisent 4 fois sont fermées en haut et en bas par des tôles destinées à leur donner une résistance suffisante à la torsion.

Le système portant peut aussi se composer de un ou deux cylindres circulaires

concentriques dont les membrures sont raidies par des disques horizontaux. Les réactions d'appui sont transmises à ces anneaux soit directement soit en liaison avec de longs bras à parois doubles (fig. 8). Le rail circulaire se trouve sur la poutre extérieure alors que toutes les autres parties de la construction ne servent en général qu'à supporter les efforts de cisaillement. On peut modifier le système en plan et en coupe suivant la fig. 9 afin de simplifier la transmission des forces ou encore afin de réduire le coût de l'ouvrage. Les tensions et les déplacements de cette ossature élastique ne peuvent pas être déterminés au moyen des règles simples de la résistance des matériaux; il faut utiliser des méthodes plus générales de la théorie de l'élasticité pour obtenir un aperçu pratique de la transmission des efforts et pour développer des principes utilisables pour la construction.

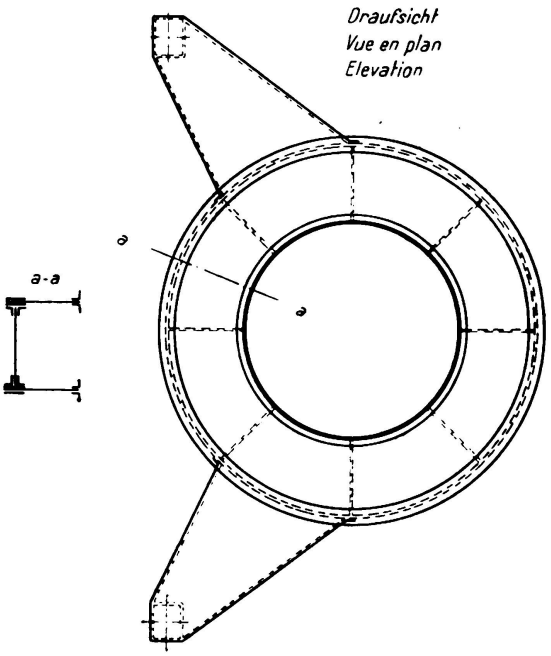


Fig. 8.

La construction du grand outillage des exploitations de lignite exige la connaissance de la transmission spatiale des forces qui n'est en général pas nécessaire dans la construction des ponts et charpentes. La solution constructive et mécanique de ces problèmes a été trouvée par la « Maschinenfabrik

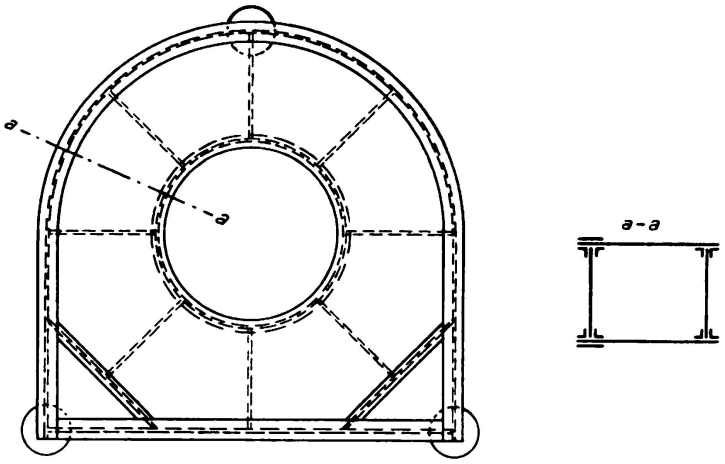


Fig. 9.

Magdeburg-Buckau », la « Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft », les « Mitteldeutschen Stahlwerke » et la « Baggerbauabteilung der Friedrich Krupp A.-G. Essen ».

V 2

Méthode de calcul semi-expérimentale d'un ouvrage classique.

Halb-experimentelle Berechnungsmethode eines grundlegenden Bauwerktypus.

Semi-Experimental Method of Designing a Typical Structure.

R. Pascal,
Ingénieur conseil, Paris.

Nous nous proposons de décrire une méthode de calcul semi-expérimentale que nous avons utilisée dans l'étude de deux ponts métalliques, l'un de 67 mètres de portée et l'autre de 82 mètres de portée. Ces deux ouvrages franchissent la Seine entre Neuilly et Courbevoie, ils ont 35 mètres de largeur et sont séparés par deux culées massives réunies entre elles grâce à une voûte en béton armé de 32 mètres d'ouverture. La largeur des tabliers est de 35 mètres, celle de la voûte centrale et des culées correspondantes est d'environ 70 mètres. L'ensemble est actuellement en construction à l'emplacement du célèbre pont construit par Perronet sous le règne de Louis XV.

La fig. 1 donne l'allure schématique de l'ensemble.

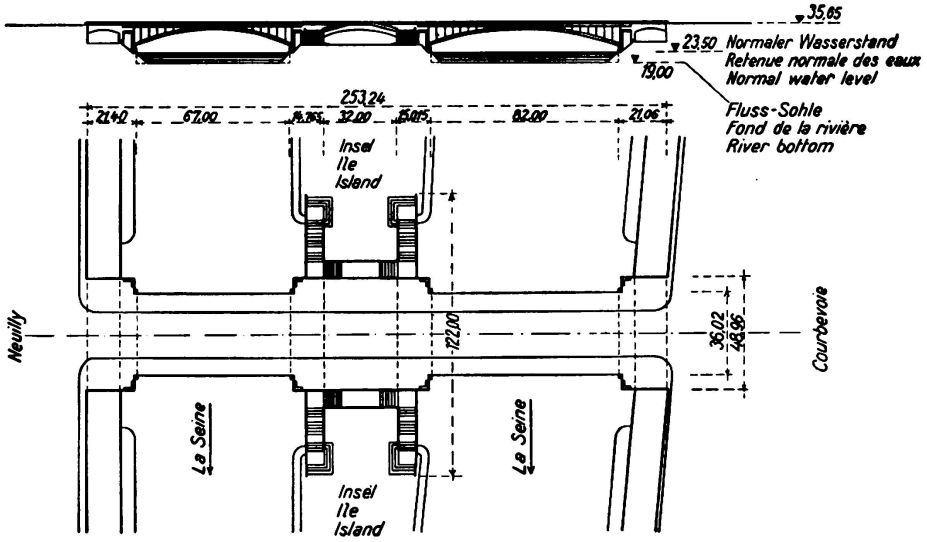


Fig. 1.

Les deux ouvrages métalliques sont du même type.

Chacun des arcs, qui sont au nombre de 12, est articulé à ses deux extrémités, et il est solidaire, des naissances jusqu'au quart à partir de la clef, d'un portique

formé par des longerons et des montants; les uns et les autres d'inertie beaucoup plus faible que celle de l'arc.

Transversalement les fermes ainsi constituées sont entretoisées en bas par des butons et en haut par des traverses; les uns et les autres constituant une poutre à arcades dont les montants sont également les montants des fermes.

Dans la partie centrale, c'est-à-dire au voisinage de la clef, les butons seuls subsistent.

La section des arcs, celle des montants et celle des butons sont des sections rectangulaires creuses convenablement raidies. Les sections des traverses et des longerons affectent une forme de double té.

L'ensemble est prévu en acier 54. Tous les assemblages en sont soudés.

Les appareils d'appui sont en acier coulé, le tablier est réalisé par des dalles en béton armé.

Cet ouvrage est construit par les entreprises Léon Ballot pour la maçonnerie et les fondations et par l'entreprise Baudet, Donon et Roussel pour la construction métallique.

Les travaux destinés au département de la Seine se trouvent sous la haute Direction de M. *Levaillant,* Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées et sous la Direction effective de M. *Louis Alexandre Levy,* Ingénieur des Ponts et Chaussées assisté de M. *Kienert,* Ingénieur T.P.E.

Mode de calcul utilisé.

L'ensemble de chaque ouvrage constitue un complexe grâce à l'association des fermes et des entretoises. Nous allons d'abord indiquer la marche suivie pour le calcul des fermes et ensuite celle que nous avons adoptée pour l'étude des entretoises.

1° — *Calcul des fermes.*

Les ouvrages à considérer sont d'un type très répandu en raison des exigences d'encombrement qui obligent à réaliser à la clef une hauteur très réduite; l'oeil est d'ailleurs habitué à leur esthétique. Pour ce qui nous concerne l'arc dans sa partie centrale présentait une inertie croissante à partir de la clef jusqu'au premier cadre. Celui-ci pouvait être considéré comme encastré par son longeron dans la surépaisseur de l'arc.

De nombreux ouvrages analogues ont été étudiés en supposant les portiques complètement articulés et simplement tenus à l'une de leurs extrémités.

L'Administration des Ponts et Chaussées avait demandé spécialement aux Constructeurs de considérer chaque ferme comme un monolithe absolu; par ailleurs des précautions spéciales devaient être prises pour que le hourdis n'intervienne pas dans les calculs de résistance.

Après une tentative infructueuse, nous avons renoncé en raison des complications exceptionnelles à l'étude complète de continuité qui conduisait à des calculs inextricables malgré la simplicité de la méthode.

Nous inspirant des travaux de M. *Rieckhof* et de l'appareil métallique connu sous le nom de NU. PU. BEST., nous avons demandé aux Constructeurs d'établir une maquette métallique à l'échelle 1/25ème et dont les éléments avaient des inerties proportionnelles aux sections prévues à l'avant-projet. L'emploi de

l'appareil de courbure de M. *Rieckhof* nous a permis de déterminer les points de moment nul, réels ou virtuels pour les pièces de faible inertie. Nous ne l'avons pas utilisé pour les arcs pour des raisons évidentes.[1]

En plaçant une charge quelconque en chacun des noeuds de la ferme, nous avons pu obtenir la ligne d'influence de l'effort tranchant du premier montant côté gauche. Il nous a suffi ensuite de procéder au calcul des cadres extrêmes pour lever une double indétermination hyperstatique.

La fig. 2 donne l'allure de la ligne d'influence ainsi obtenue. La fig. 2a indique la courbe d'influence des poussées secondaires.

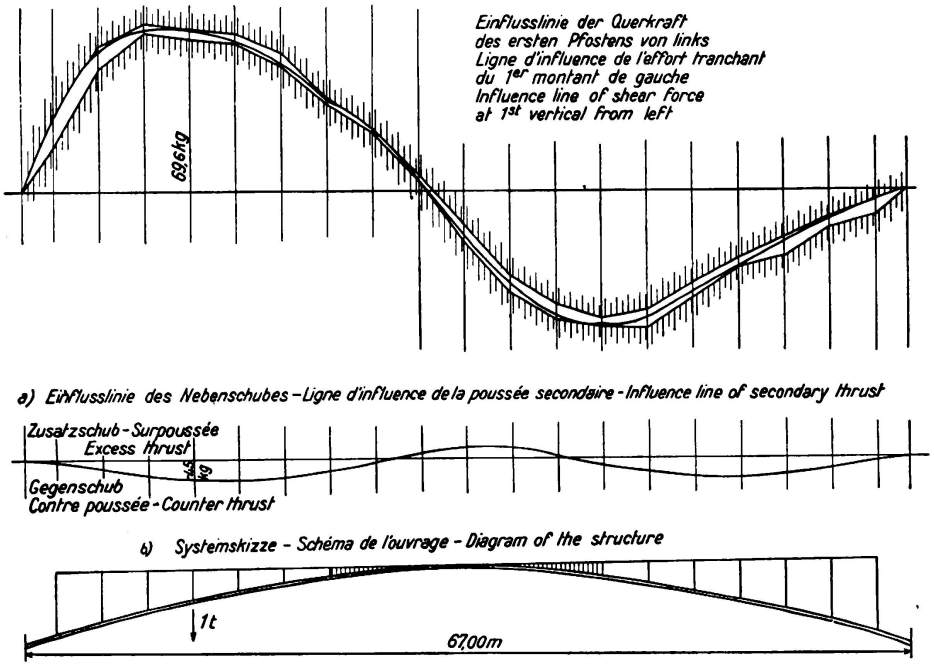


Fig. 2.

Nous avions au préalable fait l'étude de l'arc supposé isolé en déterminant la ligne d'influence de la poussée:

1° — sous l'action d'une charge verticale unité,
2° — sous l'action d'un effort horizontal unité,
3° — sous l'action d'un moment unité.

Les calculs avaient été conduits en tenant compte de la variation de l'inertie dans la partie centrale.

De la ligne d'influence précédemment indiquée et faisant l'objet de la fig. 2, nous avons pu déduire les tableaux d'influence concernant tous les efforts dans toutes les sections de l'ouvrage présentant des soudures. Une étude spéciale concernant l'effet des variations thermiques a été conduite simultanément.

Les Ingénieurs de la maison Baudet, Donon et Roussel nous ont fait observer l'avantage important que nous avions en remplaçant les assemblages de la maquette primitivement réalisés par des éléments cylindriques au moyen de pièces ayant la hauteur des arcs d'une part, et celle des longerons d'autre part.

[1] Cette méthode ne peut être légitimement employée qu'après avoir eu le soin d'éliminer les phénomènes de flambement, ce que l'on peut faire assez facilement.

Il suffit de comparer la maquette au plan de l'ouvrage pour se convaincre de l'utilité de cette remarque.

Une vérification d'un tronçon du modèle en lumière polarisée nous a permis de nous rendre compte de son importance.

Elle nous a fourni en même temps une justification intéressante de la méthode employée.

Le calcul des déformations nous a prouvé que les flèches verticales et horizontales de la ferme monolithe étaient plus faibles que celles d'un ouvrage comportant des portiques articulés.

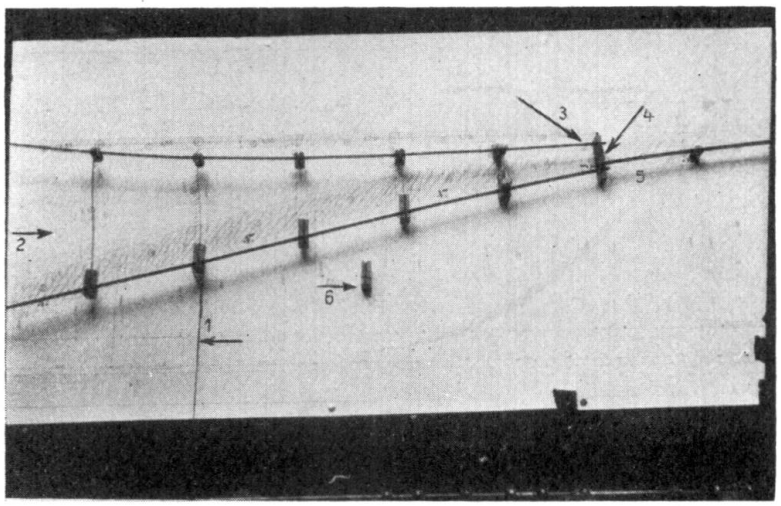


Fig. 3.

1 = Charge quelconque verticale.
2 = Effort tranchant x du montant gauche extrême.
3 = Encastrement parfait du dernier longeron coté clé.
4 = Angle indéformable.
5 = Ruban de hauteur variable (variation de l'inertie).
6 = Plot.

La fig. 3 représente une photographie partielle de l'une des maquettes employées. Des précautions spéciales nous ont permis d'éliminer les efforts de frottement causés par le poids de l'appareil disposé horizontalement; nous avons pu vérifier par ailleurs que l'augmentation d'inertie provenant de l'épaisseur des assemblages n'avait pratiquement aucune importance en ce qui concerne la valeur des résultats obtenus.

La courbe 2 à laquelle est adjointe la courbe 2a qui représente la ligne d'influence des poussées secondaires a été tracée en comparant les résultats obtenus dans le calcul du premier cadre gauche côté clef avec ceux que nous a donnés le calcul du premier cadre droite côté clef; ces deux calculs se contrôlant l'un l'autre. On a pu ainsi obtenir et délimiter une région de passage de la courbe suffisamment précise. La courbe 2a été tracée en même temps que la courbe 2.

2° — *Calcul des entretoises et du complexe.*

En exprimant l'égalité des déformations pour chacun des noeuds formées par l'intersection des fermes et des entretoises on obtient un système de 228 équa-

tions à 228 inconnues qui peut d'ailleurs se simplifier assez considérablement, mais en restant absolument inabordable. Ce système d'équations, si nous pouvions le résoudre, nous donnerait pour chacun des cas de charge envisagé la répartition des efforts dans les fermes et dans les entretoises.

Ce que nous ne pouvions songer à obtenir du calcul nous l'avons demandé à l'expérience. La maison Baudet, Donon et Roussel a fait construire à notre demande une maquette au 1/25e du complexe à étudier, dans lequel le rapport des inerties transversales et polaires a été respecté dans la mesure des facilités d'échantillonnage. (Voir fig. 4.) En même temps nous avons pu disposer d'une

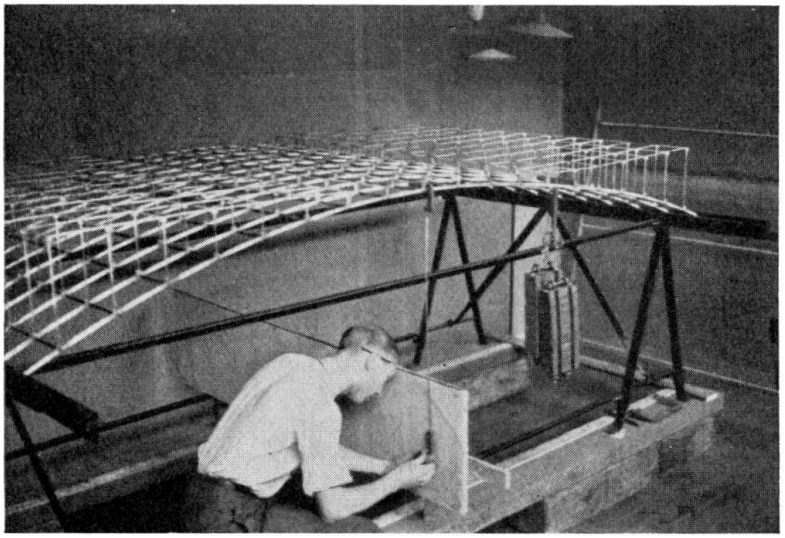


Fig. 4.

Modèle à 3 dimensions, mesure des flèches verticales.

maquette constituée par deux arcs identiques aux autres et reliés par des butons et des traverses également identiques. Ces deux arcs témoins sont visibles sur la fig. 5.

Nous avons appliqué à un grand nombre de noeuds une charge de 20 kg et nous avons relevé les déformations verticales des différents noeuds; nous avons constaté que les déformations horizontales étaient beaucoup plus faibles.

L'étude des élastiques des différentes entretoises ayant été faite, nous avons réalisé un *système d'assujettissement* en procédant de la façon suivante:

Chacune des entretoises simples ou composées a été remplacée par une maquette plane analogue à celle qui nous a servi pour les fermes et sur laquelle nous avons fait des déterminations de courbures et de points de moment nul.

Les résultats obtenus n'ont pas été aussi précis que ce que nous avions trouvé pour les fermes. Toutefois nous avons pu calculer avec une approximation a peu près suffisante les efforts réalisés dans les longerons, les montants et les butons des entretoises. Chacune des sections étudiées a fait l'objet d'un tableau d'influence. En comparant tous ces tableaux nous avons pu remarquer très nettement que la surcharge en damier telle que l'indique la fig. 6 était très sensiblement la plus défavorable, et cela pour chacune des sections envisagées.

Il convient de remarquer en passant que les entretoises ne travaillent pas sous l'action de la charge morte en raison du fait que le poids des trottoirs est presque

égal à celui des chaussées. Elles ne travaillent pas non plus sous l'action de surcharges alignées sur toute la largeur de l'ouvrage.

L'étude entière du complexe nécessiterait également l'étude par une méthode d'assujettissement absolument analogue[2] à la précédente des fermes de l'ouvrage sous l'action de la surcharge en damier; mais il ne s'agirait là que d'une simple vérification. En consultant la fig. 6 qui donne la comparaison entre les élastiques

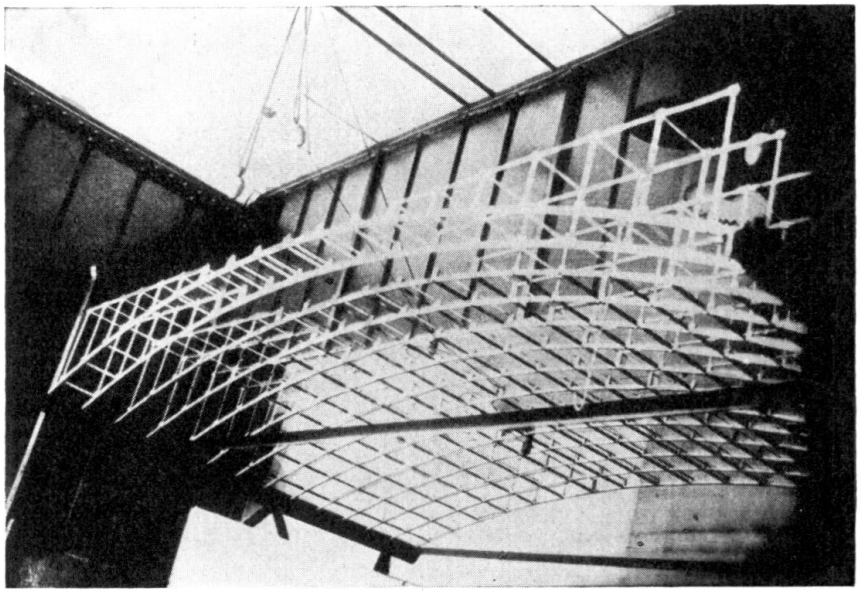


Fig. 5.

En bordure on remarque les 2 arcs témoins jumelés.
En bas la planchette de repérage.

de la ferme témoin et de chacune des fermes n° 4, 5 et 6 soumises à des charges identiques, on constate une très grande différence de déformations verticales pouvant atteindre 60 à 70 %, ce qui indique a priori que les efforts correspondants dans les fermes sont notablement réduits du fait de la présence des entretoises.

On pouvait d'ailleurs s'attendre à ce résultat en réfléchissant à la façon dont se comporte une dalle en béton armé reposant sur deux côtés et pourvue d'aciers de répartition.

En résumé, nous voyons par cet exemple que l'on peut arriver à étudier un ouvrage en demandant à l'expérience ce que le calcul ne pourrait fournir qu'au prix d'efforts disproportionnés avec les résultats à atteindre. L'essentiel est d'éviter l'empirisme et la sécurité douteuse qui s'y rattache. Il reste bien entendu que le calcul doit suivre point par point l'étude expérimentale. Cette méthode d'utilisation de maquettes planes et à trois dimensions peut être appliquée pour l'étude de très nombreuses structures à deux ou à trois dimensions, comportant

[2] Nous disons qu'il y a assujettissement imparfait lorsque les assemblages sont simplement situés aux emplacements indiqués par la maquette à trois dimensions et qu'il y a assujettissement parfait lorsqu'en outre les orientations des assemblages sont les mêmes. Nous avons pu nous convaincre dans la limite de nos essais que la différence entre les deux assujettissements n'était pas négligeable, mais qu'elle était généralement peu importante.

des triangulations ou un ensemble quelconque de portiques; elle permet par exemple d'aborder avec facilité l'étude des efforts secondaires dans les charpentes triangulées.[3]

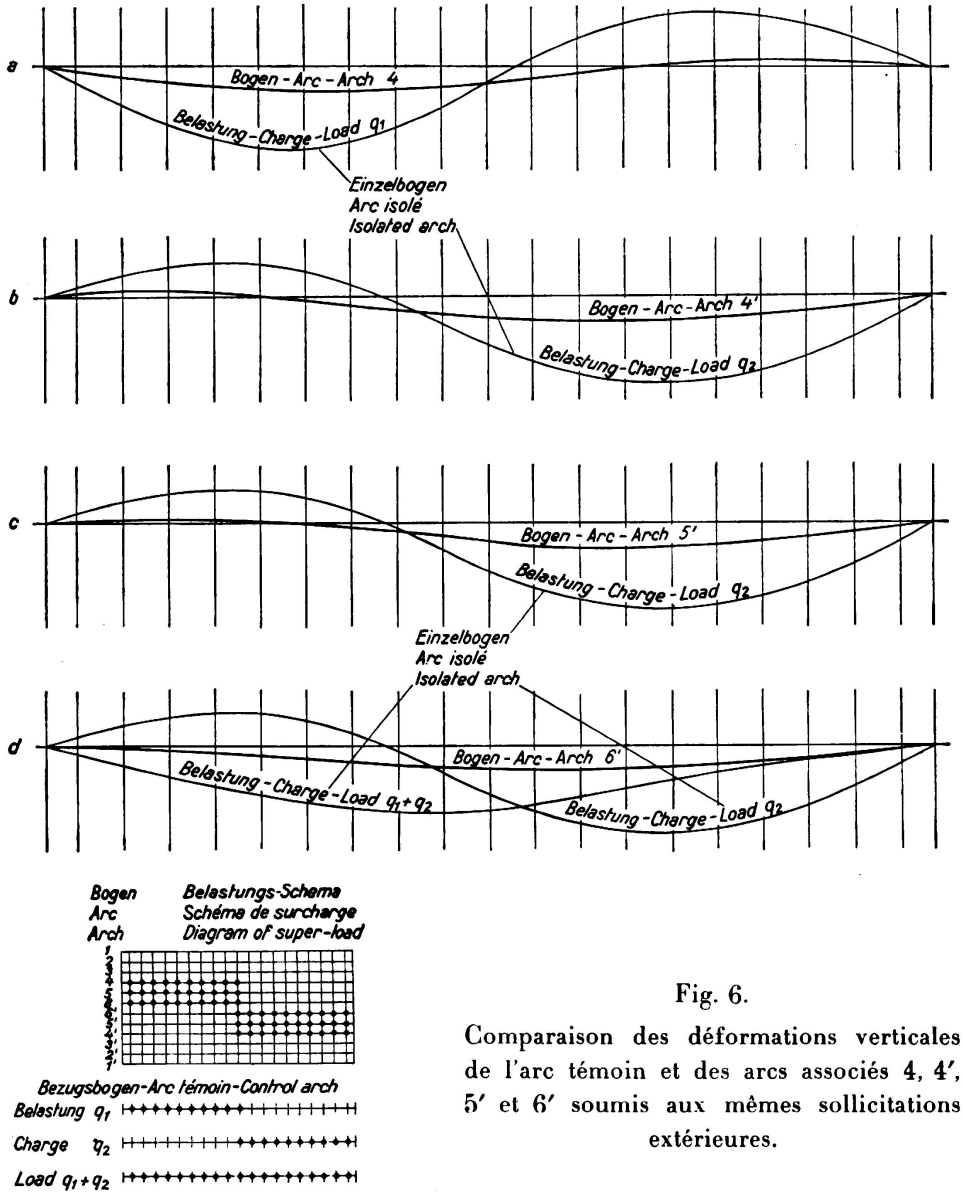


Fig. 6.
Comparaison des déformations verticales de l'arc témoin et des arcs associés 4, 4', 5' et 6' soumis aux mêmes sollicitations extérieures.

Les vérifications en lumière polarisée nous ont permis de constater un accord satisfaisant même pour des pièces assez courtes et une conformité rigoureuse pour les pièces allongées.[4]

---

[3] Nous venons de faire l'étude complète d'un grand ouvrage sur le Niger et nous avons pu vérifier que, seule la méthode expérimentale pouvait donner des résultats satisfaisants pour l'étude des tensions dans les barres surabondantes et pour celle des efforts secondaires.

[4] A la suite des difficultés d'ordre économique rencontrées en France, presque tous les gros ouvrages ont été résiliés; notamment le pont de Neuilly, qui a été confié par l'Administration à un nouvel adjudicataire. Celui-ci a modifié le projet initial en sorte que les calculs que nous avons entrepris ne présentent d'intérêt que par l'utilisation d'une nouvelle méthode de calcul, d'ailleurs très générale.

V 3

Essais sur poutres laminées renforcées par soudage.

Versuche mit durch Schweißung verstärkten Walzträgern.

Experiments on Rolled Sections Strengthened by Welding.

Dr. Ing. St. Bryła,
Professeur à l'Ecole Polytechnique de Varsovie, et

Dr. Ing. A. Chmielowiec,
Professeur-adjoint à l'Ecole Polytechnique, Lwów.

Les poutrelles essayées avaient une hauteur de 30 cm et une portée de 2,00 m. Elles furent soumises à une charge concentrée, appliquée au milieu de la poutre. Les types suivants furent étudiés (fig. 1 et 2):

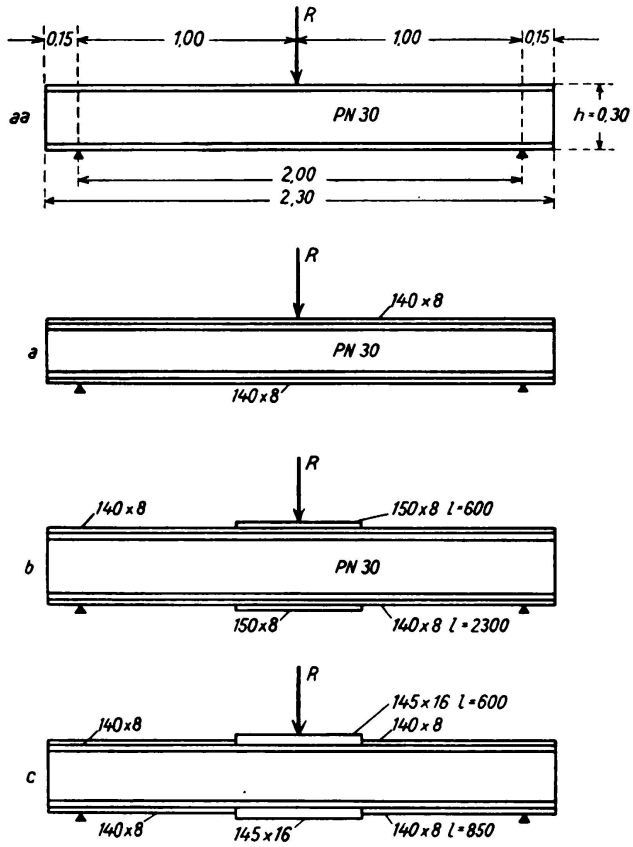


Fig. 1.

Type aa: profilé normal 30.
Type a: profilé normal 30 renforcé par une semelle de 140 · 8.
Type b = type a renforcé par une semelle de 150 · 8 sur une longueur de 60 cm au milieu de la portée.

Type c = type b à la seule différence qu'au lieu de 2 semelles de 8 mm d'épaisseur chacune on a, au milieu, une seule semelle de 145 · 16 (fig. 3).

Tous ces types étaient soit sans raidisseurs (groupe I), soit avec raidisseurs soudés (groupe II) (fig. 4). Au groupe II se rattachent deux types de poutres à âme pleine à section composée, h = 30 cm (fig 5 et 6).

Type d: avec semelles rivées.

Type e: avec semelles soudées.

Le tableau I donne le poids des poutres étudiées (colonne 5) et les charges supportées par les poutres, c'est-à-dire les charges de rupture R (colonne 4). Dans certains cas nous avons fait plusieurs essais sur des poutres du même type et du même groupe, R est alors la moyenne arithmétique des résultats des différents essais. A la 6e colonne du tableau I nous donnons la charge de rupture par unité de poids ou charge spécifique de rupture: r = R : G. C'est sur la base du tableau I que nous avons calculé les tableaux II, III et IV qui indiquent les accroissements de la charge absolue et de la charge spécifique de rupture d'un type de poutre par rapport à un autre. L'addition d'une semelle augmente beaucoup plus la charge absolue que la charge spécifique de rupture et cette augmentation est plus forte dans le groupe II que dans le groupe I. L'addition d'une courte semelle (type b) est au contraire beaucoup plus avantageuse pour le groupe I. Le type c est le plus économique, il fournit des valeurs de R et de r de 10 % plus grandes environ, quel que soit le groupe considéré. Le soudage d'une semelle à une poutrelle est particulièrement avantageux lorsqu'on désire augmenter la résistance de la poutrelle sans trop en augmenter la hauteur.

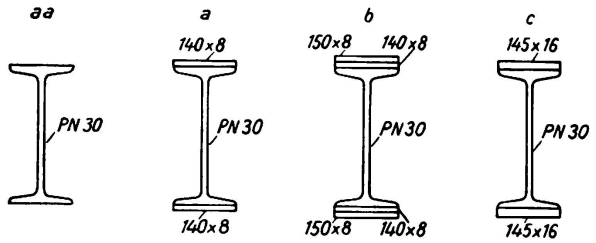


Fig. 2.

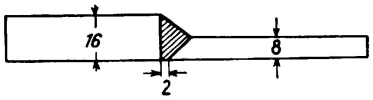


Fig. 3.

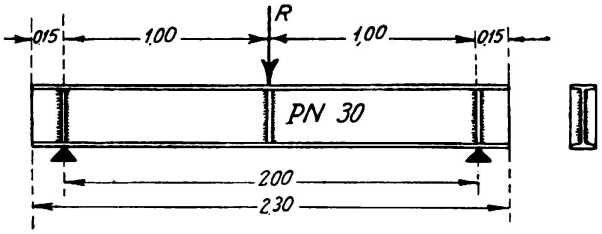


Fig. 4.

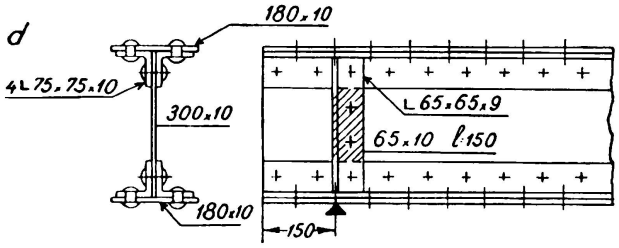


Fig. 5.

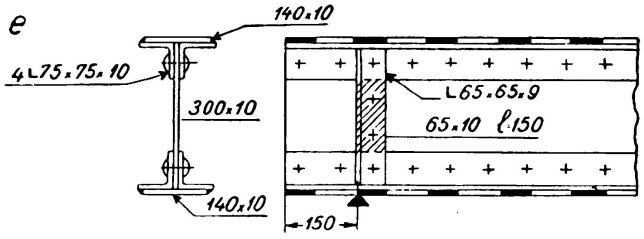


Fig. 6.

tableau I.

1	2	3	4	5	6
groupe	type	Nombre des essais	R en t	G kg	r = R : G
I Poutres sans raidisseurs	aa	1	39,9	124,75	320
	a	3	54,7	165,25	330
	b	1	62,5	176,55	354
	c	1	68,5	176,55	388
II Poutres avec raidisseurs	aa	3	48,4	133,58	362
	a	9	71,3	174,08	409
	b	2	76,75	185,38	414
	c	1	84,5	185,38	455
	d	2	79,0	256,6	308
	e	2	74,9	242,2	309

tableau II.

groupe	I	II
$R_a - R_{aa}$	37,2 %	47,4 %
$R_b - R_a$	14,25 „	7,65 „
$R_c - R_a$	25,3 „	18,5 „
$R_c - R_b$	9,6 „	10,0 „

tableau III.

groupe	I	II
$r_a - r_{aa}$	3,12%	13,0%
$r_b - r_a$	7,3 „	1,5 „
$r_c - r_a$	17,5 „	11,2 „
$r_c - r_b$	9,6 „	9,9 „
$r_b - r_{aa}$	10,6 „	14,4 „
$r_c - r_{aa}$	21,2 „	26 „

tableau IV.

groupe	I	II
$r_{aa} - r_e$	2,8%	17 %
$r_a - r_e$	5,4 „	32,4 „
$r_b - r_e$	11,5 „	34 „
$r_c - r_e$	20,2 „	47 „

Les deux types d et e ont presque la même valeur du point de vue économique: r = 308 et 309. Cette valeur est un peu inférieure à celle obtenue pour les poutrelles laminées. Il ressort du tableau IV que les poutrelles sans raidisseurs sont de 2,8 à 20 % plus économiques que les poutres à section composée munies de raidisseurs. Quant aux poutrelles laminées, munies de raidisseurs, leur supériorité économique va de 17 à 47 %. Il faut en outre tenir compte de la main-d'oeuvre qui est beaucoup plus importante pour les poutres à section composée que pour les autres. Dans les constructions rivées on préfère souvent les poutres composées aux profilés de laminage (par exemple pour les longerons et les pièces de pont) car il est difficile d'assembler entre elles par rivure les poutrelles laminées (assemblage des longerons aux pièces de pont). Cette difficulté disparaît dans les constructions soudées. Dans ces dernières il est donc tout indiqué de préférer les poutrelles laminées, renforcées ou non, aux poutres à section composée: l'exécution en est simplifiée, le poids réduit et la résistance accrue. C'est là un des grands avantages des constructions soudées sur les constructions rivées.

Au moment de la rupture de la poutre, la tension

$$\sigma = \frac{M}{J} \cdot v = \frac{M}{W}$$

devrait atteindre une valeur égale à la résistance de l'acier à la rupture si la destruction de la poutre provenait de la flexion et si l'acier suivait exactement la loi de *Hooke*. Par suite de l'existence du palier, le moment fléchissant M et la charge de rupture augmentent de près de 15 % dans les poutres à section en double té; nous aurons

$$M = \frac{R \cdot L}{4} = 1{,}15\, W \cdot \sigma \quad \text{ou} \quad \sigma = \frac{R \cdot L}{4 \cdot 1{,}15\, W} = \frac{R}{B}$$

pour

$$L = 200 \text{ cm}, \quad B = \frac{1{,}15\, W}{50 \text{ cm}}.$$

Le tableau V donne les tensions σ calculées suivant les formules ci-dessus. Si le matériau était parfaitement homogène, si les poutres étaient toutes monolithiques et si toutes avaient péri par flexion, les σ du tableau V seraient tous égaux à la limite d'écoulement du métal. Dans les poutres monolithiques du type aa et dans les poutres quasi-monolithiques du type a, le matériau est mieux utilisé que dans les poutres composées de plusieurs éléments comme le sont les poutres des types d, e, b et c. C'est la raison pour laquelle ces dernières ont donné des résultats inférieurs à ceux fournis par les autres poutres. Dans le type b, la section dangereuse ne se trouve pas nécessairement au centre de la poutre. Elle se trouve probablement à 250 mm du centre, là où la seconde semelle n'est pas encore agissante. Les valeurs obtenues aves les poutres sans raidisseurs sont beaucoup moins grandes que celles obtenues avec les poutres munies de raidisseurs (groupe II). On peut en conclure que les poutres sans raidisseurs n'ont pas péri par flexion. C'est l'écrasement de l'âme qui a provoqué la destruction de ces poutres. La charge concentrée, appliquée sur l'aile supérieure de la poutrelle, engendre des contraintes transversales, c'est-à-dire une compression verticale au droit de la charge. Ces contraintes sont maxima dans la partie supérieure de la poutre, juste au-dessous de l'aile. Lorsque ces contraintes dépassent la limite d'écoulement, l'âme subit un écrasement. Pour calculer les contraintes transversales σ_z, le professeur *M. T. Huber*[1] considère l'aile comprimée comme une poutre reposant sur une base élastique. I_s étant le moment d'inertie de cette poutre, h_1 la hauteur et δ l'épaisseur de l'âme de la poutrelle, on obtient:

tableau V.

type	W cm³	B cm²	σ kg/mm² groupe I	σ kg/mm² groupe II
aa	653	15,07	26,4	32
a	958	22,05	24,8	32,4
b	1292	29,80	21	25,8
c	1292	29,80	23	28,4
d	1246	28,68		27,6
e	1154	26,50		28,2

$$\sigma_z = \frac{R\,\alpha}{2\,\delta}, \qquad \alpha^4 = \frac{0{,}4\,\delta}{I_s \cdot h_1}.$$

[1] Prof. *M. T. Huber*: Etude des poutres en double té. Comptes-rendus des séances de la Société Polytechnique de Varsovie, 1923.

Pour tenir compte de la liaison rigide entre l'âme et l'aile, il faut réduire la contrainte transversale de 8 % (par analogie avec la charge uniformément répartie). Dans une poutrelle PN 30, $\delta = 1{,}08$ cm, $h_1 = 26$ cm et l'on a:

$$\sigma_z = \frac{R}{A}, \qquad A = 6{,}55 \sqrt[4]{I_s}.$$

Le tableau VI donne les valeurs de σ_z calculées suivant ces formules. Elles sont beaucoup plus grandes que les tensions σ, résultant de la flexion, dans les poutres sans raidisseurs (tableau V, groupe I), ce qui prouve que ce sont ces tensions transversales qui ont causé la rupture des poutres sans raidisseurs.

tableau VI.

Poutres sans raidisseurs.

type	J_s cm⁴	A cm²	σ_z kg/mm²
aa	5,05	9,85	40,50
a	16,57	13.26	41,28
b	39	16.40	38,10
c	39	16,40	41,80

tableau VII.

Poutres avec raidisseurs.

type	1,59 A cm²	σ_z kg/mm²
aa	15,70	32,5
a	21,14	33,8
b	26,0	29,55
c	26,0	32,75

Il peut paraître étonnant que les valeurs σ_z dépassent la limite d'écoulement. Nous l'expliquons par le fait que les essais n'ont pas été interrompus au moment précis où la tension σ_z atteignait la limite d'écoulement; la charge a encore été augmentée et, par suite des déformations, elle s'est répartie sur une bande assez large, diminuant ainsi les tensions au point milieu.

En admettant que les raidisseurs placés au droit de la force R répartissent également la charge dans les deux membrures, on obtient des tensions transversales de 1,59 fois plus faibles.[2] Donc

$$\sigma_z = \frac{R}{1{,}59\,A}.$$

Le tableau VII indique les tensions, calculées d'après cette formule, dans les poutres avec raidisseurs. Ici également, les valeurs sont plus grandes que celles du tableau V groupe II. Les différences ne sont cependant pas assez grandes pour exclure la possibilité de rupture des poutres par flexion. On le voit sur les figures. La membrure inférieure de la poutre sans raidisseurs (fig. 7) est intacte (les tensions verticales sont ici égales à zéro). La membrure supérieure s'est pliée, ainsi que l'âme. Dans les poutres avec raidisseurs (fig. 8, 9 et 10) les deux membrures ont été distinctement pliées au droit du point d'application de la charge concentrée, ce qui prouve que les tensions dues à la flexion ont également contribué à la destruction des poutres. Dans le cas des fig. 8 et 9, la semelle de la membrure supérieure s'est ondulée et, dans le cas de la fig. 8, les cordons de soudure ont été arrachés.

---

[2] *Bryla:* Influence des raidisseurs d'âme soudés aux poutrelles, sur leur résistance. Annales de l'Académie des Sciences Techniques, Varsovie, 1935, I, p. 152.

C'est l'effet des tensions transversales mais c'est aussi le flambage de la semelle comprimée qui, entre les cordons de soudure, peut flamber. Voilà pourquoi les semelles ne se sont pas pliées dans une poutre avec cordons continus (fig. 10).

Fig. 7.

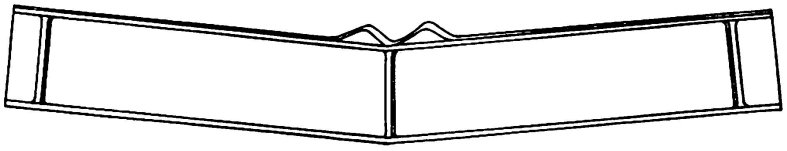


Fig. 8.

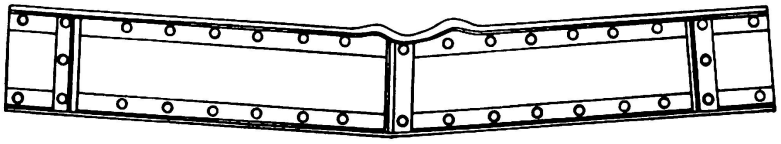


Fig. 9.

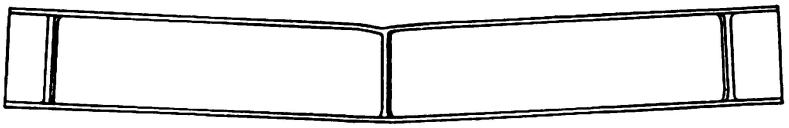


Fig. 10.

Conclusions.

L'addition d'une semelle à une poutrelle augmente sa charge de rupture R (tableau I). La charge spécifique de rupture (par kg de poutre), r = R : G, augmente dans une proportion plus faible. Les poutres à section composée sont inférieures aux poutrelles laminées, renforcées ou non par des semelles. Une semelle épaisse est préférable à deux semelles de moindre épaisseur. Dans les poutres sans raidisseurs ce sont les compressions verticales au-dessous du point d'application de la charge concentrée et non pas les tensions dues à la flexion qui ont provoqué la destruction des poutres par écrasement de l'âme (voir les tableau V et VI et la fig. 7). Dans les poutres munies de raidisseurs, les tensions dues à la flexion ont contribué à la destruction des poutres (voir les tableaux V et VII et les fig. 8, 9 et 10).

V 4

Détermination des trajectoires des contraintes principales dans les constructions rivées et soudées.

Darstellung der Hauptspannungslinien an genieteten und geschweißten Konstruktionen.

The Determination of Lines of Principal Stress in Riveted and Welded Structures.

Dr. Ing. e.h. H. Kayser,
Professor an der Technischen Hochschule, Vorstand des Ingenieurlaboratoriums der Techn. Hochschule Darmstadt.

Le développement des constructions, l'augmentation de la portée des ponts et l'utilisation plus poussée des matériaux avec une sécurité cependant suffisante exigent un calcul statique qui tienne aussi exactement compte que possible des contraintes effectives dans l'ouvrage. Jusqu'à présent on a introduit dans le calcul des simplifications importantes. L'état de tension suivant un axe, très simple au point de vue mathématique, formait la base de toutes les investigations statiques. Cette hypothèse n'est satisfaite que dans des cas très rares; en général on se trouve en présence d'états de tension suivant deux ou trois axes. Dans les sections situées dans des joints ou des assemblages, dans les angles des cadres et les éléments du même genre il est nécessaire d'admettre, dans la construction métallique, au moins, un état de tension suivant deux axes si l'on veut tenir compte *avec exactitude* des efforts normaux et de cisaillement.

La détermination mathématique des efforts, basée sur cette hypothèse, est compliquée par suite du grand nombre de conditions aux appuis. Dans la plupart des cas, cette méthode ne permet pas d'obtenir une concordance satisfaisante entre les contraintes calculées et les efforts réels, tout spécialement lorsque l'on ne se trouve pas en présence de champs simples de tension. C'est pourquoi il nous est paru très utile *de déterminer par des essais les champs de tension et la grandeur des efforts dans certaines sections spécialement intéressantes.* La connaissance exacte de la direction et de la grandeur de la contrainte permettra vraisemblablement de développer pour un grand nombre de cas pratiques des méthodes de calcul simples, d'une exactitude suffisante et dont les résultats concordent bien avec la pratique.

Différentes méthodes permettent d'exécuter des essais pour la détermination des efforts dans un état de tension suivant deux axes.

D'après une ancienne méthode, on mesure suivant différentes directions les allongements dans les angles d'un réseau situé dans le plan de tension.[1] On peut

[1] cf. *Wyss:* «Kraftfelder in festen elastischen Körpern.»

calculer à partir de là la grandeur et la direction des contraintes principales et l'on peut dessiner les trajectoires de ces contraintes.

Au laboratoire de l'Ecole Polytechnique de Darmstadt on a déterminé les trajectoires des contraintes principales à l'aide d'une laque fissurable que l'on étendait sur les pièces à étudier.[2]

Lors de la mise en charge d'une éprouvette ainsi préparée, la laque se fendille perpendiculairement à la direction des plus grands allongements et l'on obtient un système de fissures qui correspond à *un* système de trajectoires des contraintes principales. Il est possible de dessiner dans ce champ de tension un *deuxième* système grâce au fait connu que les deux systèmes de trajectoires doivent se couper à 90°. Lorsque l'on connaît les trajectoires des contraintes principales on mesure les allongements en quelques points intéressants dans la direction des fissures et l'on calcule en ces points la grandeur des contraintes principales.[3]

Le schéma des trajectoires de contraintes principales donne un aperçu de la déformation et de la répartition des tensions dans une éprouvette ou un élément de construction. L'allure et la forme des fissures permettent déjà, dans bien des cas, de tirer des conclusions importantes. Une répartition fortement irrégulière des trajectoires de contraintes principales montre, indépendamment des mesures, la position des points fortement sollicités et facilite le choix des sections dans lesquelles il faut effectuer des mesures. Une nouvelle détermination exacte des efforts complète le schéma des tensions acquis à l'aide des trajectoires des contraintes principales. Cette connaissance nous permet d'adopter les hypothèses nécessaires à un calcul exact.

La laque possède encore une autre propriété, elle montre très tôt les phénomènes d'écoulement par de petits écaillages, ce qui fournit un bon aperçu du comportement plastique de la pièce étudiée. Déjà pour la charge utile calculée d'après les méthodes usuelles on peut trouver quelques zones déformées plastiquement dans une faible mesure et qu'il serait impossible de découvrir sans la méthode dont nous parlons. Pour un accroissement de la charge on peut distinguer très nettement la propagation de cet écoulement. La représentation des trajectoires de contraintes principales peut s'effectuer de la même façon sur des éléments plans ou spatiaux de grandes dimensions lorsque les conditions d'essai peuvent être maintenues. Le point de départ du développement de nouvelles méthodes de calcul est ainsi l'essai effectué sur l'ouvrage lui-même ou dans certains cas sur un modèle à échelle réduite et cette étude peut se faire sur le matériau dont sera exécuté l'ouvrage lui-même.

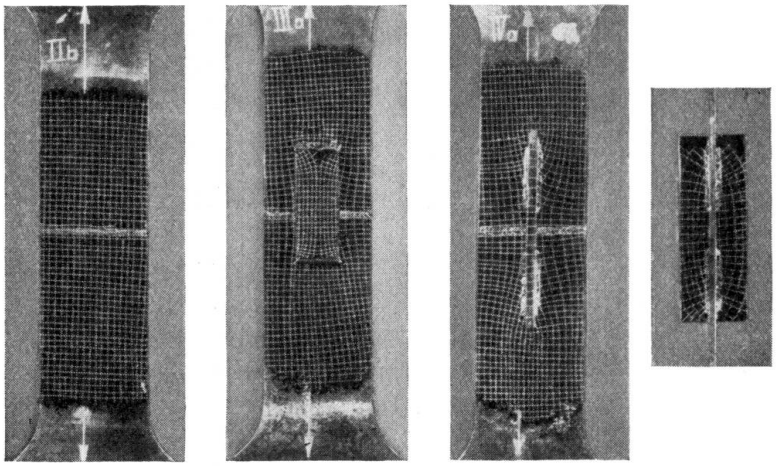
Dans ce qui suit, nous parlerons des trajectoires de contraintes principales déterminées pour une série d'éléments de construction différents sous la charge d'essai. La fig. 1 montre ces systèmes de trajectoires pour une simple barre soumise à une traction excentrée. On voit que l'on a étudié le joint soudé bout à bout puis le joint soudé bout à bout avec couvre-joint fixé par des soudures frontales et pour terminer le joint soudé bout à bout avec couvre-joint vertical fixé par des soudures latérales.

Pour toutes les éprouvettes on a obtenu des champs de tension relativement simples. Pour la première de ces barres, avec simple joint bout à bout, les fissures

[2] cf. Bautechnik 1936, fasc. 23.

[3] cf. Méthode des courbes d'allongement de la Maison Maybach.

étaient *perpendiculaires* à l'axe de la barre; il était facile de les trouver en admettant à peu près un état de tension suivant un axe. La deuxième éprouvette montre déjà clairement l'influence du renforcement ainsi qu'on peut le voir d'après le passage des lignes dans le couvre-joint. L'allure des trajectoires de contraintes principales sur le couvrejoint lui-même est des plus intéressantes. Aux environs de la soudure frontale, l'allure de ces lignes est très irrégulière. Toutes les lignes convergent vers les coins de la soudure frontale tandis que le milieu est déchargé. En outre, une ligne d'écoulement en arc s'est formée dans la tôle devant la soudure, ce qui permet de conclure que les tensions sont très élevées



Charge utile

P = 11,40 t P = 15,20 t P = 15,55 t

Fig. 1.

Types de joints. Trajectoires des contraintes sous l'effet de la charge utile.

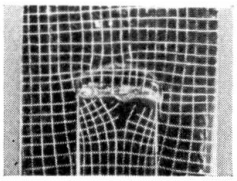
dans cette zone. Ce phénomène local d'écoulement sous la charge utile pourrait très bien être la cause de la faible résistance à la fatigue de ces assemblages dont la ligne de rupture par fatigue a une allure semblable.[4] On obtient en principe le même résultat pour la troisième éprouvette de la fig. 1. Dans ce cas aussi et malgré l'éloignement de certaines parties de la barre, le couvre-joint participe régulièrement à la transmission des forces dans la section médiane, ainsi que les mesures d'allongements l'ont également prouvé. Ce couvre-joint était frontalement agrafé lors du soudage. Au cours de l'essai on a constaté aussi un écaillage de la laque à partir des agrafes, on le voit distinctement à la fig. 2 et c'est le signe que l'on a un écoulement sous la charge utile déjà. A la rupture de ces éprouvettes (fig. 3) les zones d'écoulement se sont propagées aux environs de la rupture. La barre jointe bout à bout présente une extension beaucoup plus grande de l'écoulement d'un côté que de l'autre, par suite de l'excentricité de la charge. Un fait caractéristique du dépassement de la limite d'écoulement par traction est l'apparition de lignes d'écaillage à 45°, lignes qui correspondent à la formation de surfaces de cession.

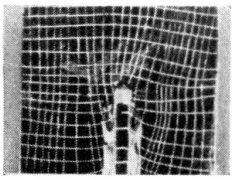
---

[4] Dr. Ing. *Kommerell:* Observations sur les ouvrages éxécutés en Allemagne, IIId 6, Publication Préliminaire du 2e Congrès de l'A.I.P.C., Berlin-Munich 1936.

La fig. 4 montre l'allure des trajectoires des contraintes principales dans des pièces comprimées, assemblées suivant différentes méthodes.

Dans une de ces éprouvettes, la semelle fut soudée à la poutre en I, dans une seconde elle fut rivée et dans la troisième elle fut rivée et soudée. Après la détermination des trajectoires de contraintes principales on a obtenu dans les semelles les champs de tension représentés à la fig. 4. La longueur des soudures de liaison est indiquée par des points sur la première et la troisième éprouvette.



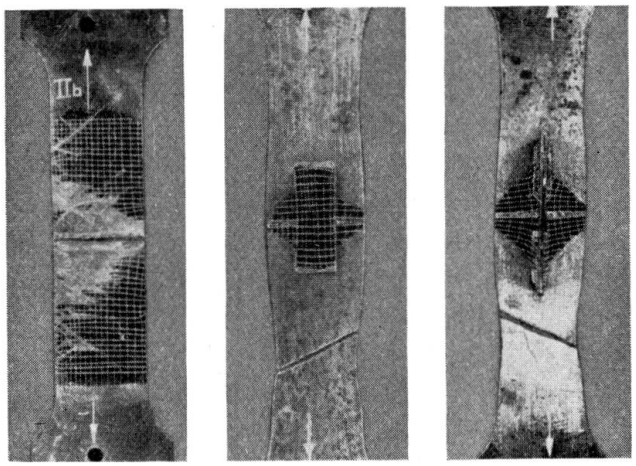


P = 15,20 t P = 15,55 t

Fig. 2.

Types de joints. Lignes d'écoulement formées dans de la laque sous l'effet de la charge utile.

La soudure de liaison donne une transmission très irrégulière des forces dans la soudure. Toutes les lignes de tension convergent vers le début de la soudure où les contraintes doivent être élevées. La même barre rivée offre un champ de tension beaucoup plus régulier. Seul l'emploi simultané du rivetage et de la soudure produit des lignes de force d'allure vraiment régulière, ce qui permet de conclure que les deux moyens de liaison participent à la transmission des forces.



Charge de rupture

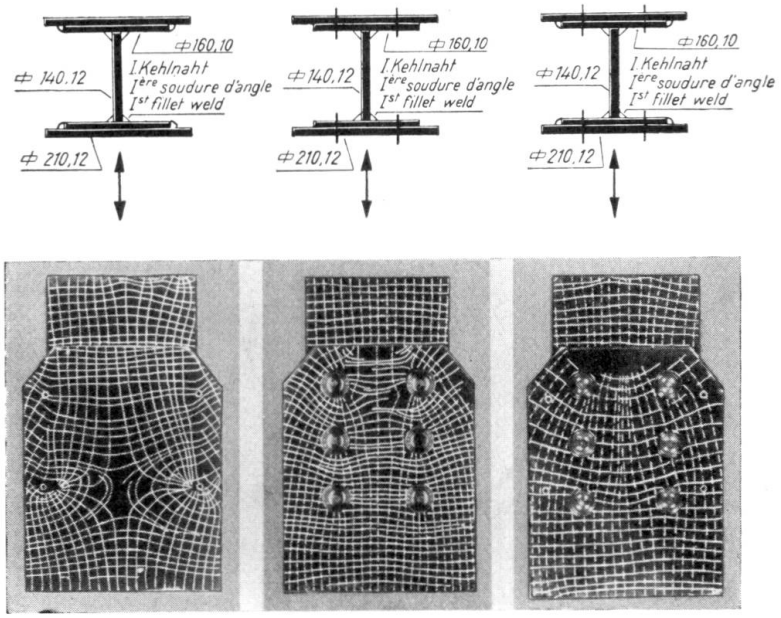
$P_B = 46{,}80$ t $P_B = 66{,}78$ t $P_B = 67{,}53$ t

Fig. 3.

Types de joints. Rupture sous l'action d'une charge statique.

On peut représenter aussi l'allure des trajectoires sur une poutre (h : l = 1 : 10) soumise à la flexion; on obtient ainsi la représentation connue. La fig. 5 montre le résultat de cet essai. La poutre était soumise, en son milieu, à deux charges concentrées, distantes de 500 mm; la portée de la poutre était de 3000 mm. Dans le panneau central, le moment est constant, sans effort tranchant, tandis que dans les deux panneaux d'extrémité les deux se combinent. La forme des lignes

représente avec exactitude ces relations statiques. Tandis que suivant le calcul l'effort de cisaillement est nul à mi-hauteur de l'âme dans le panneau central, il atteint un maximum dans le panneau extrême. Cela signifie que les lignes coupent l'axe de la poutre sous un angle de 45⁰ dans les panneaux extrêmes. Entre les deux panneaux existe une zone de transition. Cette zone se présentera



a) soudé b) rivé c) soudé et rivé

Fig. 4.

Essai de compression II.

Trajectoires des contraintes dans des pièces soudées et combinées. Vue de devant.

vraisemblablement dans tous les cas où, statiquement, on a un passage brusque d'un mode de sollicitation à l'autre. Sous de fortes surcharges, des écaillages se sont formés dans la couche de laque du panneau central, ce qui montre un écoulement du matériau. Quoiqu'un moment constant agisse sur toute la longueur du panneau et que toutes les sections devraient être également sollicitées, certaines zones atteignent la limite d'écoulement plus tôt que d'autres (cf. fig. 6). Il est intéressant de constater que, dans la zone comprimée, l'écoulement s'effectue perpendiculairement à la compression tandis que dans la zone tendue il forme un angle de 45⁰ avec la direction de la traction. On peut observer, en principe, le même fait dans les ailes comprimées et tendues du panneau central. Il semble donc que, dans ce cas, l'écoulement est

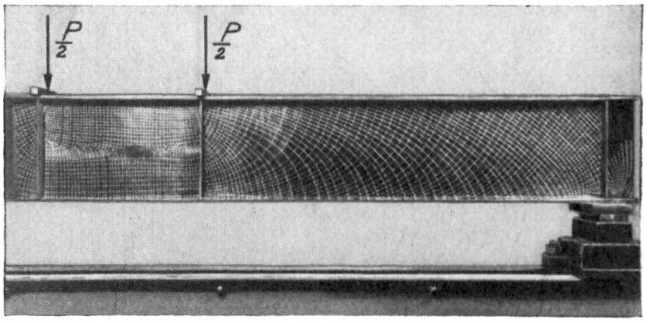
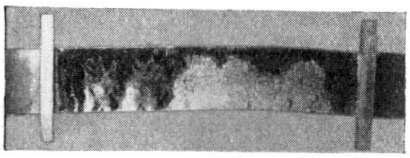


Fig. 5.

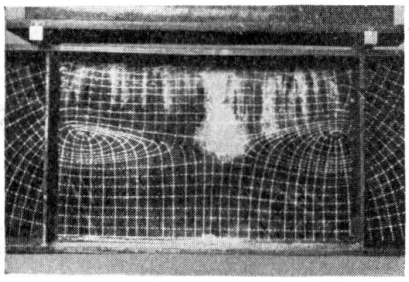
Trajectoires de contraintes observées sur une poutre soumise à la flexion, h : l = 1 : 10.

entamé dans la zone tendue par dépassement de la résistance au cisaillement tandis qu'il est armorcé dans la zone comprimée d'une autre façon, probablement par dépassement de la résistance à la compression. La limite d'écoulement par cisaillement est donc déterminante pour la traction et la limite d'écoulement par compression pour la compression. Nous tenons à faire remarquer cependant que ces observations n'ont été faites jusqu'à présent que sur quelques éprouvettes et que le résultat acquis doit encore être contrôlé par de plus amples essais.

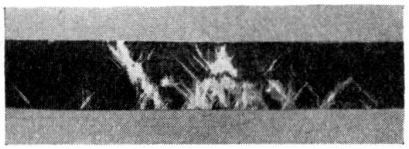
La fig. 7 montre, pour une poutre de faible portée (h : l = 1 : 4), la ruine de la résistance de l'âme par cisaillement. Les trajectoires de contraintes principales représentées à la fig. 7 ont été engendrées par la charge utile. On aperçoit déjà des zones d'écoulement pour la charge utile aux environs des charges et des appuis. Ces zones ont augmenté avec l'accroissement de la charge, sous forme de surfaces de glissement se propageant toujours plus loin dans le panneau extrême à partir des points de départ et formant un angle de 45° avec les directions des courbes de contraintes principales, ce qui montre clairement la détérioration de la poutre par cisaillement.



vue de dessus



élévation



vue de dessous

Fig. 6.
Zones d'écoulement au milieu d'une poutre soumise à la flexion.

Nous avons étudié d'une façon très approfondie les tensions dans un portique. Dans les montants, les trajectoires des contraintes principales ont la forme attendue (fig. 8). Au cours de cet essai, nous avons attaché la plus grande importance à l'allure de ces lignes dans les angles. L'observation de l'angle révèle une dissymétrie des lignes par rapport à la diagonale. Dans un *angle de comparaison*, à section rectangulaire et chargé symétriquement, on obtient des courbes symétriques et régulières, comme le montre la fig. 9; ces courbes concordent avec celles obtenues optiquement par Cardinal *von Widdern*.[5] Dans *l'angle du portique*, on constate un déplacement des courbes vers la traverse. La cause doit être cherchée dans les différents modes de charge des montants et de la traverse. Dans les premiers on a une force longitudinale et un moment, dans le second par contre un effort tranchant et un moment. Cette auscultation fut complétée par des mesures d'allongements effectuées dans une série de section et ces allongements furent transformés en efforts normaux et tranchants en admettant un état de tension suivant deux axes. L'interprétation des mesures, ainsi que l'exposé des connaissances acquises, se trouveront dans une publication qui paraîtra prochainement.

---

[5] *Cardinal von Widdern:* Mitteilungen des Mech.-Techn. Laboratoriums der Technischen Hochschule München.

A titre de comparaison on a choisi deux types d'angles différents. Dans un cas on a appliqué dans l'angle une tôle plus forte que l'âme des montants tandis que dans l'autre cas on a appliqué des raidisseurs. La fig. 10 montre l'allure différente des courbes de contraintes principales. A l'extrémité des petits raidisseurs on observe une brisure des lignes, ce qui permet de supposer que les contraintes se répartissent sur toute la hauteur de l'âme et que l'angle intérieur est déchargé. Le développement des courbes sur l'aile d'intrados garantit un bon appui de la membrure intérieure de l'angle raidi, contrairement à ce que l'on a pour l'angle renforcé.

La fig. 11 représente les trajectoires des contraintes principales sur le côté intérieur de l'aile d'intrados, d'une part pour un angle renforcé et d'autre part pour un angle raidi.

En résumé, on peut affirmer que la connaissance des champs de tensions et des zones d'écoulement fournit un bon aperçu sur le comportement des pièces étudiées et de leurs éléments. La mensuration des champs de tension donne une idée de la grandeur et de la répartition des contraintes et tout spécialement de l'état de tension suivant deux axes. Les résultats de ces essais permettront vraisemblablement l'adaptation à l'état de tension suivant deux axes de certaines méthodes de calcul existantes dont les résultats devront concorder avec les valeurs réelles. On pourra également contrôler l'exactitude des hypothèses fon-

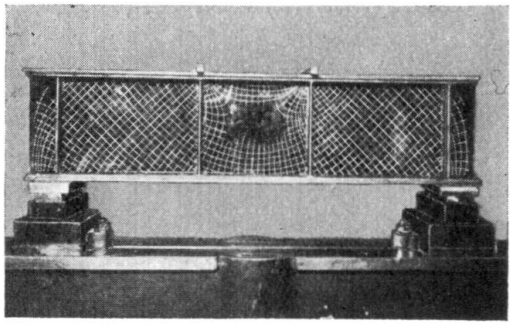


Fig. 7.
Trajectoires de contraintes observées sur une poutre soumise à la flexion, h : l = 1 : 4.

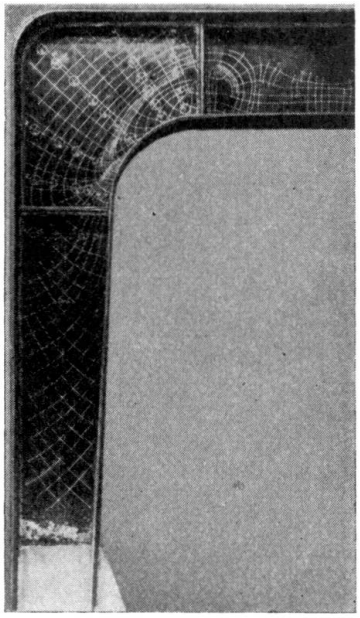


Fig. 8.
Trajectoires de contraintes observées sur un portique à section en I.

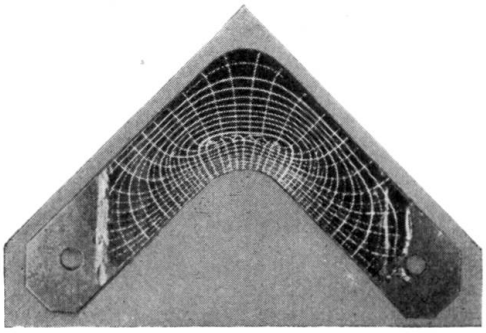
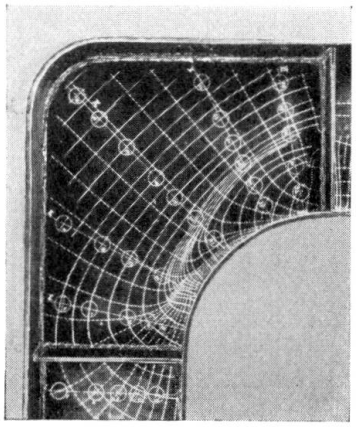
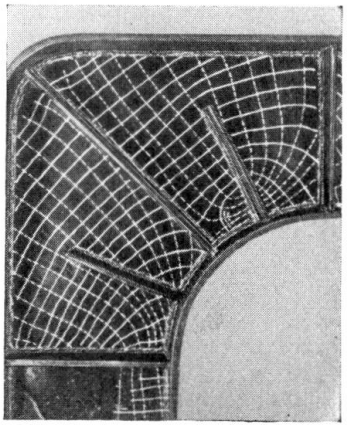


Fig. 9.
Trajectoires de contraintes observées sur un angle à section rectangulaire.

damentales nécessaires à la détermination mathématique des différentes contraintes caractéristiques.



Angle a. Tôle d'angle renforcée.

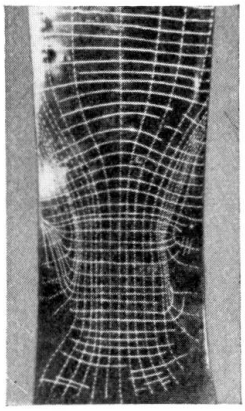


Angle b. Tôle d'angle non renforcée mais avec raidisseurs.

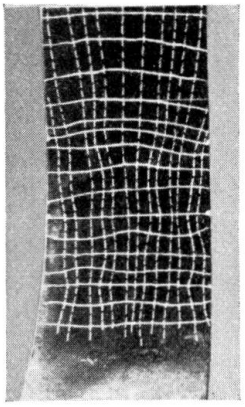
Fig. 10.

Allures des trajectoires dans les angles de deux cadres différents.

Le but de ces investigations doit toujours être la découverte de méthodes de calcul pratiques, c'est-à-dire simples et de validité générale, qui concordent bien



Angle a. Tôle d'angle renforcée.



Angle b. Tôle d'angle non renforcée mais avec raidisseurs.

Fig. 11.

Allure des trajectoires observées sur l'aile intérieure d'un angle de portique.

avec les relations réelles et qui donnent au constructeur la possibilité de construire des ouvrages économiques mais offrant une sécurité suffisante.

V 5

Recherches photoélasticimétriques.

Spannungsoptische Untersuchungen.

Experiments on Photo-Elasticity.

Dr. Ing. V. Tesař,
Paris.

L'étude des efforts internes des constructions compliquées est dans l'état actuel de l'art de l'ingénieur considérablement facilitée par les recherches expérimentales.

Les méthodes les plus courantes sont basées sur la mesure des déformations, sur les propriétés acoustiques des cordes vibrantes, sur la variation de la résistance électrique de certains corps et sur l'utilisation des courants électriques à haute fréquence. *Toutes ces méthodes donnent des résultats excellents,* mais elles *ne renseignent que sur les quelques points où les appareils de mesures sont montés.*

Il en est tout autrement en ce qui concerne les recherches sur modèles, à l'aide de la lumière polarisée, c'est-à-dire à l'aide de la photoélasticimétrie.

J'ai rappelé dans ma communication relative à la question IVème, l'utilité de ces recherches expérimentales pour les problèmes des constructions en béton armé. Ce qui a été dit est valable avec peu de changement même pour les constructions métalliques.

Les recherches photoélasticimétriques facilitent le choix des formes rationnelles des constructions, quelle que soit leur nature; elles permettent de déterminer les contraintes internes, là où les autres méthodes ne suffisent plus. M. *Mesnager*, fondateur de la photoélasticimétrie pratique, a créé déjà en 1900, à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées à Paris, un Laboratoire de recherches sur modèles réduits à l'aide de la lumière polarisée.

Comme exemple des études expérimentales que nous avons faites récemment dans ce Laboratoire, je donne ici une description sommaire des recherches exécutées pour le pont de Neuilly. M. *Pascal* vous a donné une description de cet intéressant ouvrage et des procédés de calculs; je me borne uniquement aux essais expérimentaux photoélasticimétriques. L'objet de ces recherches a été un tronçon central du pont (fig. 1).

La fig. 2, représente le dessin du modèle. (Cette étude est relative au poids mort du pont.) On se rend compte (v. fig. 1 et 2) que la partie centrale de la construction du pont offre de sérieuses difficultés aussi bien aux calculs habituels qu'aux procédés expérimentaux autres que la photoélasticimétrie. Cette partie du

pont n'est pas un assemblage d'éléments qui puissent être calculés suivant les règles de la résistance des matériaux. Les conditions qui justifieraient l'application de la résistance des matériaux n'y sont plus remplies.

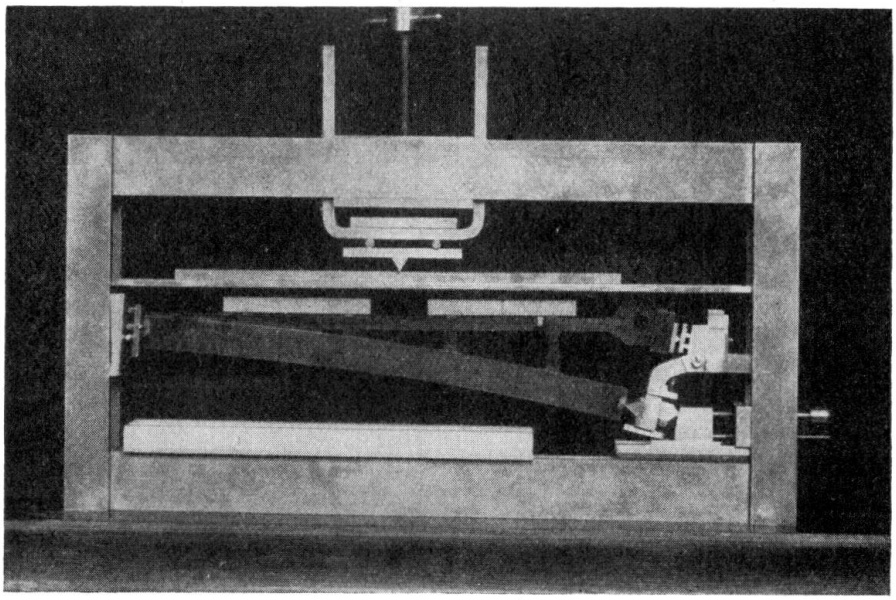


Fig. 1.

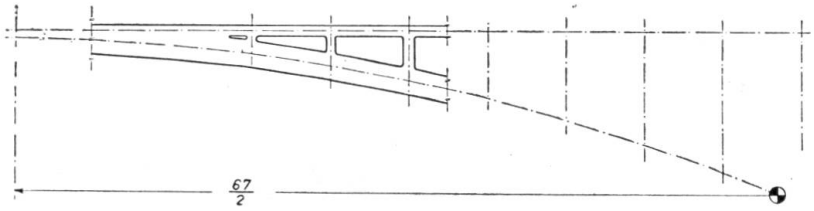


Fig. 2.

Le modèle a été construit en xylonite, à l'échelle de 1 : 50. Sur le modèle agissent en dehors des forces extérieures verticales, les réactions des parties enlevées du pont. Ces réactions ont pu être obtenues par calculs et par d'autres

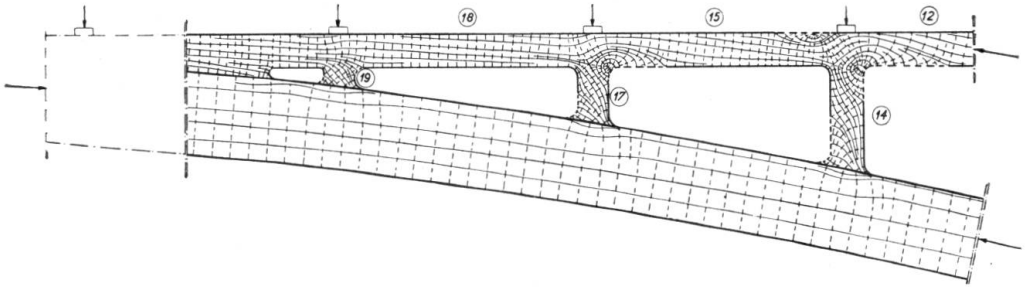


Fig. 3.

procédés expérimentaux dont M. *Pascal* vous a parlé dans sa communication. On voit sur la photographie (fig. 1) la réalisation expérimentale du modèle avec le système des charges. Le modèle chargé à 1 kg par 5 tonnes a été observé en

lumière polarisée rectilignement entre deux nicols croisés. Cette observation fournit les lignes isoclines au moyen desquelles nous avons déterminé les isostati-

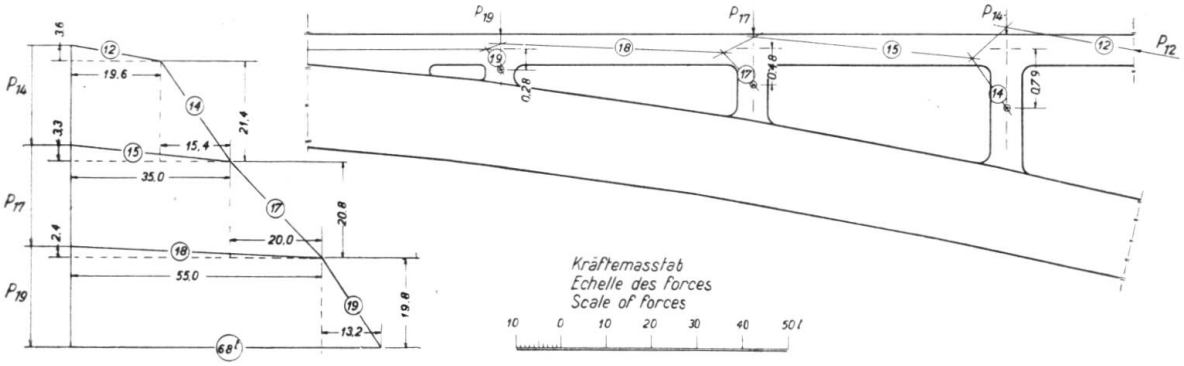


Fig. 4.

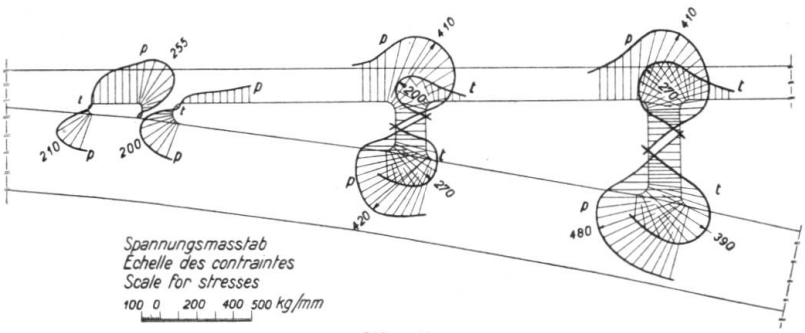


Fig. 5.

ques (fig. 3). Les mesures quantitatives conduisent ensuite à la détermination des courbes de pression avec un tracé de Crémona correspondant (fig. 4). La

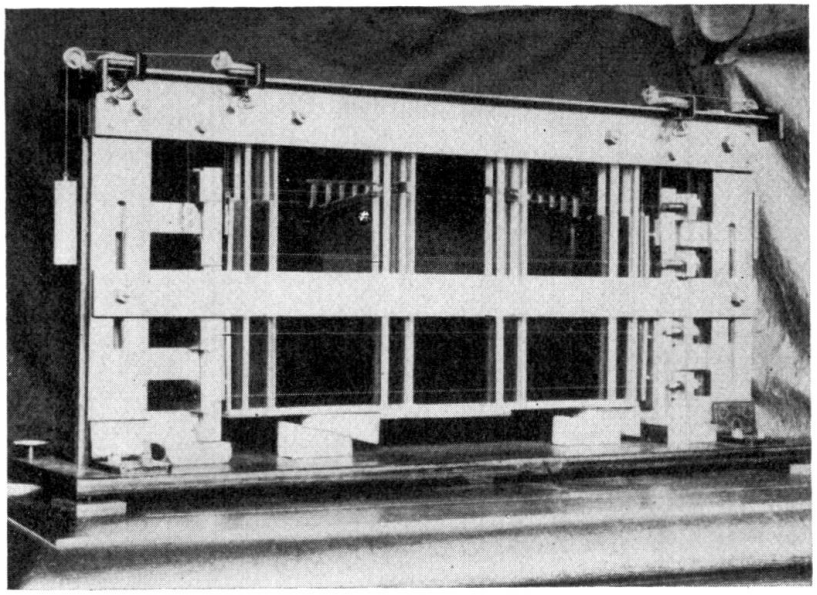


Fig. 6.

fig. 5 contient les diagrammes des contraintes mesurées le long du bord des montants du tronçon étudié du pont.

Pour terminer, je fais passer encore quelques photographies des dispositifs expérimentaux des recherches que nous avons faites au Laboratoire des Ponts

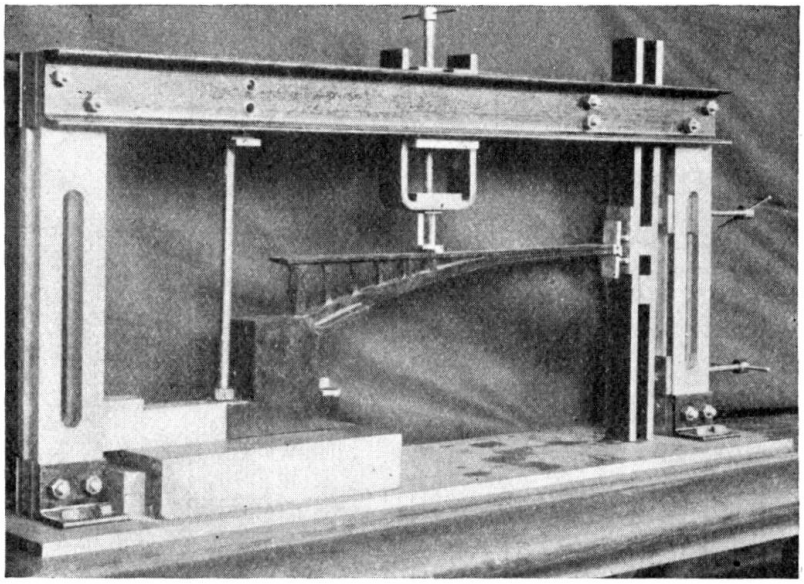


Fig. 7.

et Chaussées à Paris pour le pont Jirásek, à Prague. La fig. 6 représente le modèle en xylonite d'une arche du pont enfermée dans le cadre pour application

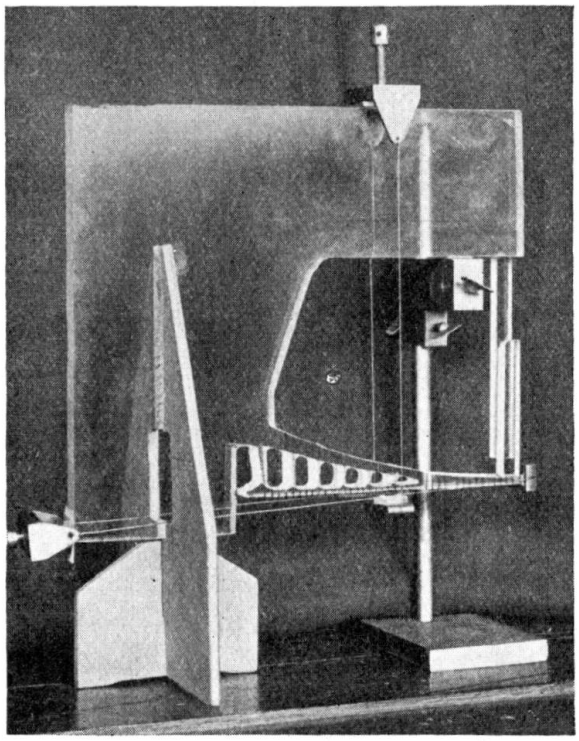


Fig. 8.

des charges. La fig. 7 représente le modèle d'une moitié du même pont constitué pour recherches comparatives, en forme d'une maquette à trois dimensions. La

fig. 8 montre le modèle en verre chargé par une force verticale et la poussée horizontale. Et finalement la fig. 9 est une photographie du détail de l'encastre-

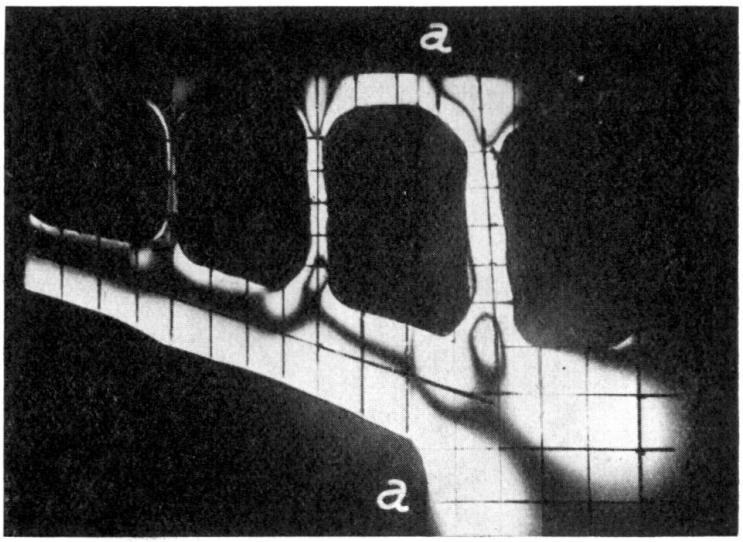


Fig. 9.

ment de la voûte, prise directement en lumière polarisée rectilignement avec la position verticale et horizontale des plans croisés de polarisation.

V 6

Mesure acoustique des allongements. Application à l'étude de points singuliers dans les constructions.

Akustische Dehnungsmessung. Anwendung zur Bestimmung der singulären Punkte in den Bauwerken.

The Acoustical Measurement of Extension: its Application to the Determination of „Singular Points" in Structures.

M. Coyne,
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Paris.

Parmi les moyens d'auscultation les plus simples, les plus économiques et les plus sûrs figure l'auscultation par des moyens acoustiques, dont quelques chercheurs ont eu l'idée il y a longtemps, et qui a été réalisée simultanément en Allemagne et en France au cours de ces dernières années.

On en connaît le principe:

Une corde vibrante, dont les deux extrémités sont fixées sur la pièce à ausculter, participe à sa déformation, et sa fréquence propre varie suivant les allongements ou raccourcissements dont elle est affectée. Lorsqu'il s'agit de mesurer les fatigues du béton, cette corde est enveloppée dans un tube étanche, plissé, qui assure à la fois l'étanchéité et l'élasticité de l'appareil ou «témoin sonore» (fig. 1 et 2).

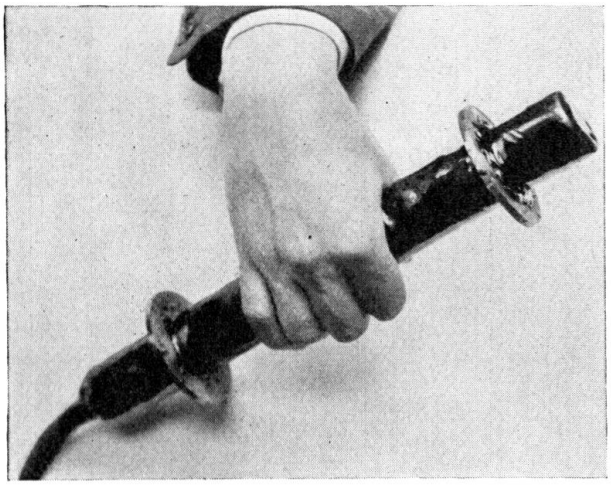


Fig. 1.
Aspect extérieur d'un témoin sonore.

La corde est excitée à distance au moyen d'un électro-aimant dans

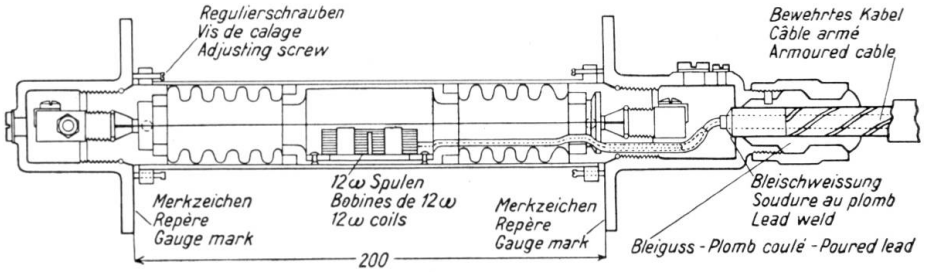


Fig. 2. Coupe longitudinale.

lequel on envoie la décharge d'un petit condensateur. Cette sorte de « pinçon électrique » a pour effet de mettre en branle la corde dont les vibrations sont

Fig. 3.

Amplificateur à lampes pour «témoins sonores».

perçues sur le même circuit, au moyen d'un amplificateur à lampes (fig. 3) l'électro-aimant fonctionnant alors comme un téléphone Bell. A la station centrale

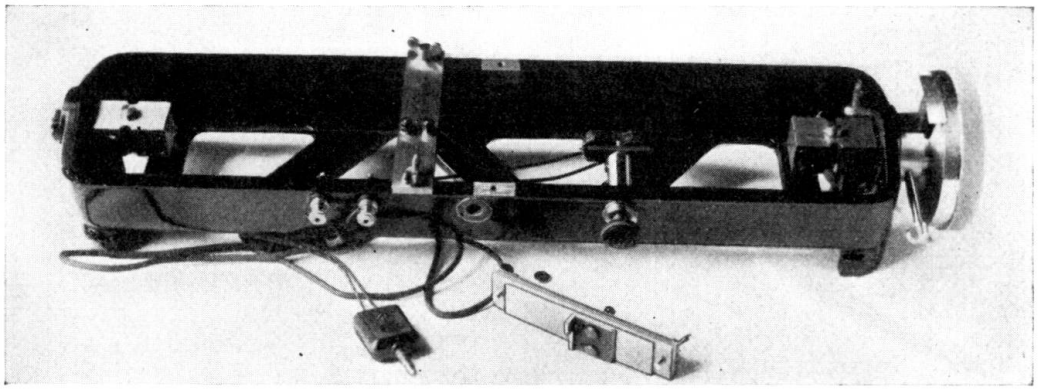


Fig. 4.

Fréquencemètre étalon.

de mesures, le son de la corde est comparé à celui d'un fréquencemètre étalon (fig. 4) qui renseigne immédiatement sur l'état de tension ou de compression du

béton qui enrobe le témoin sonore. L'amplificateur et le fréquencemètre peuvent être logés dans une « valise sonore » facilement transportable (fig. 5).

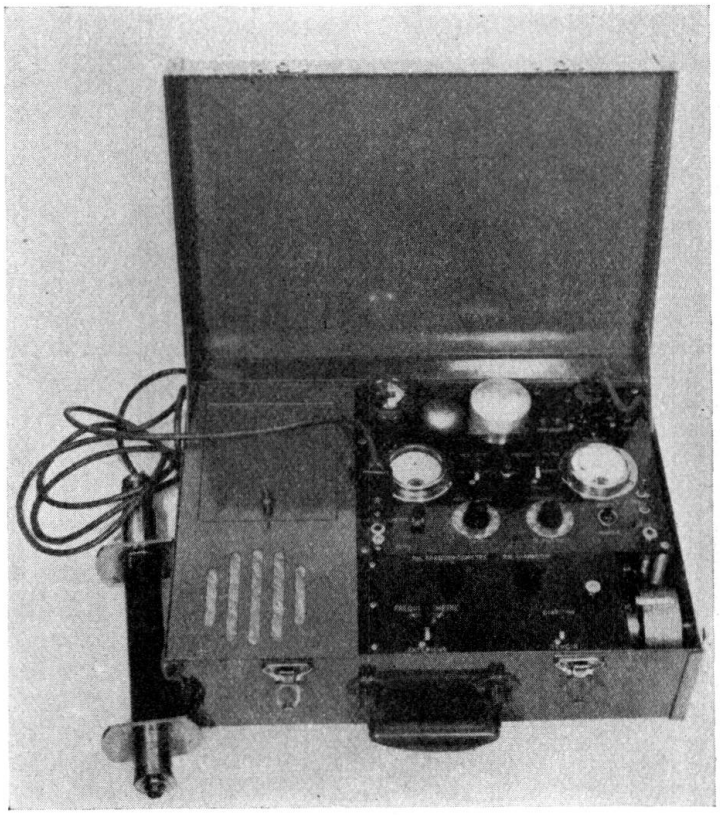


Fig. 5.
Valise sonore.

Les premières applications que nous ayons faites sont relatives au béton et au béton armé, mais la méthode est aussi bien valable pour le métal et nous a été particulièrement utile pour l'étude de sollicitations complexes dans des noeuds de charpentes et dans des raccords de conduites forcées.

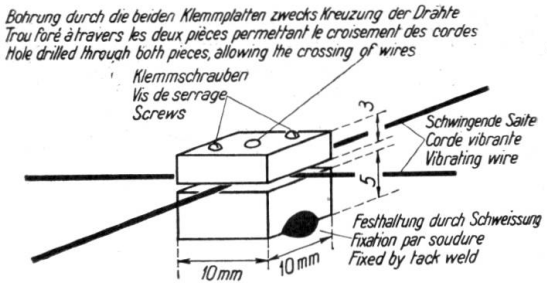


Fig. 6.
Schéma de la fixation des cordes sonores sur métal.

On fixe la corde d'acier sur le métal d'une façon très simple au moyen de mordaches soudées (fig. 6). Les photographies ci-contre (fig. 7 et 8) représentent l'application de ce système à une tôle épaisse.

Voici deux exemples d'auscultation de ce genre. L'un est relatif à un noeud d'une poutre principale du pont de « Port de Pascau » sur la Garonne. Cet ouvrage a été ausculté en 51 points par le procédé acoustique lors des épreuves

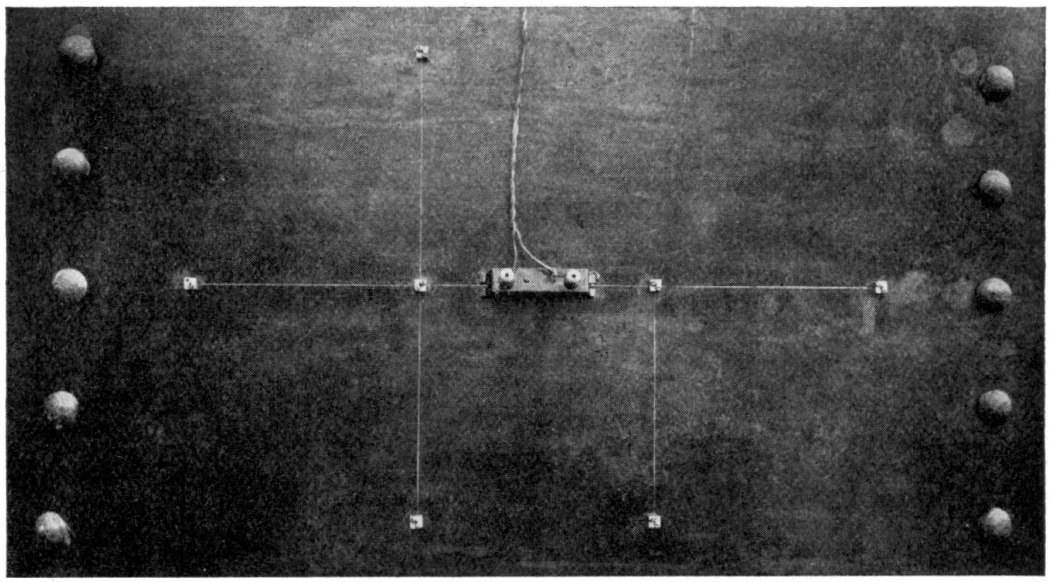


Fig. 7.

Fixation des cordes sonores sur métal.

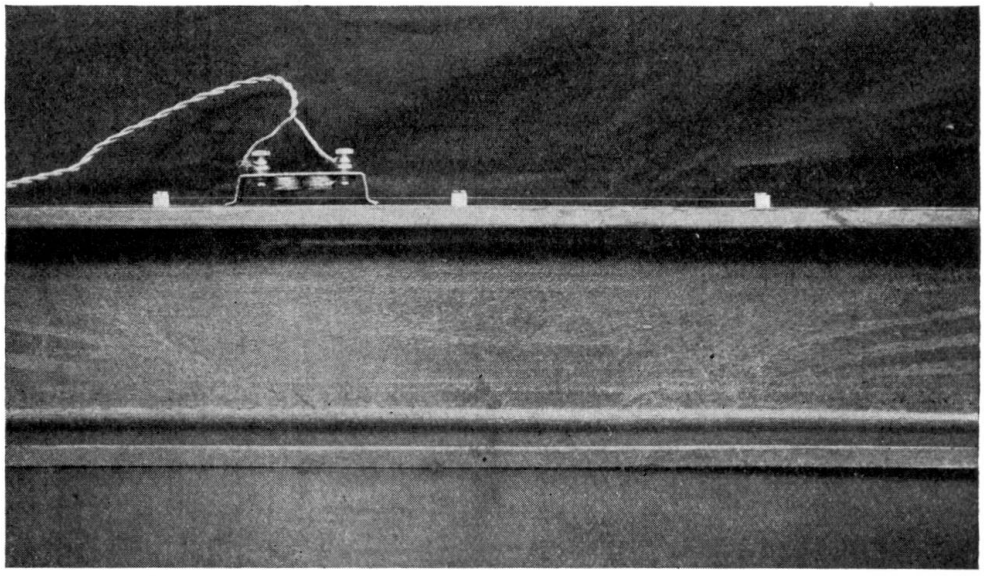


Fig. 8.

Auscultation de la face supérieure d'un fer en I.

de réception. Le dessin ci-contre (fig. 9) indique quelles furent les variations d'allongement le long des ailes d'une membrure au voisinage du gousset d'assemblage pour une certaine surcharge. L'influence de ce gousset apparaît nettement.

L'autre exemple est celui du modèle réduit d'un branchement de conduites forcées soumis à la pression interne. On l'avait recouvert d'un réseau de cordes vibrantes représenté sur le dessin ci-après (fig. 10) qui montre quelles furent les variations d'allongement des cordes le long de 2 génératrices et de 2 directrices pour une certaine pression (Tableau I). On notera qu'à l'allongement de la tôle elle-même s'ajoute pour les cordes, par suite de leur écartement de la surface, un allongement important dû à la flexion. On discrimine ces deux allongements en accouplant à chaque témoin un second témoin, fixé aux mêmes points mais plus écarté de la surface.

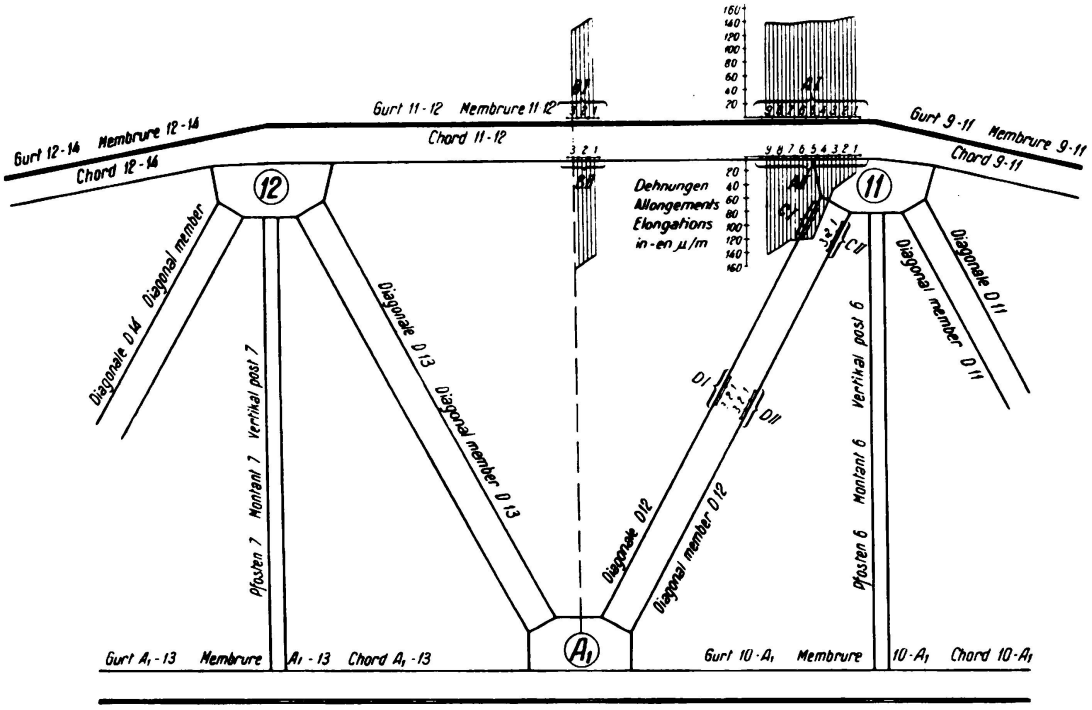


Fig. 9.

Auscultation d'une poutre métallique.

Le premier avantage du procédé est son économie. On remarquera en effet que l'on peut sur une pièce en acier multiplier considérablement le nombre des mesures pour un prix très faible. Comme le montre la fig. 7 une corde unique pourrait servir à manifester les allongements en beaucoup d'endroits. Il suffit de la diviser en autant de tronçons que l'on veut au moyen de mordaches intermédiaires soudées entre les deux points fixes d'extrémité. On réalise ainsi par des moyens très simples un véritable réseau maillé qui ne laisse échapper aucun point singulier. On remarquera d'autre part que l'opérateur pratique l'auscultation dans un poste central de mesures et qu'il n'a pas besoin de se déplacer, ce qui simplifie beaucoup les mesures, les rend plus économiques et permet de les faire presque simultanément, l'opération du réglage de l'écoute étant très brève. La méthode permet de plus d'ausculter des points inaccessibles.

Enfin on remarquera que les causes d'erreur sont réduites au minimum du fait que l'on passe par l'intermédiaire du son. Rien n'est plus aisé, en effet, que de transporter aujourd'hui un son soit par fil soit même sans fil, *sans altérer*

en rien sa fréquence. La sensibilité de l'appareil est extrême et peut atteindre en laboratoire le millionième. Il va sans dire que la recherche d'une pareille

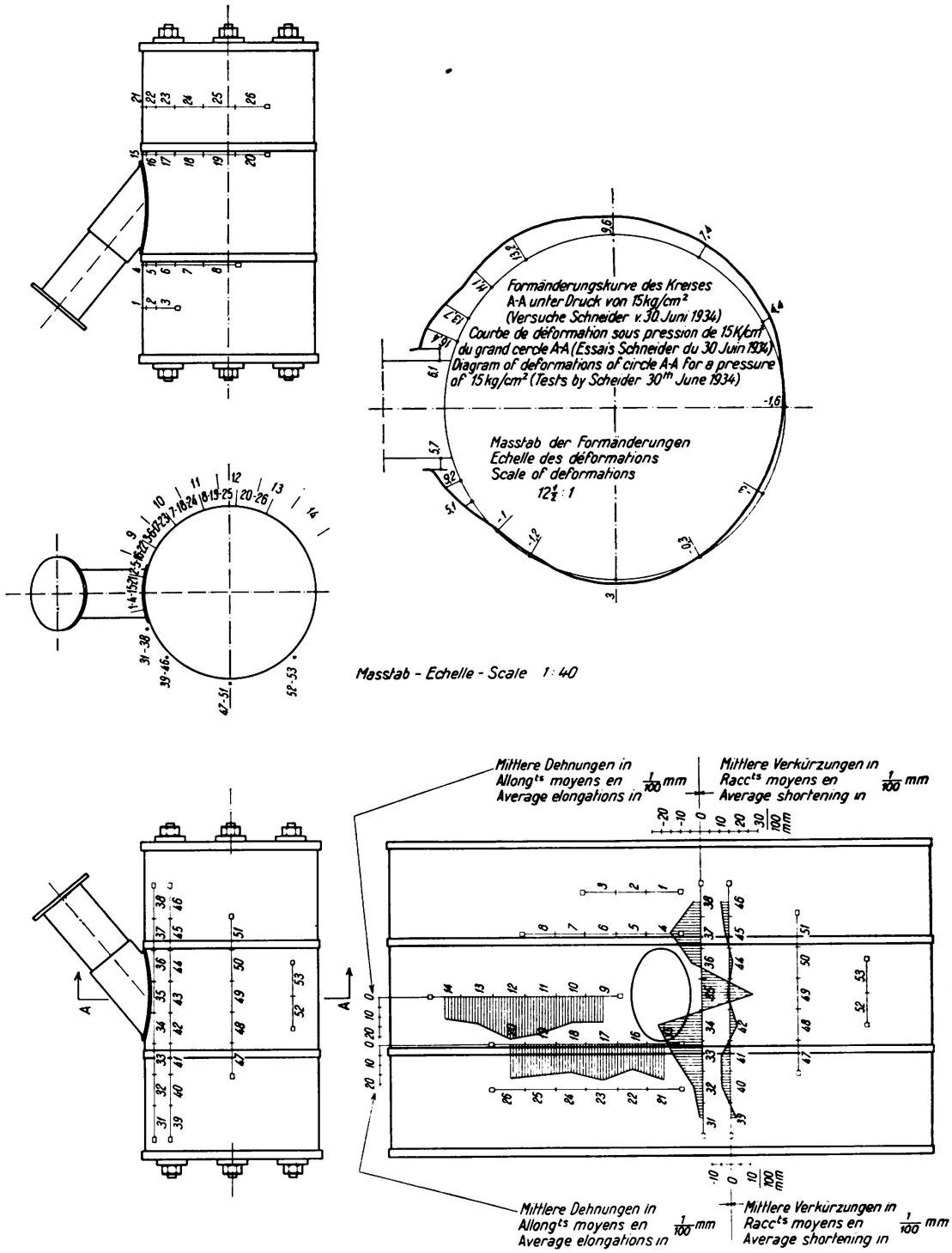


Fig. 10.

Auscultation du modèle réduit d'un branchement de conduites forcées.

précision est inutile dans la pratique et qu'elle ne peut d'ailleurs être atteinte par suite des écarts inévitables de température qui se produisent entre la corde et

le corps à ausculter, mais cet écueil, qu'il est facile de tourner, est le même pour tous les extensomètres.

La méthode est également appliquée à la mesure de fatigues dynamiques au moyen d'un enregistrement oscillographique.

Tableau I.

Allongements des cordes en $^1/_{100}$emm en fonction des pressions d'essai.

Cordes suivant les directrices					Cordes suivant les génératrices				
No.	Pressions d'essai			Observations	No.	Pressions d'essai			Observations
	5 kg/cm²	10 kg/cm²	15 kg/cm²			5 kg/cm²	10 kg/cm²	15 kg/cm²	
1	18,6	36,6	55,0		31	— 1,4	— 5,0	— 9,0	
2	14,2	28,1	43,4		32	— 4,3	— 8,1	— 12,5	
3	17,7	34,6	54,6		33	— 14,5	— 29,2	— 49,0	
					34	— 22,6	— 47,4	— 79,0	
4	11,1	20,3	29,1		35	+ 26,3	+ 57,1	+ 86,0	
5	10,8	24,0	36,4		36	— 4,9	— 12,0	— 25,5	
6	13,4	27,0	41,6		37	— 15,6	— 34,6	— 60,0	
7	15,4	32,9	46,2		38	— 4,0	— 11,6	— 17,0	
8	16,2	31,0	49,3						
					39	+ 2,6	+ 1,2	+ 0,3	
9	13,4	24,6	35,2		40	— 4,6	— 10,1	— 21,2	
10	13,4	25,9	42,6		41	— 4,6	— 10,4	— 19,9	
11	18,9	39,4	58,8		42	+ 3,8	+ 6,1	+ 2,8	
12	21,8	43,3	51,6		43	— 0,8	— 3,2	— 8,0	
13	13,7	29,1	48,1		44	+ 2,1	+ 2,0	— 0,9	
14	11,1	23.4	37,6	Longueur de	45	— 1,7	— 6,0	— 13,6	
				corde 12,2 cm	46	— 4,0	— 11,2	— 20,8	
15	18,4	38,2	61,5						
16	12,9	25,3	36,6		47	— 2,5	— 4,9	— 11,2	
17	18,5	37,0	57,0		48	0,0	— 1,3	— 4,9	
18	14,5	29,0	44,9		49	— 1,8	— 3,2	— 9,2	
19	15,9	32,4	51,0		50	+ 2,0	+ 1,7	0,0	
20	17,2	35,6	54,5		51	— 2,9	— 1,4	+ 1,8	
21	18,8	34,8	54,3		52	+ 8,4	+ 3,5	— 5,0	
22	13,4	27,6	42,6		53	0,0	— 2,7	— 10,3	
23	12,7	26,4	41,3						
24	21,1	43,6	65,0						
25	16,6	33,6	52,3						
26	18,6	37,0	59,3						

V 7

Essais sur noeuds rigides soudés, spécialement de poutres Vierendeel soumises à de fortes sollicitations dynamiques.

Versuche mit geschweißten Rahmenecken, insonderheit für dynamisch hoch beanspruchte Vierendeelträger.

Experiments on Welded Frame Intersections, with Special Reference to Vierendeel Girders Subject to Heavy Dynamic Stresses.

Dr. Ing. A. Dörnen,
Dortmund-Derne.

La comparaison de types rivés et soudés de constructions en cadre destinées au même ouvrage (fig. 1, voir *Schaper*, fig. 3, Publication Préliminaire, p. 1377 et fig. 2), montre les avantages de la soudure, tant au point de vue *esthétique* qu'au point de vue *technique*. Le rivetage ne permet presque pas de réaliser d'une façon parfaite le cadre de la fig. 2. Beaucoup de rivets sont trop longs, d'autres ne peuvent pas ou presque pas être martelés, d'autres encore sont inaccessibles et ne peuvent plus être changés. On peut donc affirmer que cet ouvrage représente une limite de l'emploi du rivetage.

Dans les deux cas, le soudage est *nettement* plus économique. L'emploi du rivetage revient dans les deux cas de 17 % plus cher environ. En ce qui concerne le cadre de la fig. 1, cette affirmation est basée sur la construction de 27 cadres rivés et de 25 soudés. Dans les cadres à âme pleine, les rapports sont favorables au soudage. On pouvait donc s'attendre — ainsi que le professeur *Campus* le démontre dans son rapport — à ce que la soudure convienne particulièrement bien aux poutres Vierendeel qui, pratiquement, ne se composent que de noeuds rigides.

C'est pourquoi le *Dr. Schaper*, directeur des Chemins de fer du Reich, a fait entreprendre, en 1932, des essais d'endurance sur noeuds rigides soudés de poutres Vierendeel. Ces essais ont été effectués de 1933 à 1936 par le *Dr. Krabbe* et par moi-même, en mon atelier de construction métallique. Le but de ces essais était la construction de noeuds rigides de poutres Vierendeel pour ponts-rails soumis à de fortes sollicitations dynamiques. Ces noeuds, en acier St. 37, devaient supporter sans dommage deux millions d'alternances entre $\pm$ 1400 kg/cm^2. Pour obtenir des résultats utilisables, les éprouvettes ne devaient pas être trop petites et avoir $^1/_3$ de la grandeur réelle pour un pont-rails à voie unique de 50 m de

portée et de classe „N". Les fig. 3 et 4 montrent la machine d'essai ainsi que son mécanisme. La fréquence était d'environ 25 par minute. On a essayé en tout 27 modèles.

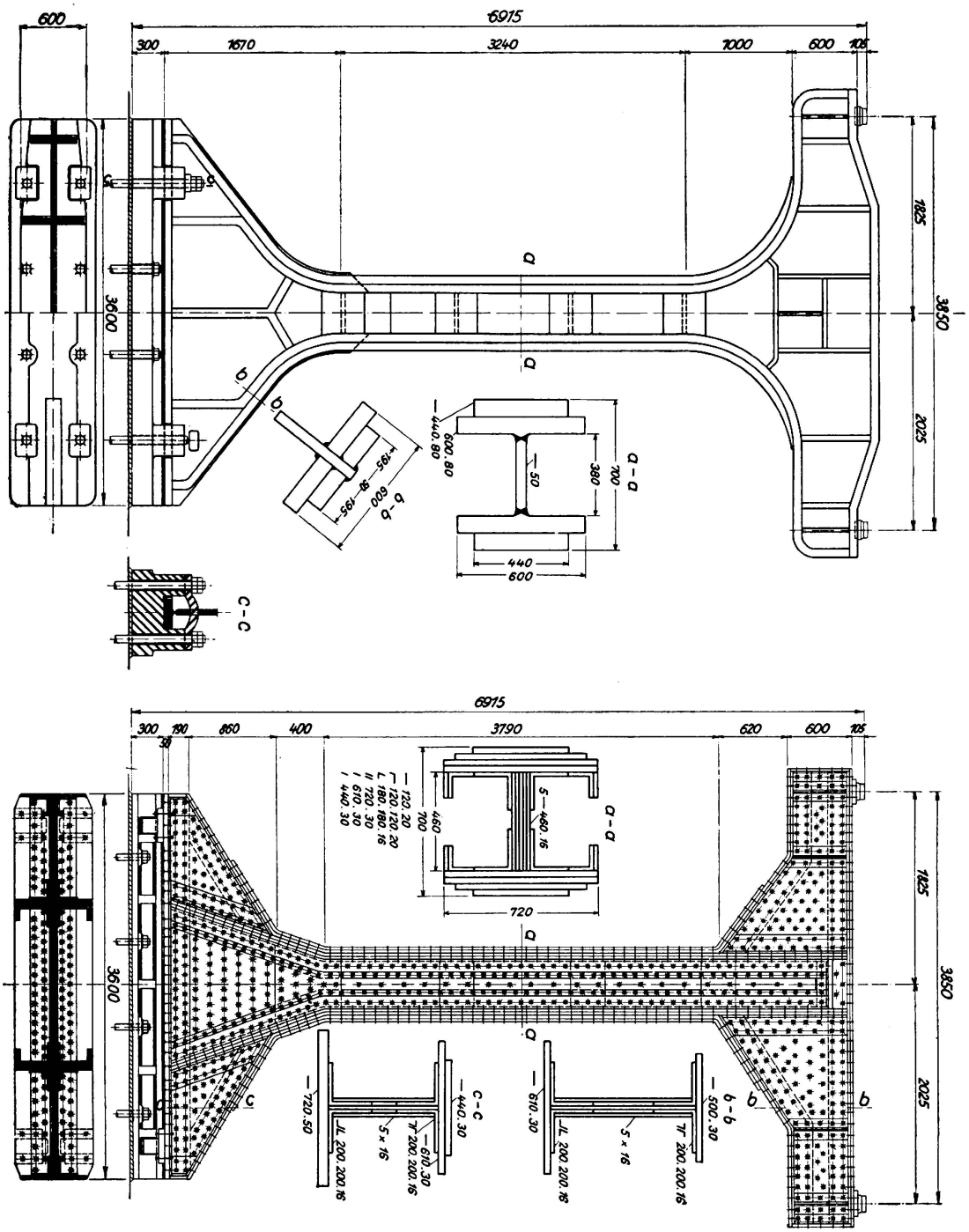


Fig. 2.

En Allemagne on a déjà fait emploi de la poutre Vierendeel soudée pour des ouvrages soumis à des sollicitations *statiques*. La fig. 5 représente une partie de la poutre principale du poste de signalisation de Stendal.[1] On s'est appliqué

[1] Dr. Ing. *Schröder:* «Zustandsänderungen und Spannungen während der Schweißung des Stahlbaues für das Reiterstellwerk in Stendal.» Der Bauingenieur 1932, fasc. 19/20.

à conformer les noeuds à l'allure des forces, en renforçant l'âme et en soudant des nervures sur l'âme. De même que dans l'exemple qui va suivre, la technique du soudage ne joue ici aucun rôle car il s'agit d'ouvrages principalement soumis

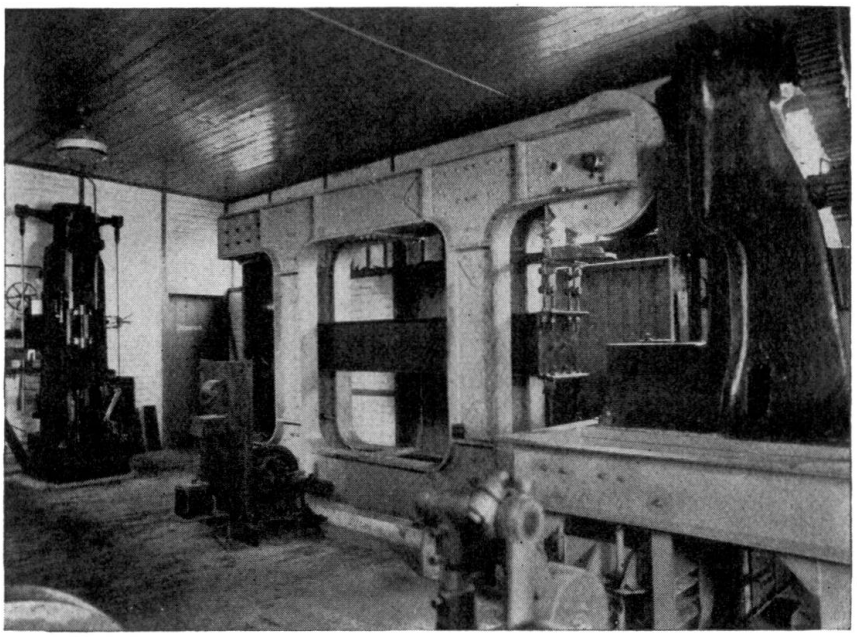


Fig. 3.

à des sollicitations statiques. La fig. 6 représente une ferme de 25 m de portée destinée à la gare principale de Düsseldorf et la fig. 7 un noeud de cette ferme.

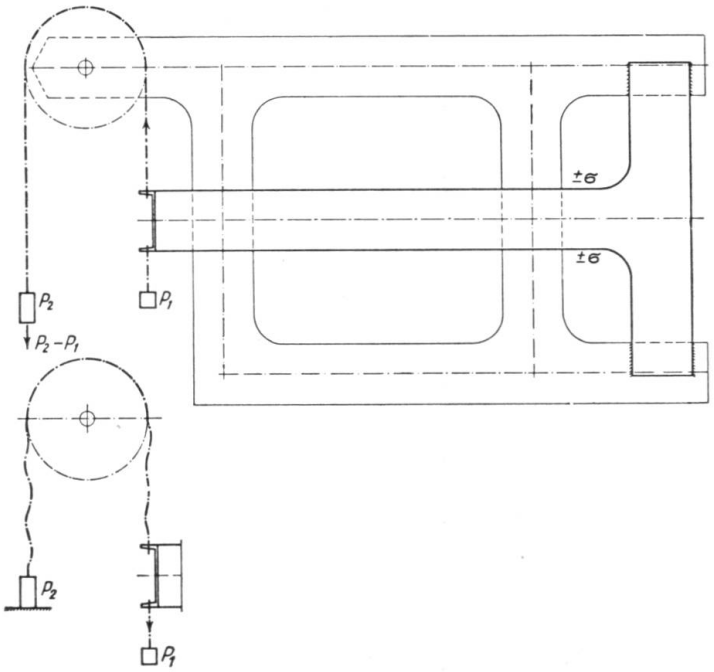


Fig. 4.

Cette construction est très bon marché et très légère, malgré l'emploi de nombreux profilés.

Les essais que nous avons entrepris se rapportent par contre à des noeuds dynamiquement sollicités. Les fig. 8 et 9 montrent les différents noeuds étudiés.

En ce qui concerne la construction, les noeuds auscultés forment trois groupes:

Dans le premier groupe les ailes des montants deviennent les ailes des membrures, sans adjonction d'autres éléments destinés à la transmission des efforts (fig. 8a, 8b et 9e).

Dans le deuxième groupe les ailes sont renforcées par des pièces soudées à l'intérieur ou à l'extérieur (fig. 8c et 8d).

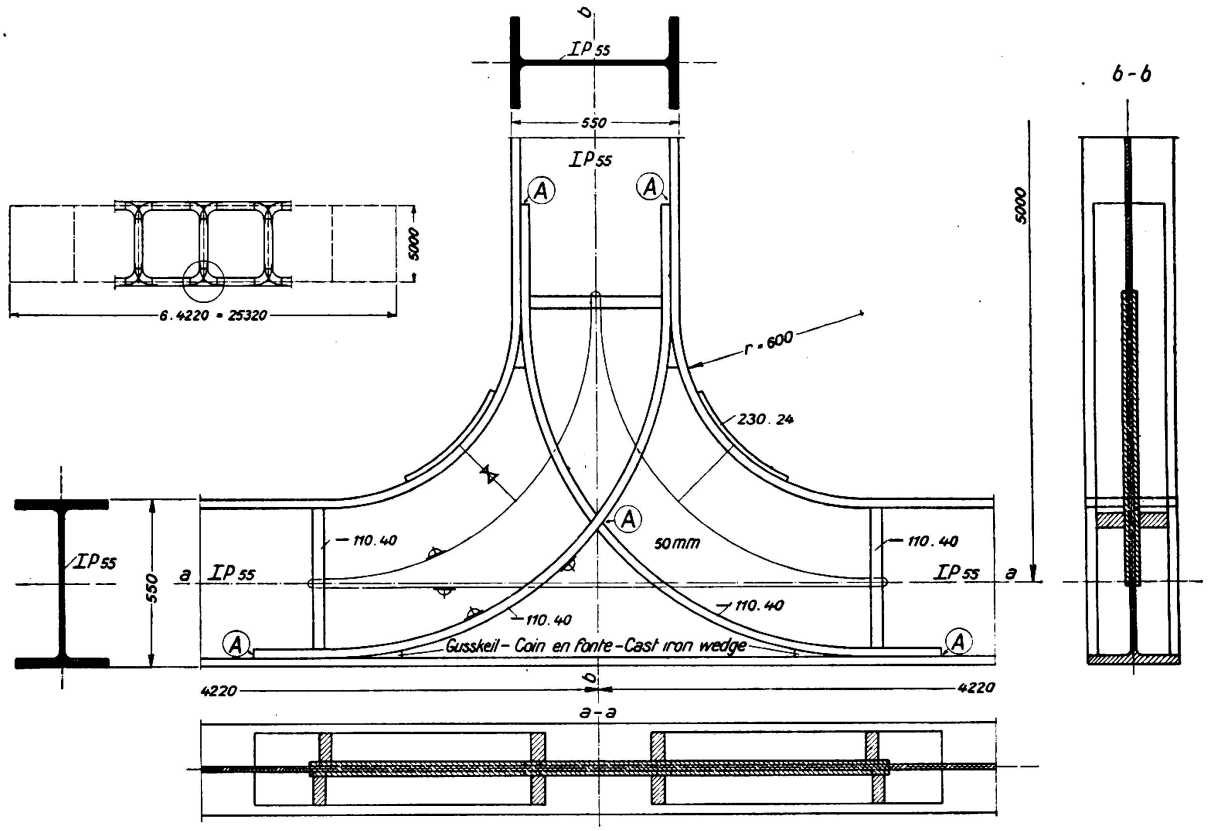


Fig. 5.

Dans les noeuds du troisième groupe on a introduit des éléments spéciaux déstinés à faciliter la transmission des efforts des poteaux dans les membrures ou vice versa. Dans le cas de la fig. 8e on a appliqué sur l'âme, et des deux côtés, un treillis en acier coulé, dans le noeud de la fig. 9a on a soudé une pièce en acier coulé contre laquelle viennent aboutir les âmes du montant et de la membrure. Pour la même raison, les ailes du montant et celles de la membrure sont compénétrantes dans les noeuds des fig. 9b et 9c.

Le noeud de la fig. 10 est le premier qui ait satisfait aux conditions posées. Il a supporté deux millions d'alternances entre $\pm$ 1400 kg/cm² puis 1,5 million d'alternances entre $\pm$ 1800 kg/cm² sans que l'on ait constaté la moindre détérioration. Ce noeud est le plus simple que l'on puisse imaginer. Il se distingue du noeud de la fig. 9 e en ce sens que l'on a utilisé des profilés en T pour les ailes au lieu de fers plats. Le noeud de la fig. 9e avec ailes en plats ordinaires a beaucoup moins bien résisté.

Une application de ces noeuds rigides s'est présentée au cours des essais. Il s'agissait d'une construction soumise à de fortes sollicitations dynamiques, à savoir

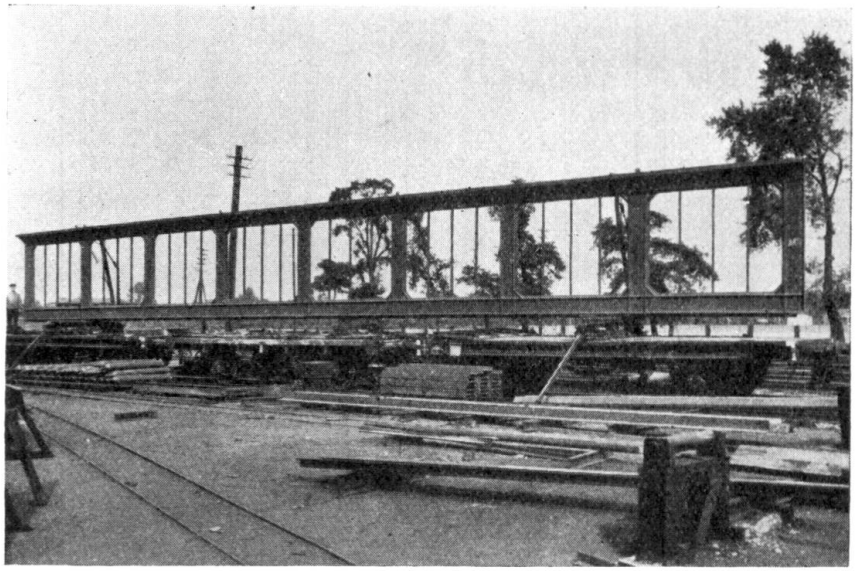


Fig. 6.

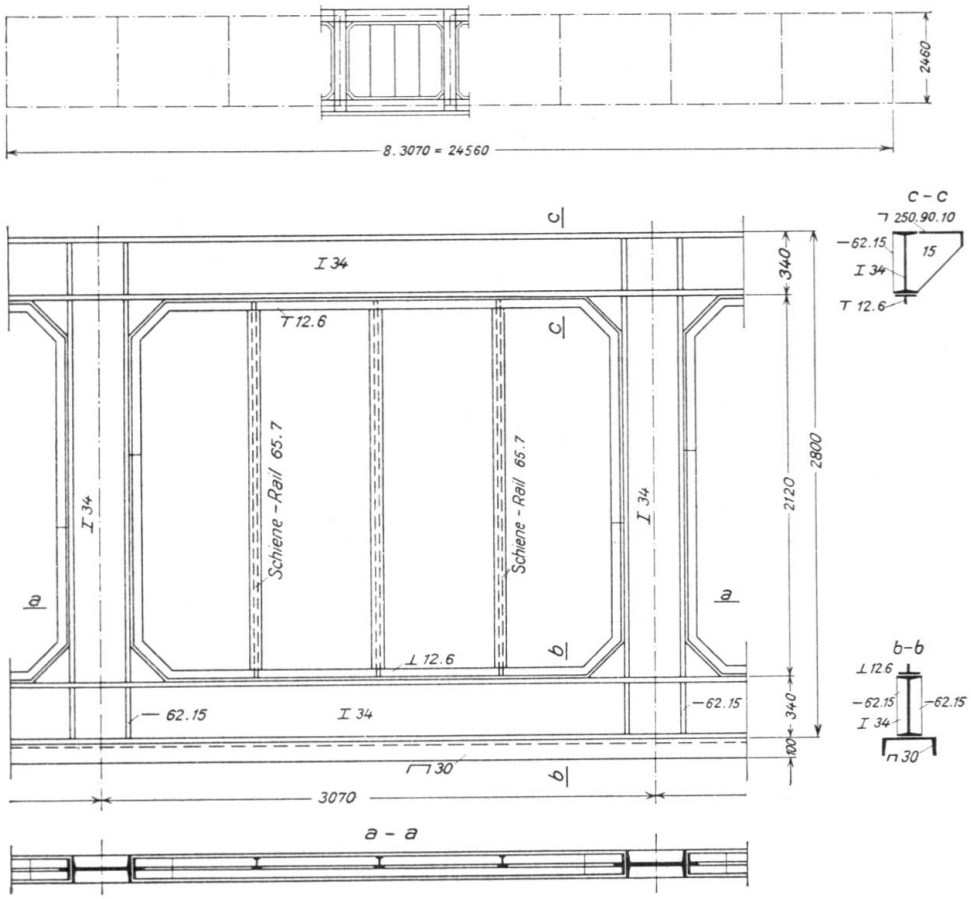


Fig. 7.

de l'ossature des voitures d'un train léger pouvant rouler à 250 km/h environ, ossature en poutres Vierendeel d'une longueur maxima de 24,2 m. La fig. 11

montre la section adoptée sur la base des essais et la construction de la poutre. On peut pratiquement éliminer les contraintes de soudage résultant de la fixation

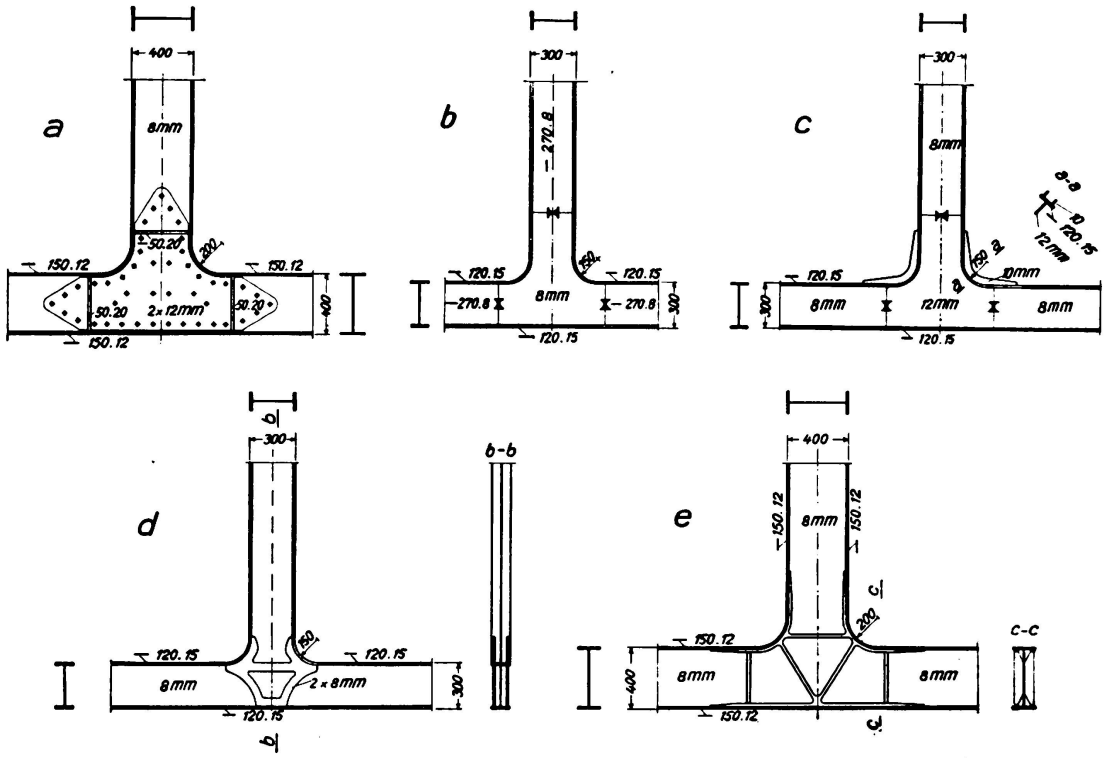


Fig. 8.

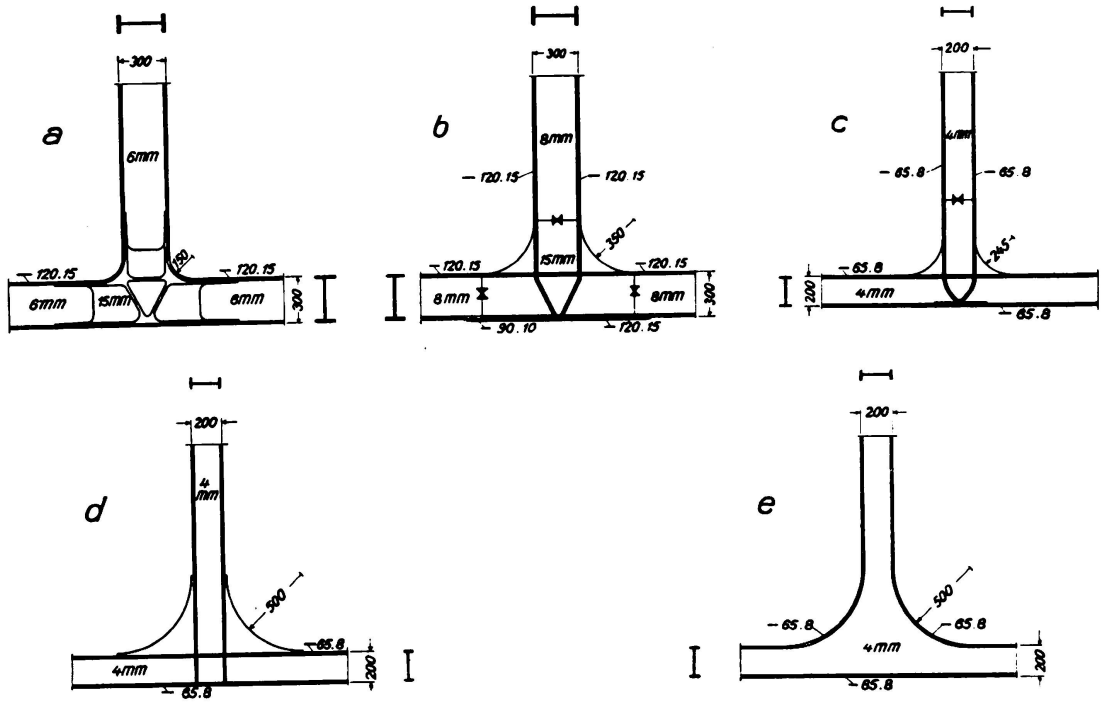


Fig. 9.

extérieure si l'on soude d'abord les âmes seules entre elles puis seulement les ailes. La fig. 12 montre une partie de la carcasse en représentation isométrique. La

liaison entre l'âme et les ailes est sans joint, grâce à l'emploi d'un profilé spécial système „Dörnen". Les entretoises sont rivées. La construction soudée ne pèse que 17 t environ pour un train d'une longueur de 61 m.

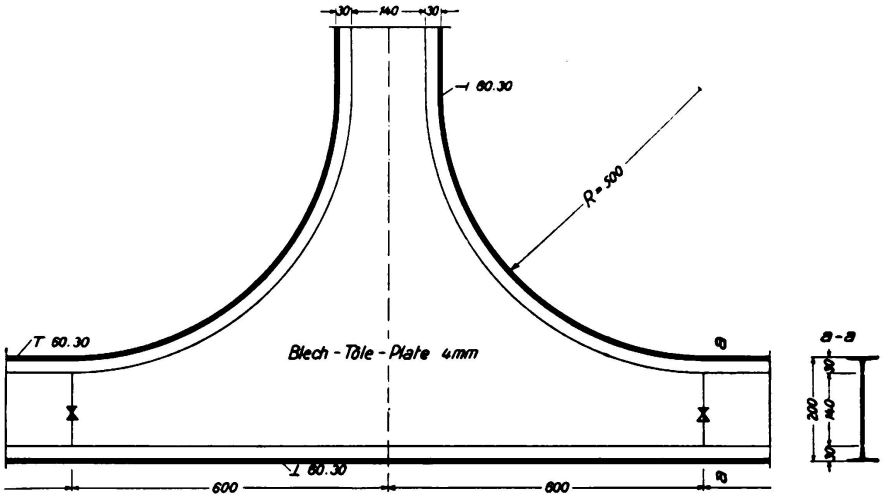


Fig. 10.

C'est un fait connu que les constructions soudées se comportent d'une façon fortement différentes vis-à-vis des sollicitations dynamiques et vis-à-vis des sollicitations statiques. Je tiens à l'affirmer expressément avant de comparer les résultats de mes *essais d'endurance* aux conclusions que tire le Professeur *Campus* de ses *essais statiques* et de ses mesures des tensions:

1° Pour des sollicitations dynamiques, il faut choisir les noeuds dans lesquels les ailes passent des membrures dans les montants. Il faut en outre éviter autant que possible toute discontinuité.

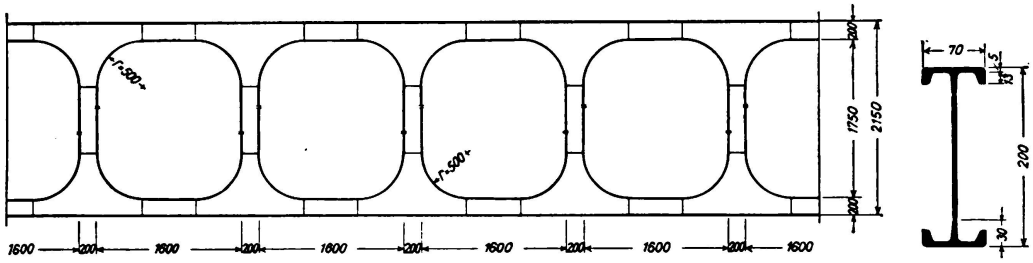


Fig. 11.

2° Le rayon du raccord ne doit pas être trop petit afin que les forces radiales dans les soudures de gorge ne soient pas trop grandes. Je suis de l'avis du Professeur *Campus* que la meilleure forme pour les raccords est l'ellipse ou l'hyperbole avec passage très doux de la courbe à la droite.

3° Plus le rayon du raccord est petit, plus l'écart de tension est grand entre le bord et le milieu des ailes. En effet, lorsque le rayon est petit, les bords des ailes se dérobent en se rapprochant de la corde pour la traction et en cédant vers l'extérieur pour la compression. Pour une fréquence de 25 par minute, on pouvait déjà observer ce fait à l'oeil nu, comme d'ailleurs tout le travail de l'éprouvette qui donnait l'impression d'un véritable organisme.

4° Dans l'état actuel de la soudure il faut encore éviter les soudures transversales, les extrémités de soudures d'angle, les accumulations de soudures et cela

tout spécialement au raccord de la courbe et de la droite. Nos essais ont complètement justifié les résultats de recherches contenus dans les prescriptions sur

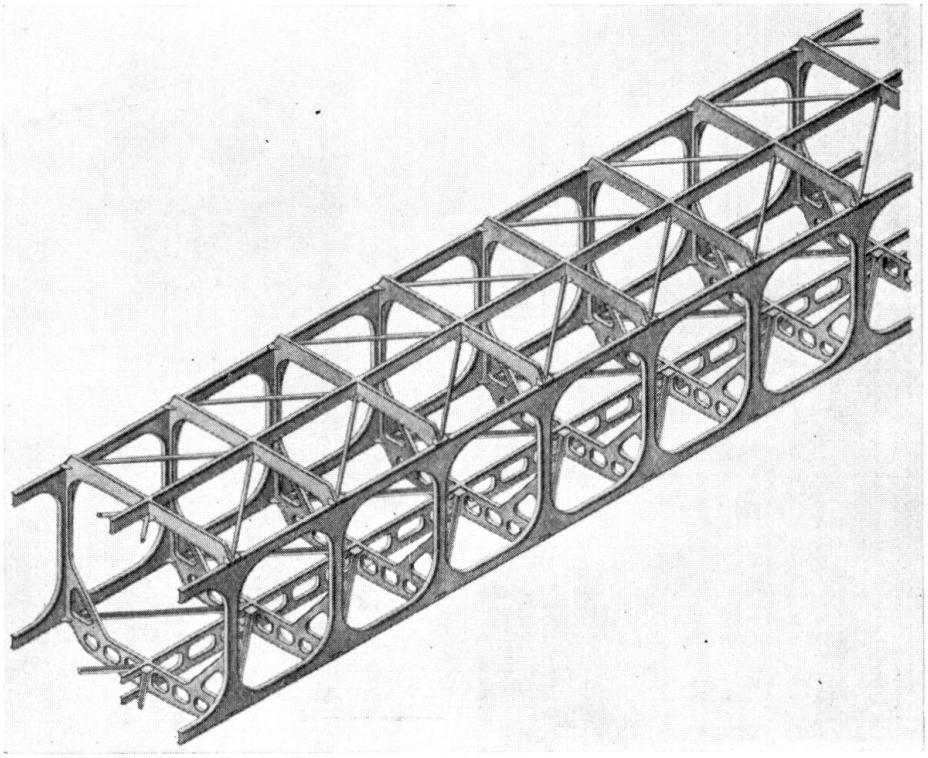


Fig. 12.

le soudage des ponts de la Société des Chemins de fer du Reich. Les points dont nous parlons ci-dessus sont tout spécialement défavorables dans les noeuds rigides, car l'effet d'entaille est augmenté par la variation de section. C'est pourquoi je ne considère pas les noeuds soudés du pont de Lanaye comme aussi favorables que *Campus* l'indique dans son rapport.

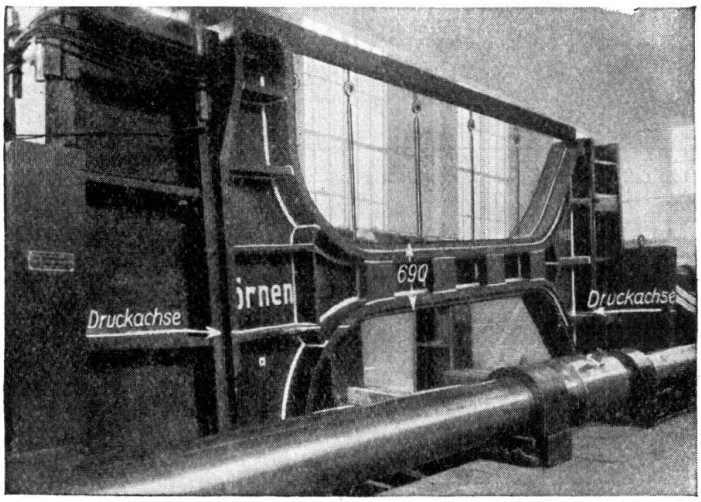


Fig. 13.

5° Lâme est à renforcer dans les noeuds, au plus simple en y soudant une tôle plus épaisse. La liaison de cette tôle à l'âme normale doit se trouver en dehors du noeud. Les soudures en X de cette liaison doivent se faire sans fixation interne ou externe. Je puis donc recommander de remplir ces soudures au delà des sections à assembler, de porter les soudures et leurs environs au rouge clair et de forger et usiner les soudures à l'épaisseur des tôles.

6° Les noeuds avec éléments de construction spéciaux pour la transmission des efforts des ailes, tels que ceux projetés par le *Dr. Schröder* pour le poste de signalisation de Stendal et ceux proposés par *Campus* dans son rapport, n'ont pas donné, dans les essais d'endurance, les résultats que l'on en attendait. Il serait inexact de conclure que leur conception était fausse. La raison de leur infériorité réside dans l'action défavorable des soudures transverversales et autres défauts du même genre impossibles à éviter.

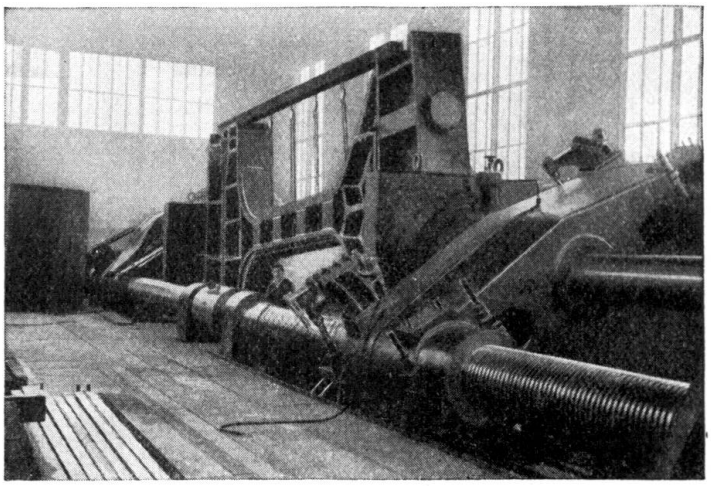


Fig. 14.

Par suite de la complexité du système des tensions dans les noeuds rigides, il est actuellement encore préférable de river les entretoises, contreventements, etc.

Un essai que les Chemins de fer du Reich ont fait exécuter sur une colonne soudée (fig. 2), de grandeur nature, prouve que les noeuds rigides peuvent être construits de telle sorte que les contraintes de soudage ne réduisent en rien leur résistance. Cet essai a été effectué au Laboratoire officiel de Berlin-Dahlem sur la machine d'une puissance de 3000 t du Deutscher Stahlbau-Verband. Les fig. 13 et 14 montrent la colonne comprimée excentriquement (ce qui correspond à la sollicitation en service). La fig. 15 représente la colonne déformée après une compression excentrée de 1300 t. En service normal, cette colonne aura à supporter une charge de 330 t. Ce n'est que sous une compression de 1300 t qu'apparaissent de fortes déformations permanentes, cependant sans fissures, dans les soudures principales et le matériau. Seule une soudure de liaison des renforcements de l'âme aux membrures a été détruite. On n'a observé aucune détérioration qui puisse réduire la résistance de la colonne. Cet essai devrait fortement contribuer à dissiper les craintes que l'on avait à l'égard des contraintes de soudage dans les constructions soudées.

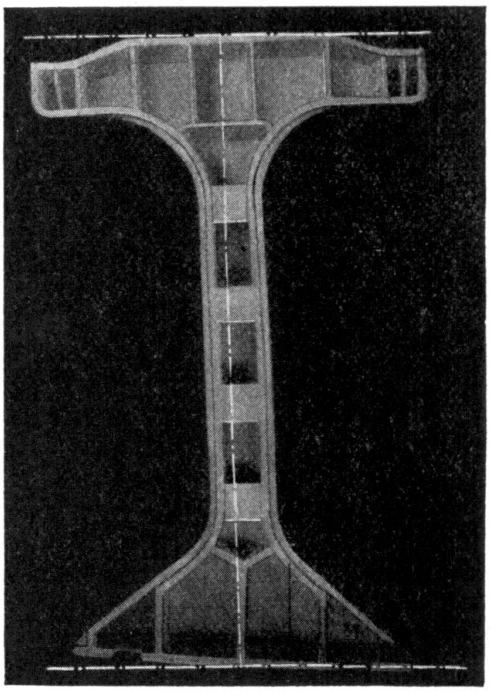


Fig. 15.

Les clichés des fig. 13—15 nous ont été aimablement prêtés par l'éditeur de la revue „Elektroschweißung" (fasc. 7, 1937).

V 8

Le renforcement du pont sur l'Ill près de Strasbourg.

Die Verstärkung der Illbrücke bei Straßburg.

Strengthening of the Ill Bridge near Strasbourg.

H. Lang,

Ingénieur en Chef de la Voie et des Bâtiments, Chemins de Fer d'Alsace et de Lorraine, Strasbourg

Je me propose de vous donner quelques détails sur un travail récent des Chemins de fer Français en fait de constructions de ponts: *le renforcement du pont sur l'Ill près de Strasbourg.* Il s'agit là d'un mode de renforcement nouveau et que je juge fort intéressant. Je puis dire cela d'autant plus librement que ce mode de renforcement a été imaginé non pas par moi-même, mais par Monsieur *Goelzer* dont le nom vous est déjà familier.

Le pont sur l'Ill comprend deux travées indépendantes identiques de 52 m de portée chacune. Il a été construit il y a près de 60 ans, pour donner passage à la ligne à double voie de Strasbourg vers l'Allemagne.

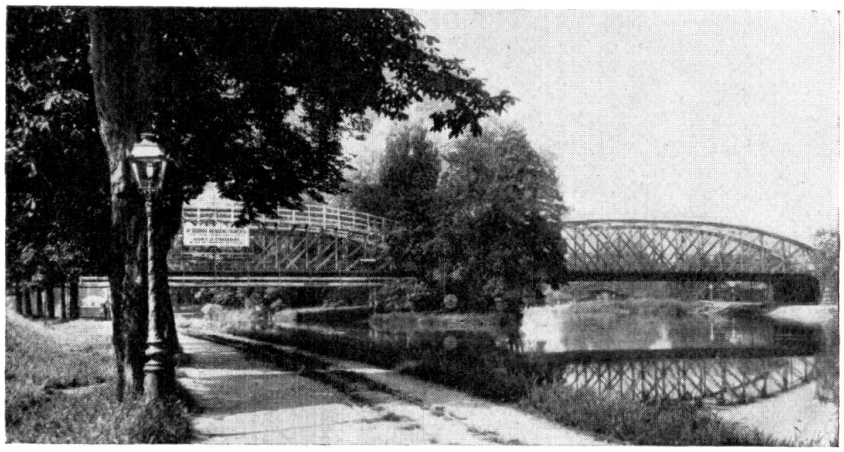


Fig. 1.

Chacune des travées comprend deux poutres maîtresses à treillis du type Howe double (poteaux comprimés — barres inclinées tendues) (fig. 1).

Ce pont n'est pas en mesure de livrer passage aux lourdes locomotives actuelles. Il suffit pour se rendre compte de sa faiblesse, d'indiquer à quel taux de fatigue conduit le calcul des poutres sous l'action des surcharges règlementaires actuelles. Les chiffres sont les suivants:

membrures supérieures (comprimées) . . .	15,85 kg par mm²
membrures inférieures tendues	16,40 „ „ „
montants comprimés	18,27 „ „ „
diagonales tendues	18,29 „ „ „

alors que pour un ouvrage en fer on ne saurait dépasser raisonnablement 11 kg par mm².

Quelle solution fallait-il adopter?

On pouvait remplacer purement et simplement l'ouvrage. Cette solution psychologiquement simple était en fait complexe du fait de la nécessité de maintenir la circulation des trains. En outre elle était extrêmement coûteuse et assez regrettable dès lors que les tabliers actuels bien que faibles, sont en très bon état.

Prenant le parti de renforcer l'ouvrage on pouvait recourir à un renforcement direct de ses poutres par addition de semelles aux membrures et de cornières aux montants et diagonales. Cette solution d'aspect également simple se révélait impraticable du fait de l'extrême faiblesse des noeuds de la construction actuelle. Il s'agit en effet de poutres dans lesquelles on a, à l'époque, poussé à l'extrême et bien au delà de ce qui est raisonnable, la recherche de la légèreté, notamment en découpant les goussets jusqu'à ne pouvoir y ajouter un seul rivet. La difficulté se révélait particulièrement grande au voisinage des attaches des pièces de pont, et les constructeurs que nous avons consultés à ce sujet n'ont — pas plus que nos Bureaux d'Etudes — donné de solutions acceptables. Nous avions — il est vrai — posé pour l'exécution des travaux une condition primordiale: celle de ne démonter aucun assemblage actuel, sous charge (même du poids mort). Cette condition est nécessaire pour éviter lors du remplacement d'une pièce, l'apparition de nouvelles déformations d'adaptation — normales sur un ouvrage neuf — mais peu admissibles sur un ouvrage déjà ancien.

Une troisième solution a été également écartée: celle qui consiste à établir *à côté* des poutres actuelles de nouvelles poutres de constitution analogue. L'ouvrage ainsi obtenu est laid. Il est lourd. Enfin les éléments anciens et nouveaux restant séparés travaillent dans des conditions peu satisfaisantes.

Il reste à vous décrire la solution imaginée par Monsieur *Goelzer* et actuellement en cours de réalisation (l'une des travées est complètement terminée).

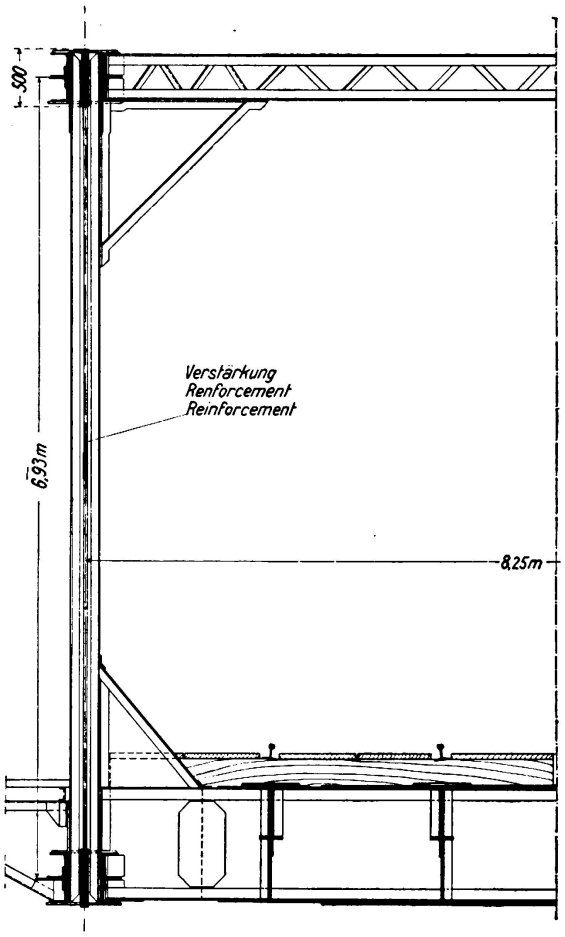


Fig. 2.

Les poutres anciennes sont composées de deux membrures en caissons ouverts à ailes extérieures, assemblées par des montants à âmes pleines et des diagonales doubles en fers plats (fig. 2).

On constitue alors dans chacune des poutres une poutre nouvelle de renforce-

ment plate de même forme géométrique que les poutres anciennes, qui est enfilée entre les deux éléments de ces poutres et assemblée sur eux au moyen de fers plats soudés.

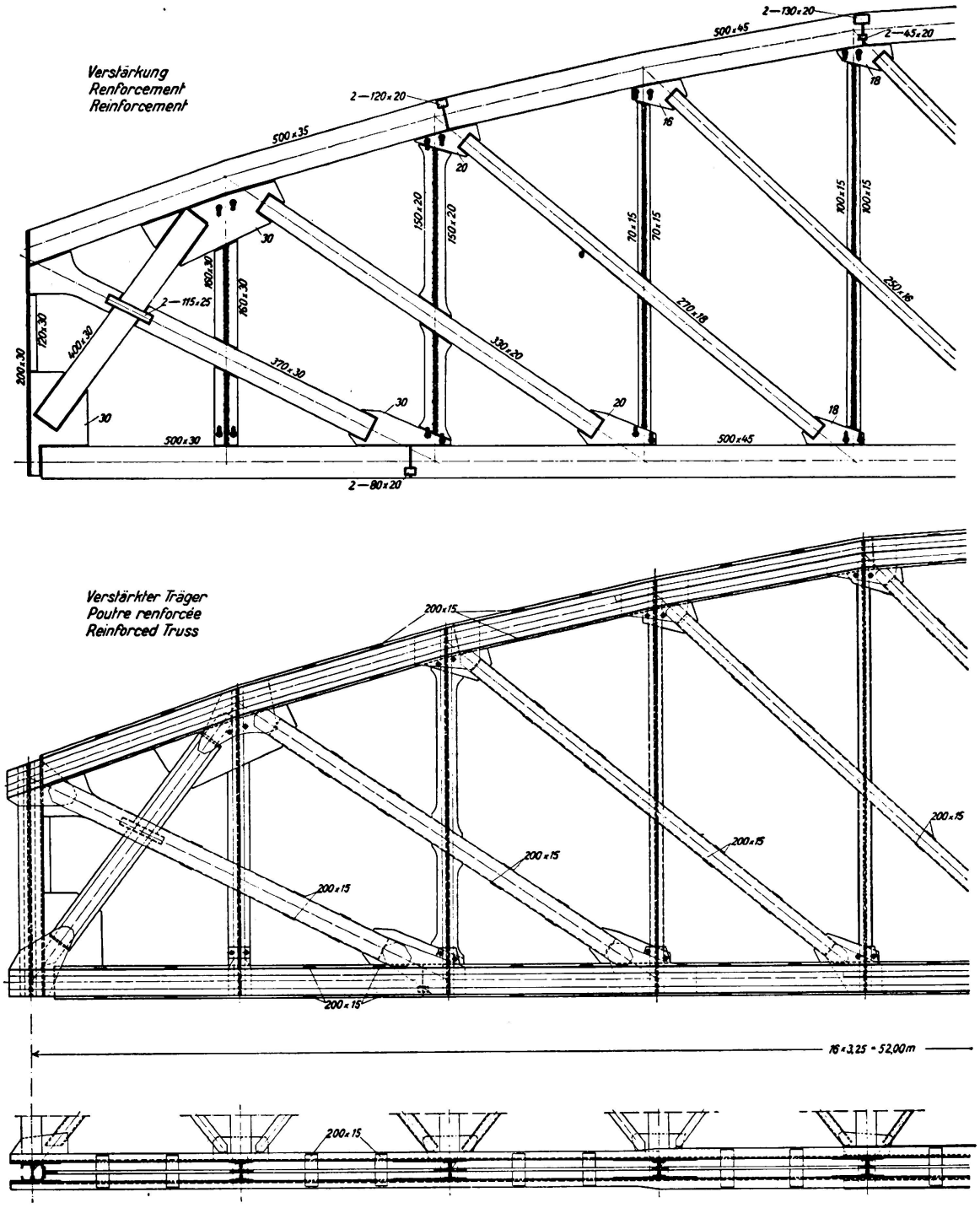


Fig. 3.

La poutre nouvelle est en large plats d'acier d'épaisseur 40 à 50 mm. Elle est entièrement soudée par soudure bout à bout là où c'était possible, notamment dans les membrures et les diagonales; ou avec éclisses soudées là où c'était nécessaire (fig. 3).

Toutes les barres nouvelles sont en acier Martin. Les membrures ont été en grande partie soudées à l'atelier et ont été pour le surplus soudées sur le chantier avant d'être mises en place d'un seul morceau (fig. 4).

Il a suffi pour pouvoir mettre en place les nouveaux éléments de percer au préalable quelques fenêtres (au droit des membrures et du passage des diagonales) dans les âmes des montants (fig. 2).

Il était intéressant de mettre en charge la nouvelle poutre avant son assemblage sur le double élément des anciennes. Ceci permettait de ne pas faire supporter le nouveau poids mort par les anciennes poutres (écueil fréquent des renforcements) et même de faire porter à la nouvelle poutre plus résistante une partie de l'ancien poids mort. On a donc avant l'assemblage définitif soulevé au vérin l'ancienne poutre en prenant appui sur la nouvelle. Le soulagement de l'ancienne

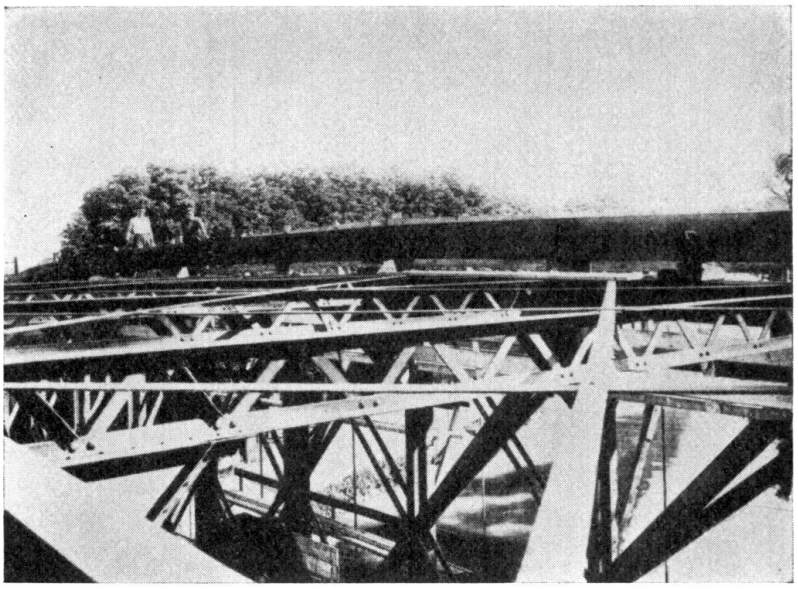


Fig. 4.

poutre est d'environ un tiers de son poids. Ainsi les taux de travail dans les fers anciens ne dépassent-ils pas 11 kg par mm^2.

Le renforcement reste d'ailleurs considérable, puisque le poids des nouvelles poutres atteint environ 50 % de celui des anciennes.

Il est à remarquer que le renforcement obtenu est tout à fait effectif par la réunion intime des anciens et des nouveaux éléments. Bien entendu, le travail a été exécuté sans que la circulation des trains soit interrompue; on a seulement circulé sur une seule voie à vitesse faible (fig. 5).

Le renforcement des longerons, pièces de pont et contreventements ne présente pas de particularités.

Je n'ignore pas les critiques de principe qu'on peut adresser à ce genre de projet, surtout lorsqu'il associe des fers et des aciers. Mais il y a ici peu de soudures essentielles acier sur fer, les trois éléments de chaque poutre étant

réunis essentiellement par leurs noeuds. En outre la pratique montre que ces travaux réussissent (au Pont de Brest, au Pont d'Austerlitz à Paris) et c'est là l'essentiel pour les ingénieurs.

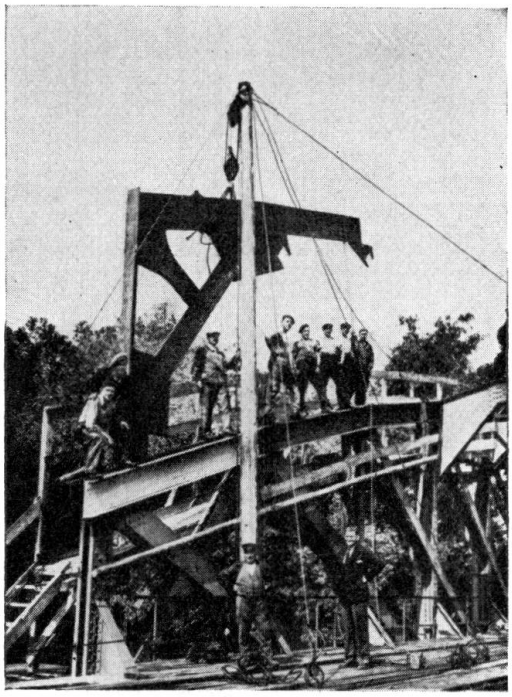


Fig. 5.

V 9

Essais systématiques sur planchers constitués de poutrelles métalliques surmontées de dalles en béton armé.

Planmäßige Versuche an Decken aus Stahlträgern mit Eisenbetonplatten.

Systematic Tests on Floor Systems Comprising Reinforced Concrete Slabs on Steel Girders.

J. Blévot,
Ingénieur des Arts et Manufactures, Paris.

Nous exposons brièvement dans la présente note les résultats obtenus au cours d'essais systématiques entrepris par le Bureau Securitas, en collaboration avec l'Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier, sur la résistance de planchers constitués de poutrelles métalliques surmontées de dalles en béton armé. Ces essais ont été effectués dans les premiers mois de l'année 1935 aux nouveaux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

Le mode de fonctionnement des planchers à poutrelles enrobées semble, a priori, devoir être analogue à celui d'éléments de béton armé, si la liaison entre les profilés et le béton est efficacement assurée; mais, le mécanisme des phénomènes d'adhérence étant assez mal connu, nous avons pensé que toute étude théorique de la question était aléatoire et que seules des expériences systématiques poussées jusqu'à rupture étaient susceptibles de fournir des renseignements utiles.

Nous avons donc, pour différents types de planchers à poutrelles surmontées de dalles en béton, cherché à déterminer, dans quelles limites on peut compter sur un fonctionnement mettant en jeu la résistance simultanée du béton et du métal dans des conditions analogues à celles des pièces en béton armé. Afin d'étudier séparément les différents facteurs de résistance qu'il est d'usage d'envisager, nous avons exécuté deux séries d'essais sur chaque type de planchers: la première, ayant plus spécialement pour but de déterminer le coefficient de sécurité et les conditions de résistance aux couples de flexion; la seconde étant destinée plus particulièrement à l'étude de l'influence des efforts tranchants.

La description du mode opératoire et les résultats des essais ont été donnés d'une façon détaillée, dans les Compte-Rendus du Centre d'Etudes Supérieures de l'Institut Technique (Année 1934—35, 22ème Séance). Nous les résumons ci-après:

I° — Types de planchers étudiés.

Nous nous sommes placés dans des conditions correspondant à celles que l'on peut rencontrer dans des planchers de bâtiments courants d'habitation — Les sections transversales des éléments étudiés sont indiquées sur les croquis ci-contre (fig. 1). Tous les éléments comportent deux poutrelles: I PN 10 pour les premiers I PN 12 pour les suivants — espacées de 0,80 m et surmontées d'une dalle de 4,5 cm — la hauteur totale est la même pour tous les planchers: h = 14,5 cm.

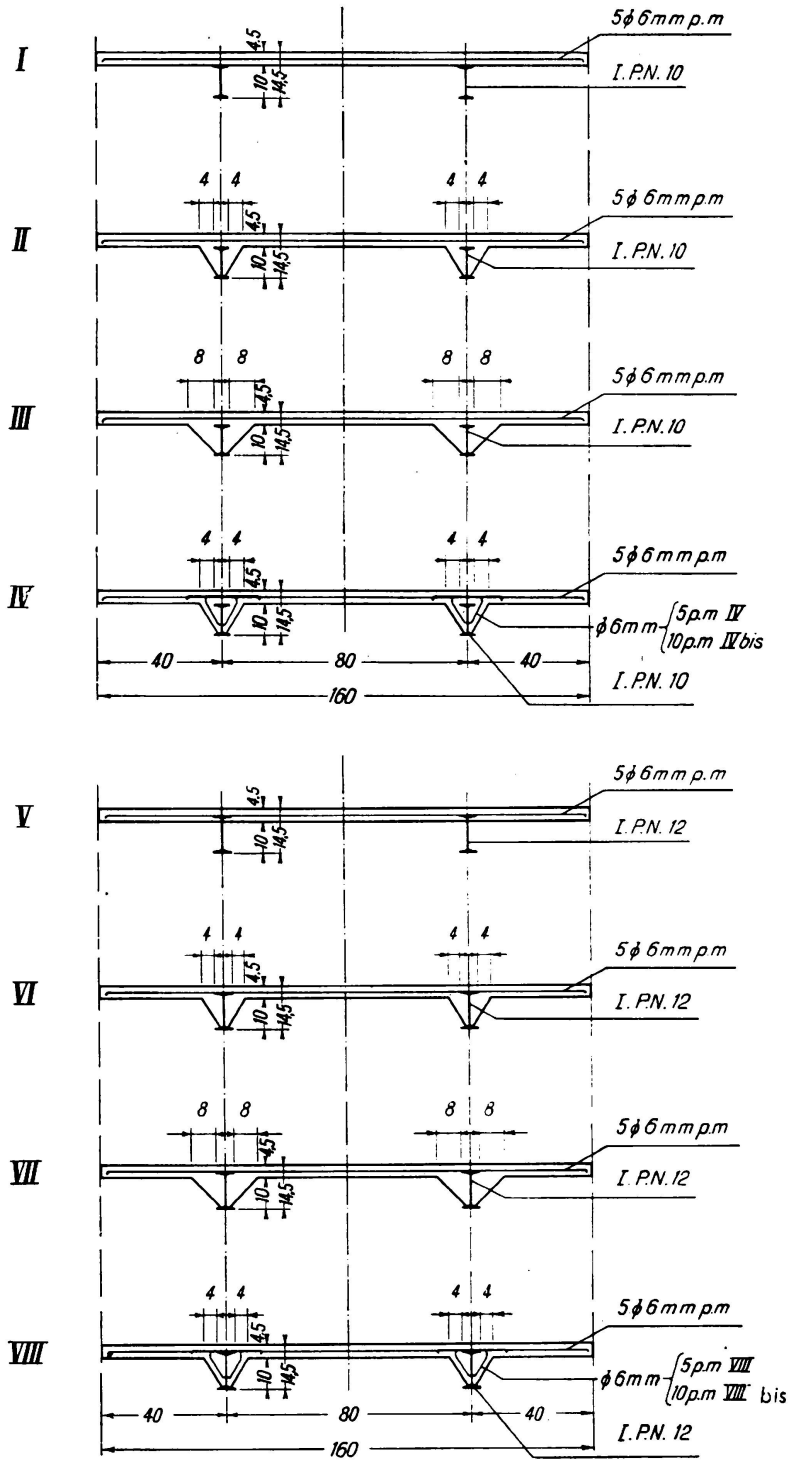


Fig. 1.
Coupes transversales des éléments étudiés.

L'élément N° 1 comporte une dalle bétonnée directement sur l'aile supérieure des profilés — nous avons cru intéressant d'étudier ce type de plancher afin de déterminer, en quelque sorte, une limite inférieure des phénomènes mettant en jeu la liaison entre le béton et le métal. L'élément N° V comporte des poutrelles de 12 PN dont la partie supérieure seulement est engagée sur 2 cm dans la dalle de béton. Tous les autres éléments comportent des goussets de béton enrobant l'âme des poutrelles jusqu'au congé de l'aile inférieure. Dans les éléments IV et VIII, on a disposé des ligatures en ronds de 6 mm passant dans des trous poinçonnés dans l'âme et recourbées dans le hourdis.

Le métal des poutrelles utilisées était de qualité commerciale courante (limite apparente d'élasticité $\sim$ 30 kg/mm², charge de rupture $\sim$ 40 kg/mm²). La qualité des bétons a été

déterminée par de nombreux prélèvements qui ont permis de connaître les résistances à la compression et à la traction des bétons utilisés.

II° — Dispositions prises pour l'exécution des essais.

A — *Essais de flexion:*

Ils ont été effectués sur des éléments d'une portée libre de 4,00 m; les charges étaient appliquées, conformément au croquis ci-contre (fig. 2) à l'aide d'un

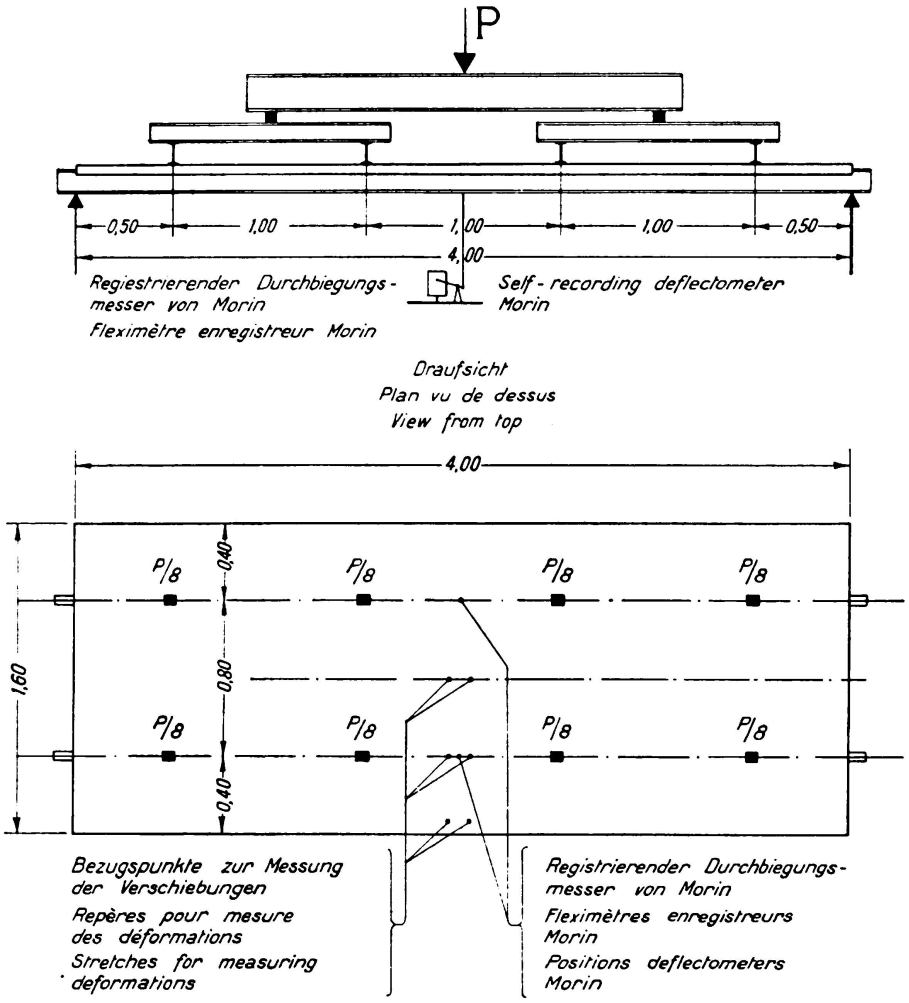


Fig. 2.

Essai de flexion.

levier de chargement spécialement établi pour de semblables essais aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

Au cours des essais nous avons mesuré les flèches élastiques à l'aide d'appareils enregistreurs disposés sous les poutrelles dans l'axe de la portée. — Nous avons, d'autre part cherché à déterminer à l'aide du déformètre *Huggenberger* les raccourcissements élastiques du béton sur la face supérieure de la dalle et les allongements du métal des ailes inférieures des profilés.

B — *Essais de résistance à l'effort tranchant:*

Ils avaient pour but de déterminer les conditions de rupture des éléments des différents types étudiés sous l'action de charges concentrées appliquées au voisinage des appuis, nous avons cherché à voir s'il se produisait, soit un glissement du profilé dans sa gaine de béton par rupture d'adhérence, soit un décollement quelconque entre la dalle et la poutrelle.

Les essais ont porté sur des éléments de 2,00 m de longueur qui ont été soumis à des charges concentrées appliquées successivement au voisinage des deux extrémités à l'aide des vérins de la puissante machine de charge qui a été récemment construite aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

III° — Résultats obtenus.

A — *Essais de flexion:*

Les résultats obtenus au cours des essais de flexion sur éléments de 4,00 m de portée sont résumés dans le tableau I.

Tableau I.

No. de l'élément	béton			couple de flexion de rupture en kgm	limite de comportement élastique en kgm	flèche en mm sous P P = (charge totale)			Fatigue sous P = 4000 kg			
	âge (jours)	compression kg/cm²	traction kg/cm²			2000 kg	4000 kg	6000 kg	R_b calculé kg/cm²	R_b mesuré kg/cm²	R_a calculé kg/mm²	R_a mesuré kg/mm
				par poutrelle								
I	29	270	23	*1350*	800	15						
II	28	280	23,4	*2915*	1550	5,05	9,8	16				
III	40	315	26,4	*2680*	1550	5,4	10,4	16	58,5 50	69 46,5	16,1 16,8	14,3
IV	20	255	20	*2340*	1550	6,2	12,9	19,5	58,5 50	58,5 39	16,1 16,8	15,8
V	31	325	27	*3330*	2050	5,2	10,4	15,5	51 42,5	52 34,7	13,3 13,8	11,3
VI	23	280	22,5	*3162*	2050	4,8	9,6	15,1	51 42,5	52 34,7	13,3 13,8	11,3
VII	23	225	20	*2910*	2050	4,75	10	15,5	51 42,5	50 33,3	13,3 13,8	11,5
VIII	20	275	18	*3020*	2050	5	10,2	15,6	51 42,5	52 34,7	13,3 13,8	15

Dans tous les éléments étudiés — à l'exception du N° I — la liaison entre le béton et les profilés a été efficacement assurée jusqu'à la rupture; cette dernière s'est produite par suite de l'excès de tension dans le métal suivant le processus classique de rupture des pièces en béton armé: sous l'influence de l'allongement considérable du métal, la fibre neutre s'est déplacée vers la face supérieure du hourdis de béton qui s'est écrasé par excès de compression.

L'élément I est le seul où l'on ait constaté avant rupture un décollement entre la dalle et le profilé. — Ce décollement s'est manifesté au milieu de la portée pour une charge P = 1000 kg. Pour tous les autres éléments la résistance simultanée du métal et de la dalle de béton a bien été mise en jeu jusqu'à

rupture dans les mêmes conditions que dans les planchers en béton armé munis d'armatures en barres rondes:

Par rapport aux moments admissibles déterminés par les méthodes habituelles de calcul avec m = 10 et une fatigue limite de 12 kg/mm² — les coefficients de sécurité à la rupture sont compris entre 3,15 et 3,9.

L'examen des diagrammes enregistrés par les fleximètres au cours des essais a permis de déterminer les limites de comportement élastique des différents types de planchers dans des conditions déterminées d'application des charges — les couples ainsi trouvés correspondent à un taux de travail du métal, calculé suivant les méthodes habituelles, de l'ordre de 27 kg/mm² donc voisin de la limite d'élasticité du métal.

La mesure des raccourcissements sur la face supérieure de la dalle de béton et des allongements du métal de l'aile inférieure des poutrelles nous a permis de déterminer la fatigue du métal en supposant le module d'élasticité égal à 22×10^3 kg/mm² et d'en déduire la fatigue du béton en supposant successivement m = 10 et m = 15. — Nous avons d'autre part calculé sous différentes charges les fatigues du béton et du métal en prenant également pour m successivement les valeurs 10 et 15. Les résultats obtenus sont résumés dans les dernières colonnes du tableau précédent, ils font ressortir une concordance satisfaisante des fatigues calculées à partir des déformations et des fatigues calculées directement dans l'hypothèse m = 10. Cette concordance est au moins aussi bonne que dans le cas de pièces en béton armé avec barres rondes. Les méthodes normalement utilisées dans le calcul des pièces ordinaires en béton armé peuvent donc être appliquées au calcul des planchers à poutrelles enrobées.

B — *Résistance à l'effort tranchant:*

Les résultats obtenus au cours des essais sont résumés dans le tableau II.

Dans l'élément I, il s'est produit un décollement entre le profilé et la dalle sous une charge de l'ordre de 4 t, mais nous n'avons pu observer de glissement longitudinal au voisinage de l'appui; il semble donc que pour augmenter la sécurité de systèmes semblables, des dispositifs destinés à empêcher uniquement le glissement comme l'emploi de fers plats soudés sur l'aile supérieure soient moins efficaces que des dispositifs permettant l'accrochage du profilé à la dalle de béton par l'intermédiaire soit de ligatures passant dans des trous poinçonnés dans l'âme, soit de spires soudées sur l'aile supérieure des profilés.

Dans tous les autres éléments, la rupture a été obtenue, après apparition de fissures de traction dans le béton, par excès de compression consécutif à l'allongement exagéré du métal. — Les décollements aux abouts des profilés ne se sont manifestés qu'à la rupture sous l'effet de déformations très importantes. L'effort tranchant de rupture est au moins de l'ordre de 7 t pour les éléments avec poutrelles de 10 PN et de 9 t pour ceux avec poutrelles de 12 PN.

C — *Répartition des efforts de compression dans les hourdis:*

Nous avons profité de l'exécution de ces essais pour chercher à déterminer de quelle façon les efforts de compression se répartissent dans les hourdis. — La plupart des Prescriptions officielles actuellement en vigueur fixent bien les limites

Tableau II.

No. de l'élément	béton			effort tranchant de rupture en kg	couple correspondant en kgm
	âge (jours)	compression kg/cm²	traction kg/cm²		
I	29	340	27	4 675	1170
II	28	340	27	8 450	2175
III	40	305	24	8 300 6 900	2080 2080
IV	23	260	19,4	8 300 7 900	2080 2350
IV bis	20	225	20	8 050 8 800	2160 2640
V	30	340	27	10 500 9 000	2620 2700
VI	34	275	26	9 650 8 600	2420 2580
VII	30	230	19	10 300 11 900	2570 3570
VIII	20	280	20	12 500 12 800	3120 3850
VIII bis	20	225	20	12 600 13 200	3150 3950

à admettre pour la largeur des tables de compression au milieu des portées des poutres, mais ne donnent aucune règle précise dans le cas où des charges concentrées importantes produisent les couples maxima dans des sections voisines des appuis.

Nous avons vérifié, en premier lieu, que dans les éléments de 4.00 m essayés, les raccourcissements du béton mesurés sur la face supérieure de la dalle au milieu de la portée (voir fig. 2) étaient égaux dans toute la largeur de cette dalle. — Les fatigues de compression sont donc bien réparties uniformément.

En disposant des déformètres au voisinage des appuis, nous avons trouvé des raccourcissements plus grands au droit des poutrelles que sur les bords. Les mesures que nous avons faites — qu'il serait trop long de décrire en détail — nous ont montré que l'on peut adopter la règle simple suivante: Si l'on délimite, par deux droites faisant avec la direction des poutrelles des angles de 30 à 35°, une largeur fictive de table de compression, la fatigue de compression correspondante, calculée dans chaque section par les méthodes usuelles, est peu différente de la fatigue maxima mesurée au droit de la poutrelle.

Conclusions.

En résumé, il résulte des essais effectués que dans les planchers expérimentés — à l'exception du type N° I — les fatigues normales peuvent être déterminées suivant les méthodes employées normalement pour les éléments de planchers en béton armé. La concordance entre les fatigues ainsi calculées et les fatigues

réelles est au moins aussi satisfaisante que pour les pièces en béton armé. Ces méthodes conduisent à un coefficient de sécurité de l'ordre de 3,5.

Quant aux fatigues tangentielles les expériences ont montré qu'avec les *sections étudiées* — à l'exception de (I) — la résistance n'est pratiquement pas limitée par l'excès des dites fatigues tangentielles mais par la valeur des fatigues normales.

Il y a lieu de remarquer que ces résultats ont été obtenus avec des bétons de bonne qualité. Si l'on veut utiliser la résistance du béton, il faut que la mise en oeuvre de ce matériau soit suffisamment soignée pour permettre de compter en toute certitude sur une résistance élevée de même que dans l'exécution des travaux en béton armé.

Nous considérons que les conclusions rappelées ci-dessus ne sont valables que pour des sections analogues à celles des éléments étudiés pour lesquelles, en particulier, l'axe neutre est voisin de la face inférieure du hourdis d'une part et de l'aile supérieure du profilé d'autre part. Nous comptons compléter ces résultats par des essais que nous entreprendrons prochainement sur des sections différentes des précédentes.

V 10

Disposition des extrémités d'un pont à membrures parallèles.

Ausbildung der Enden einer Brücke mit Paralleltrager.

Design of the Ends of a Bridge with Parallel Booms.

Geh. Regierungsrat Dr. Ing. A. Hertwig,
Professor an der Technischen Hochschule, Berlin.

Les ingénieurs et les architectes ont des points de vue fortement divergents quant à la disposition des extrémités d'un pont à membrures parallèles avec tablier placé à la hauteur de la membrure inférieure. Principalement dans les poutres à treillis rhomboïdal avec membrures parallèles, bien des architectes préfèrent une disposition suivant la fig. 1. Dans cette solution le portique d'extrémité est complètement ouvert entre la membrure supérieure et la membrure inférieure, c. à. d. sans aucune liaison transversale. Pour un des nouveaux ponts sur le Rhin on avait d'abord projeté d'amener le contreventement jusqu'au noeud a. Dans ce cas il était nécessaire d'étudier la stabilité du cadre d'extrémité. On a constaté que dans la pratique et dans la bibliographie cette question n'était étudiée que pour une déformation symétrique (cf. par ex. *Bleich*).

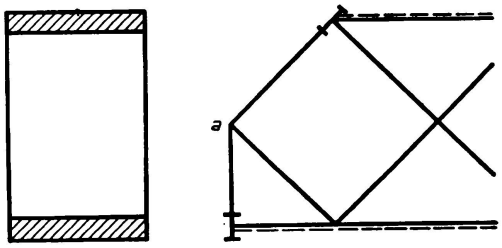


Fig. 1.

En général, on se contente de l'hypothèse défavorable considérant les montants comme articulés en haut et en bas; on obtient la charge de flambage

$$P_K = \frac{\pi^2 E J_v}{h^2}.$$

Si maintenant on admet pour une déformation non symétrique que les moments d'inertie J_o et J_u sont très grands, les montants sont à calculer avec encastrement total et l'on obtient la même charge de flambage que précédemment

$$P_K = \frac{\pi^2 E J_v}{h^2}.$$

Mais comme les moments d'inertie J_o et J_u ne sont que rarement si grands, le calcul approximatif établi en partant d'une déformation symétrique, $P_K = \frac{\pi^2 E J_v}{h^2}$ ne suffit pas.

Au pont sur le Rhin, dont nous avons parlé ci-dessus, il a été nécessaire de disposer une traverse très forte dans la membrure supérieure.

Le coude dans les montants du cadre d'extrémité est aussi très défavorable.

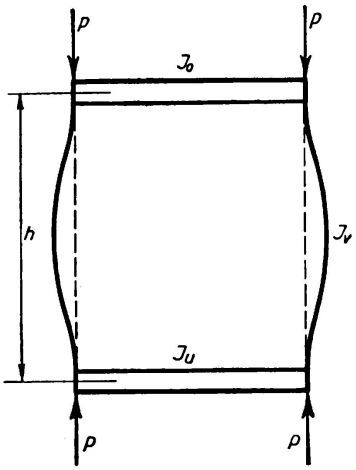


Fig. 2.

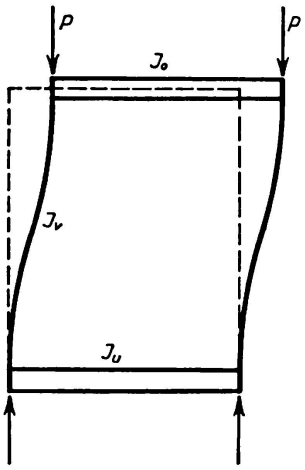


Fig. 3.

On peut donc affirmer que la disposition esquissée réduit la qualité de la construction en deux points très importants pour une simple question architecturale.

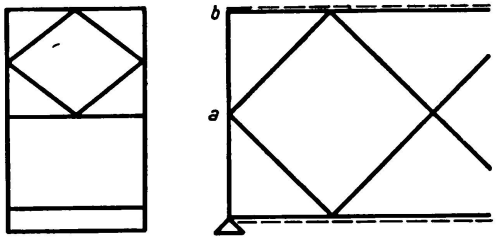


Fig. 4.

Si l'on donne à la poutre une extrémité inclinée, il est nécessaire de prolonger le contreventement jusqu'au point a. Une disposition telle que celle représentée à la fig. 4, avec un raidisseur entre a et b, est encore préférable.

L'étude exacte du flambage du cadre d'extrémité, avec déformation non symétrique, a été publiée par *Hertwig* et *Pohl* dans la revue „Stahlbau" de 1936.

V 11

La stabilité des âmes de poutres pleines, calculée en tenant compte des charges locales.

Die Stabilität der Stegbleche vollwandiger Träger bei Berücksichtigung örtlicher Lastangriffe.

Stability of the Webs of Plate Girders Taking Account of Concentrated Loads.

Dr. Ing. K. Girkmann,
Privatdozent an der Technischen Hochschule Wien.

Les poutres à âme pleine ont parfois à supporter des charges qui agissent sur la membrure comprimée, entre les raidisseurs transversaux. De telles charges se présentent par exemple sur les poutres portant un pont-roulant, sur les longerons des ponts-rails ainsi que sur les poutres-maîtresses de ces ponts, lorsqu'elles supportent directement les traverses.

J'ai publié une étude de la stabilité des âmes de poutres sollicitées de la sorte dans un mémoire intitulé: „*Stegblechbeulung unter örtlichem Lastangriff*".[1] Nous parlerons tout d'abord ici des principes de cette étude pour exposer ensuite une méthode simplifiée.

La détermination très exacte de la *limite de stabilité* de l'âme exigerait dans chaque cas particulier des calculs très compliqués. Pour limiter l'étendue du calcul et généraliser les résultats, nous avons dû effectuer différentes approximations. C'est pourquoi j'ai tout d'abord séparé, le long du bord de l'âme, la *répartition des charges* produite par la membrure chargée en collaboration avec les raidisseurs transversaux. Aux fig. 1a et b, nous avons représenté de telles répartitions de charges p (x). La fig. 1a donne une répartition pour laquelle les raidisseurs transversaux sont pratiquement inefficaces; il s'agit ici d'une poutre pleine dont la membrure chargée ne possède qu'une faible rigidité à la flexion (ou dont les raidisseurs transversaux sont fortement éloignés les uns des autres). La fig. 1b par contre représente une répartition pour une poutre avec forte membrure chargée et raidisseurs transversaux rapprochés; les raidisseurs déchargent le bord de l'âme en prenant directement une partie de la charge de la membrure et en la transmettant à des parties de l'âme beaucoup moins exposées au danger de voilement. J'ai calculé approximativement cette collaboration des raidisseurs

[1] Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaft in Wien, math.-nat. Klasse, Abteilung IIa, 145e volume, fasc. 1 et 2, 1936.

(la membrure était considérée comme une barre et l'âme comme un disque) et j'ai obtenu pour la charge p (x) de l'âme l'expression suivante:

$$p(x) = \sum p_n \cos \frac{n \pi x}{3a} \qquad (n = 1, 3, 5 \ldots) \tag{1}$$

où

$$p_n = \frac{2P}{3a} \cdot \frac{1}{1 + \frac{2 J_0}{t} \left(\frac{\pi}{3a}\right)^3 n^3} \cdot \left\{ \frac{3a}{n\pi c} \sin \frac{n\pi c}{3a} - \cos \frac{n\pi}{6} \cdot \frac{\sum\limits_{m=1,3..} \frac{3a}{m\pi c} \sin \frac{m\pi c}{3a} \cdot \cos \frac{m\pi}{6} \cdot \frac{1}{1 + \frac{2 J_0}{t} \left(\frac{\pi}{3a}\right)^3 m^3}}{\sum\limits_{m=1,3..} \cos^2 \frac{m\pi}{6} \cdot \frac{1}{1 + \frac{2 J_0}{t} \left(\frac{\pi}{3a}\right)^3 m^3}} \right\} \tag{2}$$

Dans ces expressions: a est l'éloignement des raidisseurs transversaux, t l'épaisseur de la tôle d'âme, c la demi-largeur chargée et J_0 le moment d'inertie de la membrure chargée par rapport à son axe de gravité horizontal. Dans l'équation (2) le deuxième terme entre parenthèses représente l'influence des raidisseurs qui est souvent assez petite pour pouvoir être négligée. (L'équation (2) est écrite de telle sorte que l'on puisse passer directement à c = 0.) On peut établir des relations semblables à l'équation (2) pour le cas où *plusieurs* charges symétriques par rapport à l'axe des y agissent dans le panneau considéré.

La répartition p (x) permet de calculer les contraintes dans le panneau d'âme étudié. Dans le mémoire que j'ai cité plus haut, j'ai composé ces contraintes de deux apports: des contraintes élémentaires calculées σ_{x1} et τ_1 et des contraintes de disque σ_{x2}, σ_y et τ_2 qui résultent de la charge p (x). Dans la suite, nous avons laissé de côté les contraintes de cisaillement τ_1 et *nous avons basé l'étude de la stabilité sur un système de contraintes symétrique par rapport à l'axe des y.* Pour déterminer la contrainte et la charge critiques, j'ai employé le «critère de l'énergie de la sécurité au flambage».

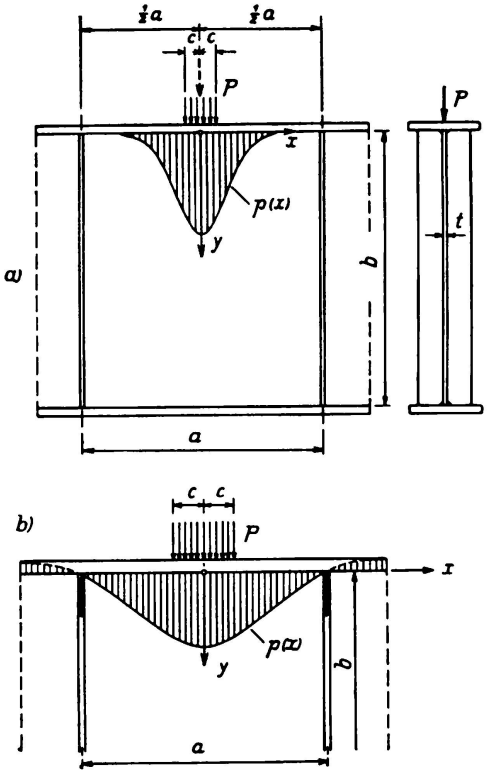


Fig. 1a et b.

On a constaté, dans le calcul de l'énergie potentielle de l'âme fléchie, qu'une partie de l'apport d'énergie des contraintes σ_{x2} est supprimée par l'apport relatif aux contraintes τ_2. C'est pourquoi on a tout d'abord négligé les contraintes de disque σ_{x2} et τ_2 dans l'étude de la stabilité, puis on a déterminé les contraintes σ_x

d'après la théorie de la flexion et calculé seulement les contraintes élémentaires σ_y de la fonction des tensions du disque d'âme. Des calculs comparatifs ont montré que les contraintes critiques ainsi déterminées ne différaient effectivement que peu des contraintes obtenues d'après la méthode exacte,[1] en tenant compte des contraintes déduites de «l'effet local».

Dans ce qui suit, nous calculons les contraintes de l'âme d'après cette méthode simplifiée. Désignons par b la hauteur de l'âme (pour les poutres rivées cette hauteur est mesurée entre les lignes de rivets des cornières des membrures) et par σ_0 la contrainte élémentaire dans la fibre extrême, au milieu ($x = 0$) du panneau d'âme étudié EF (fig. 2a), engendrée par toutes les charges de la poutre: la contrainte de flexion de cette section est:

$$\sigma_x = -\sigma_0 \left(1 - \frac{2y}{b}\right). \tag{3}$$

La même expression est introduite dans le calcul pour la contrainte de flexion de toutes les autres sections de l'âme à l'intérieur de EF.

Pour déterminer les contraintes σ_y, on introduit l'élément de poutre CD (fig. 2b) avec la charge P. La longueur de cet élément est égale à 3 fois la distance a des raidisseurs et par le fait même assez grande pour permettre de calculer avec une exactitude suffisante les contraintes σ_y à l'intérieur de EF. La fonction des tensions de Airy (développée comme la charge p (x) pour la longueur CD = 3a comme demi-période) donne:

$$\sigma_y = -\sum_{n=1,3..} \left\{ c_{1,n} \cdot e^{\frac{n\pi y}{3a}} + \right.$$
$$\left. + c_{2,n} \cdot e^{-\frac{n\pi y}{3a}} + c_{3,n} \cdot \frac{n\pi y}{3a} e^{\frac{n\pi y}{3a}} + c_{4,n} \cdot \frac{n\pi y}{3a} e^{-\frac{n\pi y}{3a}} \right\} \cos \frac{n\pi x}{3a}. \tag{4}$$

Les constantes $c_{1,n} \ldots c_{4,n}$ sont à déterminer à partir des conditions aux bords de l'âme. Comme les contraintes σ_y sont simplement calculées à partir de la fonction des tensions, il faut renoncer ici à satisfaire entièrement aux conditions de transition (effet de liaison); il n'est ainsi pas seulement possible d'arriver à une simplification du calcul, mais aussi à des résultats plus généraux.

L'étude de la stabilité est de nouveau effectuée par panneaux et l'établissement des équations de voilement se fait en admettant que les bords de l'âme sont «appuyés librement» le long des membrures et des raidisseurs. Les membrures et les raidisseurs sont considérés comme rigides vis-à-vis d'un fléchissement perpendiculaire au plan de l'âme. En outre, on admet pour le panneau étudié EF (fig. 2) une forme de voilement qui, dans le sens longitudinal de la poutre, n'a qu'une seule demi-onde. Les résultats sont sûrement valables pour $a \leq 0{,}9b$. S'il n'y avait aucune surcharge locale de l'âme, cette dernière se voilerait en une demi-onde aussi longtemps que $a < 0{,}9b$ sous l'effet des contraintes de flexion σ_x. Lorsque l'on a un effet local qui engendre toujours un voilement symétrique par rapport à l'axe des y, il se produit toujours d'abord un voilement en une demi-onde (même en cas d'une autre déformation) même pour de plus grands rapports $\frac{a}{b}$. Il n'était pas possible, par suite de l'ampleur des développements

mathématiques nécessaires, d'effectuer une étude plus exacte de ces relations; c'est pourquoi nous avons admis comme limite $a = 0{,}9\,b$.

En limitant autant que possible le nombre de termes on a choisi pour l'ondulation $w(x, y)$ du panneau EF l'expression:

$$w = \left(A \cdot \sin\frac{\pi y}{b} + B \cdot \sin\frac{2\pi y}{b} + C \cdot \sin\frac{3\pi y}{b}\right)\cos\frac{\pi x}{a} \tag{5}$$

qui satisfait aux conditions aux bords sous forme de «conditions de Navier». A l'aide de cette équation à trois termes, il est possible de déterminer à peu près exactement l'ondulation de la tôle, surtout lorsque l'influence des contraintes σ_y est fortement réduite par rapport à l'influence des contraintes σ_x (c'est-à-dire lorsque le plus grand fléchissement de la tôle s'éloigne de la membrure chargée). C'est ce qui se produit précisément dans les exemples d'application les plus importants.

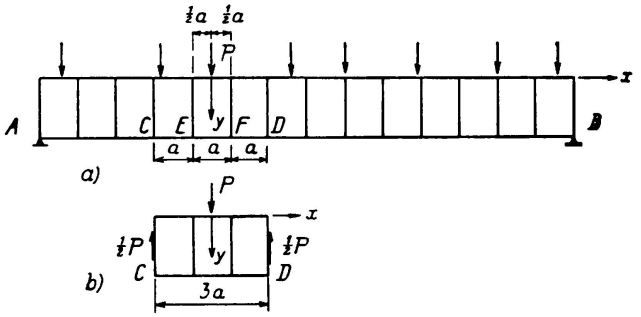


Fig. 2a et b.

Nous allons calculer maintenant, à l'aide des équations (3), (4) et (5), l'énergie potentielle e de la tôle d'âme EF tendue et fléchie.[2] Pour chaque variation δw de l'état de déformation, la condition $\delta e = 0$ doit être satisfaite. Si l'on fait varier dans l'ordre les constantes A, B et C de l'équation (5) et si l'on forme les $\delta e = 0$ correspondants, on obtient les équations suivantes pour le voilement:

$$A\left[\frac{1}{k}\cdot\frac{\pi^2}{12\beta}(1+9\beta^2)^2 - 2\varkappa r_1\right] - B\left[\frac{8}{3}\beta + \varkappa r_4\right] - C\varkappa r_5 = 0$$

$$-A\left[\frac{8}{3}\beta + \varkappa r_4\right] + B\left[\frac{1}{k}\cdot\frac{\pi^2}{12\beta}(4+9\beta^2)^2 - 2\varkappa r_2\right] - C\left[\frac{72}{25}\beta + \varkappa r_6\right] = 0 \tag{6}$$

$$-A\varkappa r_5 - B\left[\frac{72}{25}\beta + \varkappa r_6\right] + C\left[\frac{1}{k}\cdot\frac{\pi^2}{\beta}\cdot\frac{27}{4}(1+\beta^2)^2 - 2\varkappa r_3\right] = 0$$

où: $\beta = \frac{b}{3a}$, $k = \frac{\sigma_0}{\sigma_e}$, σ_e (contrainte d'Euler) $\frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2$, $\varkappa = \frac{P}{at}\cdot\frac{1}{\sigma_0}$

et $r_1 \ldots r_6$ les sommes suivantes:

$$r_1 = \sum_{n=1,3\ldots}\frac{a p_n}{P}\left[\frac{1}{n^2\beta^2} + \frac{n^2\beta^2}{(4+n^2\beta^2)^2}\right]\varphi_n,$$

$$r_2 = 4\sum_{n=1,3\ldots}\frac{a p_n}{P}\left[\frac{1}{n^2\beta^2} + \frac{n^2\beta^2}{(16+n^2\beta^2)^2}\right]\varphi_n,$$

$$r_3 = 9\sum_{n=1,3\ldots}\frac{a p_n}{P}\left[\frac{1}{n^2\beta^2} + \frac{n^2\beta^2}{(36+n^2\beta^2)^2}\right]\varphi_n,$$

$$r_4 = 4\sum_{n=1,3\ldots}\frac{a p_n}{P}\left[\frac{1}{(1+n^2\beta^2)^2} + \frac{1}{(9+n^2\beta^2)^2}\right]n^2\beta^2\psi_n,$$

[2] *A. Nadai:* Elastische Platten, Berlin 1925.

$$r_5 = 6 \sum_{n=1,3..} \frac{a p_n}{P} \left[\frac{1}{(4 + n^2\beta^2)^2} + \frac{1}{(16 + n^2\beta^2)^2} \right] n^2 \beta^2 \varphi_n,$$

$$r_6 = 12 \sum_{n=1,3..} \frac{a p_n}{P} \left[\frac{1}{(1 + n^2\beta^2)^2} + \frac{1}{(25 + n^2\beta^2)^2} \right] n^2 \beta^2 \psi_n,$$

avec les grandeurs auxiliaires:

$$\varphi_n = \frac{18}{36 - n^2} \sin \frac{n\pi}{6} \cdot \frac{1 - e^{-n\pi\beta}}{(1 + e^{-n\pi\beta}) + \frac{2 n\pi\beta e^{-n\pi\beta}}{1 - e^{-n\pi\beta}}}$$

et

$$\psi_n = \frac{18}{36 - n^2} \sin \frac{n\pi}{6} \cdot \frac{1 + e^{-n\pi\beta}}{(1 - e^{-n\pi\beta}) - \frac{2 n\pi\beta e^{-n\pi\beta}}{1 + e^{-n\pi\beta}}}$$

Comme les constantes A, B et C doivent être différentes de zéro, le déterminant du numérateur de l'équation (6) doit être nul. Cette condition permet de calculer la racine $k = k_{min}$ la plus petite différente de zéro. La contrainte critique dans la fibre extrême de l'âme entre E et F est donc $\sigma_{o,\,crit} = k_{min} \cdot \sigma_e$ et la valeur critique correspondante de la charge P du panneau est $P_{crit} = \varkappa a t\, \sigma_{o,\,crit}$.

Afin de pouvoir évaluer les contraintes et les charges critiques, même dans le cas d'un voilement inélastique, les résultats calculés pour un matériau élastique sans limite sont interpolés à l'aide des contraintes de flambage d'une barre de comparaison. Dans la détermination de la sollicitation maxima de la tôle, il faut tenir compte de l'apport de contrainte à $\sigma_{x\,max}$ résultant de l'effet local; on peut le remplacer par la valeur un peu plus grande $(\sigma_y)_{x=0,\ y=0}$.

Lors de l'interprétation des résultats, il ne faut pas oublier que l'on ne s'est servi que d'une approximation pour l'ondulation w (x, y) et que l'on obtient ainsi de trop grandes contraintes critiques. D'autre part nous avons admis diverses hypothèses trop sévères; nous avons admis par exemple des appuis articulés aux bords de la plaque alors que l'on a toujours un encastrement élastique et que cet encastrement fait croître sensiblement la stabilité de la tôle. Quant au voilement inélastique, il faut encore faire remarquer que la plus forte sollicitation de la tôle se trouve à un des bords appuyés et qu'elle n'est que locale, de telle sorte que dans le cas de déformations plastiques, il se produit une égalisation partielle des contraintes. La *véritable* charge de voilement peut se trouver bien au-dessus de la charge critique. A côté de la résistance à la distorsion des panneaux voisins, qui empêche la propagation du voilement de la tôle, la résistance à la flexion de la membrure chargée *peut* permettre un accroissement de la charge au-dessus de la limite de stabilité de l'âme. Les membrures élancées ont elles-mêmes besoin de l'appui de l'âme pour résister au flambage dans le plan de la paroi portante.

Dans un mémoire que nous publierons ultérieurement, et qui contiendra des tables pour l'application pratique de cette méthode de calcul un peu compliquée, nous traiterons d'une façon encore plus approfondie le problème exposé ici.

V 12

Sur les phénomènes de déversement.

Über Kipperscheinungen.

The Phenomena of Buckling.

Privatdozent Dr. F. Stüssi,
Beratender Ingenieur, Zürich.

Alors qu'il existe de très nombreuses études sur les problèmes de stabilité au flambage et au voilement, la théorie des phénomènes de déversement a été, à tort, plutôt délaissée. Par suite du manque de formules simples de dimensionnement, on a généralement recours, dans la pratique, à l'artifice suivant pour étudier la stabilité des poutres soumises à la flexion: on suppose l'aile comprimée détachée des autres parties de la poutre et on considère le flambage de cette aile. Nous allons établir ici la relation entre cette manière de voir et la solution exacte du problème de déversement des poutres à section en I.[1] Je choisis comme exemple le cas le plus simple de la poutre simple à section en I constante, soumise à un moment de flexion constant. Négligeons d'abord la flexion de l'aile, le moment de déversement se calcule comme pour une poutre à section rectangulaire et l'on obtient:

$$M_{o,\,crit} = \pi \cdot \frac{\sqrt{B_2 \cdot C}}{l}, \tag{1}$$

où $B_2 = E.J_y$ est la rigidité transversale à la flexion, et $C = G.J_d$ la rigidité à la torsion. L'influence généralement insignifiante du fléchissement vertical sera négligée.

Considérons maintenant l'aile comprimée détachée de la poutre, le produit de sa charge de flambage P_E, suivant *Euler*, et de la distance des ailes h représente, suivant la manière de voir usuelle, le moment critique de la poutre:

$$M_{aile,\,crit} = P_E \cdot h = \frac{\pi^2 \cdot B_2 \cdot h}{a\, l^2}, \tag{2}$$

car la rigidité à la flexion d'une aile peut être posée égale à la moitié de la rigidité transversale de la poutre.

---

[1] *S. Timoshenko:* Sur la stabilité des systèmes élastiques. Annales des Ponts et Chaussées 1913. — *S. Timoshenko:* Stability of plate girders subjected to bending. Publication Préliminaire du Congrès de Paris de l'A.I.P.C. 1932. — *F. Stüssi:* La stabilité de la poutre sollicitée à la flexion. Mémoires de l'A.I.P.C., 3e vol., 1935. — *F. Stüssi:* Exzentrisches Kippen. Schweiz. Bauzeitung. 105e vol., 1935.

Le moment de déversement de la poutre en I est, d'après *Timoshenko:*

$$M_{crit} = \pi \frac{\sqrt{B_2 \cdot C}}{l} \cdot \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{a^2}} \tag{3}$$

où l'abréviation a^2 a la valeur

$$a^2 = \frac{4\,Cl^2}{B_2\,h^2}$$

Introduisons la valeur de cette abréviation dans l'équation (3), nous obtenons la relation simple, représentée par un triangle rectangle (fig. 1), qui existe entre les trois valeurs considérées du moment de déversement:

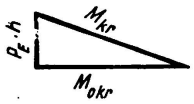


Fig. 1.

$$\underline{M_{crit} = \sqrt{M^2_{o,\,crit} + (P_E \cdot h)^2}}. \tag{4}$$

Pour illustrer la signification numérique des deux composantes, nous avons porté à la fig. 2 les contraintes critiques dans la fibre extrême d'un I PN 16. Dans tout le domaine élastique M_{crit} n'est qu'un peu plus grand que $M_{o,\,crit}$. La charge de flambage de l'aile comprimée n'a donc qu'une influence tout-à-fait secondaire sur la valeur du moment de déversement. La méthode usuelle de dimensionnement, qui détermine la résistance d'une poutre à partir de la charge de flambage de l'aile comprimée seulement, n'est donc pas satisfaisante car elle ne tient compte que d'une influence partielle, d'ordre secondaire. Les résultats

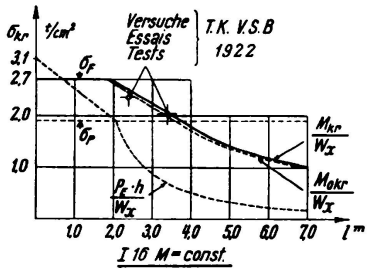


Fig. 2.

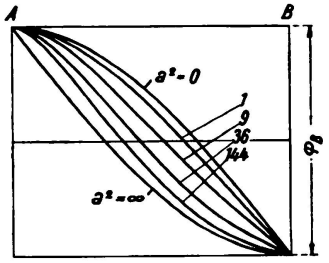


Fig. 3.

d'essais, portés à la fig. 2, prouvent la valeur de la solution complète du problème; ils correspondent au cas de charge considéré et sont tirés d'un rapport non publié de la Commission technique du Syndicat des ateliers suisses de construction de ponts et de charpentes métalliques.[2]

La relation simple, représentée par un triangle rectangle, qui existe entre le moment de déversement de la poutre rectangulaire et la charge de flambage de l'aile comprimée, résulte du fait que, dans le cas de charge considéré, les courbes de déformation pour le flambage et pour le déversement sont toutes deux des courbes sinusoïdales, c'est-à-dire des courbes de même forme. J'ai étudié comme exemple un cas où cette concordance dans la forme des courbes

[2] Commission Techn. du Syndicat des ateliers suisses de construction de ponts et de charpentes métalliques. Essais de flexion exécutés en mai 1922 au L.F.E.M. à Zurich: 1. Flambage transversal de la membrure comprimée des poutres en I. Essais N°. 1 et 5.

de fléchissement ou des courbes solution n'est plus possible, à savoir, le cas de la console soumise à un moment de flexion constant. Les deux déformations, provenant du déversement et du flambage, s'influencent réciproquement au début de l'instabilité, la courbe des rotations φ varie donc les dimensions. La fig. 3 représente les courbes pour différentes valeurs de l'abréviation a^2; $a^2 = 0$ correspond au problème de flambage (rigidité à la torsion $C = 0$) et $a^2 = \infty$ au déversement d'une poutre à section rectangulaire (rigidité de l'aile $= 0$). L'influence réciproque des deux courbes limites pour chaque influence particulière représente une fixation quelconque, c'est-à-dire avec un accroissement de la rigidité; il en résulte que le moment de déversement d'une poutre en I doit être plus grand que l'hypoténuse du triangle rectangle formé avec les côtés

$$M_{0,\,crit} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{\sqrt{B_2 \cdot C}}{l}$$

et

$$P_E \cdot h = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{B_2 \cdot h}{2 \cdot l^2} = \frac{\pi^2}{4\,a} \cdot \frac{\sqrt{B_2 \cdot C}}{l}.$$

Ici également l'influence de la charge de flambage de l'aile comprimée n'est que tout-à-fait secondaire dans les conditions qui se présentent dans la pratique (fig. 4).

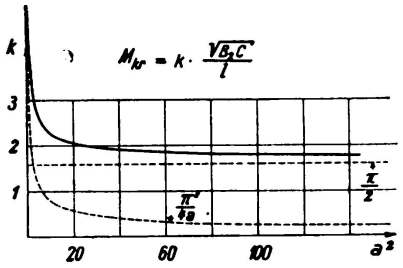


Fig. 4.

L'étude des phénomènes de déversement est actuellement simple et satisfaisante; il serait donc justifié de vouer l'attention qui lui revient, et même dans la pratique à ce groupe important de problèmes de stabilité.

V 13

Résultats des essais de compression sur des cornières à ailes inégales.

Ergebnisse von Versuchen mit Druckstäben aus zwei ungleichschenkligen Winkelstählen.

Results of experiments on compression members composed of two unequal angle bars.

Dr. Ing. H. Maier-Leibnitz,
Professor an der Technischen Hochschule, Stuttgart.

Les barres composées de deux cornières à ailes inégales sont souvent utilisées dans les poutres réticulées, par exemple dans les fermes, tant comme membrures que comme diagonales ou montants. Dans les membrures, les barres se prolongent en général au-delà des goussets. Dans les diagonales ou les montants comprimés, les forces sont en général transmises par les tôles de goussets. L'écartement des cornières peut être soit constant sur toute la longueur de la barre soit encore être plus grand au milieu.

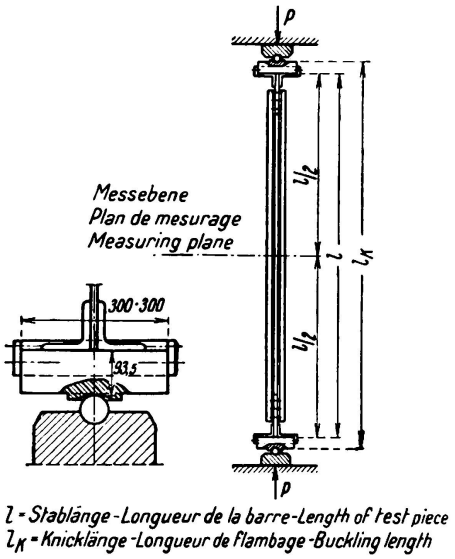


Fig. 1.
Disposition de l'essai.

Dans les barres constituées de deux cornières il faut admettre, d'après la norme DIN 1050 (édition de juillet 1937), un « degré d'élancement idéal » λ_{yi} pour déterminer le flambage dans le plan x x de la fig. 4.

Pour établir la formule de λ_{yi} on admet que l'axe x—x de gravité du matériau de la barre constituée de deux pièces est un axe de symétrie de la section totale. Cette hypothèse n'est pas satisfaite dans les barres composées de deux cornières juxtaposées, reliées par des fourrures. Nous ne croyons pas que l'on ait effectué d'investigations théoriques sur cette question. D'autre part nous ne connaissons aucune valeur d'essais sur la résistance au flambage de ces barres.

C'est la raison pour laquelle nous avons fait entreprendre, en 1936, des essais sur neuf barres composées de deux cornières[1] et sur deux barres de comparaison

[1] Voir la revue „Der Stahlbau" 9 (1936), p. 166 et ss.

constituées par une seule cornière. Le présent rapport résume et complète ces essais.

L'essai fut effectué sur des barres placées verticalement, suivant la fig. 1. On voit que la force était transmise à la barre par l'intermédiaire d'articulations sphériques et de plaques de compression. D'abord on a placé les éprouvettes de telle sorte que leur axe de gravité géométrique coïncide aussi exactement que possible avec l'axe de la machine. Après l'application de charges initiales plus ou moins grandes, on a déplacé la barre déchargée vers l'axe de la machine jusqu'à ce qu'une remise en charge ne produise qu'un fléchissement minimum au milieu de la barre. Sous l'effet de la charge maxima P_k, déterminée expérimentalement, on a pu observer généralement un fléchissement brusque au milieu de la barre. A la fig. 2 nous avons représenté les éprouvettes « élancées », à la fig. 3 les éprouvettes « trapues » et la première des barres simples ⑧.

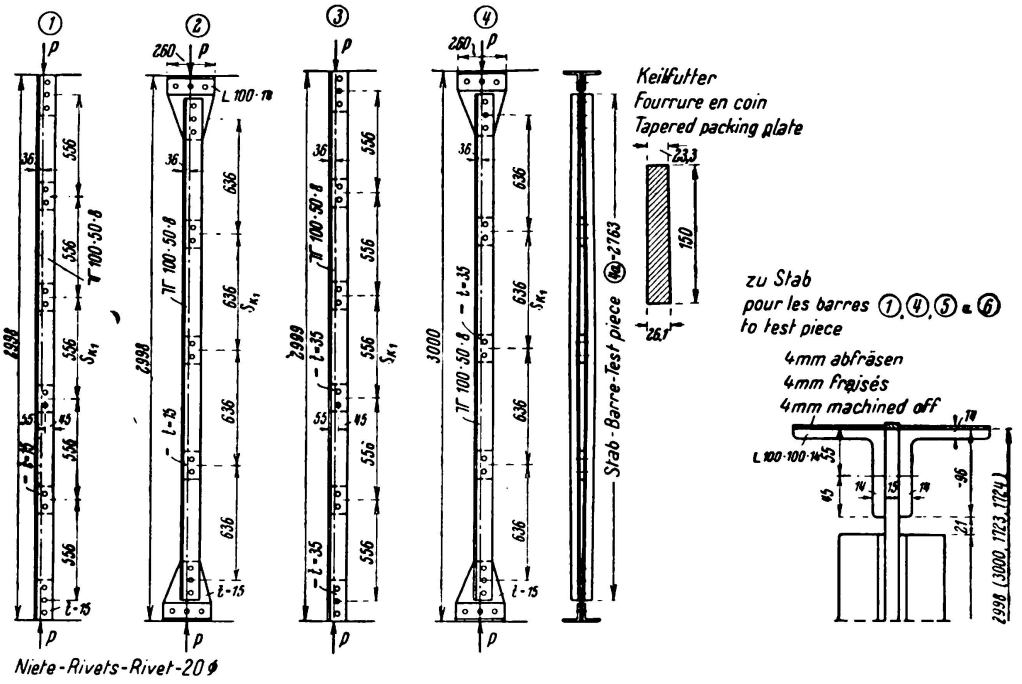


Fig. 2.

Barres élancées.

Les *charges de flambage* sont indiquées à la représentation schématique de la fig. 4. A cette figure nous avons aussi représenté la barre ④a tirée de la barre ④ après l'essai, ainsi que la deuxième éprouvette simple ⑩. Les extrémités de cette éprouvette s'appuyent sur les plaques de compression de la machine d'essai, ces plaques sont planes et assurées contre toute inclinaison.

Pour les barres ① à ④ nous avons déterminé mathématiquement les charges de rupture P_k, en tenant compte des dimensions théoriques des sections, à l'aide de la relation $\sigma_k = \frac{20\,726}{\lambda^2}$ t/cm² et pour la barre ⑤ à l'aide de la relation $\sigma_k = 2{,}8905 - 0{,}008175\,\lambda$ t/cm². Dans ce calcul nous nous sommes basés sur le degré d'élancement λ_{yi}. Pour la barre simple ⑧, P_k a été calculé en tenant compte du moment d'inertie J_η.

Conclusions.

a) Barres sans tôles de gousset ①, ③ et ④a. Les charges de flambage obtenues dans l'essai sont plus grandes que les charges de flambage obtenues dans le calcul à l'aide de λ_{yi}.

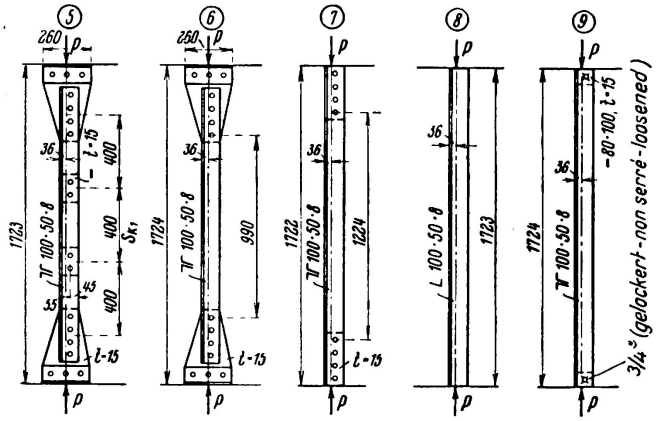


Fig. 3.

Barres trapues.

b) Barres avec tôles de gousset ②, ④ et ⑤. Les barres élancées ② et ④ ont toutes deux donné, au cours de l'essai, une charge de flambage de plus de 10 % plus grande que celle du calcul en tenant compte de λ_{yi}. La barre trapue ⑤ par contre a donné à l'essai une valeur plus petite que d'après le calcul avec λ_{yi} quoique sa contrainte d'étirement (3,27 t/cm²) soit beaucoup plus grande que $\sigma_s = 2{,}4$ t/cm² que nous avons pris comme base pour la détermination de σ_k.

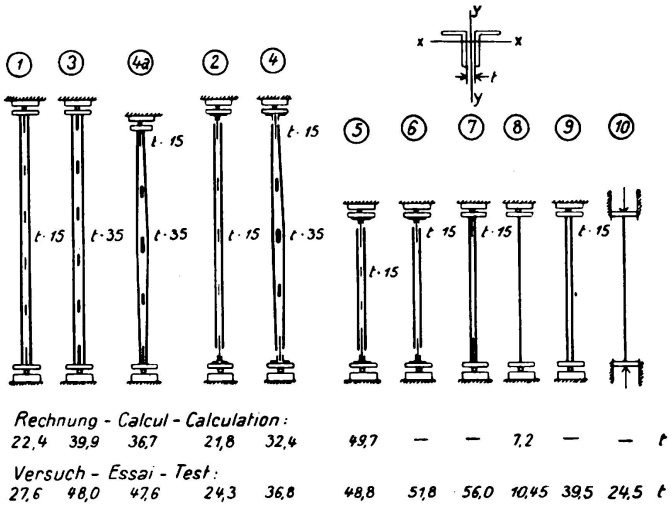


Fig. 4.

Principaux résultats du calcul et des essais.

c) Eprouvettes ⑥ et ⑦.

α) Dans l'éprouvette ⑤, nous avons disposé, conformément à la norme DIN 1050, deux liaisons aux tiers de la longueur. Nous avons supprimé ces fourrures dans la barre ⑥. Malgré cela la charge effective de flambage de la

barre ⑥ est plus grande que celle de la barre ⑤. On peut en conclure que les liaisons réalisées aux extrémités des barres par les tôles de gousset ont une forte influence sur la grandeur de la charge de flambage.

β) La barre ⑦ a donné encore de plus grandes charges de flambage que les barres ⑥ et ⑤. On peut supposer que les liaisons prescrites par les normes officielles, comme c'était le cas pour la barre ⑤, n'augmenteraient pas la charge de flambage.

d) Eprouvettes ⑧, ⑨ et ⑩. Les résultats de ces essais sont en rapport avec les questions que nous avons posées autrefois lors de l'interprétation des essais effectués sur des barres de bois, constituées de plusieurs éléments. En ce qui concerne les barres de bois, les résultats d'essais ne peuvent pas s'appliquer sans autre aux barres comprimées faisant partie d'un ouvrage. Les plaques de compression généralement placées aux extrémités des barres dans les essais de compression dissimulent l'influence des plaques d'attache qui doivent assurer la collaboration des différentes barres et les faire agir comme un tout.[2] Les relations sont identiques dans les barres métalliques constituées de deux cornières.

La barre ⑧ a donné une charge effective de flambage $P_k = 10{,}45$ t: la barre ⑨, double, n'avait *aucune liaison* sur toute sa longueur entre les deux plaques de compression et sa charge de flambage n'était pas égale à deux fois, mais à 3,8 fois la charge de flambage de la barre simple. Le mode d'action de cette barre double sans liaisons peut s'expliquer comme suit: les ailes situées dans le prolongement l'une de l'autre produisent un certain encastrement de chaque barre sur les plaques de compression. En fait, la barre de comparaison ⑩, dont les extrémités reposent directement sur les plaques de compression de la machine d'essai, distantes de 1724 mm, a donné à l'essai une charge de flambage de 24,5 t, c'est-à-dire plus de la moitié de la charge de flambage de la barre ⑨.

On peut supposer que dans les éprouvettes fixées comme les barres ①, ③ et ④a, la grandeur de la charge de flambage dépend partiellement de la façon ci-dessus indiquée dont la barre entière repose sur les plaques de compression. *On doit donc éviter d'attribuer aux liaisons des barres le surplus, par rapport à la résistance de deux barres simples articulées aux deux extrémités, de la charge effective de flambage d'une barre double soumise à un essai de la manière usuelle.*

L'effet des liaisons dans les barres qui dans une construction sont fixées à des tôles de gousset à leurs extrémités ne peut être évalué que grâce à une disposition telle que celle que nous avons adoptée pour l'essai des barres ②, ④ et ⑤.

---

[2] Voir par ex. la revue „Der Bauingenieur" 17 (1936), p. 1.

V 14

Renforcement du Viaduc d'Austerlitz par soudure à l'arc électrique.

Verstärkung der Austerlitzbrücke der Pariser Stadtbahn durch elektrische Licht-Bogenschweißung.

Strengthening of the Austerlitz Viaduct in Paris by Electric Arc Welding.

M. Fauconnier,
Directeur des Travaux Neufs de la Compagnie du Métropolitain de Paris.

La ligne n° 5 du Chemin de fer Métropolitain de Paris franchit la Seine au voisinage de la gare d'Austerlitz par un ouvrage métallique d'une seule portée: 140 mètres entre appuis sur rives, portée supérieure à celle de tous les autres ponts de Paris.

L'ouvrage est constitué par un arc à triple articulation. Les articulations latérales sont disposées, non pas sur les culées, mais à l'extrémité de consoles

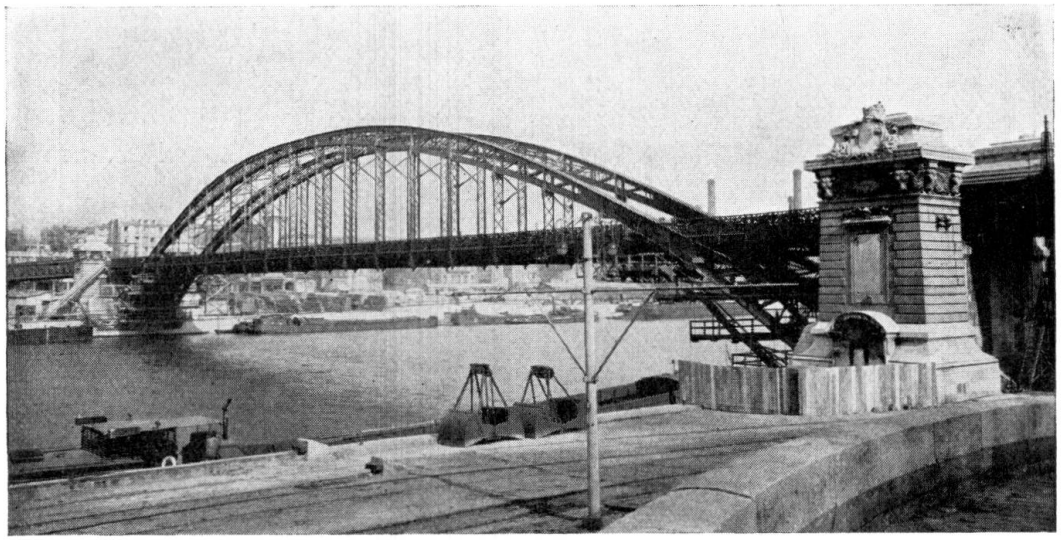


Fig. 1.
Viaduc d'Austerlitz.

dont le porte-à-faux atteint 17 mètres. L'ensemble présente un caractère de légèreté qui lui a valu, à juste titre, l'admiration des techniciens (fig. 1). Son poids est de 820 tonnes.

Malheureusement, son étude a été faite dans l'hypothèse d'un train léger de 121 tonnes de 50 mètres de longueur. Aujourd'hui, trente ans après sa construction, le train type du Métropolitain mesure 105 mètres de longueur et pèse 420 tonnes. La surcharge roulante est plus que triplée.

La Compagnie du Métropolitain exécute actuellement son renforcement.

A notre connaissance, ce travail est sans précédent dans le monde entier:

— les sections utiles de l'arc sont augmentées dans une proportion atteignant 60 %;.
— le poids de l'ouvrage passe de 800 à 1000 tonnes;
— l'arc est à triple articulation et sa portée est considérable;
— l'équilibre des consoles doit être rétabli de manière à ramener la ligne des pressions dans le tiers central;
— enfin, 700 trains par jour doivent franchir l'ouvrage pendant tout le cours de son renforcement.

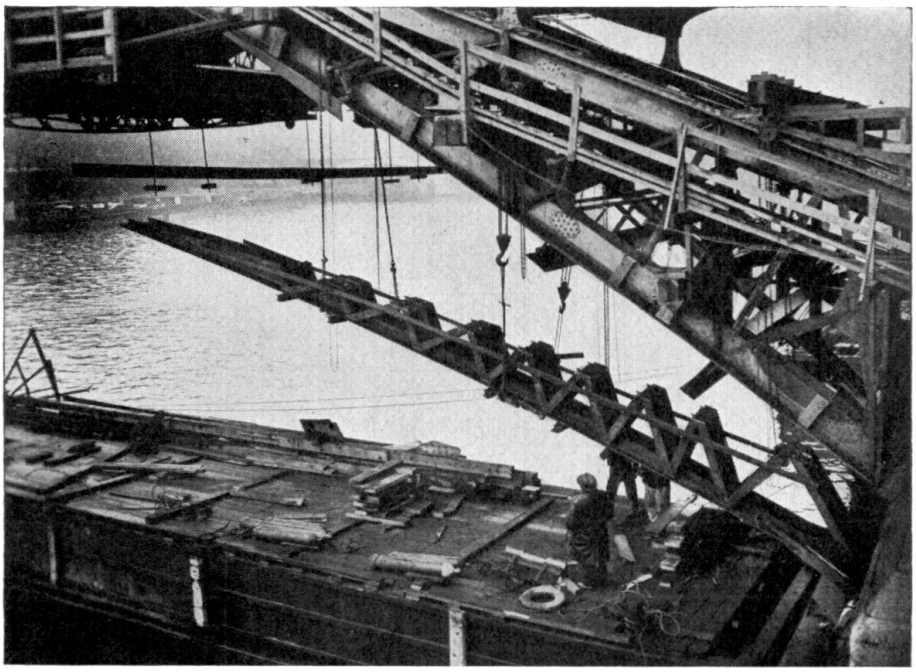


Fig. 2.

Renforcement des retombées des arcs.

Les pièces de renforcement (barres de 70 × 140, profilés divers) sont placées entre les lignes de rivets; les éléments de résistance de l'ouvrage primitif sont conservés intégralement.

Pour les consoles, la condition d'équilibre (ligne de pressions restant dans le tiers central) est remplie grâce à la fixation par soudure, sous la membrure inférieure, d'une charpente complémentaire, préparée à l'avance et mise en place d'une seule manoeuvre (fig. 2).

Pour le calcul, on a choisi l'hypothèse simple suivante: le métal de renforcement ne travaille que sous l'effet de la surcharge; le métal de base supporte seul les efforts de la charge permanente et participe aux efforts dus à la surcharge. Une expérience directe nous a montré que cette hypothèse était correcte.

On pourrait croire indispensable de prendre en considération les tensions internes développées par la soudure. En pratique, ce serait une erreur, car les tensions internes sont localisées et avec l'acier 37 de grande ductilité, elles tendent à s'atténuer progressivement au fur et à mesure qu'elles apparaissent dangereuses.

Le métal ancien est un acier Martin extra-doux à faible teneur en carbone, moins de 0,10 %. Il est donc parfaitement soudable. Sa résistance à la rupture atteint 42 kg/mm² et son allongement 32 %. A dessein, le métal de renforcement a été choisi encore plus doux, en vue d'une soudabilité parfaite: 37 kg à la rupture, 34 % d'allongement. Sa composition chimique doit satisfaire strictement aux conditions suivantes:

$$C \leqq 0{,}10\,\%$$
$$Mn \leqq 0{,}40\,\%$$
$$Si \leqq 0{,}20\,\%$$
$$P \leqq 0{,}04\,\%$$
$$S \leqq 0{,}04\,\%$$

Sa résilience doit être supérieure à 10 kgm/cm² (barreau Mesnager).

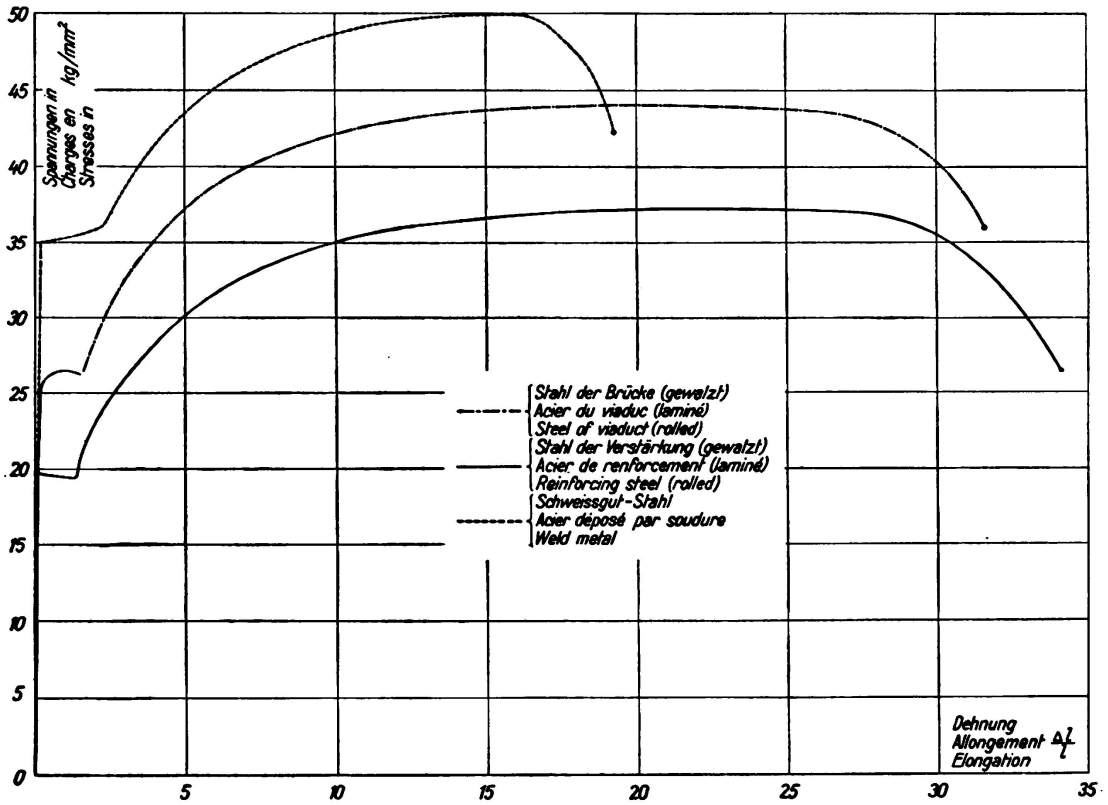


Fig. 3.

Diagrammes d'extension des aciers.

La courbe supérieure de la fig. 3 correspond à l'acier fondu déposé par les électrodes: 48 kg à la rupture et 20 % d'allongement; la résilience minima imposée est de 8 kgm/cm² (Mesnager).

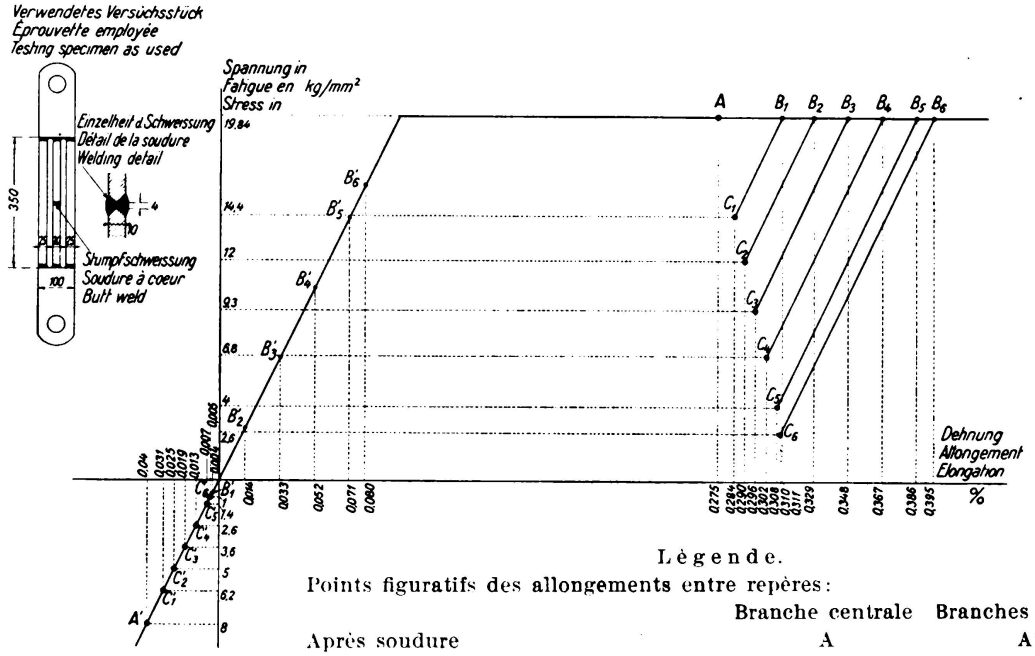
L'allure des 3 diagrammes est la même (fig. 3).

Une considération essentielle s'impose: tout allongement du métal compris entre 1 pour 1000 et 15 pour 1000 s'effectue sans accroissement de fatigue.

Or, dans la soudure à l'arc, le métal en fusion se rétracte de 10 à 15 pour 1000 en passant de l'état semipâteux sans résistance pratique à l'état définitif avec résistance normale de 45—50 kg.

Il importe donc, lorsqu'on opère sur des pièces bridées, que le métal de base voisin du cordon puisse suivre cette déformation en s'allongeant lui-même.

Grâce à cette faculté de l'acier doux bien mise en évidence sur les diagrammes, on pressent que l'équilibre final sera obtenu *sans qu'à aucun moment ni en aucun point* la valeur des tensions internes ne dépasse la limite élastique.



Lègende.

Points figuratifs des allongements entre repères:

	Branche centrale	Branches Latérale
Après soudure	A	A'
Après application des forces extérieures	$B_1 B_2 B_3 B_4 B_5 B_6$	$B'_1 B'_2 B'_3 B'_4 B'_5 B'$
Après suppression des forces extérieures	$C_1 C_2 C_3 C_4 C_5 C_6$	$C'_1 C'_2 C'_3 C'_4 C'_5 C'_6$

Fig. 4.

Ecoulement des tensions internes sous l'action des forces extérieures.
Diagramme d'extension.

Systématiquement nous avons effectué de très nombreuses mesures de tensions internes: les résultats atteignent couramment 14 kg mais *ne dépassent jamais la limite élastique.*

On pouvait toutefois se demander si l'action des forces extérieures (charges et surcharges) se composant avec les tensions internes ne porterait pas la fatigue totale de ces pièces à une valeur inadmissible. M. le Docteur-Ingénieur *Kommerell, M. G. Fish,* notamment, ont montré, en raisonnant sur le diagramme des contraintes en fonction de l'allongement, que pareille crainte n'était pas fondée.

Nous avons vérifié expérimentalement, dans le cas de déformations simples (traction et compression), l'écoulement des tensions internes sous l'action des forces extérieures. Le fait essentiel suivant a été mis en évidence: si une force extérieure quelconque se trouve appliquée momentanément à un système soudé

de manière à déterminer un allongement *permanent* quelconque dans un élément de ce système, lors de la suppression de la force, il se produit une détente interne dont l'effet est d'abaisser la valeur de la tension résiduelle dans cet élément.

L'éprouvette employée était à 3 branches, la languette centrale portant un joint à coeur. Elle est représentée ci-contre (fig. 4).

Le retrait résultant de la soudure à coeur donne lieu à des déformations simples facilement mesurables au déformètre Huggenberger; elles se réduisent à un allongement de la partie centrale, ainsi mise en tension, et à un raccourcissement des branches latérales mises en compression.

L'application de forces extérieures à cette éprouvette se fait à l'aide d'une machine de traction sur laquelle elle est montée au moyen de dispositifs à cadran destinés à éviter les efforts de flexion.

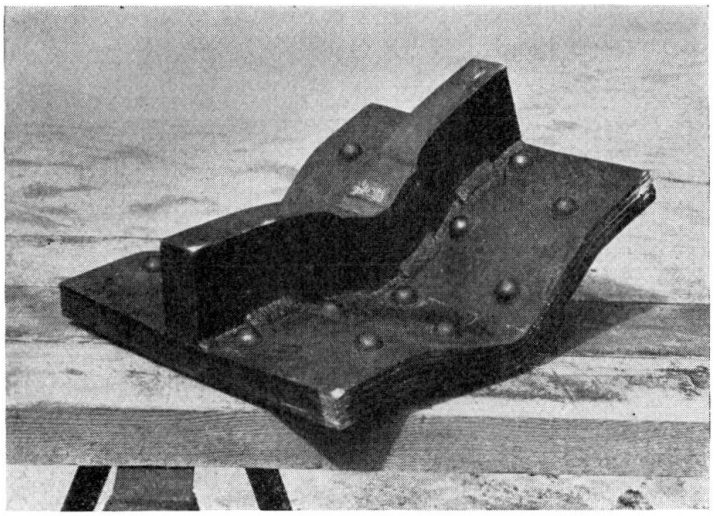


Fig. 5.

1er essai d'homogénéité.

(Déformation sans rupture sous une pression de 700 tonnes.)

Les différents stades de l'essai sont représentés sur le diagramme de la fig. 4. Sa précision a été remarquable. On voit que, dans la branche centrale, l'action de la force extérieure a permis de ramener la fatigue de traction de 19,8 kg/mm² à 2,6 kg/mm², l'allongement permanent passant de 0,275 % à 0,310 %. En poussant l'essai plus loin, on pouvait obtenir la disparition complète des tensions internes. Aucune amorce de fissure n'a été observée.

En pratique, pour que cet écoulement des tensions internes puisse se produire, il faut que la ductilité du métal de base, celle du métal de renforcement et celle du métal fondu soient aussi grandes que possible et du même ordre de grandeur.

Il faut viser à l'homogénéité.

Cette homogénéité a été démontrée par un essai curieux. Sur une semelle de cinq tôles rivées, on a fixé une barre de 60 mm × 130 mm par des cordons de 16 × 16 effectués en plusieurs passes. Ces gros cordons sont discontinus: au droit des rivets n'existe qu'un petit cordon de 5 × 5.

Cet assemblage a résisté sans rupture à une charge de 700 tonnes. La fig. 5 montre la déformation inimaginable de la pièce et dispense de tout commentaire: l'homogénéité est vraiment atteinte.

A titre de comparaison, le même essai a été reproduit avec un cordon continu de 8×8 (réduit à 5×5 au droit des rivets). Au lieu des 700 tonnes appliquées

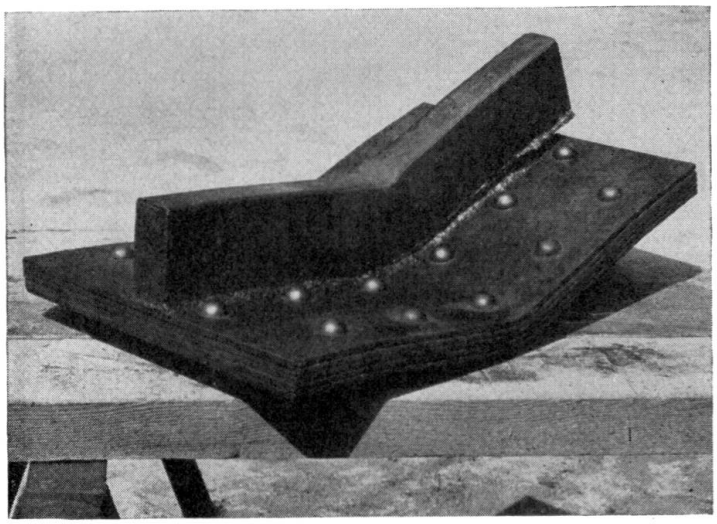


Fig. 6.
2eme essai d'homogénéité.
(Rupture sous une pression de 170 tonnes.)

sans rupture dans l'essai précédent, la rupture du cordon s'est alors produite à 170 tonnes (fig.6).

En résumé, le travail en cours au Métropolitain de Paris est le plus difficile qui se pose en soudure, puisque tous les assemblages concernent, non seulement des pièces bridées, mais bien plus, des pièces bridées et en service continuel.

L'opération est déjà fort avancée et son succès repose essentiellement sur la qualité remarquable des électrodes employées (type L 40 de la Soudure Autogène Française) et surtout sur le choix d'un métal de renforcement extrêmement ductile (acier 37 de *composition chimique imposée*).

V 15

Un nouveau système de ponts suspendus.

Neues System für Hängebrücken.

A New System of Suspension Bridges.

Prof. G. Krivochéine,
Ingenieur, General-Major, Prag.

Le système de ponts suspendus[1] que nous préconisons a pour but de réduire la traction horizontale du câble et par le fait même le poids de l'ouvrage.

Ce système est constitué par un câble dont la traction horizontale n'est pas absorbée par la poutre raidisseuse mais par un arc non rigide (fig. 1, 2 et 3).

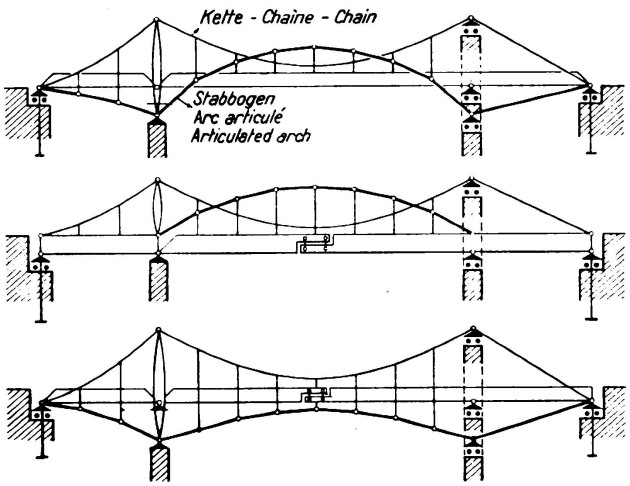


Fig. 1—3.

La poutre raidisseuse (fig. 1, 2 et 3) n'est destinée qu'à supporter les moments de flexion.

Le système que nous proposons peut être isostatique (fig. 4a); il suffit d'introduire deux articulations dans les ouvertures latérales et une articulation à glissière longitudinale dans la travée centrale. Après le montage du pont on peut éliminer les trois articulations ou l'articulation centrale seulement. Il faut alors exécuter la dernière articulation de telle sorte qu'elle ne supporte que les moments de flexion, sans transmettre les forces longitudinales (fig. 4d). Dans ce cas, le système sera trois fois ou une seule fois statiquement indéterminé.

La traction horizontale du câble dans le système isostatique (fig. 4a) peut se calculer à partir des conditions d'équilibre de la partie de gauche (fig. 4b) et de la moitié de gauche de la poutre principale (fig. 4c):

$$1.\quad H_1 = H_2 = H,$$

$$2.\quad +C\ (l_o - c) + Hz_1 = 0,$$

$$3.\quad +C\left(l_o + \frac{1}{2}l\right) + A \cdot \frac{1}{2}l - Hz_2 = 0,$$

$$4.\quad C + A = \frac{1}{2}P.$$

[1] D.R.P. N°. 563 698; Brev. franç. N°. 718 661.

Lorsque l'articulation G se trouve sur la droite CA, on a:

$$H = P \frac{l}{4(f_1 + f_2)}.$$

Le pont suspendu ordinaire avec traction horizontale compensée donne

$$H_1 = P \frac{l}{4 f_1};$$

lorsque $f_1 = f_2$ on a

$$H = \frac{1}{2} H_1,$$

c'est-à-dire que la traction horizontale du câble est deux fois plus petite dans le système proposé de pont suspendu avec arc non rigide que dans le pont suspendu

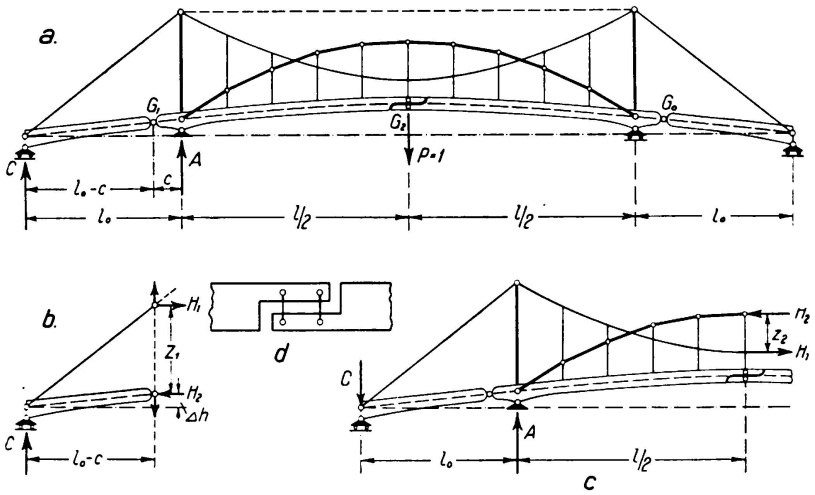


Fig. 4.

avec poutre raidisseuse (sans arc). C'est en cela que réside l'avantage du système proposé car il en résulte une grande économie.

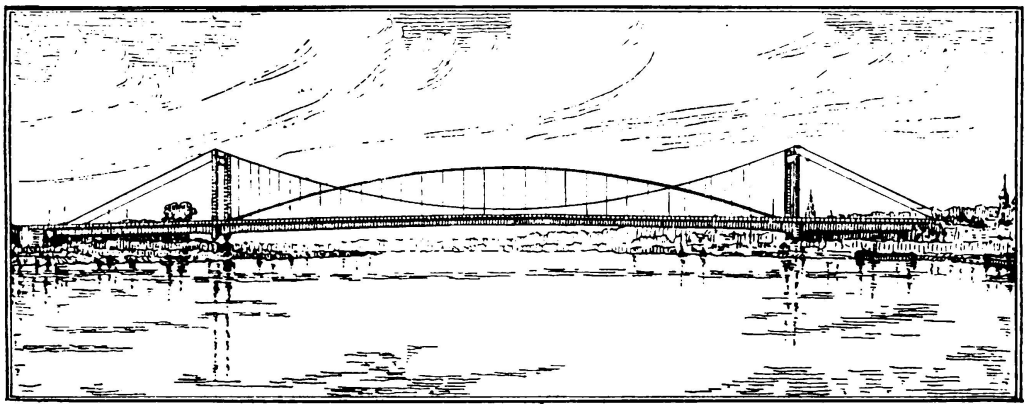


Fig. 5.

Projet pour un pont suspendu avec arc non rigide à Cologne-Mülheim.
Système du Professeur G. G. Krivochéine.

Par exemple pour le pont de Cologne-Mülheim (portée médiane l = 315 m) (fig. 5), notre système procure une économie de 1000000 RM., c'est-à-dire de 20 %.

J'ai proposé ce système:

1° au concours pour un pont-route sur l'Elbe à Bodenbach-Tetschen, Tchécoslovaquie (l = 118 m),

2° au concours pour un pont-route sur l'Elbe à Aussig, Tchécoslovaquie (l = 124 m),

3° au concours pour un pont mixte à Porto-Novo, Dahomey, Afrique (l = 169 m) sur la demande de la fabrique française de câbles de M. *Leinekugel-le-Cocq* (Société de Constructions Métalliques de la Corrèze).

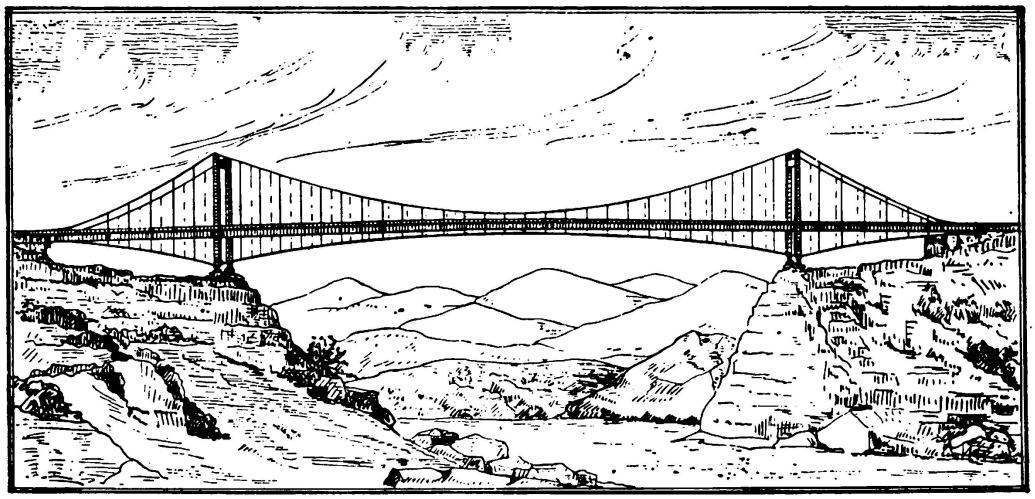


Fig. 6.

Pont suspendu avec arc non rigide.
Système du Professeur G. G. Krivochéine.

Une grande maison allemande m'a fait remarquer que ce système n'était pas du tout satisfaisant au point de vue esthétique car l'arc, en tant qu'élément étranger, gâtait la ligne simple et élégante du pont suspendu.

Je voudrais présenter une esquisse où l'arc non rigide est placé en dessous du tablier, ce qui réduit à néant la critique évoquée ci-dessus (fig. 3 et 6).

V 16

La stabilité des plaques rectangulaires soumises au cisaillement et à la flexion.

Die Stabilität rechteckiger Platten unter Schub- und Biegebeanspruchung.

Stability of Rectangular Plates Under Shear and Bending Forces.

Dr. S. Way,
East Pittsburgh, Pa., U.S.A.

1° — *Indroduction.*

La stabilité des plaques rectangulaires soumises sur leurs bords à différents types de sollicitation est un problème qui se présente souvent dans la construction des ponts, des bateaux et des avions.[1] Lorsque la charge dépasse une certaine valeur critique, la plaque se gondole transversalement. Dans une construction, la charge critique est parfois plus petite que la charge admissible, il est donc toujours bon de connaître la charge critique.

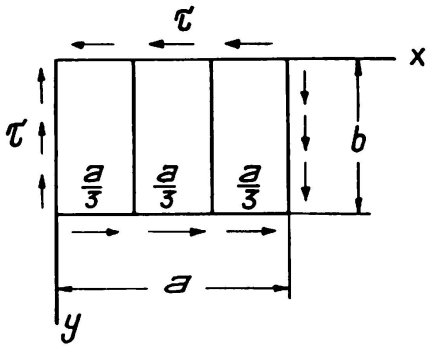


Fig. 1.

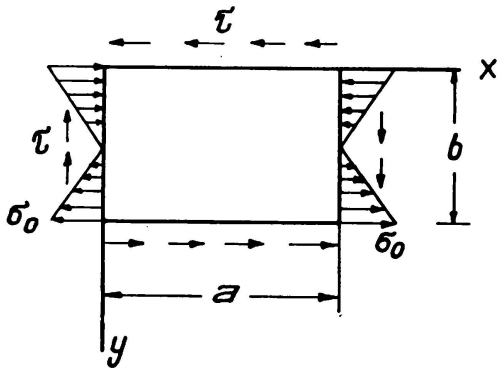


Fig. 2.

Nous traiterons dans ce rapport deux problèmes du voilement des plaques rectangulaires. Le premier (fig. 1) concerne une plaque munie de deux raidisseurs. La charge est constituée d'efforts de cisaillement répartis uniformément sur les arêtes. Le second problème (fig. 2) se rapporte à une plaque soumise d'une part à des efforts de cisaillement uniformément répartis sur les arêtes et d'autre part à des efforts de traction et de compression linéairement répartis des

[1] *O. S. Heck* et *H. Ebner* ont donné une bibliographie très complète sur la résistance des tôles, Luftfahrtforschung, vol. 11, 1935, p. 211.

deux côtés. Dans les deux cas nous admettons que les quatre arêtes sont simplement appuyées.

Nous appliquons la méthode de l'énergie, suivant laquelle la charge critique se calcule à partir de la condition que le travail développé au cours du voilement, par les forces agissant sur les arêtes, est égal à l'énergie potentielle accumulée par suite de l'élasticité du matériau. Le flèchissement doit être tel que la charge critique soit minima.

2° — *Plaques à deux raidisseurs soumises au cisaillement.*

Le problème d'une plaque rectangulaire soumise au cisaillement sans raidisseur et avec un raidisseur a été résolu par *Timoshenko*[2] alors que *Southwell* et *Skan*[3] ont traité le cas d'une plaque infiniment longue avec efforts de cisaillement agissant sur les arêtes. Les raidisseurs ont pour objet le relèvement de la charge critique d'une plaque. Cet accroissement de la charge critique augmente en général avec la résistance des raidisseurs. On a cependant constaté qu'il était inutile d'augmenter au delà d'un certain point la résistance des raidisseurs d'une plaque soumises sur ses arêtes à des efforts de cisaillement car les raidisseurs restent droits et la tôle ne se voile que dans les panneaux.

Pour résoudre le problème de la plaque représentée à la fig. 1, on admet pour le plan déformé une expression générale sous forme d'une double série trigonométrique.

$$w = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{mn} \sin \frac{\pi m x}{a} \sin \frac{\pi n y}{b} \tag{1}$$

où chaque expression satisfait à la condition limite des arêtes simplement appuyées. L'application de cette formule permet de calculer trois grandeurs d'énergie, à savoir, l'énergie potentielle V de la tôle, l'énergie potentielle des raidisseurs V_{s1} et V_{s2} et le travail V_1 fourni durant le voilement par les forces de cisaillement agissant sur les arêtes. On peut négliger la rigidité à la torsion des raidisseurs. Ces trois grandeurs sont exprimées comme dérivées de w:

$$V = \frac{D}{2} \int_0^a \int_0^b \{(w_{xx} + w_{yy})^2 - 2(1-\mu)(w_{xx} w_{yy} - w_{xy}^2)\} \, dx \, dy \tag{2}$$

$$V_{s1} + V_{s2} = \frac{B}{2} \int_0^b \left\{ \left(w_{yy}\right)^2_{x=\frac{a}{3}} + \left(w_{yy}\right)^2_{x=\frac{2a}{3}} \right\} dy \tag{3}$$

$$V_1 = -\tau h \int_0^a \int_0^b w_x w_y \, dx \, dy \tag{4}$$

où h est l'épaisseur de la plaque, B la rigidité à la flexion des raidisseurs et D la rigidité à la flexion de la tôle,

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)} \tag{5}$$

---

[2] *S. Timoshenko:* Eisenbau, 12e vol. (1921), p. 147.

[3] *R. V. Southwell* et *S. W. Skan:* Proc. Royal Society, Londres, Séries A, 105e vol. (1924), p. 582.

La condition de voilement est:

$$V + V_{s1} + V_{s2} = V_1. \tag{6}$$

L'équation (6) conduit à une expression de τ_{cr}, la contrainte critique de cisaillement, en fonction des constantes A_{mn}. Le pas suivant consiste à déterminer le minimum de τ_{cr} par rapport aux constantes. Les équations $\delta\tau_{cr}/\delta A_{mn} = 0$ conduisent à une série d'équations linéaires pour les constantes A_{mn}. On obtient finalement la valeur de τ_{cr} en résolvant le déterminant du système posés égaux à zéro. L'exactitude de la valeur obtenue pour τ_{cr} est d'autant plus grande que le nombre de termes considérés du déterminant d'ordre infinie est plus grand.

Les équations linéaires que l'on obtient en choisissant les constantes A_{mn} de telle sorte que τ_{cr} soit minimum, se composent de deux groupes dont l'un contient les termes dans lesquels $m + n$ est impair tandis que l'autre contient les termes dans lesquels $m + n$ est pair. Il faut employer le groupe d'équations qui fournit la plus petite valeur de τ_{cr}.

Il est bon de mesurer la charge critique à l'aide du rapport τ_{cr}/σ_e, où σ_e est la charge de flambage suivent Euler $D\pi^2/hb^2$. Au tableau I nous donnons les valeurs de τ_{cr}/σ_e calculées à partir des déterminants du sixième ordre pour les deux groupes d'équations et pour le cas spécial $B = 0$.[4] Nous avons désigné par β le rapport a/b.

Tableau I.

Valeurs de τ_{cr}/σ_e pour différentes valeurs de β. $B = 0$.

β	1	1,2	1,5	2	2,5	3
τ_{cr} / σ_e $m + n$ pair	9,42	8,06	7,14	6,59	6,32	6,14
τ_{cr} / σ_e $m + n$ impair	11,55		8,09	6,74	6,21	6,04

Les valeurs de τ_{cr}/σ_e pour $\beta < 1$ peuvent être facilement déduites des valeurs ci-dessus; elles sont données au tableau II. Nous avons donné la plus petite des deux valeurs de τ_{cr}/σ_e

Tableau II.

τ_{cr}/σ_e pour $\beta < 1$. $B = 0$.

β	1	0,833	0,667	0,5 0	0,400	0,333
τ_{cr} / σ_e	9,42	11,60	16,06	26,40	38,80	54,40

Pour tout raidisseur important, le système conduit à la plus petite valeur de τ_{cr} pour $m + n$ impair. Nous posons égaux à zéro le déterminant des coefficients des constantes.

$$A_{21},\ A_{12},\ A_{32},\ A_{23},\ A_{41},\ A_{14};$$

[4] Les valeurs pour lesquelles $m + n$ est pair concordent avec celles obtenues par *Timoshenko* (note 2). Les expressions qui ont été employées pour les valeurs paires de $m + n$ étaient A_{11}, A_{22}, A_{33}, A_{13}, A_{31}, A_{42} et pour les valeurs impaires de $m + n$, A_{21}, A_{12}, A_{32}, A_{23}, A_{41}, A_{14}.

l'équation ainsi obtenue nous permet de calculer directement τ_{cr}/σ_e lorsqu'on connaît β et la résistance des raidisseurs. Il est avantageux de mesurer la résistance des raidisseurs par le rapport $\gamma = B/aD$. Les valeurs de τ_{cr}/σ_e ainsi obtenues sont données au tableau III. On constate que la charge de voilement de la tôle augmente en même temps que la rigidité des raidisseurs.

Tableau III.

τ_{cr}/σ_e pour différentes valeurs de γ et de β.

$\beta = 1$		$\beta = 1{,}2$		$\beta = 1{,}5$		$\beta = 2$		$\beta = 2{,}5$		$\beta = 3$	
γ	τ_{cr}/σ_e	γ	τ_{cr}/σ_e	γ	τ_{cr}/σ_e	γ	τ_{cr}/σ_e	γ	τ_{cr}/σ_e	γ	τ_{cr}/σ_e
0	11,55	20	36,7	0	8,09	0	6,74	0	6,21	0	6,04
10	32,75	25	40,1	5	19,43	2	13,07	1	10,3	0,2	7,29
20	41,6	30	43,2	10	25,2	5	18,2	2	13,1	0,4	8,32
30	48,5			15	29,5	10	23,8	3	15,1	0,6	9,21
40	54,4									0,7	9,59

Lorsque les raidisseurs ont une très grande rigidité, la charge critique calculée pour la tôle est plus grande que la charge critique d'un des trois panneaux. Les raidisseurs restent droits et seuls les panneaux de la tôle se gondolent. La condition pour que les raidisseurs restent droits est que leur rigidité soit plus grande que la rigidité pour laquelle la charge critique de la plaque est égale à celle d'un panneau. On calcule la charge critique d'un panneau en admettant que tous les bords de la plaque sont simplement appuyés. En réalité, chaque panneau est partiellement encastré par le ou les panneaux voisins.

Admettons que γ_{min} est la plus petite valeur de γ pour laquelle les raidisseurs restent droits. Pour illustrer la méthode de calcul, considérons le cas où $\beta = 1{,}2$. La valeur de β pour un panneau de cette tôle est 0,400 et le rapport de la charge critique correspondante est 38,8, ainsi qu'il ressort du tableau II. Reportons graphiquement les valeurs de τ_{cr}/σ_e données au tableau III pour $\beta = 1{,}2$, on trouve que $\tau_{cr}/\sigma_e = 38{,}8$ lorsque $\gamma = 23$. Donc γ_{min} est égal à 23 pour $\beta = 1{,}2$. On peut déterminer de la même façon les γ_{min} pour d'autres valeurs de β.

Il est avantageux de présenter les résultats en fonction des dimensions d'un panneau et non pas en fonction des dimensions de la tôle. Désignons par c la distance entre les raidisseurs. Nous introduisons les symboles β' et γ', définis comme suit:

$$\beta' = \frac{c}{b} \qquad \gamma' = \frac{B}{cD}.$$

Nous donnons au tableau IV les valeurs de τ_{cr}/σ_e et de γ'_{min} pour différents panneaux. Ces valeurs ont été reportées sous forme de courbes à la fig. 3. On peut voir que la rigidité des raidisseurs, nécessaire pour deux raidisseurs, n'est pas beaucoup plus grande que celle nécessaire pour un raidisseur. Pour trois

raidisseurs ou plus, les valeurs de γ'_{min} ne dépassent que de très peu celles pour deux raidisseurs.

Tableau IV.

Un raidisseur			Deux raidisseurs		
β'	γ'_{min}	τ_{cr} / σ_e	β'	γ'_{min}	τ_{cr} / σ_e
0,500	30,4	26,4	0,333	120	54,4
0,625	12,6	17,9	0,400	69	38,8
0,750	5,8	13,3	0,500	34	26,4
1,000	1,66	9,42	0,667	10,8	16,06
			0,833	4,2	11,61
			1,000	2,0	9,42

3° — *Tôles sollicitées simultanément à la flexion et au cisaillement.*

Si, comme le représente la fig. 2, la tôle est soumise à des contraintes de cisaillement τ uniformément réparties sur les arêtes et à des contraintes de traction et de compression $\sigma = \sigma_o\ (1-2\ y/b)$, linéairement réparties sur les deux extrémités, la grandeur de la contrainte critique de flexion σ_{ocr} dépend de la grandeur des contraintes de cisaillement. Par analogie, on peut dire que la contrainte critique de cisaillement dépend de la grandeur de σ_o. Pour simplifier, introduisons les paramètres $\varkappa$ et ρ, définis comme suit:

$$\varkappa = \frac{\sigma_{o\,cr}}{\sigma_e} \qquad \rho = \frac{\tau}{\sigma_e}.$$

Pour résoudre le problème on peut de nouveau faire appel à l'expression (1) qui satisfait aux conditions aux appuis. Comme auparavant, l'équation (2) fournit l'énergie potentielle de la tôle voilée. Le travail V_1 fournit durant le voilement par les forces agissant sur les arêtes est dans notre cas:

$$V_1 = \frac{h}{2}\int_0^b dy \int_0^a \sigma_o\left(1 - \frac{2\,y}{b}\right) w^2_x\, dx - \tau h \int_0^a \int_0^b w_x\, w_y\, dx\, dy \qquad (7)$$

La condition de voilement est $V = V_1$. On peut obtenir ainsi une expression pour σ_{ocr}, en choisissant les constantes A_{mn} de telle sorte que cette expression soit minima. Les équations $\delta\varkappa/\delta A_{mn} = 0$ forment un système linéaire par rapport à A_{mn}. On obtient la grandeur de $\varkappa$ en égalant à zéro les déterminants de ce système. L'exactitude du résultat dépend de l'ordre des déterminants considérés. Nous utilisons ici les déterminants des coefficients des huit[5] termes A_{11}, A_{12}, A_{13}, A_{21}, A_{22}, A_{23}, A_{31}, A_{33} et les valeurs de $\varkappa$ pour différentes valeurs de β et de ρ, comme elles sont données au tableau V.

[5] *Stein* a effectué le calcul avec quatre termes. On obtient des valeurs de $\varkappa$ sensiblement plus petites lorsque l'on effectue le calcul, comme ci-dessus, avec huit termes. *O. Stein:* Der Stahlbau, Berlin, 7e vol. (1934), p. 57.

Tableau V.

Valeurs de $\varkappa$ et de ρ pour différentes valeurs de β.

$\beta = 1$		$\beta = 4/5$		$\beta = 2/3$		$\beta = 1/2$	
ρ	$\varkappa$	ρ	$\varkappa$	ρ	$\varkappa$	ρ	$\varkappa$
0	25,6	0	24,5	0	23,9	0	25,6
2	24,6	4	22,8	4	23,05	4	25,4
4	22,2	8	17,7	8	20,35	8	24,3
6	18,4	10	13,25	12	15,23	12	22,55
8	12,4	11	10,01	14	11,04	16	19,94
9	6,85	12	4,61	15	8,0	20	16,13
9,42	0	12,26	0	16,09	0	24	10,26
						26	5,44
						26,9	0

Nous avons reporté ces valeurs sous forme de courbes à la fig. 4. Lorsque $\varkappa = 0$, nous avons la condition de voilement d'une tôle pour cisaillement pur, tandis que pour $\rho = 0$ nous avons la condition de voilement d'une tôle sur laquelle agissent des efforts de flexion. Les valeurs de ρ pour $\varkappa = 0$ concordent très exactement avec celles de *Timoshenko* pour le cas du cisaillement pur. La faible différence pour les petites valeurs de β est à attribuer au fait que des huit termes considérés cinq valeurs $m + n$ seulement sont paires alors que *Timoshenko* utilise six termes pairs. Pour une sollicitation au pur cisaillement et pour $\beta = 1/2$, la différence dans les valeurs τ_{cr}/σ_e ne se monte qu'à 2 % pour le calcul avec cinq et six termes. Pour une sollicitation à la pure flexion ($\rho = 0$) les valeurs de $\varkappa$ concordent avec celles de *Timoshenko* qui ne s'est servi que de trois termes.

4° — *Exemples numériques.*

Admettons qu'une tôle sollicitée à des efforts de traction agissant sur ses arêtes doive être renforcée par deux raidisseurs. Soit: $a = 2000$ mm, $b = 1000$ mm, $h = 7$ mm, $E = 21\,000$ kg/mm² et $\mu = 0{,}3$. Il faut déterminer la charge qui engendre un voilement de la tôle ainsi que la rigidité des raidisseurs.

$$D = \frac{21\,000 \cdot 7^3}{12\,(1 - 0{,}09)} = 660\,000 \text{ kg mm},$$

$$\sigma_e = \frac{660\,000 \cdot \pi^2}{1\,000\,000 \cdot 7} = 0{,}93 \text{ kg/mm}^2.$$

Pour $\beta = 2$ on obtient $\beta' = 0{,}667$ et suivant le tableau IV $\gamma'_{min} = 10{,}8$ et $\tau_{cr}/\sigma_e = 16{,}06$; il en résulte que $\tau_{cr} = 14{,}94$ kg/mm² et $B = 10{,}8 \cdot 0{,}667 \cdot 660\,000 = 4750 \cdot 10^6$ kg · mm². Si l'on ne veut utiliser qu'un raidisseur, la contrainte critique de cisaillement est 8,77 kg/mm² et la rigidité du raidisseur doit être égale à $1096 \cdot 10^6$ kg · mm².

Comme deuxième exemple, considérons l'âme de la partie extrême d'une poutre pleine. La hauteur b de cette âme est 2000 mm et son épaisseur $h = 8$ mm. Il faut déterminer la distance exacte entre les raidisseurs à l'extrémité de la poutre

et la rigidité que doit posséder le raidisseur pour que le voilement se produise lorsque $\tau = 10$ kg/mm². .

$$D = \frac{21\,000 \cdot 8^3}{12 \cdot 0{,}91} = 985\,000 \text{ kg mm}$$

$$\sigma_e = \frac{985\,000 \cdot \pi^2}{4 \cdot 10^6 \cdot 8} = 0{,}3035 \text{ kg/mm}^2$$

$$\tau_{cr} = 10 \text{ kg/mm}^2$$

$$\frac{\tau_{cr}}{\sigma_e} = 32{,}9.$$

On voit à la fig. 3 que $\beta' = 0{,}44$, la distance exacte entre les raidisseurs est donc

$$c = 2000 \cdot 0{,}44 = 880 \text{ mm}.$$

Pour déterminer la rigidité des raidisseurs admettons qu'un raidisseur sur trois est absolument rigide. Dans ce cas nous pouvons utiliser les courbes de la fig. 3

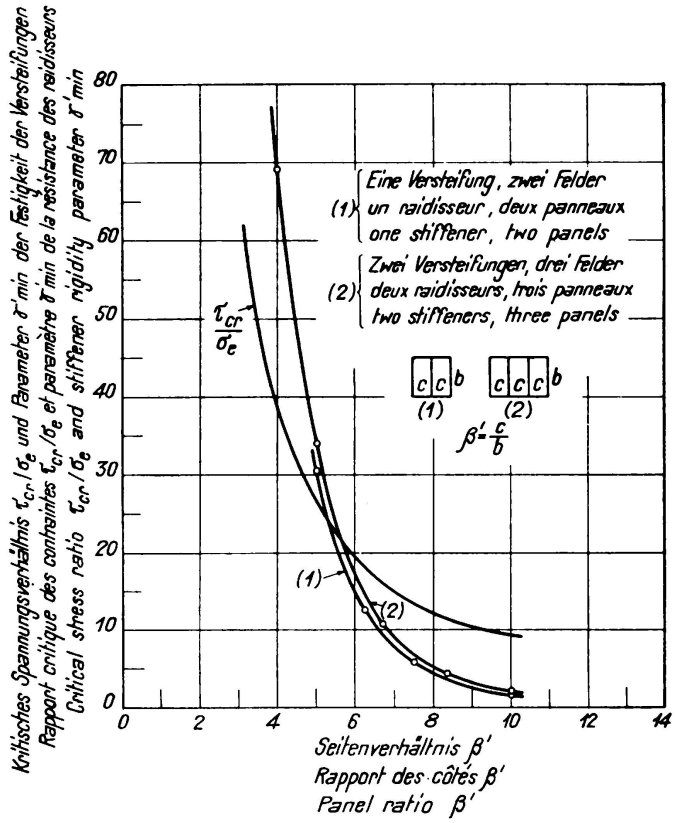


Fig. 3.

Rigidité des raidisseurs pour un rapport donné des côtés.

valables pour deux raidisseurs, nous trouvons $\gamma'_{min} = 50$. La rigidité des raidisseurs est ainsi

$$B = 50 \cdot 880 \cdot 985\,000 = 43\,300 \cdot 10^6 \text{ kg mm}^2.$$

Comme troisième exemple considérons un panneau rectangulaire sollicité à la flexion et au cisaillement comme l'indique la fig. 2. Dimensions: a = 1000 mm, b = 2000 mm, h = 10 mm. Admettons que la contrainte de flexion σ_o soit égale à 10 kg/mm²; il faut chercher la contrainte de cisaillement qui entraîne le voilement. Dans ce cas $\beta = {}^1/_2$ et

$$D = \frac{21\,000 \cdot 10^3}{12 \cdot 0{,}91} = 1\,923\,000 \text{ kg mm}$$

$$\sigma_e = \frac{1\,923\,000 \cdot \pi^2}{4 \cdot 10^6 \cdot 10} = 0{,}474 \text{ kg/mm}^2$$

$$\varkappa = \frac{10}{0{,}474} = 21{,}1.$$

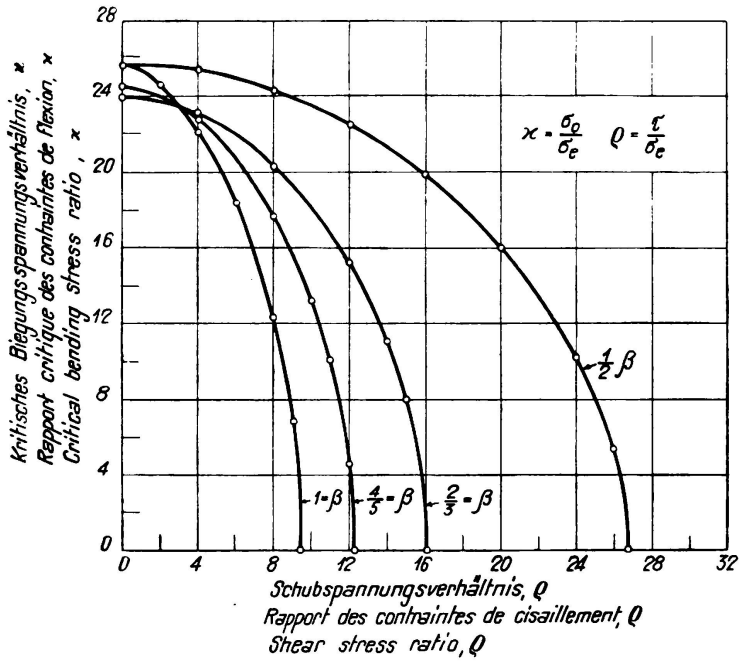


Fig. 4.

Charges critiques pour des tôles soumises simultanément à la flexion et au cisaillement.

A partir de la fig. 4 on obtient $\rho = 14{,}3$ pour $\beta = {}^1/_2$ et $\varkappa = 21{,}1$. La valeur correspondante de τ est $14{,}3 \cdot 0{,}474 = 6{,}78$ kg/mm².

V 17

Etude du flambage d'ensemble de l'arc parabolique comprimé d'une poutre Vierendeel.

Untersuchung über das Ausknicken des parabelförmigen Druckgurtes eines Vierendeel-Trägers.

Investigation of the Buckling of a Parabolic Arch in a Vierendeel Girder under Compression.

R. Desprets,
Professeur à l'Université de Bruxelles.

L'arc parabolique d'une poutre Vierendeel comme l'arc d'une poutre en bowstring se trouve au point de vue du flambage d'ensemble dans des conditions de sollicitation difficiles à définir avec précision; il est à la fois encastré dans ses culasses d'extrémité solidaires de la membrure inférieure (tirant) et du tablier et fixé d'une manière rigide à des montants très raides reliés au tablier en portiques renversés.

On peut cependant estimer qu'au moins dans sa partie centrale où la hauteur des montants varie peu, l'arc soit assimilable à une membrure droite simple butée sur les montants de hauteur constante. On obtiendra donc une limite de sollicitation en traitant l'arc dans cette zone comme une membrure droite ordinaire et en calculant la charge et la longueur de flambage suivant les méthodes connues d'*Engesser, Timoshenko, Pigeaud,* etc.

Toutefois, dans le but de serrer le problème de plus près on a essayé, en appliquant la méthode de *Timoshenko* de tenir compte des encastrements d'extrémité en adoptant une forme de fibre déformée adéquate mais assez simple pour ne pas compliquer inutilement les calculs. De plus, comme le phénomène de flambage aura tendance à se produire dans la zone centrale des montants les plus hauts, on a admis dans le même but de simplification que la hauteur des montants soit constante.

Les résultats numériques montrent que les longueurs d'onde calculées justifient sensiblement ces hypothèses. Dans l'étude du flambage ordinaire d'une pièce droite entre articulations on assimile la fibre déformée à une sinusoïde simple; pour tenir compte des conditions d'encastrements aux extrémités on a choisi pour la fibre déformée une équation de la forme

$$y = f\left(\sin \pi \frac{x}{L} - K \sin 3 \pi \frac{x}{L}\right)$$

L'arc supposé rectifié dans le plan médian de la poutre est choisi comme axe des x, l'origine est à une des extrémités, l'axe des y (déformations) étant normal au plan de la poutre.

On admet également que la poussée soit constante dans l'arc entre les deux appuis.

Le principe de la méthode approchée de *Timoshenko* est d'établir l'équivalence entre le travail extérieur de la poussée et les travaux de butée des montants et des contraintes intérieures.

Travail de la poussée.

Le déplacement de la poussée est égal à la différence de longueur entre l'arc déformé et sa projection

$$\text{soit } \Delta x = \int_0^L (ds - dx), \quad ds = \left(1 + y'^2\right)^{\frac{1}{2}} dx \quad \text{ou approximativement}$$

$$ds = \left(1 + \frac{1}{2} y'^2\right) dx$$

$$ds - dx = \frac{1}{2} y'^2 dx$$

$$\int_0^L (ds - dx) = \Delta x = \frac{1}{2} \int_0^L y'^2 dx$$

$$T_Q = Q \cdot \Delta x.$$

Travail résistant des butées des montants.

Nous admettrons que cette butée soit continue le long de l'arc *(Engesser)*. Il est à remarquer que dans la poutre Vierendeel, cette approximation est beaucoup mieux justifiée que dans une poutre en treillis. L'épanouissement des montants à la tête et au pied réalise en grande partie cette continuité et rend cette hypothèse plus probable que celle de réactions isolées. La butée du montant est déterminée par deux termes dépendant de l'inflexibilité propre du montant et de celle de la pièce de pont dont il est solidaire.

Si l'on ne tient pas compte du renforcement introduit par le gousset d'assemblage, h étant la hauteur du montant, p la portée de la pièce de pont, I_h et I_p les moments d'inertie de ces éléments ($\varepsilon = EI$) la flèche Σf de la tête du montant sous un effort d'une tonne sera:

$$\Sigma f = \frac{h^2 \cdot p}{2\,\varepsilon_p} + \frac{h^3}{3\,\varepsilon_h}.$$

D'autre part la réaction unitaire continûment répartie est Cy, y étant la déformation en un point; λ étant la largeur du panneau on en déduit

$$\lambda C \Sigma f = 1, \quad \text{d'où } C = \frac{1}{\lambda \Sigma f}.$$

Le travail des butées latérales sera

$$\int_0^y \int_0^L C\,y\,dy\,dx = \frac{C}{2} \int_0^L y^2 dx.$$

Travail des contraintes intérieures.

En ne considérant que le travail élastique de flexion suivant une expression connue

$$T_i = \frac{1}{2}\int_0^L \frac{M^2}{\varepsilon}\,dx$$

ou, en exprimant M en y''

$$T_i = \frac{1}{2}\int_0^L \varepsilon y''^2 dx = \frac{\varepsilon}{2}\int_0^L y''^2 dx,$$

I étant supposé constant.

Equation générale.

Comme il a été indiqué ci-dessus, on a adopté pour la fibre moyenne déformée l'équation suivante:

$$y = f\left(\sin \pi \frac{x}{L} - K \sin 3\pi \frac{x}{L}\right)$$

y = 0 aux deux extrémités et y = f (1 + K) au milieu

$$y' = f\frac{\pi}{L}\left(\cos \pi \frac{x}{L} - 3K \cos 3\pi \frac{x}{L}\right)$$

$$\int_0^L y'^2 dx = f^2 \frac{\pi^2}{L^2} \cdot \frac{L}{2}(1 + 9K^2)$$

$$\int_0^L y^2 dx = f^2 \frac{L}{2}(1 + K^2)$$

$$y'' = -f\frac{\pi^2}{L^2}\left(\sin \pi \frac{x}{L} - 9K \sin 3\pi \frac{x}{L}\right)$$

$$\int_0^L y''^2 dx = f^2 \frac{\pi^4}{L^4} \cdot \frac{L}{2}(1 + 81K^2).$$

La relation fondamentale peut s'écrire:

$$P \cdot \frac{1}{4}\frac{f^2\pi^2}{L}(1 + 9K^2) = \frac{Cf^2L}{4}(1 + K^2) + \frac{1}{4} f^2 \frac{\pi^4}{L^3}\varepsilon(1 + 81K^2)$$

Finalement:

$$P = \frac{\varepsilon\pi^2}{L^2}\,\frac{1 + 81K^2}{1 + 9K^2} + C\frac{L^2}{\pi^2}\,\frac{1 + K^2}{1 + 9K^2}.$$

Dans le cas du flambage simple, cette relation prend la forme:

$$P = \frac{\varepsilon\pi^2}{L^2} + C\frac{L^2}{\pi^2}.$$

comprenant un 1er terme général de la formule d'*Euler* et un terme complémentaire provenant de la butée des montants. En déterminant le minimum de P suivant la règle connue $\frac{dP}{dL} = 0$, on obtient les résultats suivants:

L, étant la longueur de flambage,

$$C \cdot \frac{L_1^2}{\pi^2} = \frac{\varepsilon \pi^2}{L_1^2}$$

La charge de flambage

$$P_1 = 2\frac{\varepsilon\pi^2}{L_1^2} = 2\frac{C \cdot L_1^2}{\pi^2}; \quad P_1 = 2\sqrt{C \cdot \varepsilon}; \quad L_1 = \pi\sqrt[4]{\frac{\varepsilon}{C}}, \text{ ou } \varepsilon = E \cdot I.$$

Pour déterminer les conditions du minimum de P suivant la nouvelle hypothèse on écrira:

$$P = \frac{\varepsilon\pi^2}{L^2} \cdot A + \frac{CL^2}{\pi^2} \cdot B.$$

La condition $\frac{dP}{dL} = 0$ s'exprime par

$$B \cdot \frac{CL_2^2}{\pi^2} = A \cdot \frac{\varepsilon\pi^2}{L_2^2}$$

$$L_2^4 = \pi^4 \cdot \frac{A}{B} \cdot \frac{\varepsilon}{C}$$

$$L_2 = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{A}{B}} \cdot \sqrt[4]{\frac{\varepsilon}{C}}$$

$$P_2 = \frac{\varepsilon\pi^2}{L_2^2}\left(1 + \frac{A}{B}\right)$$

$$A = \frac{1 + 81\,K^2}{1 + 9\,K^2}$$

$$B = \frac{1 + K^2}{1 + 9\,K^2}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{1 + 81\,K^2}{1 + K^2}.$$

En rapprochant ces résultats des précédents on remarque que:

$$L_2 = L_1 \sqrt[4]{\frac{A}{B}}$$

$$P_2 = \frac{\varepsilon\pi^2}{L_1^2}\sqrt{\frac{B}{A}}\left(1 + \frac{A}{B}\right) = P_1 \cdot \frac{1}{2}\sqrt{\frac{B}{A}}\left(1 + \frac{A}{B}\right)$$

Pour évaluer ces expressions il faut choisir la valeur de K. Si on s'impose strictement la condition $y' = 0$ aux extrémités

$$f\frac{\pi}{L}(1 - 3\,K) = 0; \qquad K = \frac{1}{3}.$$

Cette valeur de K donnerait la valeur 5 au coefficient A du terme $\frac{\varepsilon \pi^2}{L^2}$ de P; il semble que dans les circonstances les plus favorables la valeur maximum de A ne puisse dépasser 4 correspondant à un encastrement parfait.

Cela reviendrait à admettre une valeur de $K^2 = \frac{1}{15}$ soit $K = \frac{1}{4}$ environ. En appliquant ces valeurs de K on trouve les résultats suivants:

1. $K^2 = \frac{1}{9}, \quad \frac{A}{B} = 9, \quad \sqrt[2]{\frac{B}{A}} = \frac{1}{3}$

$$P_2 = \frac{\varepsilon \pi^2}{L_1^2} \cdot \sqrt[2]{\frac{B}{A}} \left(1 + \frac{A}{B}\right) = \frac{\varepsilon \pi^2}{L_1^2} \cdot \frac{10}{3}$$

$$L_2 = L_1 \cdot \sqrt[4]{\frac{A}{B}} = L_1 \sqrt[2]{3} = L_1 \cdot 1{,}73$$

2. $K^2 = \frac{1}{15}, \quad \frac{A}{B} = 6, \quad \sqrt[2]{\frac{B}{A}} = \sqrt{\frac{1}{6}} = \frac{1}{2{,}45}$

$$P_2 = \frac{\varepsilon \pi^2}{L_1^2} \cdot \frac{7}{2{,}45} = 2{,}85 \cdot \frac{\varepsilon \pi^2}{L_1^2}$$

$$L_2 = L_1 \cdot \sqrt{2{,}45} = L_1 \cdot 1{,}565$$

3. Si $K^2 = 0, \quad L_1 = L_2, \quad P_2 = 2 \cdot \varepsilon \frac{\pi^2}{L_1^2}$.

Application numérique.

Une application numérique de ces résultats a été faite pour le cas d'une poutre Vierendeel parabolique d'un pont de chemin de fer à voie unique de 100,10 m de portée et de 14,30 m de flèche ($^1/_7$) à 11 panneaux de 9,10 m de largeur.

L_1 = environ 34 m

$P_1 \approx 2 \cdot 1500$ t $\approx$ *3000 t.*

Dans l'hypothèse d'encastrements, en supposant $K^2 = \frac{1}{15}$,

$$L_2 = L_1 \cdot 1{,}565 = 53 \text{ m} = L_2$$

$$P_2 = \frac{\varepsilon \pi^2}{L_1^2} \cdot 2{,}85 = 4250 \text{ t}$$

Si $K^2 = \frac{1}{9}, \quad L_2 = L_1 \cdot 1{,}73 = 58{,}5 \text{ m} = L_2$

$$P_2 = \frac{\varepsilon \pi^2}{L_1^2} \cdot \frac{10}{3} = 1500 \cdot \frac{10}{3} = 5000 \text{ t.}$$

Dans l'arc en question, la poussée axiale sous surcharge complète atteint 1035 t à la clef et 1230 t aux naissances compte tenu de la majoration dynamique des surcharges.

Ces évaluations montrent que dans le cas le plus défavorable limite d'une poutre non encastrée de hauteur constante, la charge critique au flambage d'ensemble assure encore un coefficient de sécurité de près de 3. En adoptant l'hypothèse plus réelle que les extrémités soient largement encastrées dans les culasses et maintenues fermement par les berceaux extrêmes des montants et pièces de pont avec $K^2 = \frac{1}{15}$, le coefficient de sécurité s'élèverait au moins à 4.

On constate que l'arc est à peu près d'égale résistance suivant ses modes de liaison critiques soit entre montants, soit sur la longueur totale entre appuis de naissances.

On peut également conclure de ces résultats que la rigidité des montants apporte à la poutre un surcroît de résistance latérale considérable. Ce supplément est d'autant plus important que les montants sont plus rigides et que leur liaison à l'arc est plus continue. Ces conditions sont remplies le mieux possible dans le type de poutre Vierendeel en question.

V 18

Mesures des accélérations transversales auxquelles peuvent être soumis les ponts.

Messung der an Brücken auftretenden Querbeschleunigungen

Measurement of Transverse Accelerations Arising in Bridges

M. Mauzin,
Ingénieur du Matériel P.O.-Midi, Paris.

Les recherches effectuées depuis ces dernières années dans les chemins de fer français ont conduit à essayer de mettre au point un accéléromètre ayant une période propre notable et ne présentant de sensibilité que suivant une direction privilégiée.

Les accéléromètres existants sont en général basés sur un même principe: inertie d'une masse dont on enregistre le déplacement par rapport au bâti de l'appareil, le déplacement étant lui-même proportionnel à l'effort dû au produit de la valeur de la masse par l'accélération à laquelle elle est soumise.

Un calcul simple permet de vérifier aisément que le déplacement de la masse doit être extrêmement faible (de l'ordre du $^1/_{10}$ ou du $^1/_{100}$ de mm) pour obtenir une fréquence propre élevée de l'appareil (plusieurs milliers par seconde).

Dans de telles conditions, on a utilisé, pour réaliser l'appareil, les propriétés du quartz piézoélectrique.

Une masse est maintenue par un ressort sur une lame de quartz. La variation de pression exercée sur la lame de quartz par la masse soumise à une accélération dégage dans le quartz des quantités d'électricité qui sont transformées par une lampe triode en courant enregistré au moyen d'un oscillographe. La période propre de l'appareil est supérieure aux possibilités d'enregistrement de l'oscillographe utilisé (1000 par seconde).

En outre, certaines mesures particulières au chemin de fer (par exemple l'enregistrement des accélérations longitudinales très faibles dans un véhicule soumis à des accélérations verticales relativement élevées) nécessitent la mise au point d'un dispositif rendant l'appareil pratiquement insensible aux accélérations perpendiculaires à la direction privilégiée.

Cette dernière condition a été réalisée grâce à une transmission particulièrement soignée de l'effort exercé par la masse sur le quartz.

Il a paru intéressant d'utiliser cet appareil pour la mesure des accélérations transversales des ponts. On sait l'importance qu'il y a à connaître cette quantité pour les ponts ayant atteint avec le temps un certain taux de fatigue.

D'autre part, l'appareil semble propre aux mesures visées; sa fréquence propre élevée, sa sensibilité suivant une seule direction privilégiée permettent

d'enregistrer les accélérations transversales, bien que les accélérations verticales aient une valeur relativement beaucoup plus grande.

On trouvera ci-joint quelques exemples d'enregistrements obtenus sur des ponts de voies ferrées.

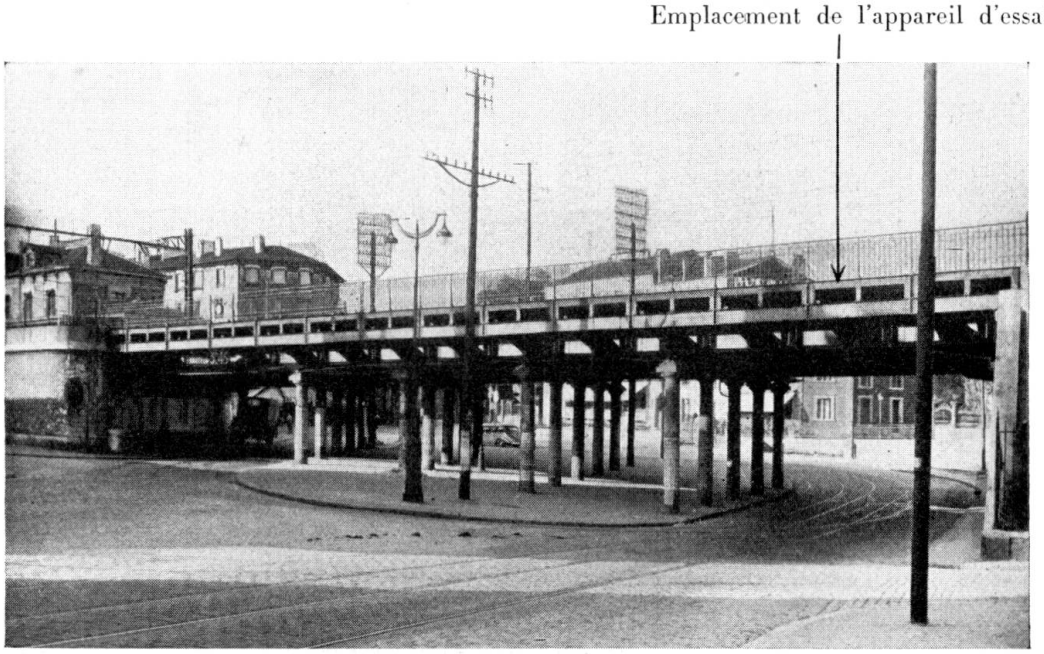


Fig. 1.

Pont biais de Vitry-s-Seine à tablier supérieur. Poids du pont: 300 t environ.

Les graphiques N° 1 et 2 donnent les accélérations verticales et latérales d'un pont biais d'un poids de 300 t à tablier supérieur.

Les graphiques N° 3 et 4 celles d'un pont biais d'un poids de 120 t à tablier supérieur.

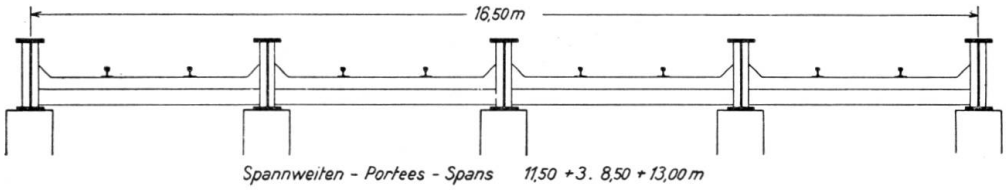


Fig. 2.

Coupe transversale.

Les graphiques 5 à 8, celles d'un pont droit de 600 t environ à tablier inférieur, enregistrées au niveau des membrures supérieures et inférieures de la poutre.

Les valeurs des accélérations sont les suivantes:

Pour le pont biais de 300 t (fig. 1 et 2):

accélérations verticales (graphique N° 1) { pour les fréquences élevées: g/2,4
pour la période fondamentale du pont: g/10

accélérations latérales (graphique N° 2) { pour les fréquences élevées: g/5
pour la période fondamentale du pont: g/13.

Pour le pont biais de 120 t (fig. 3 et 4):

accélérations verticales (graphique N° 3) { pour les fréquences élevées: g/1,2
pour la période fondamentale du pont: g/5

accélérations latérales (graphique N° 4) { pour les fréquences élevées: g/2
pour la période fondamentale du pont: g/7.

Emplacement de l'appareil d'essai

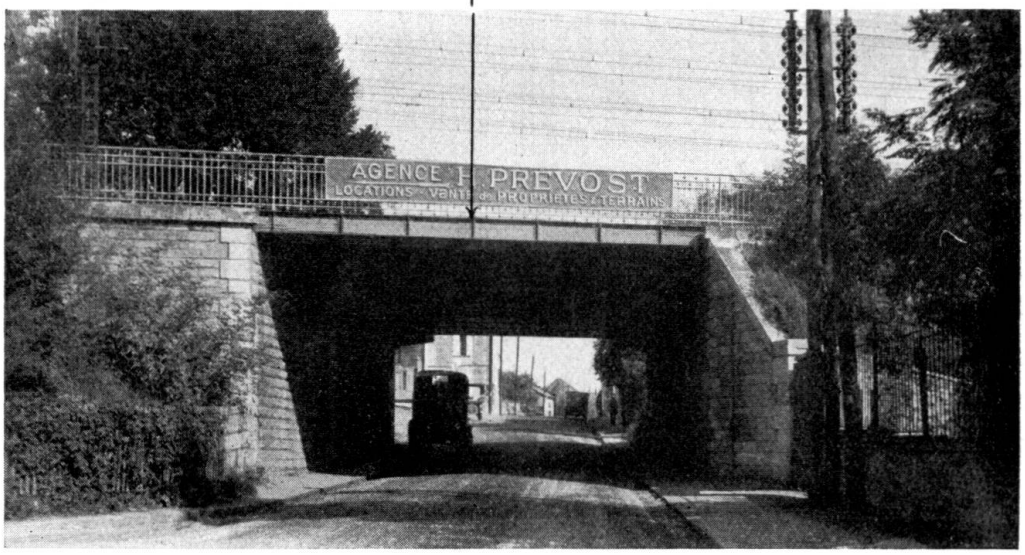


Fig. 3.

Pont biais d'Epinay-s-Orge à tablier supérieur.
Poids du pont: 120 t environ.

Pour le pont droit de 600 t (fig. 5 et 6):

1° Enregistrements effectués à la partie supérieure de la poutre:

accélérations verticales (graphique N° 5) { pour les fréquences élevées: g/0,8
pas de période fondamentale apparente

accélérations latérales (graphique N° 6) { pour les fréquences élevées: g/1,25
pas de période fondamentale apparente.

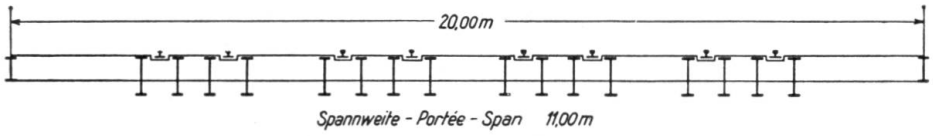


Fig. 4.

Coupe transversale (schéma).

2° Enregistrements effectués à la partie inférieure de la poutre:

accélérations verticales (graphique N° 7) { pour les fréquences élevées: g/0,66
pour la période fondamentale du pont: g/2,6

accélérations latérales (graphique N° 8) { pour les fréquences élevées: g/1,6
pour la période fondamentale du pont: g/7.

On voit, d'après ces graphiques que les plus grandes accélérations latérales ont été atteintes sur le pont droit de 600 t (g/1,25, partie supérieure de la poutre et g/1,6, partie inférieure de la poutre).

Sur les deux autres ponts, l'accélération n'a pas dépassé:

g/2 latéralement.

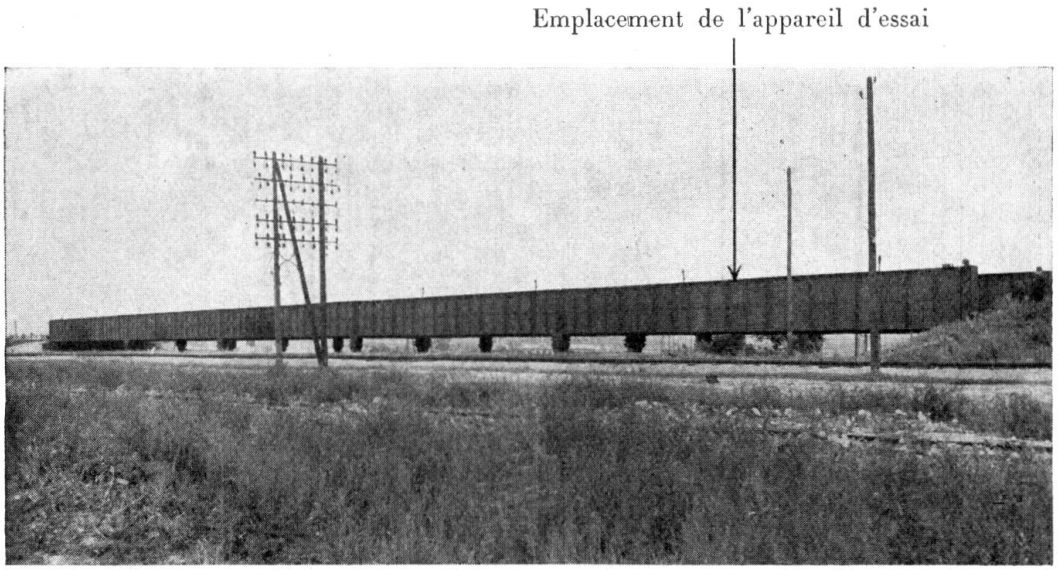


Fig. 5.

Pont droit de Maisons-Alfort à tablier inférieur.

Poids du pont: 600 t environ.

De plus, il a été effectué récemment des relevés d'accélérations sur des ponts en maçonnerie, de voies ferrées. Les valeurs obtenues sont légèrement plus faibles que celles relevées sur des ponts métalliques.

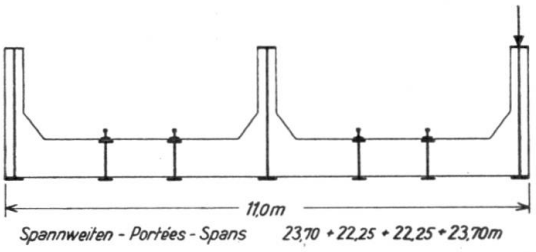
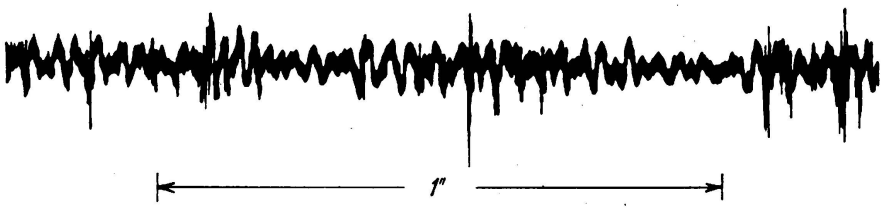


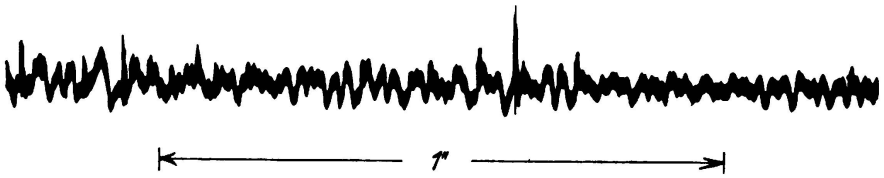
Fig. 6.

Coupe transversale.

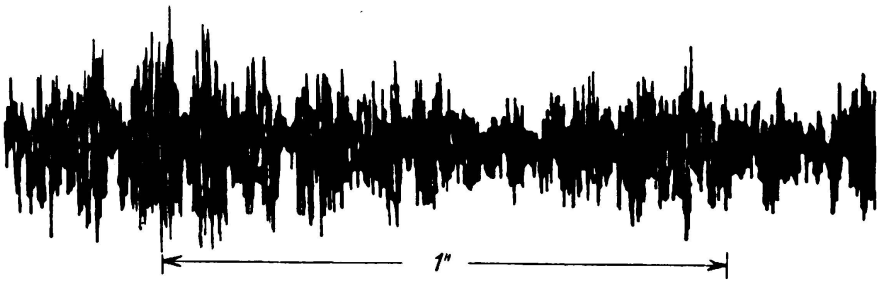
Mais il y a lieu de remarquer que ces chiffres ne sont donnés qu'à titre objectif. Le but de cette note n'a pas été d'étudier les accélérations auxquelles sont soumis les ponts et finalement les efforts qui se développent dans ceux-ci au moment de la circulation des véhicules mais seulement de montrer les possibilités d'utilisation de ce nouvel appareil.



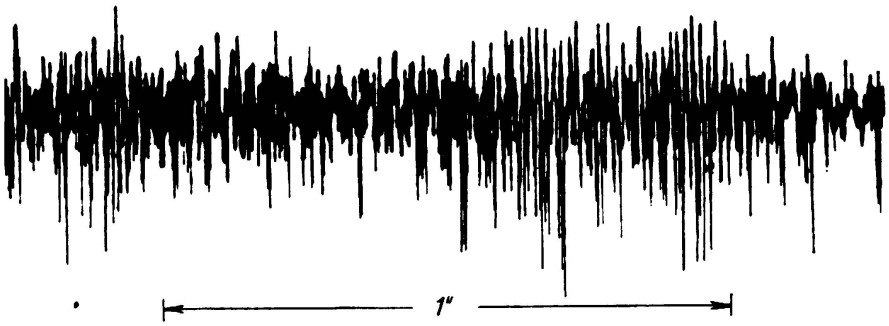
Graphique 1
g = 32 mm



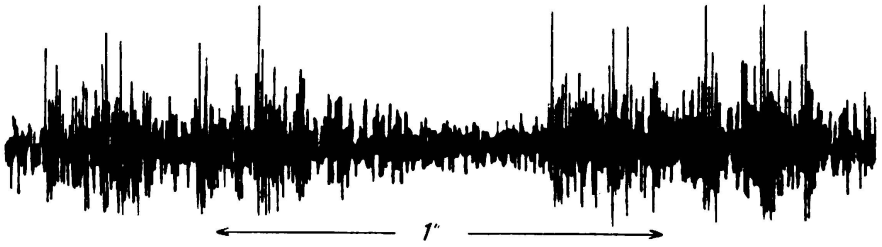
Graphique 2
g = 64 mm



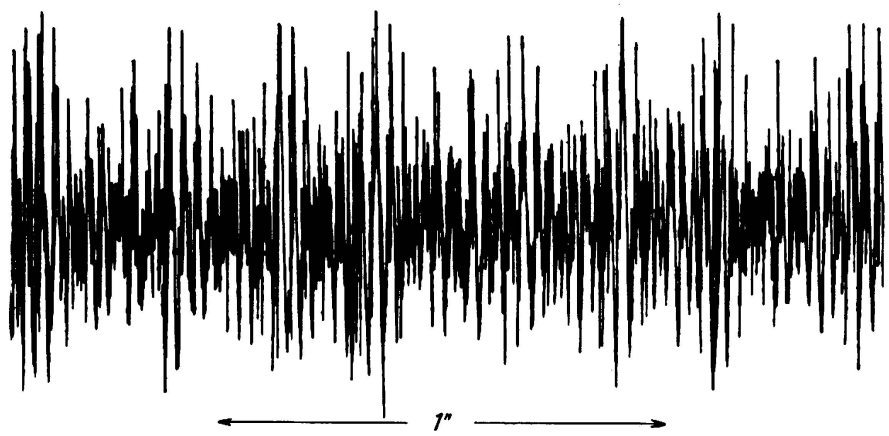
Graphique 3
g = 32 mm



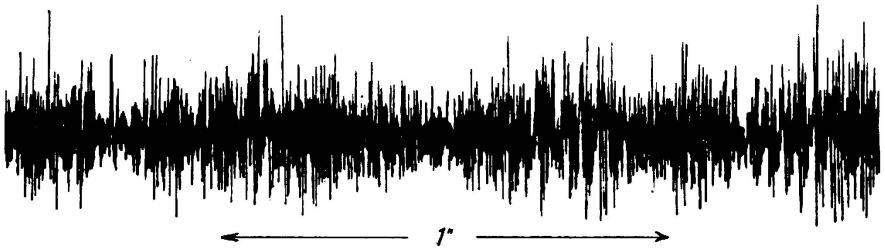
Graphique 4
g = 64 mm



Graphique 5
g = 16 mm



Graphique 6
g = 32 mm



Graphique 7
g = 16 mm

Graphique 8
g = 32 mm

Ces enregistrements ont été pris au passage de convois différents.