

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

Band: 2 (1936)

Artikel: Contraintes dans les poutres à axe brisé

Autor: Fava, A.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-2968>

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: 18.04.2026

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

V6

Contraintes dans les poutres à axe brisé.

Spannungen in Trägern mit geknickter Achse.

Stresses in Girders with Broken Axis.

Dr. Ing. A. Fava,

Ispettore Capo Superiore delle Ferrovie dello Stato, Direzione generale ferrovie dello Stato,
Ministero-Comunicazioni, Roma,

Dr. Ing. I. Bertolini e Dr. Ing. G. Oberti

dell'Istituto di Meccanica delle Costruzioni del R. Politecnico di Milano.

1° — *Introduction.*

La couverture du hall de la nouvelle gare de Florence S.M.N. comporte, à titre d'éléments porteurs principaux, des poutres placées à des intervalles de l'ordre de 6,60 m et présentant la forme particulière représentée sur le diagramme I (figure 1).

Toutes ces poutres sont simplement appuyées à leurs extrémités; elles ont une longueur d'environ 30 m et une hauteur maximum de 1,84 m. Leur section est constituée par un double T comportant une âme de 15 mm d'épaisseur. Sur cette âme, sont soudées deux ailes de 33 cm de largeur et de 20 mm d'épaisseur, sauf aux endroits marqués sur la figure par un cercle, dans la zone singulière AB et où l'épaisseur a été portée à 30 mm. L'âme de ces poutres est en outre renforcée par des nervures dont l'écartement moyen est de 1,25 m et qui sont disposées ainsi qu'il est nettement visible sur les dessins.

Tous les assemblages dans les différentes régions des poutres ont été exécutés par soudure électrique.

En ce qui concerne les recherches sur le comportement statique de poutres semblables, la Direction de l'Office des Ponts et des chemins de fer de l'Etat Italien a entrepris un ensemble de recherches expérimentales, en collaboration avec l'Institut de Mécanique appliquée à la Construction, de l'Ecole Polytechnique de Milan, dirigée par l'éminent professeur A. Danusso.

L'étude de la zone singulière AB dans laquelle l'axe de la poutre présente un double coude brusque est particulièrement intéressante. A ce sujet, des recherches préliminaires ont été effectuées au Laboratoire de cet Institut, afin de vérifier approximativement le régime des contraintes et d'obtenir ainsi des indications de base et de contrôle pour le calcul et la construction de ces poutres.

Ultérieurement et après l'exécution du montage, ont été entreprises des recherches étendues, à titre de vérification et de contrôle, afin de déterminer a posteriori sur l'ouvrage effectif et en charge, le régime réel des sollicitations.

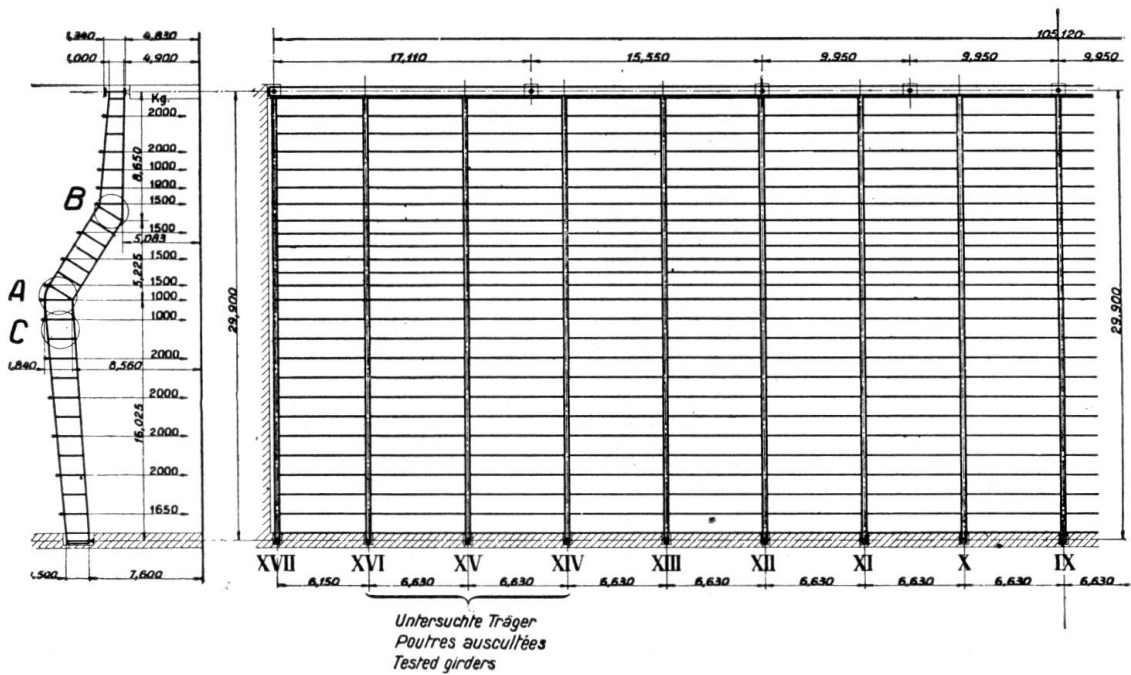


Fig. 1.

Ces recherches avaient également pour but de permettre une comparaison entre les résultats du calcul et ceux de l'expérience, tant en ce qui concerne les points ci-dessus que tous autres éléments intervenant dans le degré de sécurité définitif de l'ouvrage.

2° — *Essais sur modèles.*

Deux séries d'essais ont été effectuées. La première série portait sur de petits modèles plans, ayant la forme de la partie médiane de la poutre et con-

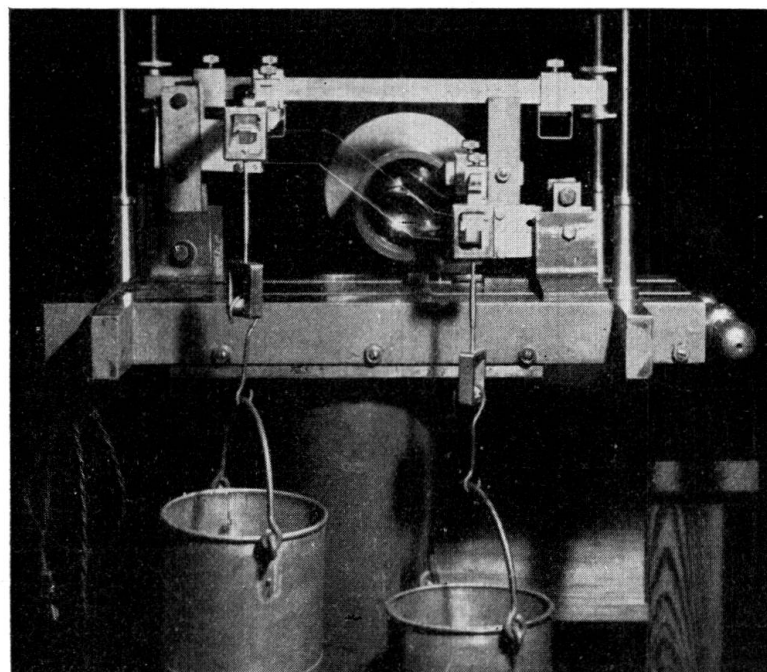


Fig. 2.

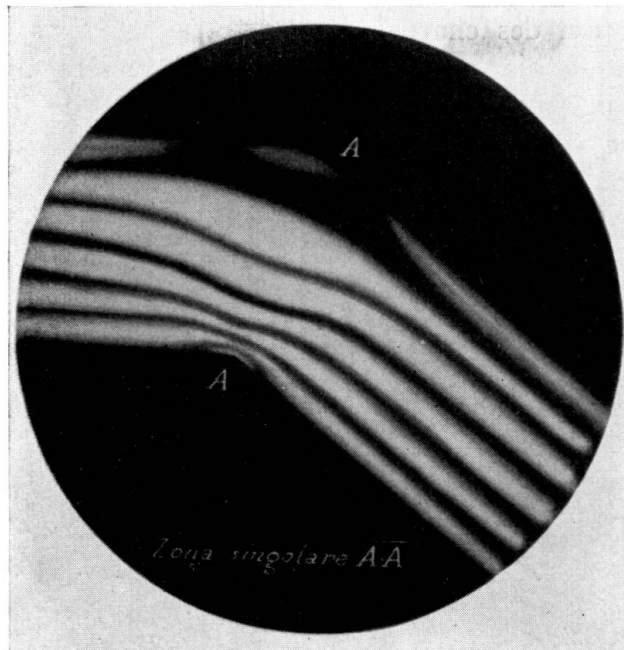


Fig. 3.

struits eux-mêmes en matière transparente (verre et phénolite). Ces modèles ont été examinés en lumière polarisée suivant les méthodes de la photoélasticité.

On a soumis les modèles à un couple constant à l'aide d'un dispositif qui fait l'objet de la figure 2. La figure 3 représente l'un des résultats obtenus et donne l'allure des sollicitations principales, obtenue en lumière polarisée monochromatique.

La seconde série d'essais a été effectuée dans le but de s'approcher dans toute la mesure du possible des conditions effectives de service, sur modèle réduit en acier, établi à l'échelle de $\frac{1}{5}$ et constitué effectivement par deux poutres soudées, assemblées et munies de nervures suivant les mêmes dispositions que l'ouvrage

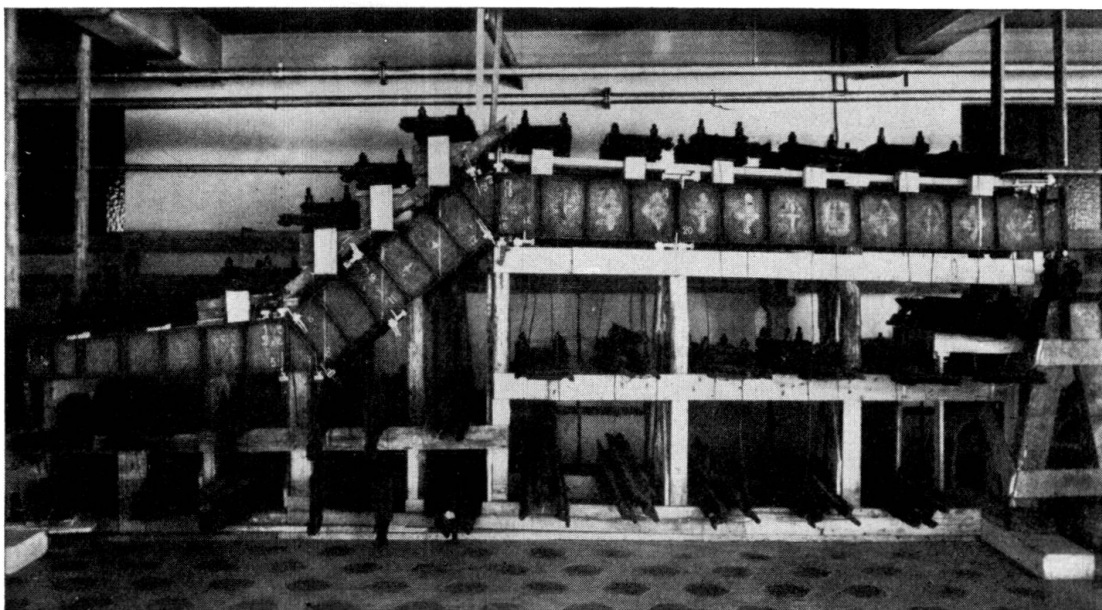


Fig. 4.

réel lui-même. La figure 4 donne idée de l'ensemble du dispositif, avec l'appareil utilisé pour l'application des charges.

Dans ce modèle toutefois, conformément à la première étude du projet de la poutre-type, les ailes avaient une épaisseur constante de 5 mm, ce qui correspond à l'épaisseur constante de 20 mm pour les ailes des poutres réelles; ce furent précisément les résultats des essais photoélastiques et ceux des essais sur modèle en acier qui conduisirent à porter à 30 mm l'épaisseur des ailes dans la région des points singuliers A et B, ainsi qu'il a été indiqué plus haut.

3° — *Essais sur place.*

Ces essais ont été exécutés après montage des poutres et seulement des pannes et éléments d'assemblage d'entretoisement; il manquait ainsi encore à l'ensemble

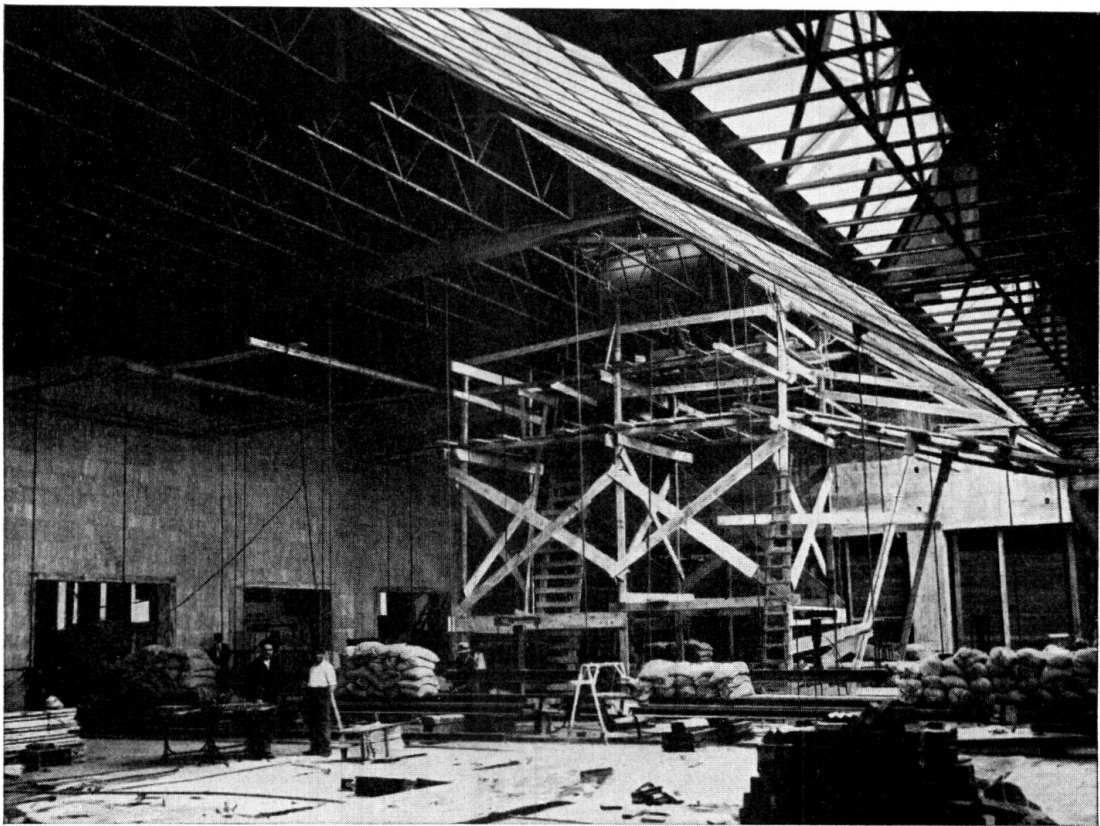


Fig. 5.

de l'ouvrage les différents éléments devant constituer la couverture proprement dite. En tenant compte des poids de ces éléments et des charges accidentelles prévues dans les calculs, on a été amené à prévoir pour l'exécution des essais une charge verticale d'environ 750 kg par mètre courant de poutre. Pour la commodité, on a rassemblé cette charge en plusieurs points des poutres, ainsi qu'il est indiqué sur la figure 1.

Les recherches expérimentales sur l'ouvrage lui-même ont été localisées à une seule poutre, occupant la quinzième place à partir de l'extrémité de la galerie. Sur cette poutre, ont été montés les extensomètres destinés à fournir les valeurs des sollicitations, le module d'élasticité étant connu. Etant donné que les poutres

voisines pouvaient collaborer à supporter une partie de la charge par suite de l'efficacité que donnait à l'assemblage la présence des entretoises et du contreventement supérieur, on a jugé opportun de charger en même temps la poutre considérée et les deux poutres voisines ainsi qu'il est indiqué sur la figure 1. En outre, comme l'on disposait d'un grand nombre de fleximètres, on a exécuté les mesures des fléchissements non seulement sur les trois poutres ci-dessus mentionnées, mais également sur les poutres adjacentes, afin de pouvoir contrôler dans quelle mesure s'étendait la zone d'influence de la charge, ainsi que l'indique le diagramme II (figure 6).

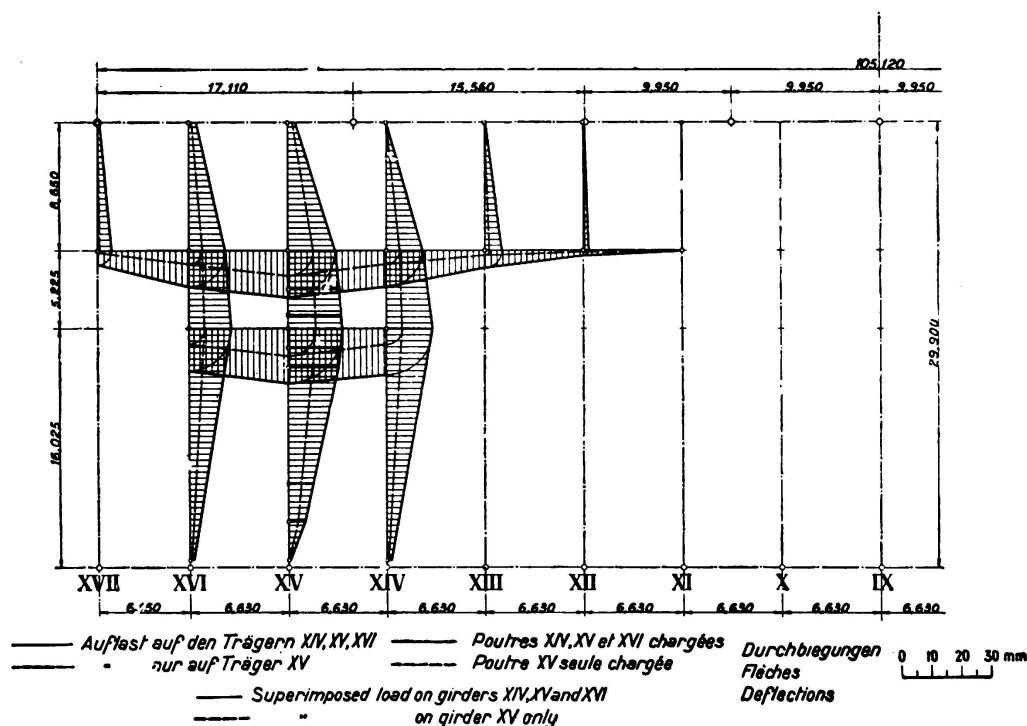


Fig. 6.

Etant donné le but final de ces essais, il était nécessaire de répéter les mises en charge un assez grand nombre de fois; pour cela, on décida d'appliquer les efforts sur les poutres à l'aide de moutons hydrauliques, avec intervention des réactions dues aux charges fixes constituées par des rails et des sacs disposées à terre.

La figure 5 représente une vue d'ensemble du chantier d'essai. La mesure des charges effectives a été faite par lecture sur des manomètres étalonnés en laboratoire. De même, les vérins utilisés pour la charge des poutres soumises à ces essais avaient été au préalable contrôlés avec soin.

4° — Instruments de mesure utilisés.

Deux catégories d'instruments ont été utilisés pour ces recherches expérimentales: des fleximètres et des extensomètres. Les fleximètres, construits par la maison *Mahr*, permettaient de mesurer les $\frac{2}{1000}$ de millimètre; ils ont été montés sur le sol sur des supports rigides et stables. Les fléchissements étaient transmis depuis les poutres jusqu'aux appareils de mesure eux-mêmes à l'aide

de fils d'acier tendus par des poids suspendus. Vingt-deux appareils ont été ainsi utilisés au total.

Les extensomètres employés étaient de deux types, également connus et appréciés : extensomètres de *Huggenberger* à amplification mécanique et à lecture directe et extensomètres de *Schaefer* électro-acoustiques avec mesure à distance. Vingt-neuf extensomètres de *Huggenberger* et vingt-sept dispositifs de *Schaefer* ont été ainsi employés. Les caractéristiques de ces différents appareils sont indiquées dans le tableau ci-après.

Types d'extensomètres	Base de mesure minimum en mm.	Nombre d'appareils utilisés	Amplification moyenne	Déformation unitaire par degré
Huggenberger A	20	7	1220	—
„ B	20	16	1000	—
„ C	100	6	320	—
Schaefer D 6	150	16	—	$4,25 \cdot 10^{-6}$
„ D 177	120	7	—	$3,26 \cdot 10^{-6}$
„ D 156	120	2	—	$2,10 \cdot 10^{-6}$
„ D 234	20	2	—	$3,29 \cdot 10^{-6}$

A cause de la température élevée des jours auxquels ont été effectués les essais, on a procédé à ces essais de préférence soit le matin de bonne heure soit le soir tard afin de rendre négligeable l'influence de la température. Pour cette raison également, on a eu soin de réduire au strict minimum le temps nécessaire. On a ainsi réussi, malgré le grand nombre des appareils mis en jeu, à limiter le temps normalement nécessaire à l'exécution des mesures à moins de 20 minutes pour chacune des applications de charges.

5° — Résultats des mesures de fléchissements.

Les résultats ainsi obtenus sont groupés dans le diagramme II (figure 6). On y trouvera les résultats moyens qui ont été obtenus en effectuant la mise en charge tant sur une seule poutre (poutre n° 15) que simultanément sur trois poutres voisines.

On constate ainsi que lorsque l'on charge une seule poutre, les poutres voisines contribuent dans des proportions notables à la mise en charge. Si l'on charge simultanément 3 poutres voisines, on peut par contre constater en examinant le diagramme des fléchissements (que l'on considère ainsi comme représentant les lignes d'influence) que la poutre médiane supporte environ les 75 % de la charge globale qui s'y appliquerait si elle était isolée.

6° — Résultats des mesures aux extensomètres.

On peut diviser ces résultats en trois groupes, suivant la zone considérée : premier groupe concernant les mesures des déformations dans la section C

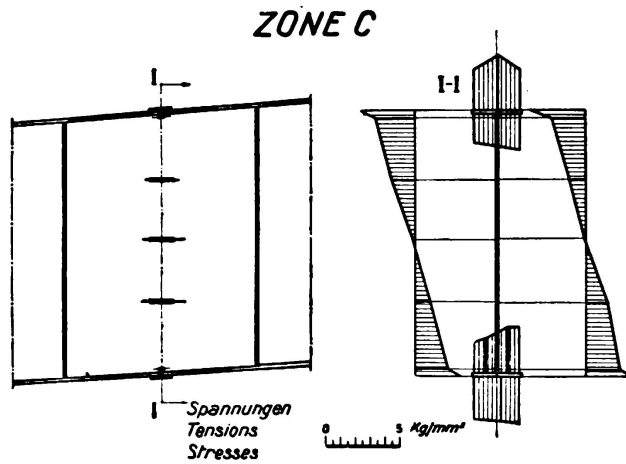


Fig. 7.

(voir figure 1), située à une distance suffisamment éloignée des points singuliers — deuxième groupe concernant la zone singulière AA — troisième groupe concernant la zone singulière BB.

Les essais ont toujours été effectués à plusieurs reprises et les résultats définitifs mentionnés ont été établis sur la base de la moyenne d'au moins 4 lectures. Les écarts rencontrés ont toujours été très faibles et n'ont jamais dépassé 10 %.

L'ouvrage s'est comporté élastiquement et les déformations résiduelles après

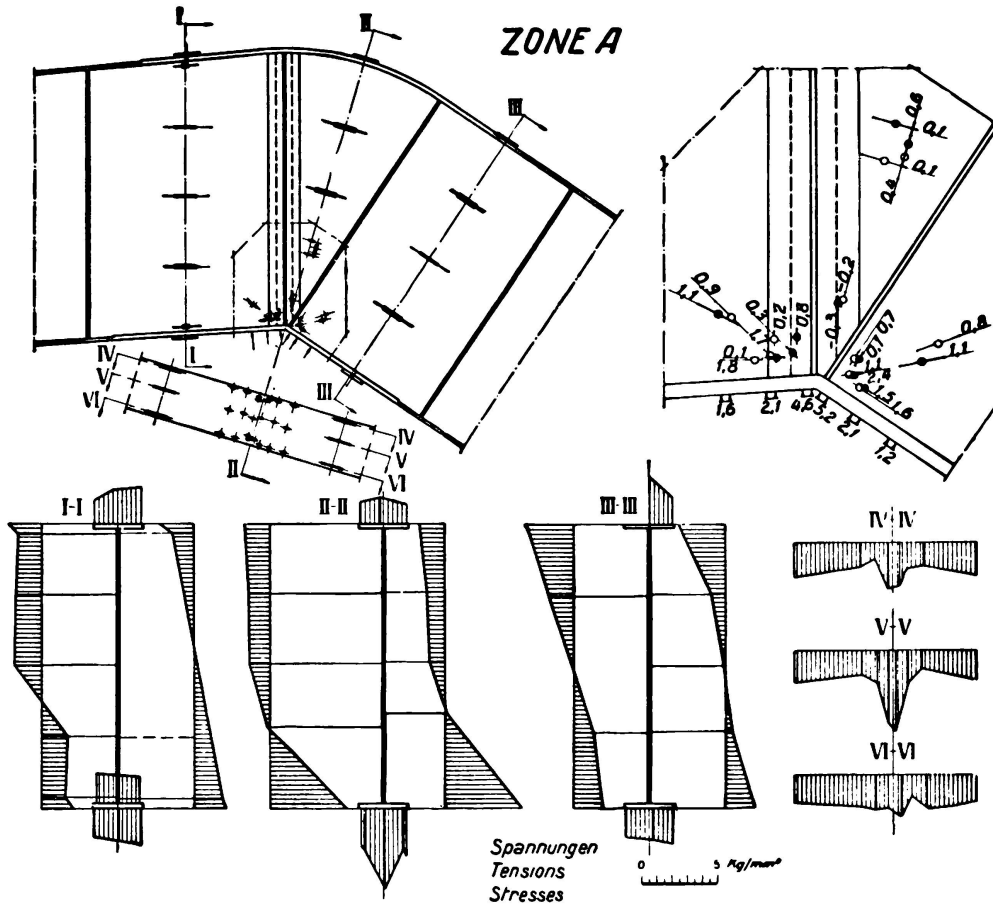


Fig. 8.

application des cycles de charge ont toujours été très faibles, même sur les appareils disposés aux endroits qui correspondaient à des maxima dans les sollicitations.

7° — *Résultats concernant la section C.*

Les résultats obtenus dans les essais du premier groupe font l'objet du diagramme représenté sur le tableau V (figure 7). Si l'on examine ce diagramme, on constate que la loi linéaire de variation des contraintes est assez bien suivie le long de l'âme, tandis que l'on observe des écarts en ce qui concerne les ailes de la poutre. Ce fait, que l'on rencontre également dans d'autres cas, se fait

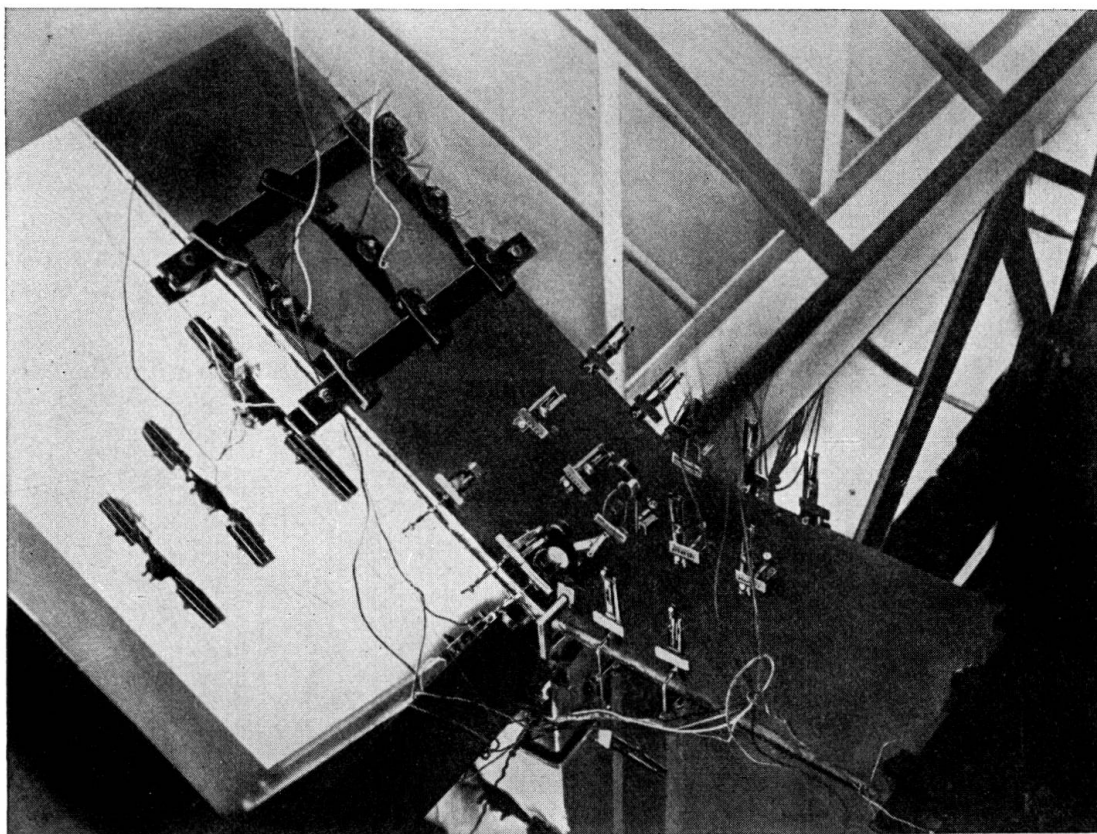


Fig. 9.

ici tout particulièrement sentir parce que, par suite de l'influence de la soudure des ailes sur l'âme et sur les entretoises qui raidissent l'âme elle-même, il se manifeste un gauchissement des ailes qui s'incurvent quelque peu, tant dans le sens transversal que dans le sens longitudinal (vers l'intérieur de la poutre); il s'ensuit que la face interne de l'aile ne peut travailler, ainsi qu'on l'a constaté, que dans une proportion un peu plus faible que la face externe.

Du diagramme ainsi obtenu expérimentalement, on remonte aux moments effectifs eux-mêmes par une intégration graphique qui est d'ailleurs nécessairement approchée. Le couple atteint un bras de levier d'environ 1,40 m et une force légèrement supérieure à 50 tonnes.

Par suite des charges appliquées sur la poutre, le moment sur la section considérée aurait dû être de 90 tm environ. On constate cependant une réduction

de 30 % par rapport à ce nombre, réduction qui doit être en majeure partie attribuée à la répartition de la charge dans les poutres non directement chargées et dans les membrures des assemblages, ce qui concorde assez bien avec les résultats obtenus au cours des précédentes mesures directes des efforts.

8° — *Résultats concernant la zone singulière AA.*

L'étude de la zone singulière AA a été spécialement étendue à la détermination du régime des contraintes aux environs du point singulier inférieur. Ici, l'aile aurait dû former un angle vif; en fait, de la mesure effectuée in situ, il résulte que le rayon de courbure de la fibre extérieure est de 9,7 cm. Les calculs et les essais sur modèles (voir figure 3) avaient indiqué un accroissement d'effort qu'il était particulièrement intéressant de contrôler. Le diagramme III (figure 8) donne schématiquement la disposition des extensomètres montés dans cette zone. Les instruments qui sont disposés sur l'une des faces sont représentés par un cercle plein et ceux qui sont disposés sur l'autre face sont représentés par un cercle creux. La figure 9 donne une idée de la complexité de l'installation et du nombre des appareils utilisés.

Dans le diagramme III, sont en outre groupés les résultats moyens des mesures effectuées dans la région du point singulier, suivant trois sections différentes: la section II qui intéresse le centre de courbure et les deux autres sections I et III qui sont symétriques par rapport à la section II.

Le maximum de contrainte mesuré est de 5,2 kg/mm², ce qui représente un écart d'environ 250 % par rapport à la valeur moyenne à l'extrémité des sections I et III.

Les résultats expérimentaux ainsi obtenus ont été comparés avec ceux que l'on a pu obtenir par le calcul. En se basant sur les résultats obtenus dans la section II, en ce qui concerne les sollicitations sur les deux faces de l'âme, on a tracé une courbe représentant l'allure des contraintes, courbe dont l'interpolation satisfait aux valeurs des moments déterminés antérieurement au cours de l'étude déjà exposée de la zone normale C.

Cette courbe a été comparée avec celle que l'on a déduite du calcul. On a effectué à ce sujet trois études distinctes en utilisant les notions théoriques concernant les poutres à axe curviligne.

a) — *La section de la poutre est considérée comme identique à la réalité.*

A égalité de moments, on a obtenu des résultats qui sont résumés dans le diagramme VIa (figure 10). La courbe en trait fin est la courbe calculée et la courbe en trait fort est la courbe expérimentale.

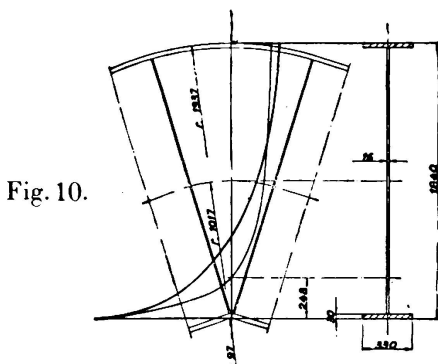


Fig. 10.

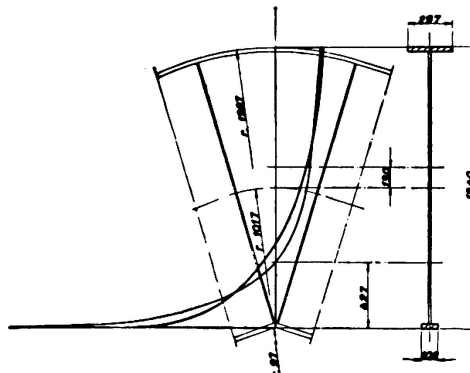


Fig. 11.

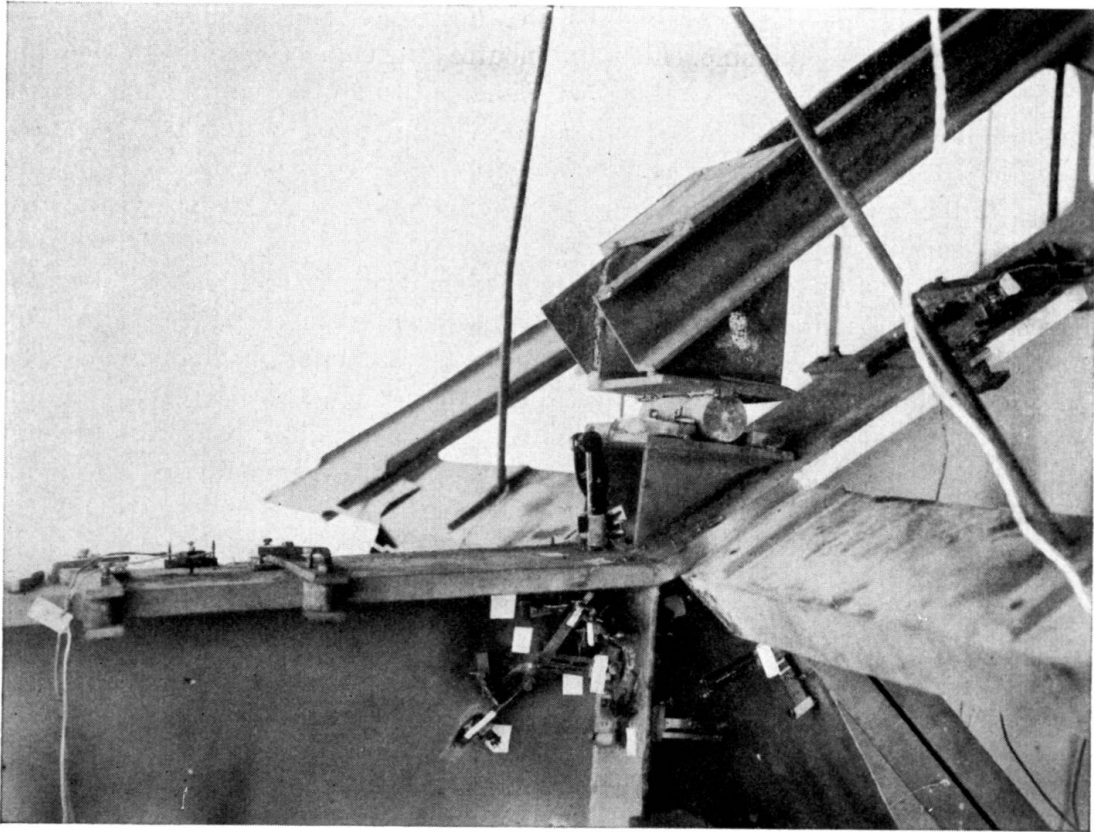


Fig. 15.

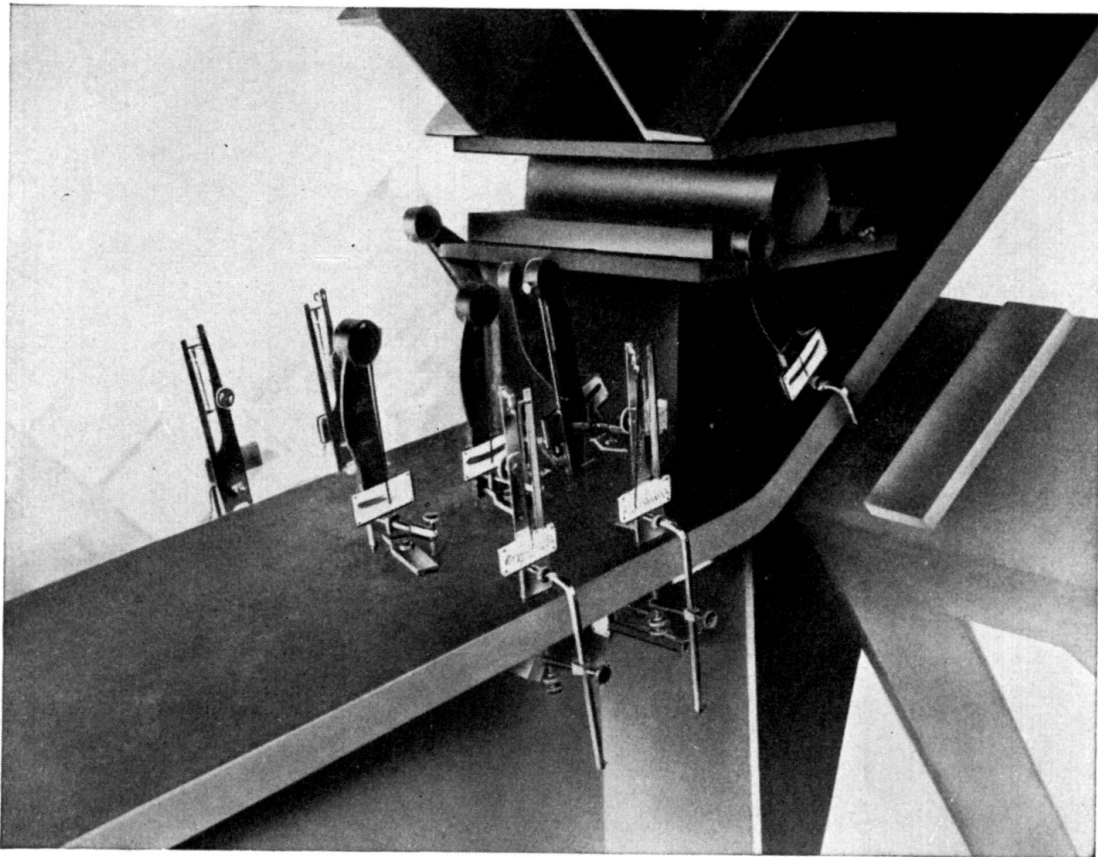


Fig. 16.

Il est intéressant de constater que l'allure des deux courbes théorique et expérimentale est assez semblable. Le point neutre théorique est situé un peu plus bas que dans la réalité, mais l'écart est cependant moins marqué que dans le cas précédent. Le point qui correspond au maximum de sollicitation est notablement différent dans les deux cas. On a estimé que ceci pouvait être attribué aux deux faits suivants: tout d'abord, les instruments ont été disposés sur l'âme à quelques centimètres de la section considérée et n'ont par suite pas pu enregistrer la déformation maximum; en second lieu, dans la réalité, les entretoises de raidissement de l'âme réduisaient le fléchissement transversal de l'aile; elles ont ainsi permis une plus grande uniformité des sollicitations dans l'aile elle-même, en diminuant la sollicitation maximum au voisinage de la section, comme dans le cas a. Et en effet, la largeur fictive (longueur ainsi considérée comme collaborant avec l'âme) de l'aile déduite des résultats expérimentaux est double de la valeur obtenue par le calcul (environ 10,9 cm).

c) — *La section de la poutre est supposée rectangulaire et de largeur égale à l'aile.*

Les calculs ont été effectués, en premier lieu, afin d'avoir un terme de comparaison avec les cas a et b, pour déterminer la valeur effective des résultats

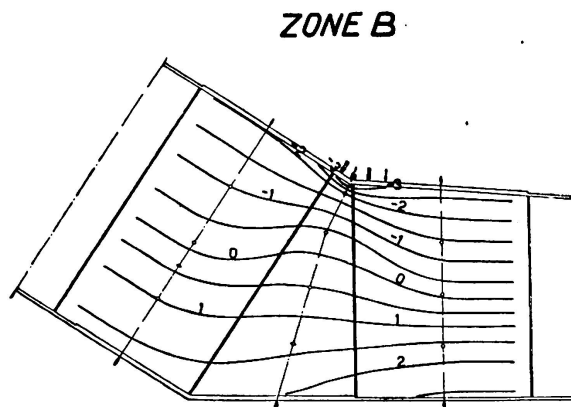


Fig. 17.

obtenus au cours des essais photoélastiques. Les résultats sont portés sur le diagramme VIc (figure 12); les valeurs d'origine photoélastique concordent à peu près avec les valeurs calculées (courbe en trait fin).

Pour compléter l'étude de la zone A, on a tracé la courbe des contraintes déduites des valeurs déterminées expérimentalement, en tenant compte de la dilatation, tant dans le sens longitudinal que dans le sens transversal par rapport à l'axe de la poutre; on a ainsi obtenu le diagramme VIII (figure 13) dans lequel les nombres indiquent les contraintes en kg/mm^2 .

Il est intéressant de noter que l'allure de ces courbes est sensiblement analogue à celle des courbes qui ont été obtenues par la méthode photoélastique (voir figure 3). On remarquera comme caractéristique l'inflexion de l'axe neutre vers le point singulier et la diminution des contraintes près de l'aile supérieure.

Dans des conditions analogues à ce qui a été fait pour la zone singulière AA, on a étudié expérimentalement la zone singulière BB (voir figure 1). La dis-

position des extensomètres et les résultats obtenus sont portés sur le diagramme IV (figure 14).

Les photographies 15 et 16 représentent la disposition de quelques instruments placés dans cette zone pour deux phases différentes des mesures, l'une effectuée avec intervention de la charge concentrée au voisinage du noeud, l'autre, par contre, étant effectuée en supprimant, au cours de l'essai, l'effet de cette charge.

On a obtenu en ce point singulier la contrainte maximum mesurée de 6 kg/mm^2 avec un écart local de l'ordre de 240 %, cela malgré la présence d'influences notables de raidissement dans la partie la plus chargée, ces influences contribuent efficacement à alléger les charges au point singulier ainsi que l'on a pu le constater d'après les indications des instruments.

Le diagramme VII (figure 17) reproduit enfin les courbes des contraintes normales pour cette zone. Elles sont assez notablement semblables à celles que l'on a déterminées par la photoélasticité dans le cas du problème plan.

Résumé.

Les parties portantes de la nouvelle gare de Florence sont constituées de poutres à axe brisé. Ces poutres en I soudées ont une portée d'env. 30 m et une hauteur maxima de 1,84 m. Une série d'essais fut effectuée pour déterminer l'allure des contraintes dans ces zones singulières.

Les auteurs ont entrepris d'abord des essais par méthode photo-élastique sur un modèle réduit transparent. Ils effectuèrent ensuite des mesures sur un modèle d'acier à l'échelle de 1 : 5 de la poutre réelle. Les résultats obtenus furent contrôlés après l'achèvement de l'ouvrage par des mesures sur les poutres elles-mêmes.

Les auteurs décrivent dans ce rapport tous les essais exécutés, les instruments employés et leur disposition ainsi que les résultats des essais. Une série de diagrammes représente les contraintes mesurées. D'autres figures donnent une comparaison entre les contraintes mesurées et celles données par le calcul pour ces points singuliers.

Leere Seite
Blank page
Page vide