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

Band: 3 (1948)

Rubrik: Ia: The present state of welding technic

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: 16.10.2025

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

Ia1

Observations sur les causes et formes de rupture des constructions soudées

Betrachtungen über die Ursachen und Formen der Brüche von geschweissten Konstruktionen

Notes on the causes and kinds of failure of welded structures

F. CAMPUS
Professeur à l'Université de Liège

Après les accidents survenus à certains ponts Vierendeel soudés en Belgique, des spéculations nombreuses ont été publiées sur les causes de ces accidents. Dix ans après le premier qui eut du retentissement, il semble que ces spéculations ont encore la vie dure et que l'on hésite encore à dégager les causes majeures. Ces réflexions me sont suggérées par l'introduction au rapport de M. l'inspecteur général G. De Cuyper sur les échecs dans la construction soudée. Il énumère sept remarques générales de *a* à *g*, parmi lesquelles la sixième est libellée comme suit : « *f*) La description montre que les accidents sont dus à un concours de plusieurs facteurs. Il est difficile de déceler le facteur primaire. La classification qui a été suivie dans la description ci-après peut donc paraître assez arbitraire. C'est la raison pour laquelle nous ne donnerons que les facteurs probables. »

Or, tous les exemples dont la description suit, au nombre de quinze, indiquent parmi les facteurs probables les tensions résiduelles de soudure ou d'autres effets du retrait. Il y a une exception, c'est le cas d'un plat cintré à froid avant soudure. Comme il n'y avait pas d'effet de soudure possible, cette exception confirme les quinze autres exemples. Il y a plus de huit ans que j'ai énoncé que le facteur primaire est constitué par le retrait et ses effets, et cela ne nécessite pas une démonstration statistique telle que je la trouve dans le rapport précité. Disposant de peu de temps et soucieux, dans l'esprit des Congrès, de me borner ici à la discussion, je renvoie pour cette question de l'origine des ruptures dans l'effet du retrait à mes publications citées dans le rapport général de M. le professeur F. Stüssi.

Si les sept remarques introductives de M. De Cuyper ne font aucune allusion au retrait, elles contiennent par contre ce qui suit : « *c*) La

description montre que l'épaisseur du métal, la structure cristalline à gros grains, la susceptibilité au vieillissement, la fragilité aux basses températures et le manque de résistance aux ruptures sans déformation ont joué un rôle important. »

J'avoue ne pas avoir trouvé cette démonstration dans la description et je considère que les caractéristiques énumérées ci-dessus ne paraissent avoir joué dans la cause des échecs qu'un rôle hypothétique. Même pour le plat cintré à froid qui s'est rompu spontanément, la cause de l'accident est naturellement de la même nature que celle qui produit des ruptures spontanées de bout en bout de longues poutrelles, à savoir des tensions intrinsèques. Quelle que soit la qualité des aciers, quelles que soient les spéculations que l'on fasse sur les caractéristiques énoncées sous le littéra *c* précité, un fait est établi expérimentalement, c'est que les aciers ne se rompent, *même sans striction*, que sous des efforts considérables et après déformation. Lorsque les sollicitations extérieures et connues ne suffisent pas à engendrer les efforts et les déformations nécessaires pour ces ruptures, seules les tensions intrinsèques et les déformations de soudure peuvent les expliquer. Après rupture, il est d'ailleurs impossible de superposer les deux faces de la cassure, ce qui témoigne des déformations souvent considérables qui se sont produites. Je trouve dans la description du rapport de M. G. De Cuyper la confirmation d'une conclusion que j'ai exprimée depuis longtemps sur la base de résultats expérimentaux, c'est que l'acier Siemens-Martin n'est pas plus à l'abri des accidents de soudure que l'acier Thomas. En conséquence, si je n'ai aucune objection à ce que l'on donne la préférence aux aciers calmés à grains fins, je ne pourrais recommander à personne de les souder les yeux fermés et je ne crains pas de répéter ici que le secret d'une bonne construction soudée n'est pas essentiellement dans le choix de l'acier de base.

D'une manière générale, en dépit de nombreuses recherches effectuées à la suite d'accidents survenus à des constructions soudées, les publications sur les causes et la nature des ruptures sont encore en grande partie spéculatives. Cela provient d'un reste d'influence de toutes les hypothèses qui ont été publiées avant toute recherche et, d'une manière générale, d'un défaut d'esprit scientifique absolu dans les études et dans les exposés. On note encore une tendance à exagérer les causes (?) passives, par exemple la qualité déficiente du métal ou son altération par la soudure, et à minimiser les causes actives, à savoir les conséquences mécaniques de la soudure et les malfaçons. C'est ainsi que l'on a pu lire dans une revue spécialisée que la métallurgie devait s'arranger pour permettre aux constructeurs de dormir sur les deux oreilles et qu'il fallait en finir avec l'épouvantail du retrait et des tensions résiduelles. Celles-ci sont donc bien condamnées et si elles résistent à de telles objurgations, elles donneront une preuve de mauvaise volonté manifeste. Je renvoie aussi à ce sujet à un article publié dans les *Annales suisses des Sciences appliquées et de la Technique* (*Schweizer Archiv*), n° 5 de mai 1948. S'il n'y avait pas de déformations de retrait et de tensions de soudure résultant des empêchements du retrait, il n'y aurait pas de possibilité mécanique de rupture d'une construction normalement projetée, comme une construction rivée.

Ces ruptures, appelées par certains de « décohésion », ont un aspect qui ne résulte en fait que d'un empêchement de striction; elles sont précédées d'une déformation permanente uniforme normale. Les figures 1 et 2 représentent les allures des courbes tensions-déformations de deux barreaux

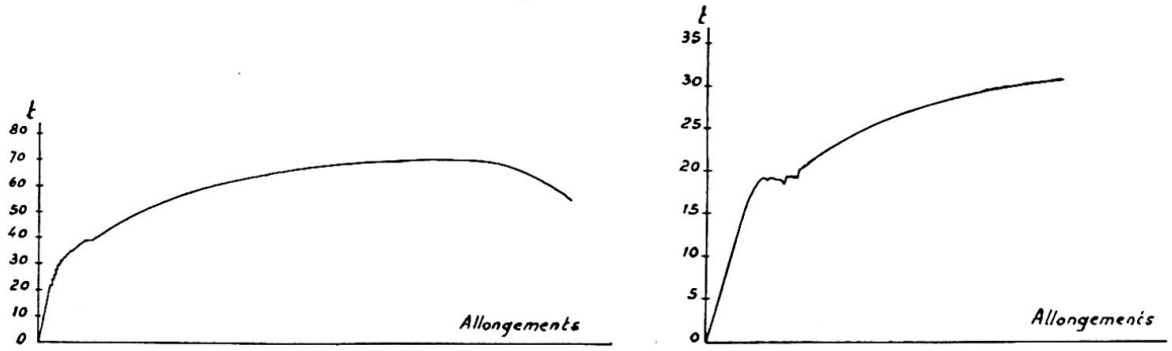


Fig. 1 et **2.** Courbes tension - déformations de deux barreaux droits de mêmes dimensions, du même acier, le premier s'est rompu avec striction, le second sans.

droits de mêmes dimensions et du même acier, dont le premier s'est rompu avec striction, le deuxième sans (essais de 1938-1939).

Les expérimentateurs américains ont trouvé le même résultat par des essais de flexion lente sur les barreaux entaillés du type Schnadt, comme le montre la figure 3, empruntée à E. P. Klier, F. C. Wagner et M. Gensamer [1]. L'invocation de l'état de tension triaxial est le plus souvent en défaut, car il s'agit généralement d'éprouvettes (dans les essais) ou de pièces (dans les ouvrages avariés) dont une dimension est très faible par rapport aux deux autres.

Le temps dont je dispose ne me permet pas de développer ici la question des ruptures sans striction. Je me réfère aussi à ce propos aux publications citées dans le rapport général et à une note qui paraîtra prochainement dans la revue *L'Ossature Métallique*. Je me bornerai à attirer l'attention de mes auditeurs sur le fait que ce mode de rupture est sans influence sur la sécurité des ouvrages telle qu'on est en droit de l'escompter d'après la prise en considération de la ductilité des aciers doux.

En effet, cette prise en considération se limite au palier d'étirage.

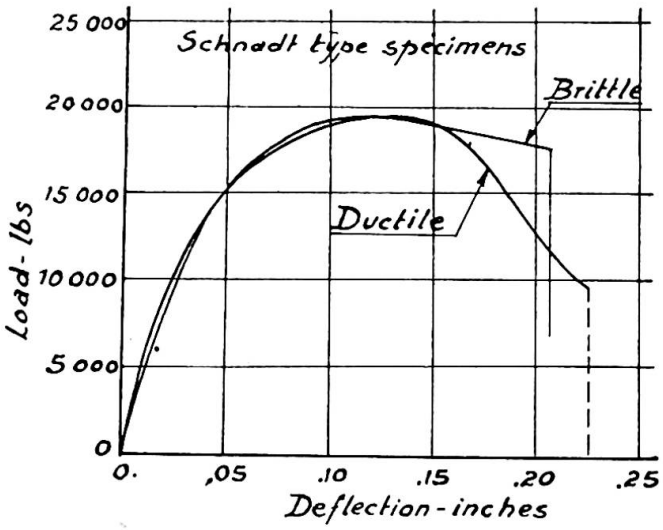


Fig. 3. Essais américains de flexion lente sur barreaux entaillés du type Schnadt.

[1] *The Correlation of Laboratory Tests with Full Scale Ship Plate Fracture Tests* (*The Welding Journal*, Supplement February 1948).

Il a été précisé au Congrès de Berlin, notamment par M. R. Lévi, qu'il faut se garder de permettre que la déformation dépasse le maximum du palier d'étirage, ce qui peut advenir dans certains cas de constructions continues. On ne peut donc, même selon les vues les plus progressives, admettre le calcul de la sécurité par rapport à un point de la zone d'écrouissage. *A fortiori* est-il exclu que l'on porte en compte la striction comme facteur de sécurité. En fait, la striction déclarée se produit après que la charge a atteint sa valeur maximum; la rupture est virtuelle. Or, la rupture sans striction ne diffère de la rupture ductile que par l'absence de striction et n'influe pas sur le palier d'étirage; elle est précédée de la déformation permanente uniforme normale. Donc, ce mode de rupture ne diminue en rien la réserve de sécurité par ductilité sur laquelle on est en droit de compter. Sa génération s'explique par l'empêchement de déformation s'étendant à un grand volume. Les déformations unitaires sont limitées à des dimensions très petites sans être nulles, encore considérables à l'échelle moléculaire, de l'ordre de grandeur des cristallites, mais peu perceptibles de ce fait à nos sens. Cet empêchement se produit dans les angles quasi nuls des fines fissures congénitales de l'acier ou accidentelles provenant de la soudure, parce que les tensions sont nulles sur les lèvres de la fissure. D'où des surtensions et des déformations spécifiques considérables à l'extrémité de la fissure qui engendrent sa propagation. Le danger réside donc dans la fissure, d'autant plus insidieuse qu'elle est plus fine et plus cachée.

J'ai écouté avec un intérêt particulier le résumé que M. Goelzer vient d'exposer du remarquable rapport qu'il a rédigé en collaboration avec M. R. Vallette sur l'emploi de la soudure dans la reconstruction du pont d'Oissel. Abstraction faite des circonstances aggravantes qu'il s'agissait d'une reconstruction et d'un pont-rail, les auteurs signalent que cette application serait condamnée « *dans l'état actuel de la technique* » par les prescriptions concernant la soudure. L'acier puddlé de l'ouvrage ancien est en effet, plus que tout acier moderne, suspect selon l'alinéa *c* rappelé plus haut du rapport de M. De Cuyper. Cependant elle a été réussie sans coup férir, grâce à l'assurance que donne l'expérience éclairée et réfléchie, notamment grâce à une prise en considération intelligente et même avantageuse du retrait (serrage des lamelles par retrait perpendiculaire à l'épaisseur). Ce succès est un exemple de la manière dont on peut mener à bien une application de soudure dans les conditions métallurgiques les plus difficiles et sans possibilité de recours. Il fait le plus grand honneur au talent des constructeurs qui l'ont accompli.

Résumé

En dépit des nombreuses recherches effectuées à la suite d'accidents survenus à des constructions soudées, les publications sur les causes et la nature des ruptures sont encore en grande partie spéculatives et hasardées. On note encore une tendance à exagérer les causes (?) passives, par exemple la qualité déficiente du métal et son altération par la soudure, et à minimiser les causes actives, à savoir les conséquences mécaniques de la soudure et les malfaçons.

S'il n'y avait pas de retrait et de tensions de soudures résultant des empêchements de retrait, il n'y aurait pas de possibilité mécanique de rupture d'une construction normalement projetée, comme une construction

rivée. Ces ruptures appelées « de décohésion » par certains et qui, en fait, ne résultent que d'un empêchement de développement de la striction, sont sans influence sur la sécurité des ouvrages tel qu'on est en droit de l'escompter d'après la prise en considération de la ductilité des aciers doux.

Zusammenfassung

Die Veröffentlichungen über die Ursachen und die Art der Brüche, die in der Folge der zahlreichen Untersuchungen nach den Unfällen an geschweissten Konstruktionen erschienen sind, sind zum grossen Teil noch spekulativ und zufällig. Man bemerkt noch die Neigung, die passiven Ursachen (?), wie z.B. die mangelhafte Qualität des Stahls und seine Verschlechterung durch die Schweissung zu übertreiben und die aktiven Ursachen wie z. B. die mechanischen Folgen der Schweissung und die Ausführungsmängel zu verkleinern.

Wenn keine Schrumpfung und keine Schweisspannungen infolge der Behinderung der Schrumpfung entstehen würden, bestände keine mechanische Möglichkeit für den Bruch eines normal, d.h. ähnlich einer genieteten Konstruktion, entworfenen Bauwerks. Diese Trennungsbrüche, wie sie genannt werden und die in Wirklichkeit nur aus der Behinderung der Einschnürung entstehen, sind ohne Einfluss auf die Sicherheit der Bauwerke, wie man berechtigt ist sie aufzufassen, wenn man die Dehnbarkeit der weichen Stähle in Betracht zieht.

Summary

Despite many enquiries held as the result of accidents that occurred to welded structures, publications concerning the causes and nature of failures are still to a large extent speculative and hazardous. There is still a tendency to exaggerate the passive causes (?), such as poor quality of the metal and its alteration due to welding, and to minimise the active causes, *viz.* the mechanical consequences of welding and faulty workmanship.

If there were no shrinkage and welding stresses arising from hindrance of shrinkage, there would be no mechanical possibility of failure of a normally designed structure, like a riveted structure. These ruptures called " de-cohesion " by some people and which in reality only arise from the prevention of the development of necking have no influence upon the safety of works such as one would be justified in presuming, by taking into consideration the ductility of mild steel.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Ia2

Les aciers pour constructions soudées

Eigenschaften der Materialen für geschweisste Konstruktionen

Characteristics of materials for welded structures

C. D. CROSTHWAITE
A. C. G. I., B. Sc., M. I. C. E., London

In his paper on the "Characteristics of Materials for Welded Structures", M. Nihoul focusses attention on the disturbing phenomenon of brittle fracture. The further advance of welded structures, and their acceptance as being as reliable under service conditions as those of riveted construction, have been retarded by certain spectacular failures, notably those of the Belgian Bridges and American Liberty ships mentioned by M. Nihoul. These failures were catastrophic in their nature, and resulted in complete destruction and loss. Opponents of welding point out that similar disasters occur rarely if ever to rivetted structures.

It is now becoming generally accepted that the brittle fracture of welded structures is a phenomenon of notch sensitivity at working temperatures, and that it can be controlled by ensuring a sufficiently low transition temperature in the steel employed, and by attention to stress-raising design details and welding methods. The American Board of Investigation state that the Liberty Ship fractures were due to notch brittleness at the exceedingly low operating temperatures, and that locked up stresses did not contribute materially to failure. It may be pointed out that, owing to war conditions, many of the ship plates had a lower manganese content than usual. Deficiency of manganese has a marked effect on notch sensitivity.

The Belgian Bridge failures occured in winter at low temperatures, in some instances as low as — 20° C. It is difficult to resist the conclusion that here again is a phenomenon of notch sensitivity at working temperatures. A contributary cause may have been excess of nitrogen in the prewar Thomas steel. It is known that excess nitrogen has a notch embrittling effect, which is particularly noticeable on ageing after plastic deformation.

It may be asked why, if notch brittleness is the cause of the sudden

failures without deformation of welded structures, the same type of failure is not observed in rivetted structures, where stress-raisers of considerable magnitude occur. The answer would appear to be that brittle cracking of individual plates and sections does take place. Owing however to the discontinuous nature of rivetted construction, cracking generally terminates at a rivet hole or the edge of a plate, and may be undetected, whereas, in a welded structure, the crack may travel right across a member, and produce complete collapse.

It would appear therefore, that in welded structures notch brittleness may have a quite different order of importance to what it has in rivetted work. Moreover it has been established that the act of welding may raise the transition temperature by 20 or 30° C, and that even though the deformation zone be localized, the whole member may behave in a brittle manner. In the writer's opinion, a simple reliable test to establish adequate ductility and freedom from brittle fracture at working temperatures is still awaited. This test must give good correspondence with full scale tests, and should be incorporated in welding specifications. It is clear that the concept of "weldability"cannot be disassociated from notch sensitivity.

Résumé

La rupture brusque sans déformation de constructions soudées est une manifestation de la sensibilité à l'entaille du matériau aux températures de service. Cette sensibilité peut être contrôlée en abaissant les températures de transition et en accordant toute l'attention aux détails de conception et d'exécution. L'auteur exprime la nécessité d'établir une méthode de mesure simple pour la détermination de cette température de transition.

Zusammenfassung

Der plötzliche Bruch ohne Deformation von geschweissten Konstruktionen ist eine Erscheinung der Kerbempfindlichkeit des Materials bei den Betriebstemperaturen. Sie kann kontrolliert werden, indem die Uebergangstemperaturen niedrig gehalten werden und den Entwurfsdetails und der Schweissfolge die nötige Aufmerksamkeit geschenkt wird. Eine diesbezügliche einfache Prüfung der Uebergangstemperatur steht bevor.

Summary

The sudden failure without deformation of welded structures, is a phenomenon of notch sensitivity at working temperatures. It can be controlled by keeping down the transition temperature, and by attention to design details and welding methods. A consistent simple test for the transition temperature is awaited.

Ia3

Les aciers pour constructions soudées
(Nouvelles prescriptions tchécoslovaques)

Stähle für geschweisste Konstruktionen
(Neue tschechoslovakische Vorschriften)

Materials for welded structures
(New Czechoslovakian standards)

PROF. ING. Dr F. FALTUS
Prague

La question de la soudabilité est du plus haut intérêt, car c'est d'elle que dépend la sécurité d'un très grand nombre de constructions. Notons que cette sécurité est une fonction complexe de différentes variables, notamment de la qualité de l'acier, du procédé de soudure, des tensions internes, des détails d'assemblage, de la forme de la construction, des sollicitations, etc. Seule la conjugaison heureuse de tous ces facteurs peut rendre une construction sûre et, ce qui n'est pas négligeable, économique.

Il n'existe pas de métaux de soudabilité nulle ou de soudabilité absolument parfaite. La soudabilité est une qualité caractéristique du matériau au même titre que les qualités mécaniques. Selon cette soudabilité on doit envisager non seulement le procédé de soudure mais également le type de construction et réciproquement le type de la construction doit imposer le degré de soudabilité nécessaire. On a créé deux classes d'aciers selon qu'il s'agit de constructions soudées ou rivées, tenant compte des sollicitations tout à fait différentes imposées par une soudure et par un joint rivé. On a même créé différentes nuances de soudabilité. Il est toutefois dangereux d'appliquer de telles prescriptions sans discernement. L'augmentation du prix de l'acier de haute soudabilité peut devenir prohibitive pour l'emploi de la soudure et il faut éviter d'imposer l'acier à haute soudabilité lorsque l'acier ordinaire peut satisfaire. D'autre part, le grand nombre de nuances du même type d'acier peut mener à des confusions. Les nouvelles prescriptions tchécoslovaques (ČNS 1510 - 1948) pour l'acier de construction introduisent des indications et des prescriptions concernant la soudabilité en évitant autant que possible des complications.

	O_a			O_c			37			37 P			37 PS		
	p	*m*	*g*	*p*	*m*	*g*	*p*	*m*	*g*	*p*	*m*	*g*	*p*	*m*	*g*
Résistance à la rupture (en kg/mm²) .	< 50	—	—	34 à 50			37 à 45			37 à 45		37 à 49	37 à 45		
Limite élastique garantie (en kg/mm²) .	—	—	—	—	—	—	—	—	—	23			23	23	21
Soudabilité . .	4	—	—	3	4	4	2	2	3	2	2	2	1	1	1
Essais de soudabilité prescrits	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	c	c	d
				Charpentes						Ponts					
Utilisation . .	*r*	—	—	*r*	*r*	*r*	*r, s*	*r, s*	*r*	*r*	*r*	*r*	*s*	*s*	*s*

Notations : *p* : petits profilés; *m* : moyens profilés; *g* : grands profilés; *r* : rivé; *s* : soudé.
Remarques : La qualité O_a n'est laminée que pour les profilés n'existant

TABLEAU I : Caractéristiques des aciers de construction

Il y a quatre qualités différentes pour les aciers de construction :

1° Qualité ordinaire (pour charpentes);
2° Qualité T (acier à haut pouvoir d'emboutissage);
3° Qualité P (acier à limite élastique garantie pour ponts rivés);
4° Qualité PS (acier à limite élastique et soudabilité garanties pour ponts soudés).

Chacune de ces quatre qualités peut être livrée dans une des nuances de soudabilité suivantes :

(1) Parfaite (essais de soudabilité prescrits);
(2) Bonne (pas d'essais prescrits);
(3) Passable (pas d'essais prescrits);
(4) Difficile (pas d'essais prescrits);
(5) Incertaine (pas d'essais prescrits).

En ce qui concerne les produits laminés, ceux-ci sont subdivisés en trois groupes suivant l'épaisseur :

1° Petits profilés comprenant des poutrelles jusqu'à 300 mm de hauteur, ainsi que des tôles et larges plats jusqu'à 16 mm d'épaisseur;

2° Profilés moyens comprenant des poutrelles jusqu'à 360 mm de hauteur, ainsi que des tôles et larges plats de 16 à 25 mm d'épaisseur;

3° Grands profilés comprenant des poutrelles au delà de 360 mm de hauteur, ainsi que des tôles et larges plats d'une épaisseur supérieure à 25 mm.

Pour des qualités d'acier identiques, le degré de soudabilité peut différer selon le profil et est en général plus élevé pour les faibles épaisseurs. C'est ainsi que pour l'acier 37 ordinaire et 37 P par exemple, la

37 PSU			42 P			42 PS			45 P			52 P			52 PS		
p	*m*	*g*	*p*	*m*	*g*	*p*	*m*	*g*	*p*	*m*	*g*	*p*	*m*	*g*	*p*	*m*	*g*
—	—	37 à 45	42 à 50			42 à 50			45 à 55			52 à 64			52 à 64		
—	—	23	25			25			27	27	—	36			36	33	34
—	—	1	2	3	3	1	(*)	(*)	4	4	—	3	4	4	1	1	1
—	—	*d*	*c*	*c*	*d*	*c*	—	—	—	—	—	—	—	—	*c, e*	*c, e*	*d, e*
Charpentes et ponts			Navires						Ponts			Charpentes et Ponts					
—	—	*s*	*r*	*r*	*r*	*s*	—	—	*r*	*r*	—	*r*	*r*	*r*	*s*	*s*	*s*

pas en qualité O_c qui est laminée pour les profilés d'au moins 50.50.5 et pour les poutrelles de plus de 80 mm;

(*) Pour la livraison éventuelle des profilés 42 PS *m* et *g* il y a lieu de s'entendre avec l'aciérie.

Extraites de la norme tchécoslovaque ČSN 1510-1948

soudabilité est considérée comme bonne pour les petits et moyens profilés et passable pour les grands profilés.

La soudabilité n'est garantie que pour les qualités PS, prévues pour les ponts soudés. Pour les charpentes soudées, on utilisera donc de l'acier 37, sans garantie de soudabilité, pour les petits et moyens profilés, et de l'acier 37 PS pour les grands profilés. Pour l'acier 37 PS et 52 PS la soudabilité est garantie pour des épaisseurs jusqu'à 50 mm. Les grands profilés sont en acier calmé et subissent un traitement thermique spécial.

La limite d'élasticité de l'acier 52 PS est de 34 kg/mm² pour les profilés moyens et grands, alors qu'elle est de 36 kg/mm² pour le même acier en petits profilés et pour tous les profilés de l'acier 52 P. Le tableau ci-dessus est extrait des prescriptions ČSN, qui contiennent les aciers de 34-80 kg/mm² de résistance. Pour les aciers de soudabilité parfaite il y a des prescriptions spéciales concernant les inclusions, doublages, etc. En outre, les essais de soudabilité suivants sont prévus :

a) Essais de traction et de flexion d'une éprouvette soudée bout à bout;

b) Essais de traction d'une soudure en croix;

c) Essais de résilience;

d) Essais de pliage d'une éprouvette portant un cordon déposé (essai Komerell);

e) Analyse chimique [1].

Les essais *a* et *b* ne sont exécutés qu'exceptionnellement. L'essai *c* a lieu pour les sections dont l'épaisseur ne dépasse pas 25 mm, l'essai *d* pour les épaisseurs plus grandes. L'essai de résilience est exécuté avec une

[1] L'analyse chimique n'est à envisager que pour l'acier 52 PS qui doit avoir la composition suivante : 0,2 % C max.; 1,2 % Mn max.; 0,6 % Si max.; 0,6 % Cr max.; 0,2 à 0,6 % Cu; 0.06 % P max.; 0,06 % S max.; 0,10 % (P + S) max.

éprouvette entaillée prismatique de 10,5 × 10 mm écrouie à froid jusqu'à la dimension 10 × 10 mm. L'essai doit donner un résultat minimum de 3 kgm/cm². On peut également réaliser l'essai de résilience de la manière suivante :

D'un échantillon comportant une soudure bout à bout, on extrait des éprouvettes de résilience dont les entailles sont distantes du centre du cordon de soudure de 5, 15, 25, 35, 45 et 55 mm.

La valeur minimum de la résilience ne doit pas être inférieure à 3 kgm/cm². Très souvent, on exécute les deux types d'essais. Ces essais ne constituent évidemment pas un jugement définitif en ce qui concerne la soudabilité, mais représentent une classification provisoire jusqu'au moment où des études auront donné des essais simples et meilleurs. Ces prescriptions ne sont pas parfaites, mais un progrès important est atteint du fait que les aciéries, elles aussi, ont reconnu la soudabilité comme qualité caractéristique du matériau et qu'elles ont consenti à introduire ces prescriptions dans les cahiers de charge, même si l'idée complexe de la soudabilité n'est pas encore entièrement expliquée. Les prescriptions ont été élaborées en coopération suivie entre producteurs et consommateurs.

Résumé

Quelques détails des nouvelles prescriptions tchécoslovaques (ČSN 1510 - 1948) pour les aciers de construction et leur soudabilité.

Summary

Details are given about the new Czechoslovaque standards for structural steels (ČSN 1510 - 1948) and their weldability.

Zusammenfassung

Einige Details der neuen tschechoslovakischen Norm „Baustahl" (ČSN 1510 - 1948) insbesondere deren Schweissbarkeit werden angegeben.

Ia4

Mesure du retrait de soudage, de raboutage des poutrelles

Messungen der Schrumpfwirkungen an geschweissten Trägerstössen

Measuring contraction due to welding and joining joists end-to-end

H. GERBEAUX
Paris

Première partie

La Chambre syndicale des Entrepreneurs de constructions métalliques de France a chargé l'Office central de la Soudure d'une étude sur la comparaison des états de tension, en soudage à l'arc, au raboutage, dans différents ordres, de poutrelles en acier doux de différentes dimensions. Voici, rapidement résumé (fig. 1), l'exposé de ces essais. Les poutrelles expérimentées ont été : HN 100; NBSB 18 (anglais); HN 30; PN 30 et PN 20.

Le soudage a été exécuté, sur pièces chanfreinées, suivant des méthodes classiques, avec des électrodes E 48 B de 3,25 à 5 millimètres inclus. Les temps de soudage, les nombres moyens d'électrodes employées figurent sur les schémas.

Le raboutage a été exécuté par trois méthodes :

1. Soudage simultanément réparti sur l'âme et les semelles. Les diagrammes de tension correspondants seront tracés en traits continus;
2. Soudage des semelles d'abord, puis de l'âme. Les diagrammes seront en traits discontinus;
3. Soudage de l'âme d'abord, puis des semelles. Les diagrammes seront en traits mixtes.

La préparation du soudage (fig. 2) comporte des dégagements à la liaison âme semelle. Cette disposition semble d'ailleurs être couramment utilisée déjà en Belgique.

Les états de tensions sont déduites de la connaissance des déformations mesurées de part et d'autre des assemblages, dans la direction normale au plan d'assemblage, sur des bases de 25 millimètres.

Les mesures sont faites sur empreintes sphériques en utilisant le tensiomètre Sarazin, appareil à présent bien connu.

Chaque mesure, faite avant, puis après soudage, est répétée cinq fois; on rejette au besoin les résultats trop dispersés. On relève d'ailleurs un

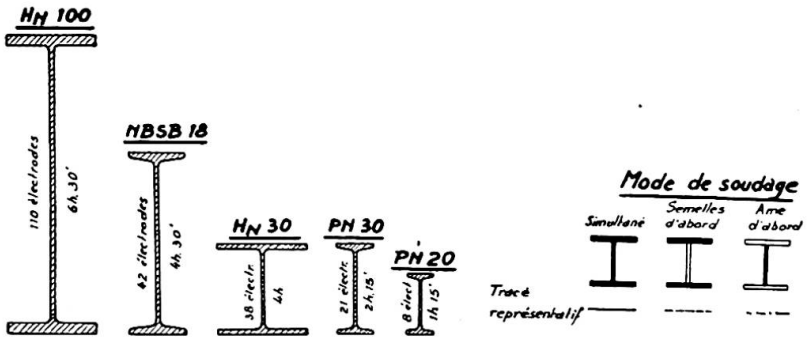


Fig. 1. Poutrelles expérimentales utilisées au cours des essais. Le tracé représentatif se rapporte aux figures 3 à 11.

écart quadratique sur cent mesures correspondant à 0,63 kg/mm², ce qui semble très acceptable pour ce genre d'essai. Il est arbitraire de déduire les états de tension de déformations dans une seule direction. Nous n'ignorons pas l'importance de l'erreur que nous commettons ainsi, mais nos résultats ne doivent être retenus que comme de simples valeurs comparatives.

Les figures 3 à 7 successives montrent les états de tension sur âme et semelles de chaque type de profilé suivant les trois ordres de soudage prévus. Le caractère disparate de nos résultats n'est pas fait pour surprendre. Il en est toujours ainsi de l'observation des états de tension résultant du soudage. Sur un ensemble de plus de 4 000 mesures, seuls des relevés statistiques permettent de débrouiller un peu le problème.

La figure 8 donne les moyennes générales des résultats pour chaque région étudiée. Nous rappelons que les traits continus concernent le soudage simultané, les traits discontinus le soudage des semelles puis de l'âme, les traits mixtes le soudage de l'âme puis des semelles.

Ces moyennes sont beaucoup plus claires que les résultats précédents, elles satisfont mieux l'esprit car elles cadrent avec le bon sens :

Le soudage simultané est le meilleur. Cela est d'autant plus évident que le profilé soudé est important;

En soudant les semelles d'abord, l'âme est tendue et les semelles comprimées;

En soudant les semelles d'abord, l'âme est comprimée et les semelles tendues;

Dans ces deux cas, les tensions sont du même ordre au signe près;

Les tensions moyennes relevées les plus importantes sont de l'ordre de 8 kg/mm²;

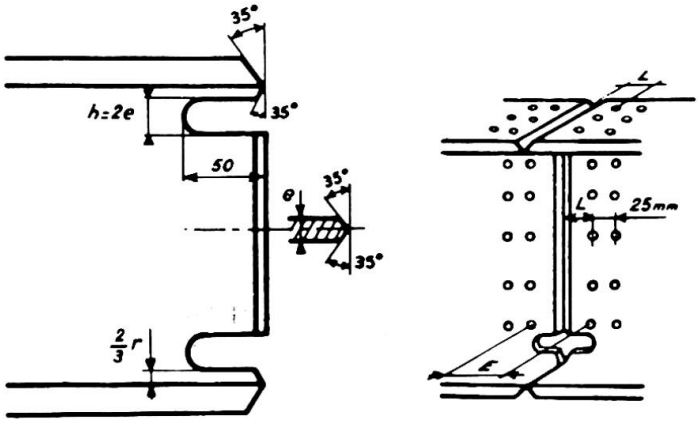
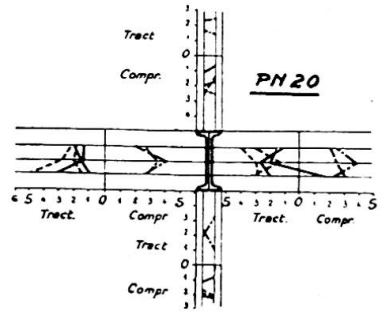
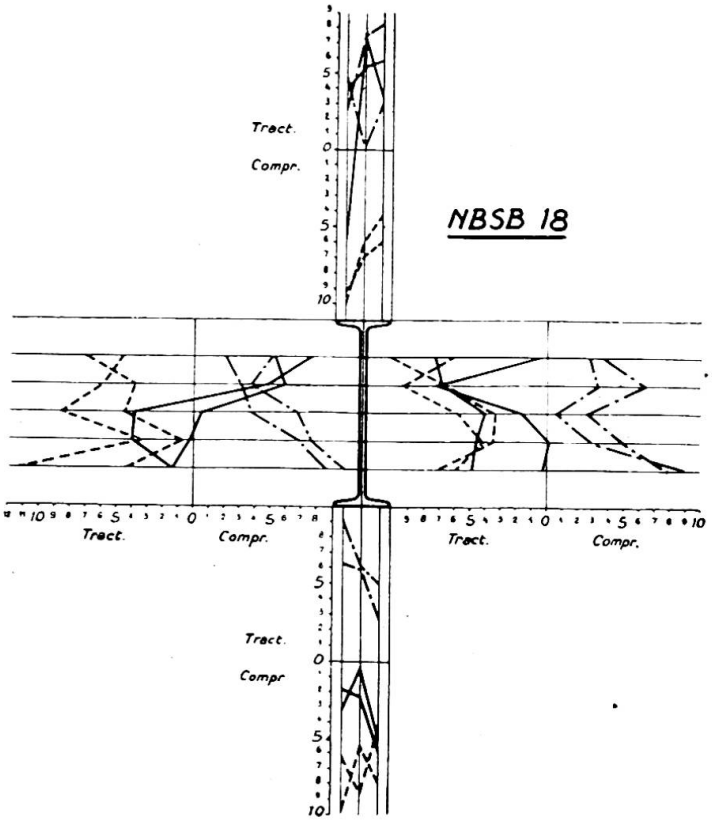
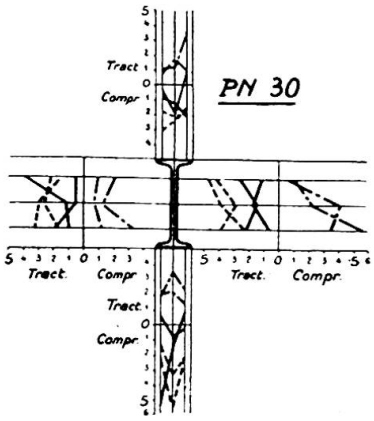
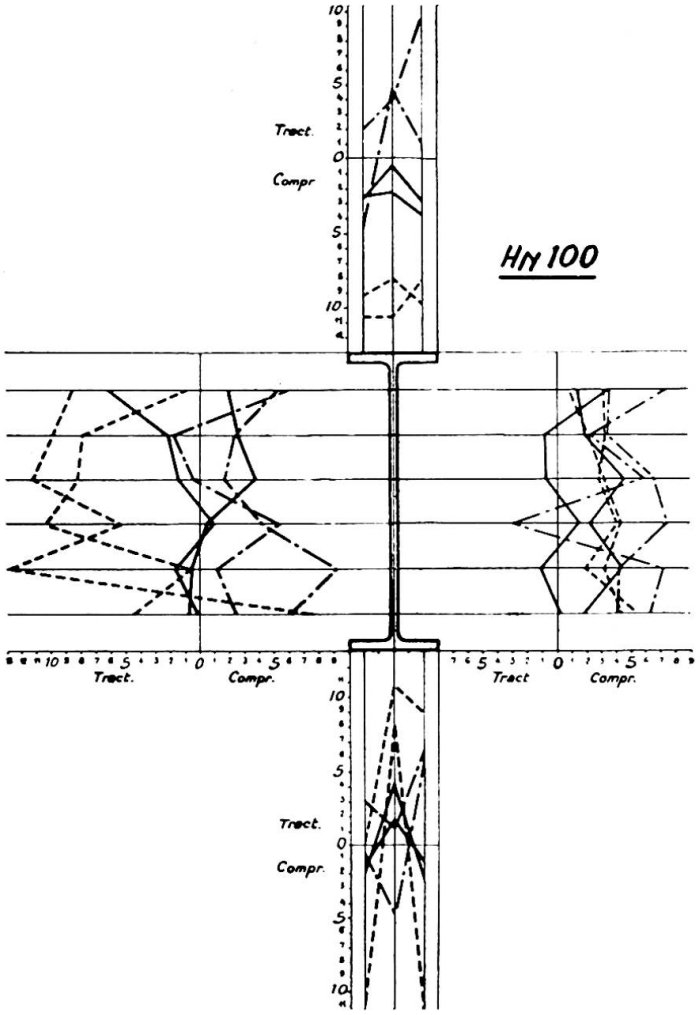


Fig. 2. Dégagement opéré à la liaison âme-semelle.









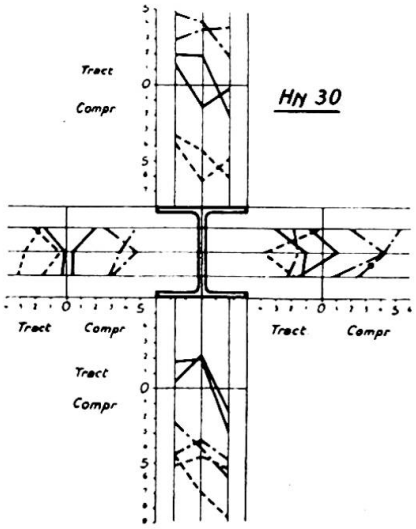


Fig. 3 à **7.** Etats de tension sur âme et semelles pour chacun des 5 cas envisagés.

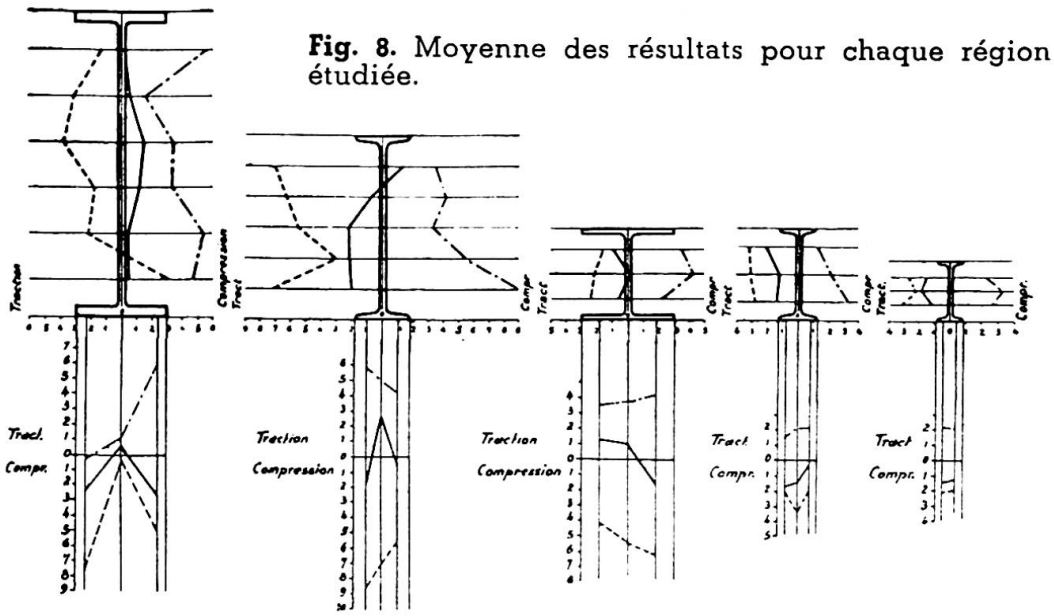


Fig. 8. Moyenne des résultats pour chaque région étudiée.

Ces tensions sont réparties de façon d'autant moins homogène que le profilé présente un grand élancement.

La figure 9 désigne les écarts maxima relevés par rapport à la moyenne. On observera qu'ils sont d'autant plus grands que le profilé est important et que sa section offre un grand élancement. Les écarts sont de l'ordre des valeurs des tensions moyennes elles-mêmes.

De ceci nous pouvons tirer la conclusion suivante, que nous croyons d'ailleurs générale en retrait de soudage :

Bien que chaque état isolé présente une extraordinaire dispersion, les tensions et déformations de retrait obéissent statistiquement à des lois raisonnables et parfaitement contrôlables. C'est pourquoi les expériences de ce genre, pour être intéressantes, doivent être nombreuses et les résultats ne conviennent que pour une suite importante de travaux.

La plus haute tension locale relevée était de l'ordre de 13 kg/mm²; ce chiffre n'a, répétons-le, qu'une signification toute relative.

Sur les schémas (fig. 10) ont été portés les retraits globaux transversaux ou raccourcissements locaux du joint dus au soudage. Le soudage simultané donne les plus faibles retraits pour les gros profilés et les plus forts retraits pour les petits profilés. On peut compter, pour tous les cas de soudage simultané, un retrait global moyen de l'ordre de 2 à 3 millimètres suivant les cas.

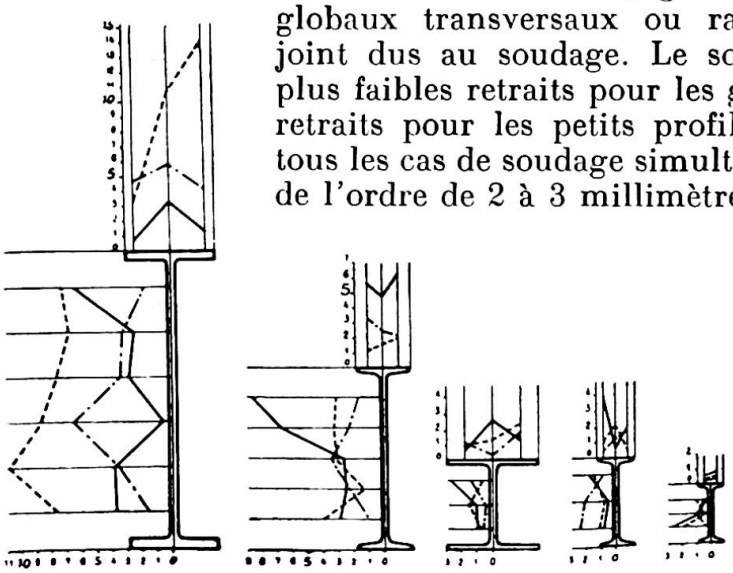


Fig. 9. Ecarts maxima relevés par rapport à la moyenne.

Les flèches prises au soudage par les profilés sont relevées sur un diagramme (fig. 11). Aucune loi générale ne peut être tirée de son observation. L'absence de flèche dépend surtout du soin apporté à la préparation et à la symétrie du soudage.

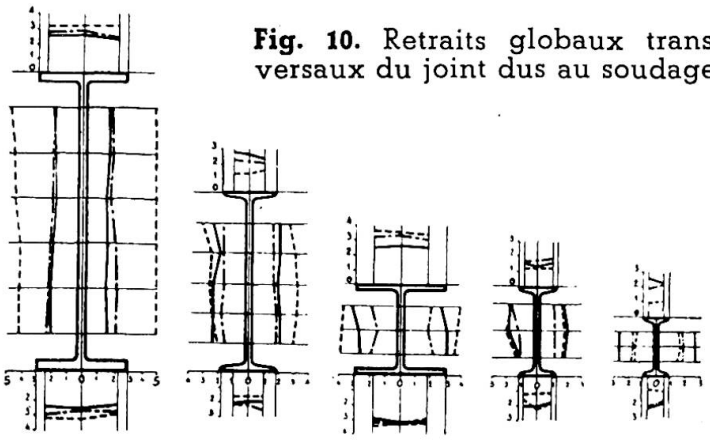


Fig. 10. Retraits globaux transversaux du joint dus au soudage.

Les images des déformations ou distorsions de l'âme sont reproduites sur les croquis de la figure 15.

Le soudage simultané du HN 100 a donné lieu à d'importantes distorsions dues à une dissymétrie de laminage et au fait que, par erreur, le raboutage a eu lieu sur des profilés retournés. En conclusion, pour éviter les distorsions, il faut veiller avec grand soin à la bonne coïncidence des éléments à rabouter. Le bon alignement importe bien plus que la méthode de soudage.

Conclusion

Le cas de raboutage de profilé par soudage à l'arc n'échappe pas aux lois déjà connues concernant le problème général du retrait.

I. Les tensions de retrait considérées comme les résidus de déformations plastiques complexes à différents niveaux de température présentent un caractère très aléatoire. Cependant, des moyennes de résultats montrent que le soudage simultané donne, surtout pour les grands profils, des états de moindre tension.

II. Les distorsions dépendent beaucoup plus de la qualité de préparation et de la symétrie du soudage que de l'ordre de soudage proprement dit.

III. Le retrait global transversal a, en soudage simultané, une valeur de l'ordre de 2 à 3 millimètres.

Deuxième partie

Les poutrelles approvisionnées pour ces essais étaient de provenances très diverses. Il est arrivé qu'une poutrelle à larges ailes n° 30 s'est rompue au retrait sur toute la hauteur de l'âme de 12 milimètres

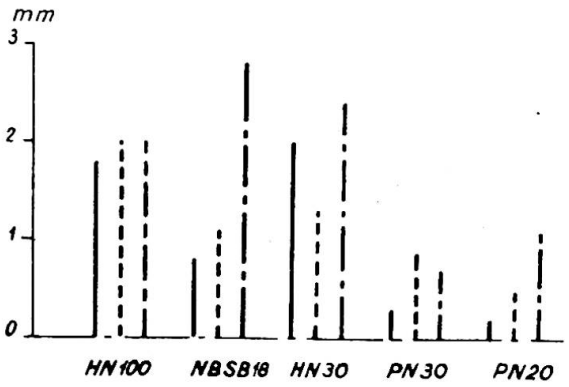


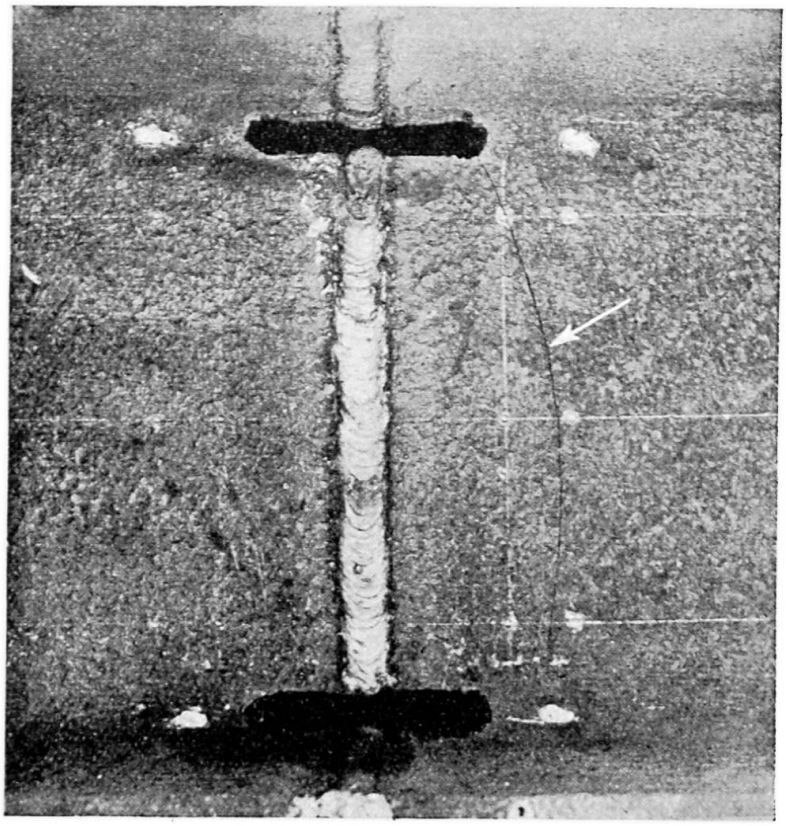
Fig. 11. Flèches prises au soudage par les profilés.

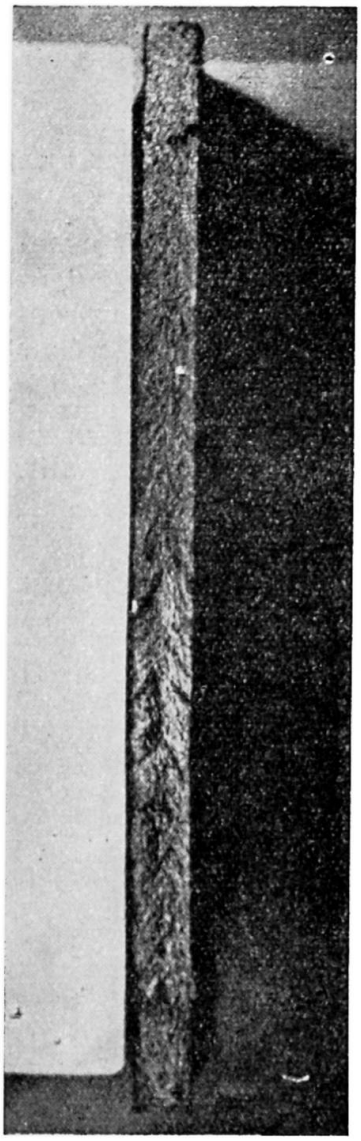
au surlendemain du soudage (fig. 12), bien que le soudage ait eu lieu par le procédé de soudage simultané, c'est-à-dire celui engendrant les tensions minima, et par une température en atelier de 15°.

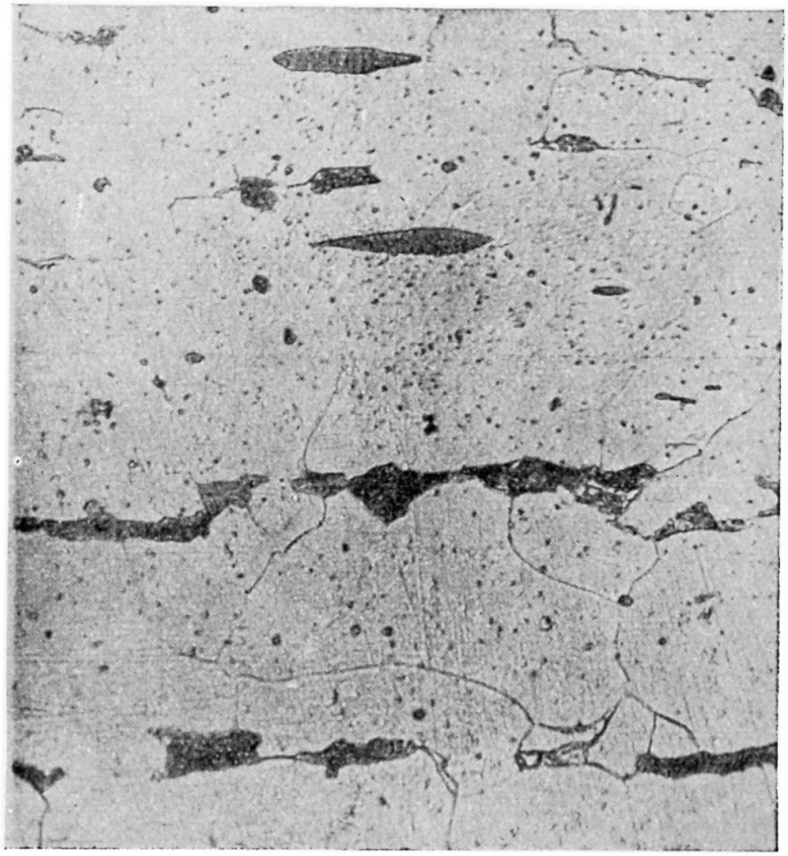
Fig. 12 (ci-contre). Rupture par effet de retrait, au surlendemain du soudage.

Fig. 13 (ci-dessous). Vue en profil de la cassure en chevron de la figure 12.

Fig. 14. Micrographie montrant un grand nombre d'inclusions (x175 - Réactif de Sauveur).







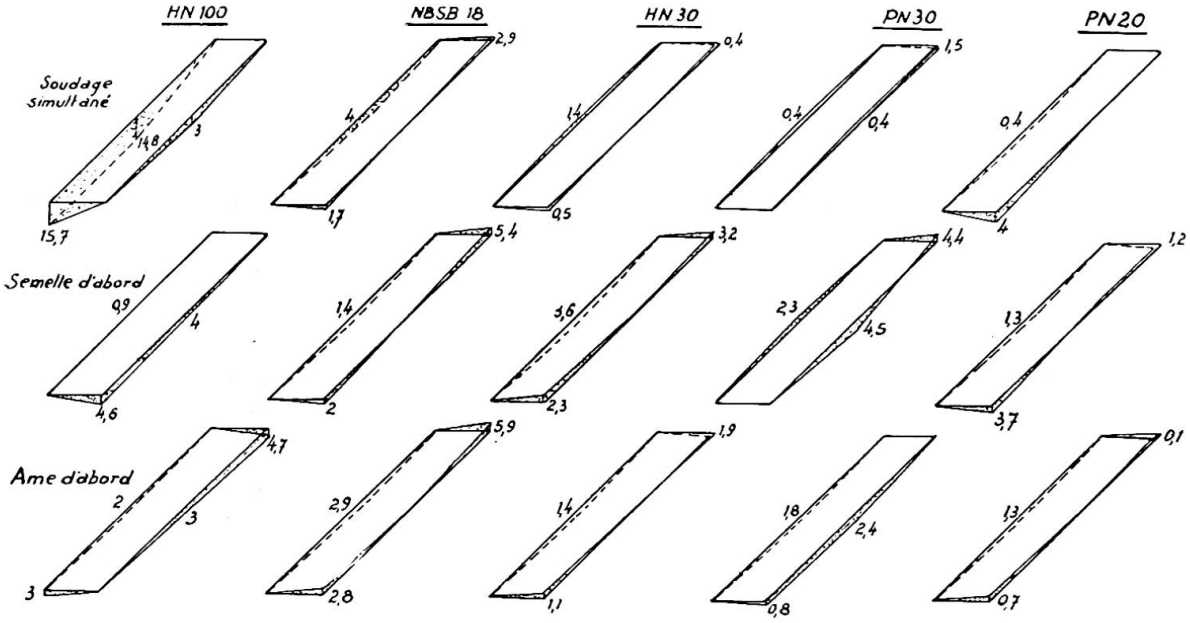


Fig. 15. Images de la déformation de l'âme.

Cet accident était pour nous un sujet d'étude providentiel et nous avons examiné dans la région soudée l'acier mis en cause.

La cassure est typiquement à chevron (fig. 13).

L'acier examiné est souillé par de nombreuses inclusions d'impuretés (fig. 14).

L'analyse chimique donne :

C = 0,09; Mn = 0,60; Si = néant; S = 0,057; P = 0,086; N = 0,028;

donc acier extra doux non calmé, impur, Thomas à azote élevé.

Des essais de pliage Dutilleul en long et travers sur 60 millimètres de large donnent une cassure très brutale (fig. 16).

Un essai Kommerell donne une première fissure à 25°, à développement assez rapide, rupture généralisée à 103°, cassure soyeuse.

Nous avons régulièrement observé déjà que sur échantillons minces l'essai Dutilleul est bien supérieur à l'essai Kommerell qui perd toute signification.

Une résilience UF, n° 1, a donné 9,1 kgm et, fait curieux, la rupture du barreau s'est compliquée d'une faille transversale due à un doublage (fig. 17).

Une autre résilience, n° 2, transversale à la première, a donné 4,6 kgm, ce qui est particulièrement bas.

En conclusion, nous recommandons, pour les constructions d'importance même moyenne, une grande prudence dans le choix des aciers et une sévérité suffisante concernant la pureté.

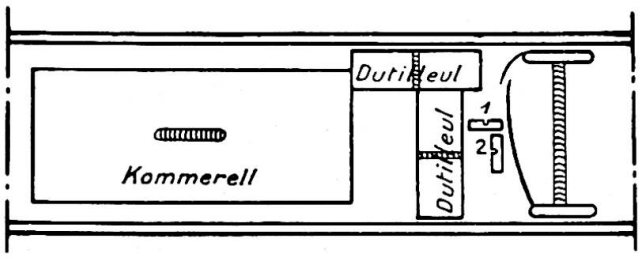


Fig. 16. Prélèvement des échantillons pour l'essai de la poutre défectueuse.

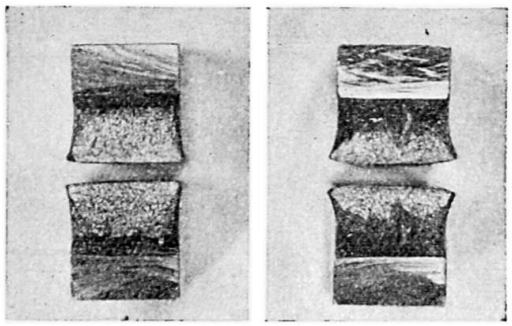


Fig. 17. Barreau rompu dans l'essai de résilience U. F.; on notera dans l'essai à droite la faille transversale due à un doublage.

Il ne faut pas oublier que les analyses à la réception des aciers sont sujettes à quelques erreurs, que l'échantillonnage est très local et que certaines pièces d'un même lot peuvent être plus impures que l'échantillon prélevé. Les risques de dispersion vont s'aggravant d'autant plus rapidement que les clauses d'élaboration et de réception des aciers sont plus libérales.

Trop de latitude à ce sujet peut avoir pour conséquence l'acceptation de produits médiocres aux propriétés disparates, ne convenant nullement au soudage.

C'est ainsi, par exemple, que les Règlements officiels français concernant le métal de base, jugés parfois comme trop sévères, offrent pour la construction soudée une beaucoup plus grande sécurité que celle découlant entre autres de l'application des Règles belges.

Résumé

Essais de raboutage par soudure électrique à l'arc de poutrelles de 0,2 à 1 mètre de hauteur, exécutés en variant l'ordre d'assemblage des différentes parties.

Mesures des déformations d'ensemble et des états de tension correspondant aux différents cas d'assemblage. Cette étude a pour objet la définition du mode d'exécution à recommander pour le raboutage des poutrelles.

Zusammenfassung

Versuche an mittels elektrischer Lichtbogenschweissung gestossenen Trägern von 0,2 bis 1 m Höhe, wobei die verschiedenen Partien in verschiedener Reihenfolge geschweisst wurden.

Messung der gemeinsamen Deformationen und der Spannungszustände, die den verschiedenen Verbindungsmöglichkeiten entsprechen. Diese Untersuchung hat zum Ziel, die günstigste Schweissfolge für Stösse von Blechträgern herauszufinden.

Summary

Tests for jointing joists of 0.2 to 1 metre height, by electric-arc welding carried out by varying the assembling of the various parts.

Measuring general deformations and the states of tension corresponding to the various kinds of assembling. The object of this paper is a definition of the kind of assembling that is recommend for jointing joists.

Ia5

Constatations relatives au retrait des soudures

Untersuchungen über die Schrumpfung der Schweissungen

Observations concerning welding contraction

F. CAMPUS
Professeur à l'Université de Liège

H. LOUIS
Ingénieur en chef-Directeur des Ponts et Chaussées
Liège

E. DEHAN
Ingénieur des Ponts et Chaussées
Liège

Une enquête menée en 1936 à propos des premiers incidents survenus, dans les ateliers belges, à des ponts soudés en cours d'exécution, fit apparaître d'une manière indiscutable que la plupart des fissurations ou des ruptures trouvaient leur origine dans les manifestations du retrait des soudures.

L'étude détaillée de ces incidents a permis de jeter les bases d'une vaste recherche sur le retrait, les déformations et les tensions des soudures. Cette recherche fut confiée à l'Institut du Génie civil de l'Université de Liège par l'Administration des Ponts et Chaussées et par un Consortium de constructeurs de ponts. Commencée en 1937 elle fut poursuivie pendant la guerre en dépit de difficultés de tous genres et continuée après les hostilités ; son aboutissement est actuellement en vue.

Les principaux résultats des recherches ont été consignés dans un ouvrage récent (1) ; nous en reprendrons l'essentiel dans la présente communication.

Retrait transversal

Le retrait transversal des soudures est un élément important à considérer : quelle que soit l'imperfection de nos connaissances à son sujet, il reste un des facteurs dont l'intervention permanente conditionne la qualité de l'exécution et le comportement des constructions soudées.

La majeure partie des recherches a porté sur des éprouvettes dont les éléments sont libres de se déformer et de se déplacer pendant le soudage :

Le retrait transversal ne dépend pas de la longueur des pièces à assembler, il se localise dans des régions très voisines de la soudure de telle

(1) F. Campus, *Recherches, Etudes et Considérations sur les Constructions soudées*, Editions Sciences et Lettres, Liège, 1946.

sorte que sa valeur est pratiquement indépendante de la base de mesure. Pour une épaisseur donnée, le retrait transversal est proportionnel à la section réelle de la soudure. Le retrait a été rapporté à la section théorique du joint, telle qu'elle résulte du plan ou, ce qui revient au même, à la largeur moyenne du chanfrein (L_m^c). Pour des joints de 15 mm d'épaisseur et de 100 mm de longueur, à chanfrein en V et en X, on a trouvé pour deux séries d'essais dont les éprouvettes étaient exécutées par des soudeurs différents :

$$\rho_m = 0{,}19 \quad L_m^c \pm 12 \quad \% \text{ d'écart probable}$$

$$\rho_m = 0{,}158 \; L_m^c \pm \; 9{,}2 \; \% \text{ d'écart probable}$$

ρ_m est la moyenne du retrait transversal mesuré sur chaque face de celle-ci, à mi-longueur du joint soudé. La différence notable entre les résultats des deux séries provient de la différence de soudeur. Les éprouvettes de la première série comportaient sur chacune des faces des bourrelets de soudure plus importants que pour les éprouvettes de la deuxième série. Cette

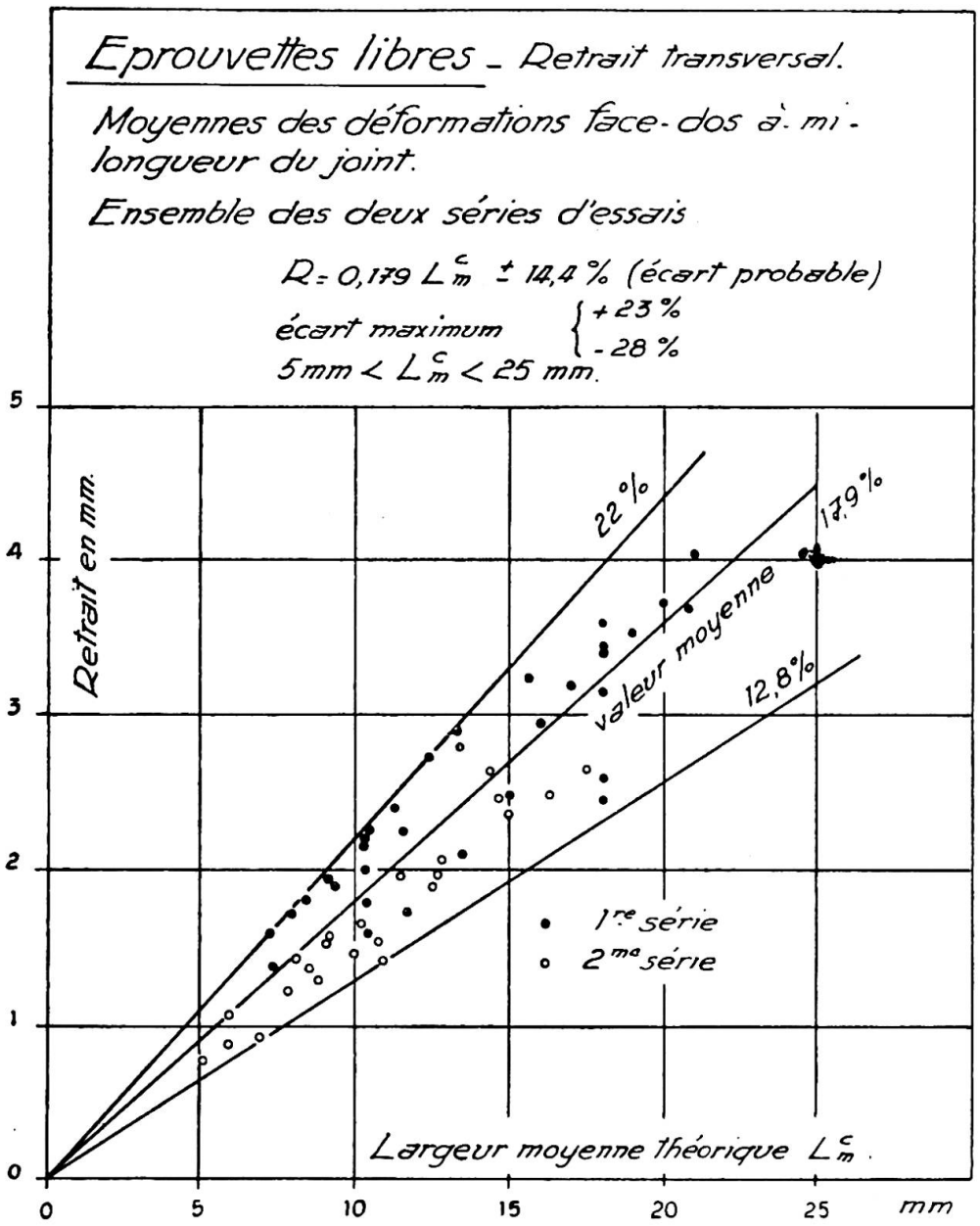


Fig. 1.

différence dans la valeur du retrait résulte donc de la différence dans la section totale du joint soudé à laquelle le retrait est proportionnel. En réunissant les résultats de tous les essais des deux séries, on trouve

$$\rho_m = 0{,}179\ L_m^c \pm 14{,}4\ \%\ \text{d'écart probable} \qquad \text{(fig. 1)}.$$

Cette loi linéaire est en réalité trop simpliste même à épaisseur constante du joint ; d'autres éléments influent en effet sur le retrait à section constante de chanfrein, notamment le nombre de passes et par conséquent le diamètre des électrodes, la durée de l'exécution du joint, l'intensité du courant. Le facteur affectant la largeur moyenne du chanfrein augmente aussi sensiblement avec la longueur du joint. Cette loi s'applique d'ailleurs à un domaine limité d'épaisseurs et elle est inexacte pour les chanfreins en X. On constate en effet que la loi $\rho_m = 0{,}18\ L_m^c$ établie d'après les résultats des essais sur des plats de 15 mm est seulement valable pour les chanfreins en V de 5 à 30 mm d'épaisseur et pour les chanfreins en X seulement dans un étroit domaine d'épaisseurs : 15 à 20 mm (fig. 2).

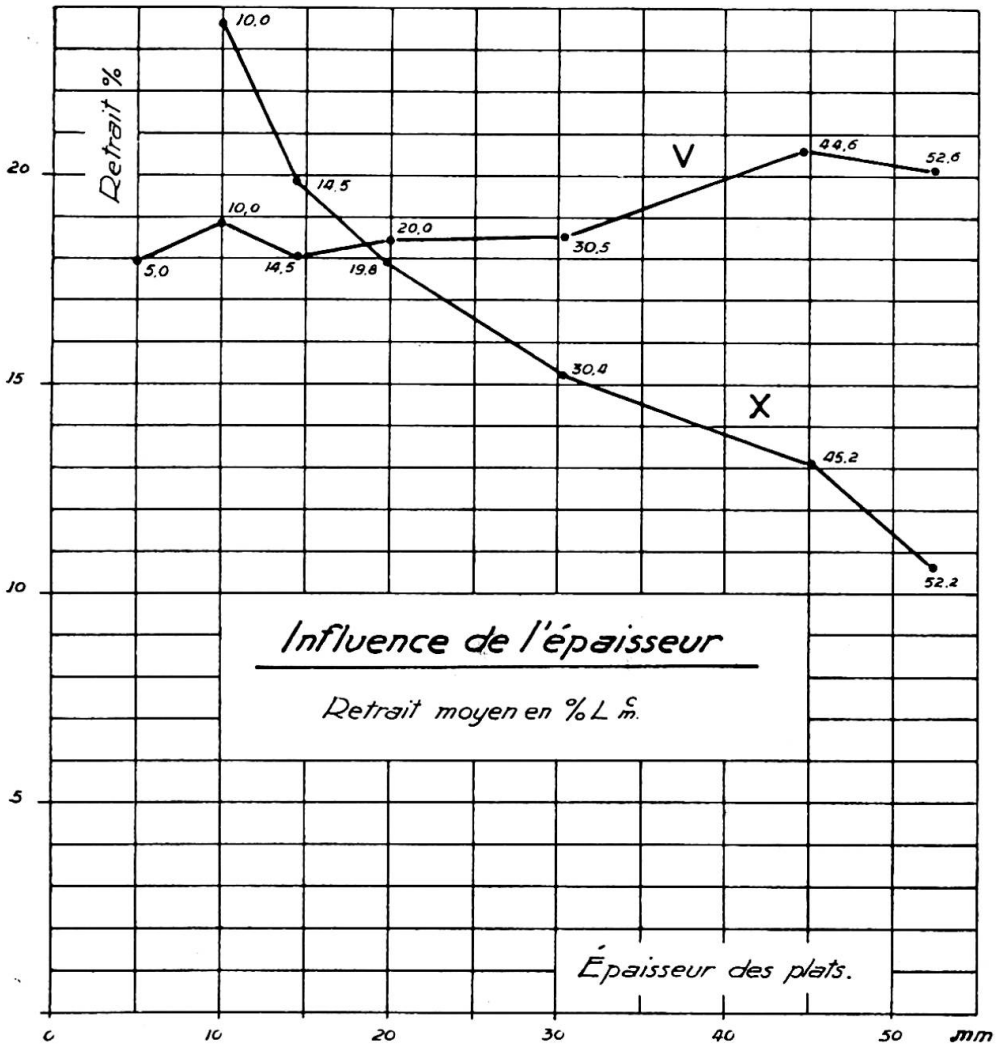


Fig. 2.

Lorsqu'on mesure le retrait transversal sur des éprouvettes de mêmes dimensions que les précédentes, mais encastrées aux deux extrémités dans un cadre rigide (fig. 3) le retrait transversal est diminué aussi bien à l'état d'encastrement qu'après la libération des éprouvettes (libération qui aug-

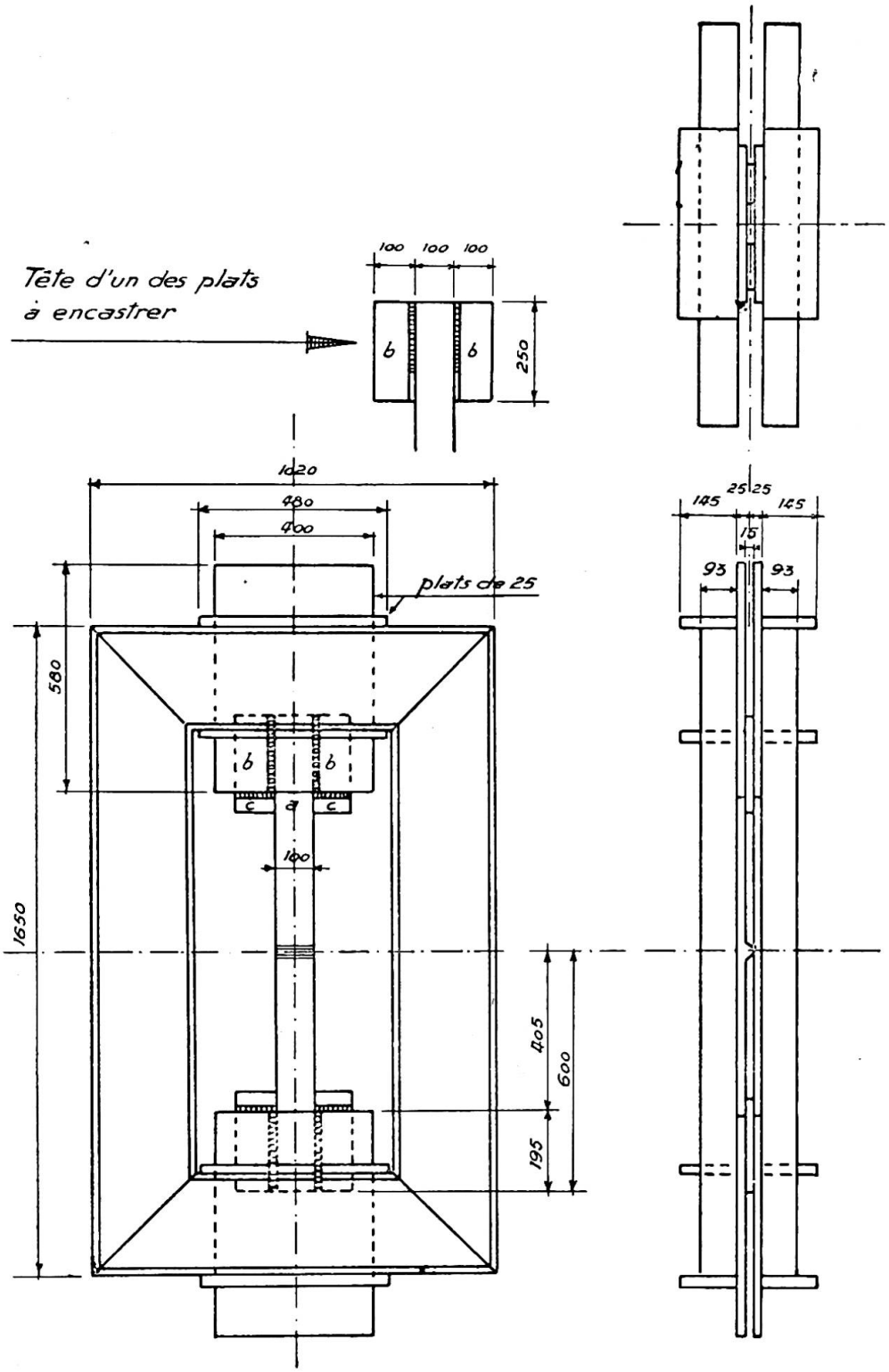


Fig. 3. Cadre rigide pour l'encastrement des éprouvettes.

mente légèrement le retrait). Au stade actuel des essais, on a envisagé pour les éprouvettes encastrées libérées la relation provisoire

$$\rho_m = 0{,}5 + 0{,}075\ L_m^c\,.$$

Il convient de signaler que le retrait est mesuré sur une base de 48 mm, car dans le cas des éprouvettes encastrées le retrait n'est plus indépendant

de la base de mesure; il va en décroissant depuis le joint soudé jusqu'aux extrémités encastrées, en raison de l'allongement élastique ou permanent des éprouvettes. La comparaison de cette loi obtenue pour les éprouvettes encastrées et de la loi signalée à propos des éprouvettes libres montre, dans le cas de l'encastrement, une diminution du retrait d'autant plus importante que le chanfrein est grand (fig. 4). Nous insistons d'ailleurs sur le caractère provisoire de cette loi du retrait des éprouvettes encastrées, dont la forme doit être vérifiée par de nouveaux essais car son caractère est peu rationnel en raison de la présence du terme constant.

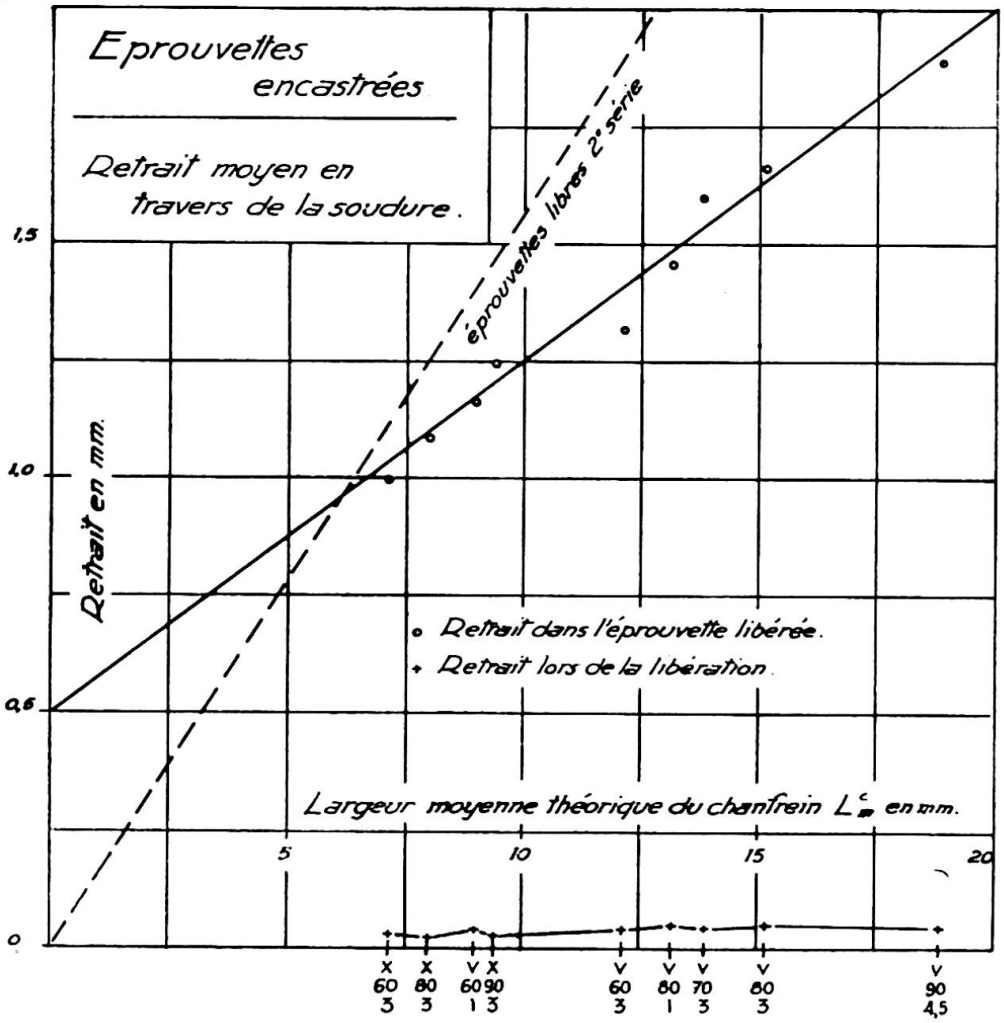


Fig. 4.

Le retrait transversal du joint a aussi été mesuré pour des éprouvettes libres de mêmes dimensions que celles envisagées jusqu'ici mais dont les éléments sont assemblés par double couvre-joint avec cordons d'angle frontaux et latéraux. Cette étude est seulement entamée, mais il est déjà possible de signaler que les retraits sont sensiblement plus faibles que pour une soudure en bout. La valeur moyenne du retrait transversal d'un joint soudé en bout, dont l'angle d'ouverture est de 80 degrés, l'épaisseur de 15 mm et l'écartement initial des plats de 3 mm, est de 2,45 mm tandis que le retrait transversal (mesuré sur une base de 240 mm) d'un assemblage de pièces de 15 mm d'épaisseur à double couvre-joint fixé par cordons frontaux est au maximum de 0,853 mm et que le retrait transversal (mesuré sur une base de 240 mm) d'un assemblage à double couvre-joint fixé par cordons latéraux est au maximum de 0,564 mm.

Déformations au voisinage des soudures

Le retrait de la soudure provoque, au voisinage du joint, des déformations non discernables à l'œil nu et qui ont le caractère des déformations

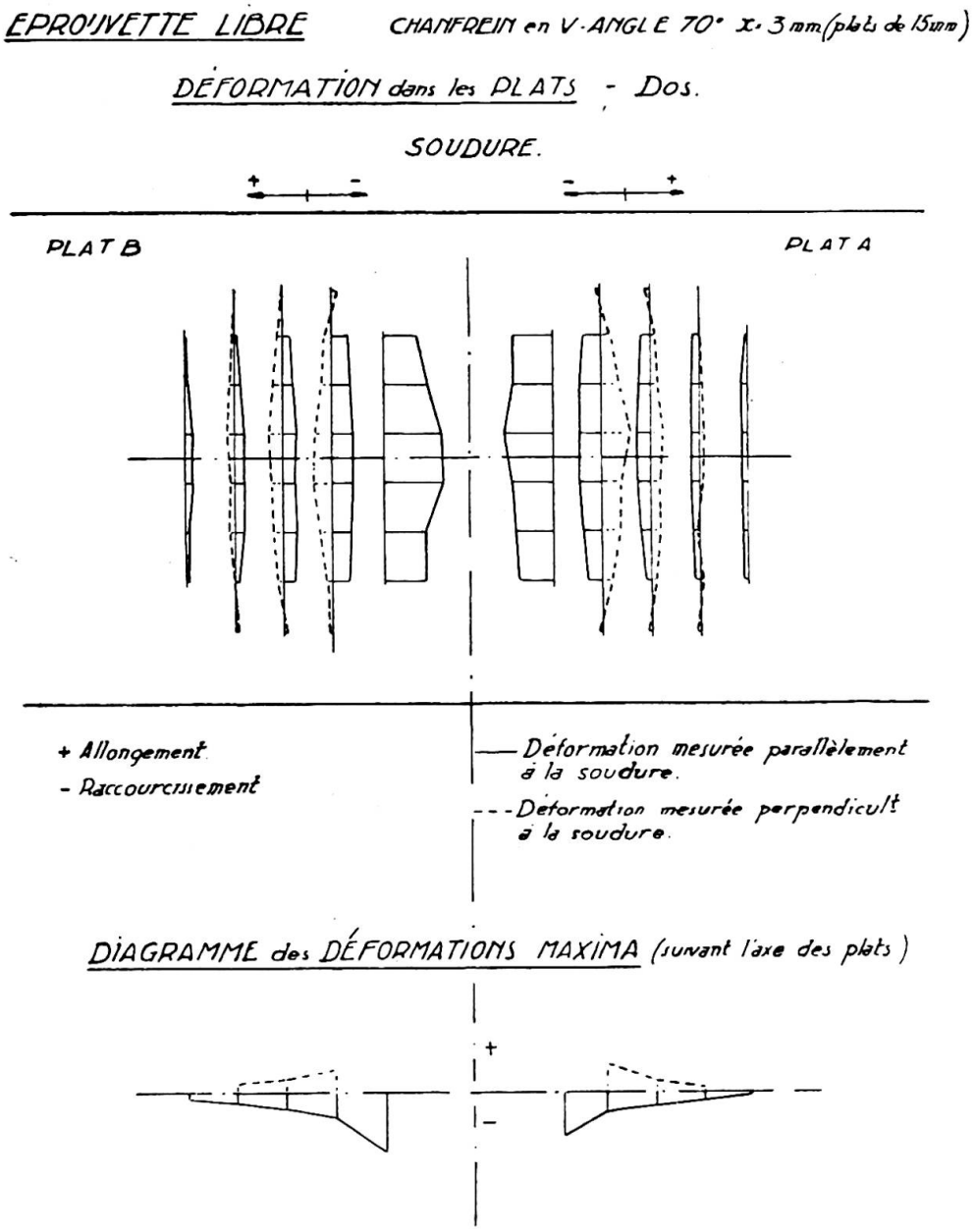


Fig. 5.

permanentes et élastiques que subissent les éléments de construction sous l'effet des forces extérieures. Ces déformations sont triaxiales mais elles peuvent seulement se mesurer sur les faces et sur les tranches des éprouvettes. Sur les faces on mesure les déformations longitudinales (parallèlement à la direction du joint) et les déformations transversales (perpendiculairement à la direction du joint).

Pour les éprouvettes libres soudées bout à bout, ces déformations obéissent à une certaine allure de variation (fig. 5). La déformation longitudinale est une contraction maximum au milieu du joint et minimum

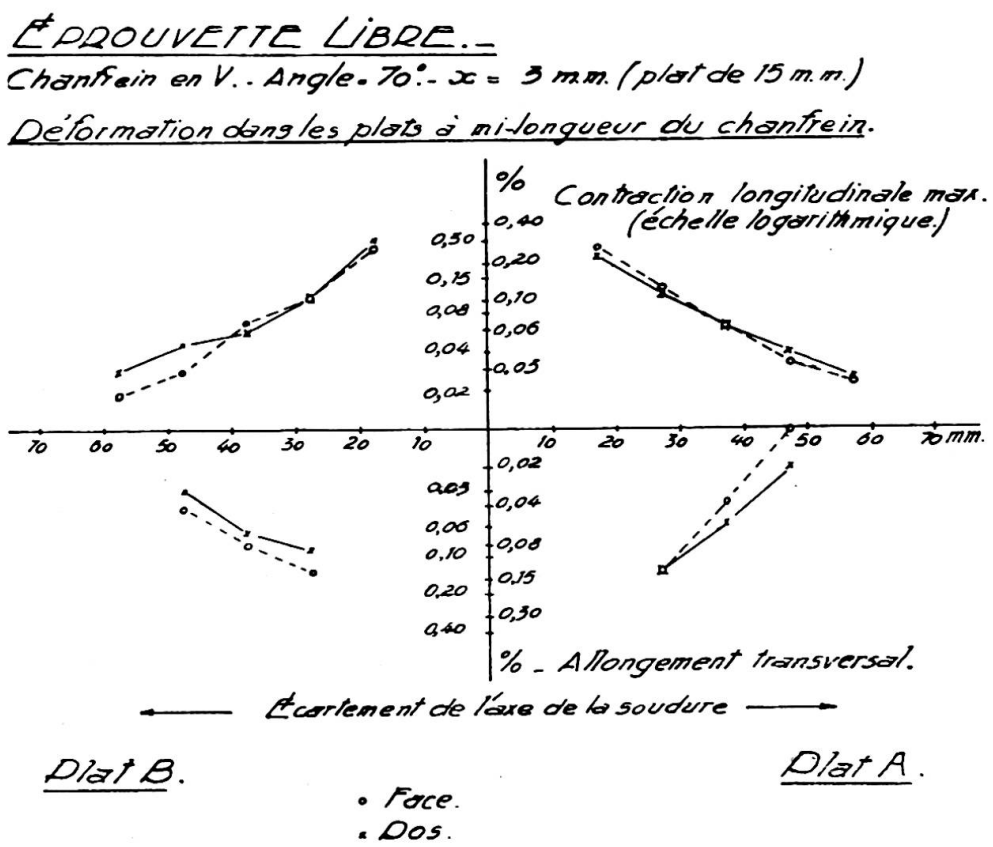


Fig. 6.

aux bords. Les valeurs diminuent avec la distance du joint soudé; la décroissance suivant l'axe médian des éprouvettes est d'allure logarithmique (fig. 6). Les contractions longitudinales maxima au voisinage des soudures atteignent 0,2 % (joint en X), voire 0,5 % (joint en V). Ces contractions varient peu le long du joint ; elles produisent un retrait longitudinal global sur toute la longueur du joint. On trouve généralement très peu de renseignements sur la valeur du retrait longitudinal ; les mesures faites au cours de nos essais sur des éprouvettes dont la longueur s'étale entre 60 et 300 mm sont consignées sur la figure 7. La variation du retrait longitudinal avec la longueur du joint est tout à fait irrégulière ; le retrait longitudinal est beaucoup moins important pour les joints en X que pour les joints en V, il paraît dépendre surtout de la conduite de l'opération de soudure.

La déformation transversale est un allongement dans la partie axiale des plats, elle s'annule de part et d'autre de cet axe pour se transformer en contraction sur les bords pour les éprouvettes dont l'épaisseur atteint 20 mm (fig. 5) ; pour les épaisseurs supérieures à 30 mm elle reste un allongement sur les bords. L'allongement transversal est presque toujours supérieur à la contraction longitudinale ; il peut atteindre 2 % pour les éprouvettes très épaisses. Les déformations longitudinales et transversales varient évidemment avec l'épaisseur et avec la forme du joint (fig. 8 et 9). Ces déformations longitudinales et transversales se produisent à chaud ; elles sont de beaucoup supérieures aux déformations élastiques à la température ordinaire. Il n'y a donc pas de rapport régulier entre elles, sauf à une distance suffisante du joint soudé où les deux déformations sont toujours de sens inverse et où le rapport

$$\frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

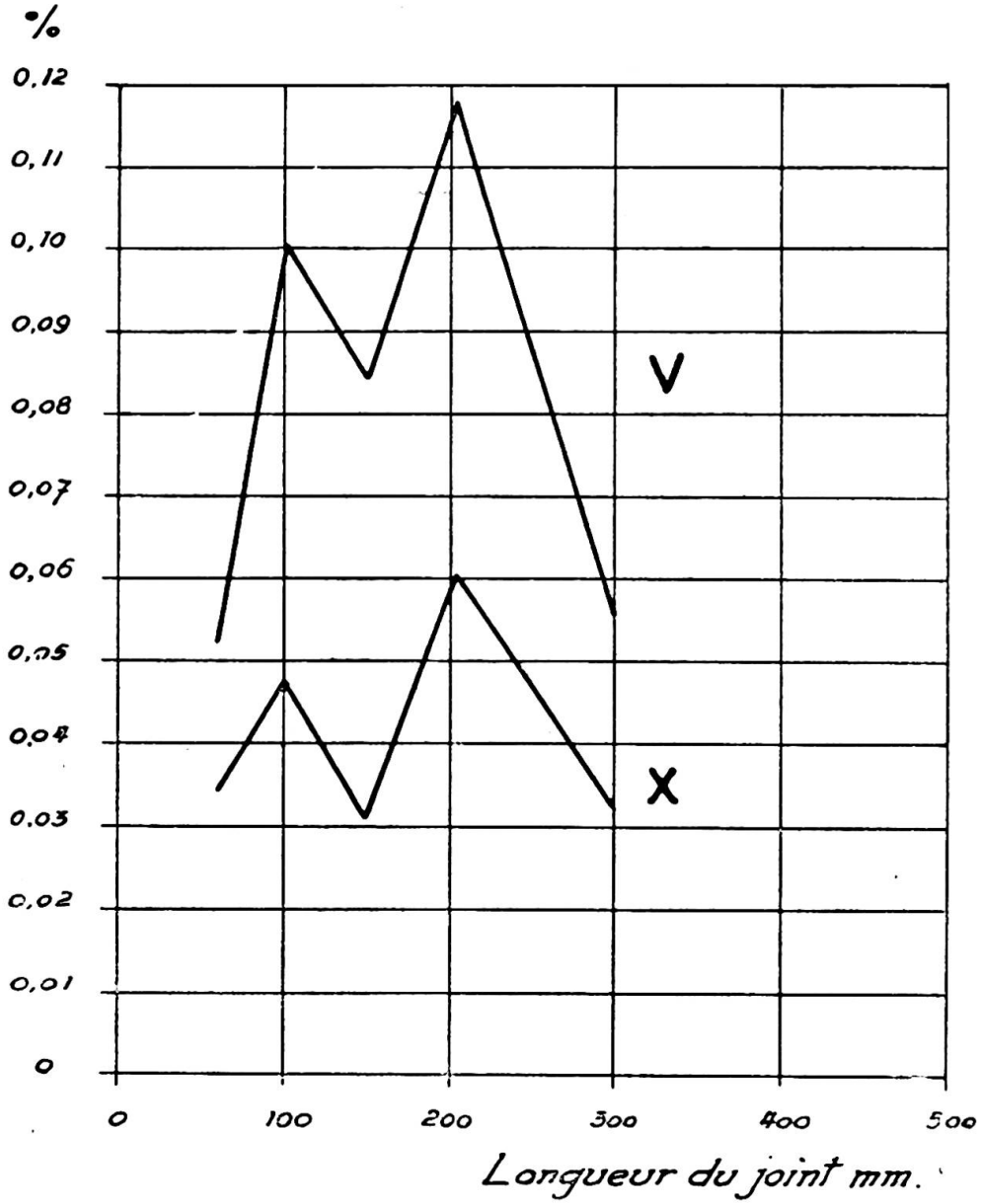


Fig. 7. Déformation longitudinale à 24 mm de l'axe du joint en % de la base de mesure, multiple de 47 mm.

tend vers la valeur du coefficient de Poisson. Mais en ces endroits la valeur des déformations est de l'ordre de grandeur de la précision des mesures, leur rapport est donc incertain. Il n'y a pas de relation directe entre les déformations et le retrait transversal ; par contre, le retrait angulaire qui a peu d'influence sur le retrait transversal augmente considérablement la grandeur des déformations transversales des soudures en V et modifie leur répartition.

Dans le cas des éprouvettes encastrées aux deux extrémités, des déformations générales d'encastrement se superposent aux déformations voisines de la soudure (fig. 10). La libération des encastrements entraîne la disparition des déformations élastiques d'encastrement, tandis que les déformations résiduelles subsistent (celles-ci comprenant encore des déformations élastiques au voisinage de la soudure) (fig. 11). Par rapport aux éprouvettes libres correspondantes, les déformations des éprouvettes encastrées et

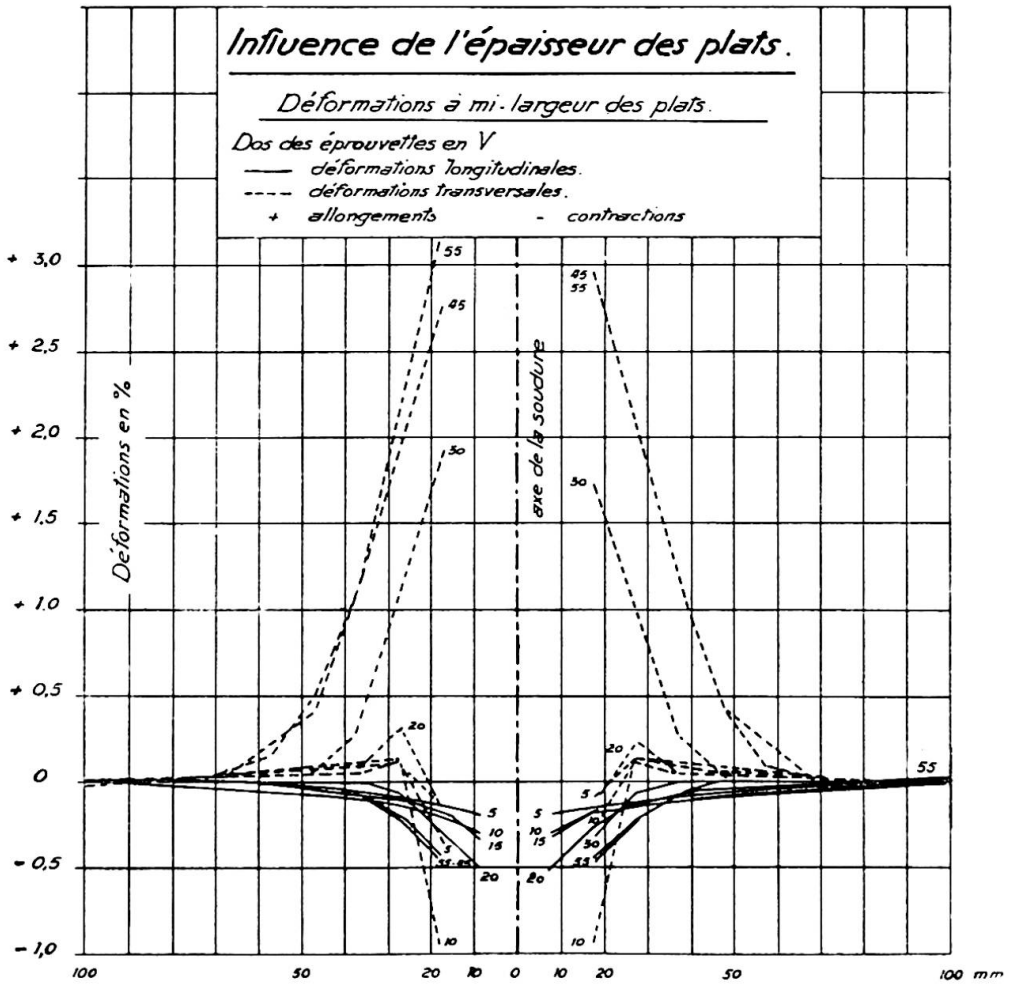

Influence de l'épaisseur des plats.
Déformations à mi-largeur des plats.
Dos des éprouvettes en V
déformations longitudinales.
déformations transversales.
+ allongements
- contractions
Déformations en %
axe de la soudure
+ 3,0
+ 2,5
+ 2,0
+ 1,5
+ 1,0
+ 0,5
0
- 0,5
- 1,0
100
50
20
10
0
10
20
50
100 mm

Fig. 8.

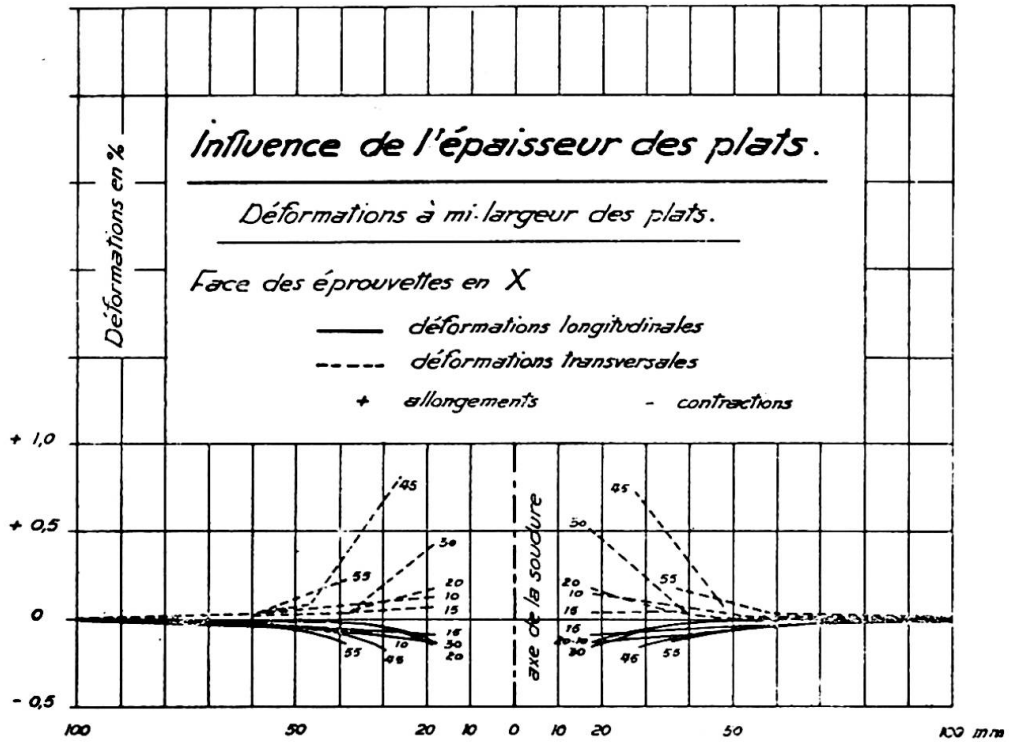

Influence de l'épaisseur des plats.
Déformations à mi-largeur des plats.
Face des éprouvettes en X
déformations longitudinales
déformations transversales
+ allongements
- contractions
Déformations en %
axe de la soudure
+ 1,0
+ 0,5
0
- 0,5
100
50
20
10
0
10
20
50
100 mm

Fig. 9.

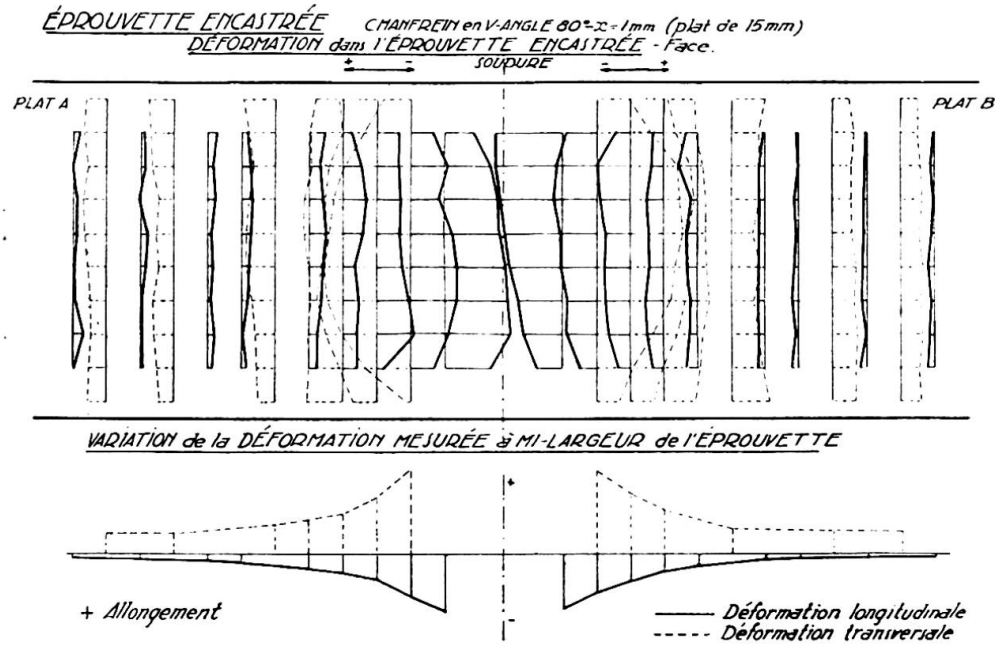


Fig. 10.

libérées sont nettement supérieures et peuvent être égales au double, même au triple de celles des éprouvettes libres pour les soudures épaisses en V ou en X.

Les déformations des assemblages par double couvre-joint et cordon d'angle ont seulement été mesurées sur un nombre réduit d'éprouvettes libres ; elles sont très concentrées au droit des cordons et présentent dans l'axe de ceux-ci une pointe accentuée (fig. 12). L'ordre de grandeur de la déformation maximum est le même que pour les soudures bout à bout.

Tensions de soudure

Les déformations longitudinales et transversales dont il vient d'être question, comprennent à la fois des déformations plastiques à chaud, des

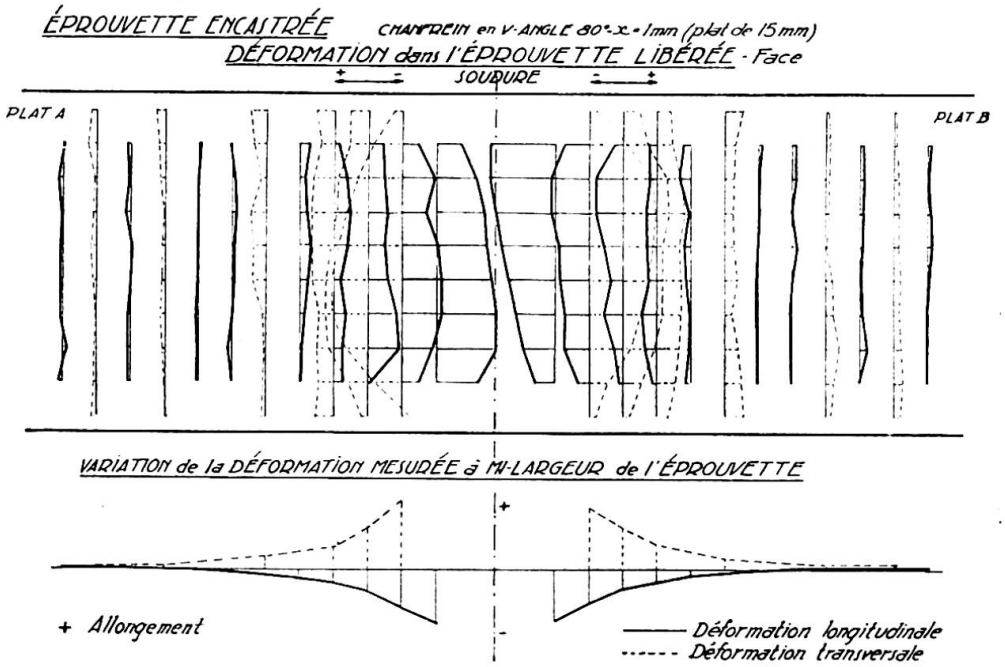


Fig. 11.

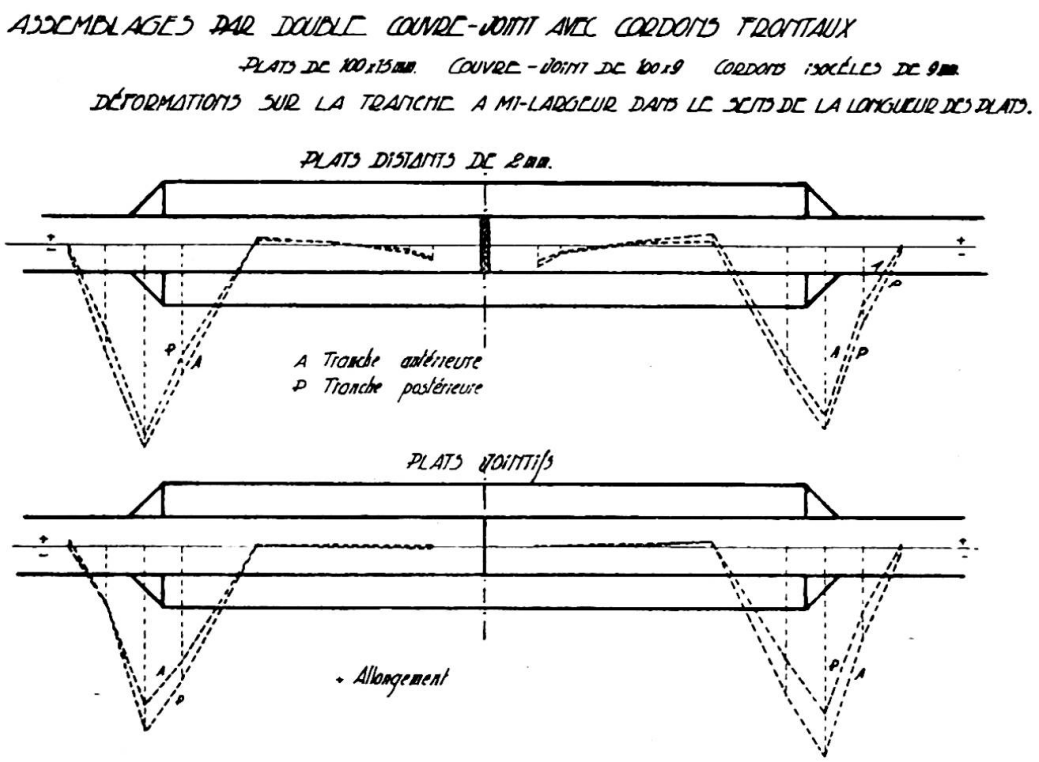


Fig. 12.

déformations permanentes lors du refroidissement et des déformations élastiques. Leur mesure ne permet donc pas la détermination des tensions ; celles-ci ne s'obtiennent qu'en procédant à un débitage ou à une trépana-

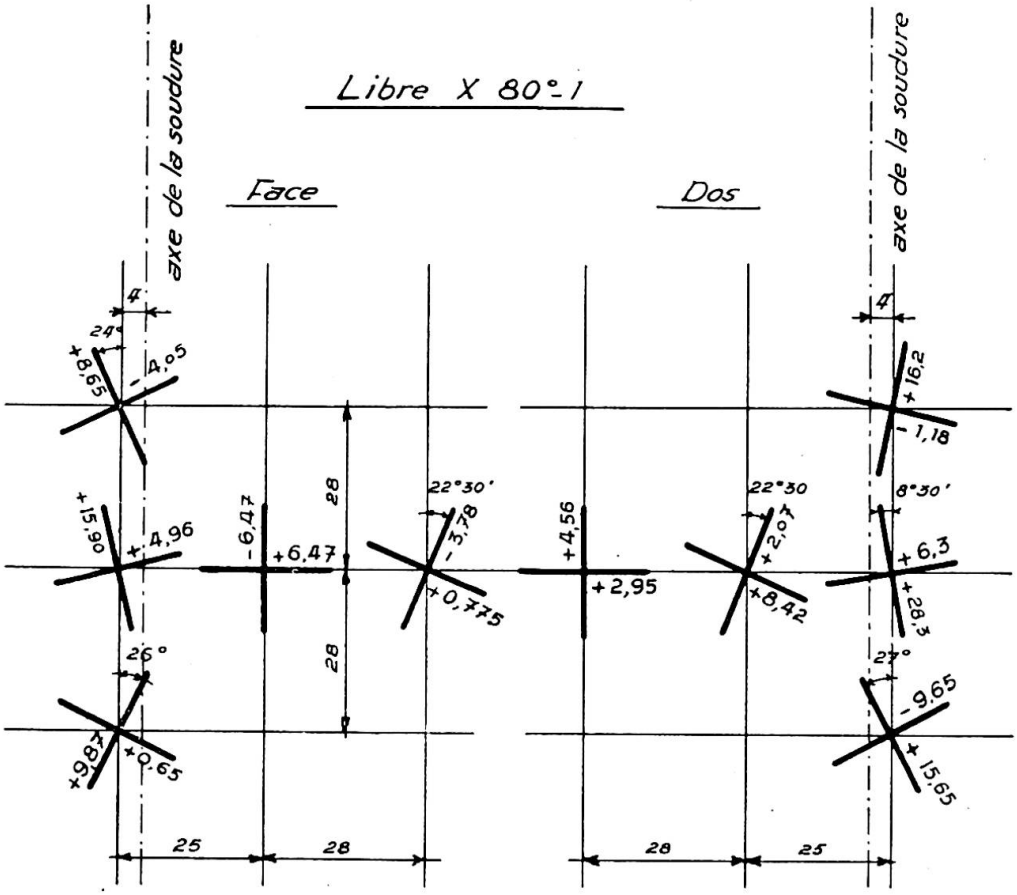


Fig. 13.

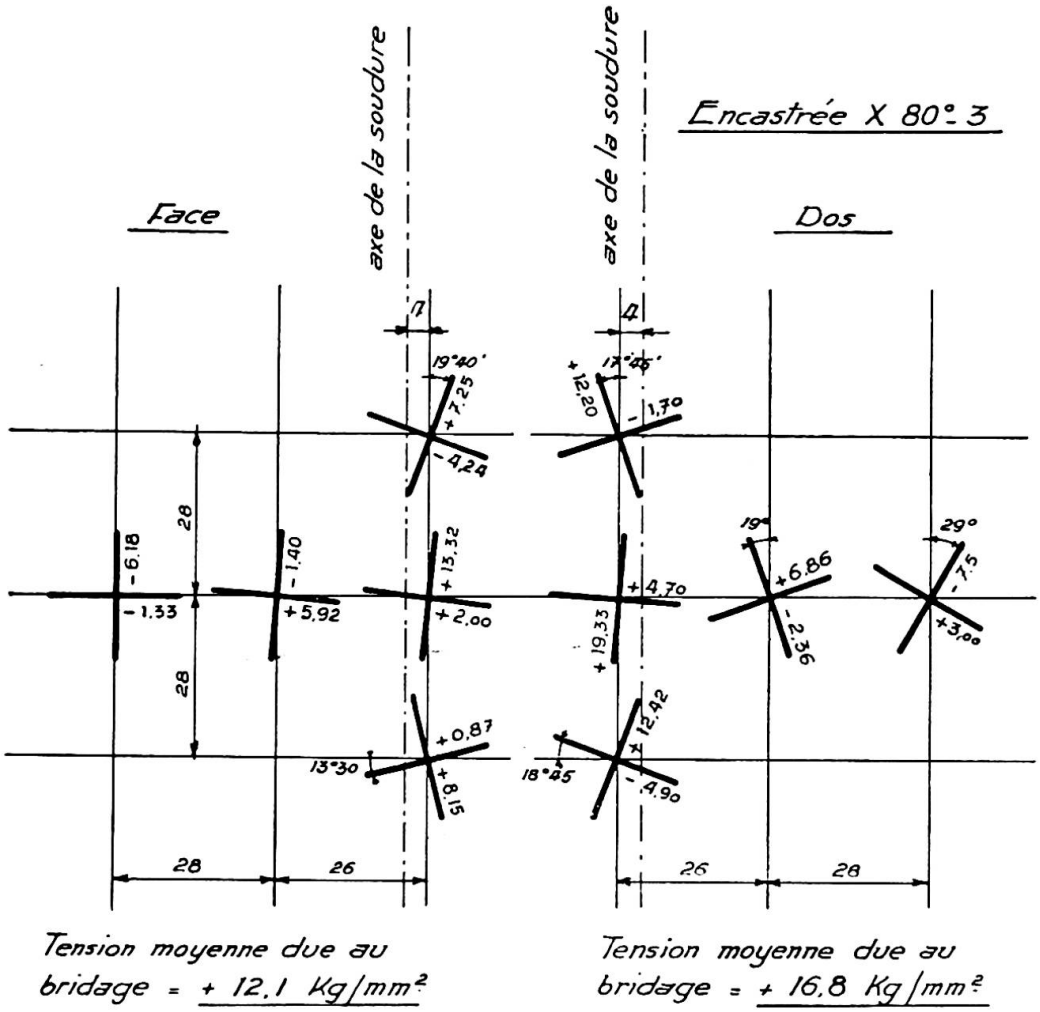


Fig. 14.

tion des éprouvettes ; cependant, dans les régions suffisamment éloignées du joint où les déformations sont inférieures à celles correspondant à la limite élastique, la mesure de ces déformations suivant trois directions au moins, peut conduire à la détermination des tensions.

Nous distinguerons *les tensions directes* de soudure, c'est-à-dire celles qui sont engendrées du seul fait de la soudure des éprouvettes libres et *les tensions indirectes* de soudure qui résultent de l'empêchement de retrait des éléments à assembler par soudure :

Les *tensions directes* sont étroitement localisées au voisinage des soudures et leur valeur décroît rapidement lorsque la distance du joint augmente ; l'allure de leur répartition est connue pour un régime thermique théoriquement défini, seules les tensions directes existent dans les éprouvettes libres. Les mesures de tensions qui ont été faites par débitage d'éprouvettes libres montrent que les tensions longitudinales et transversales au voisinage des soudures en bout sont assez irrégulières. Les plus fortes tensions sont longitudinales et atteignent la limite d'élasticité dans la soudure et à son voisinage immédiat. Transversalement, il existe des tractions dans la partie centrale et des compressions sur les bords. Leurs valeurs maxima sont inférieures à celles des tensions longitudinales (fig. 13).

Les *tensions indirectes* de soudure sont les plus dangereuses ; elles ne réalisent pas un diagramme d'équilibre ; elles se composent au voisinage

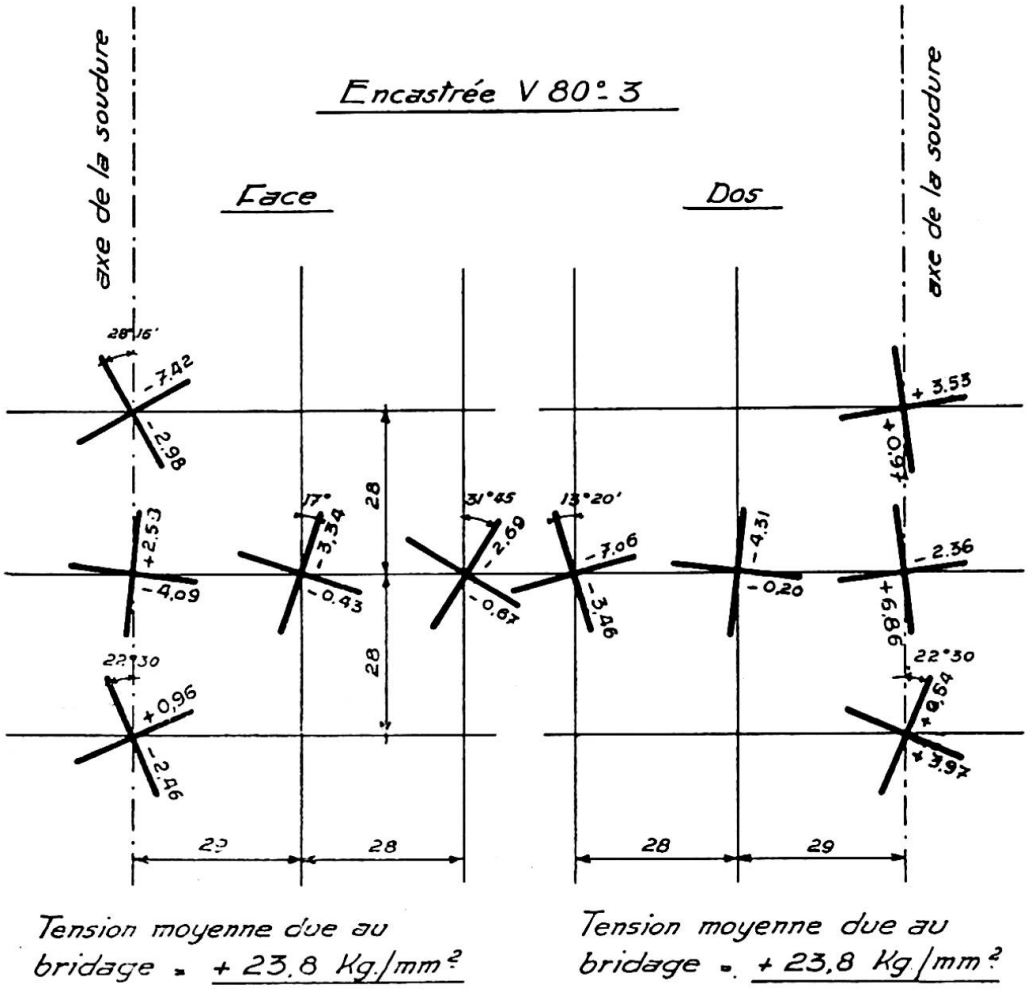


Fig. 15.

des soudures avec les tensions directes, suivant les lois de la plasticité ou de l'élasticité, suivant que la limite élastique est atteinte ou non. Ces tensions indirectes sont des tractions transversales dans toute l'étendue de l'éprouvette et de l'assemblage ; elles se mesurent facilement par libération des éléments. En cas d'encastrement de pièces courtes, même d'épaisseur faible, elles atteignent presque toujours la limite élastique.

Les tensions résiduelles directes de soudure, après libération de l'éprouvette encastrée, sont du même ordre de grandeur (ou légèrement inférieures) que les tensions directes de l'éprouvette libre lorsque la tension indirecte de soudure (ou d'encastrement) est inférieure à la limite élastique (fig. 14). Si la tension indirecte atteint la limite élastique, ces tensions résiduelles directes sont considérablement réduites, surtout dans le sens longitudinal, *après libération de la tension indirecte* (fig. 15).

Les recherches entreprises à ce jour en vue de la détermination du retrait des soudures et de ses effets revêtent déjà une ampleur considérable. De nombreux résultats demanderaient cependant à être précisés, tandis que l'influence de certains facteurs semblait avoir été insuffisamment déterminée. La recherche est activement poursuivie. Elle comporte notamment :

1° La détermination de l'influence de l'épaisseur (5 à 75 mm) et de la longueur du joint (60 à 2 000 mm) sur le retrait et ses effets;

2° L'étude de l'effet de la reprise au dos des soudures en V sur le retrait transversal et les déformations ;

3° La mesure du retrait des soudures exécutées à des températures s'échelonnant entre 0 et 20° ;

4° L'étude du retrait des éprouvettes ayant subi un préchauffage et un recuit à une température de 650° ;

5° La détermination systématique des tensions de soudure dans des assemblages d'épaisseur et de longueur variables ;

6° La généralisation de l'étude des éprouvettes encastrées par un choix d'épaisseurs allant jusqu'à 30 millimètres.

Une part très importante de la recherche en cours est consacrée à l'étude systématique des soudures d'angle (dites aussi soudures au collet), des soudures frontales et des soudures latérales. Une comparaison très complète sera établie avec les soudures bout à bout ; elle implique la réalisation d'un grand nombre d'assemblages bout à bout avec double couvre-joint ; ces couvre-joints étant soudés soit sur des pièces libres, soit sur des pièces encastrées. Une attention très importante sera aussi consacrée à l'influence du programme d'exécution des soudures sur l'importance du retrait et de ses manifestations. Nous envisageons également de procéder prochainement à des mesures sur des assemblages dont les soudures seront exécutées en une ou deux passes suivant un procédé automatique ; cette exécution devant conduire avec certitude à une diminution importante des effets du retrait.

Conjointement avec l'exécution des travaux sur le retrait entrepris à l'Université de Liège, nous avons tenté, dans des circonstances de guerre difficiles, de faire déborder l'étude du retrait du cadre du laboratoire, en appliquant les principes et les modalités de cette étude à un pont soudé levant, de faible portée, sur lequel nous avons procédé à des mesures de retrait et de déformation au cours de son exécution à l'atelier :

Le tablier de ce pont levant, établi sur le canal de la Pêcherie à Gand, a une portée entre appuis de 22 mètres. Les deux maîtresses-poutres sont des poutres à âme pleine. La hauteur dans la partie médiane est de $1^{m}356$ sur une longueur de $12^{m}648$; de part et d'autre de cette partie médiane, la hauteur des poutres est de $1^{m}525$. Chaque longeron est constitué d'une âme pleine en tôle de 14 mm et de deux semelles constituées par des plats nervurés de 450×25 mm. Un plat de 400×28 renforce les semelles dans la partie centrale. Les tôles et plats nécessaires n'étant pas fournis en pièces de longueur suffisante, des soudures transversales étaient nécessaires. L'occasion se présentait ainsi de mesurer l'effet du retrait des soudures sur de grands éléments qui interviennent normalement dans la composition des poutres soudées importantes. Le programme des soudures prévoyait la mesure du retrait du joint et des déformations, au voisinage d'un joint réunissant deux tôles d'âme de $1\,196 \times 14$ mm et d'un joint réunissant deux plats de semelle de 450×25 mm. Le programme des mesures avait encore pour objet la détermination des réactions qui s'établissent entre âme et semelles lorsqu'on assemble bout à bout deux tronçons de poutre, cas qui peut se présenter lors du montage sur chantier. Cette question avait déjà fait l'objet d'une étude publiée en 1940 par le Dr Bierett, dans son mémoire *Untersuchungen zur Ermittlung günstiger Herstellungsbedingungen für die Baustellenstösse geschweisster Brückenträger*. Uniquement en raison de l'étude entreprise sur le retrait, il fut décidé de réaliser une des deux maîtresses-poutres en trois tronçons. L'assemblage des trois tronçons a été fait en atelier, mais dans les conditions du chantier, la poutre étant maintenue verticale pendant toute la durée des opérations de soudure. Les

mesures ont été faites dans les conditions matérielles les plus défavorables. Malgré les précautions prises et les dispositifs de protection utilisés, de nombreux repères tracés sur les pièces ont été abîmés. Les renseignements obtenus ont donc forcément été incomplets.

A. Retrait provoqué par les soudures en bout de plats et de tôles

La figure 16 donne quelques résultats caractéristiques et des indications sur le procédé opératoire adopté pour la soudure : pour la tôle d'âme de 14 mm, le retrait dans le joint est de 1,48 mm, ce qui correspond à un retrait de 18,5 % de la largeur moyenne du chanfrein ($L_m^c = 8$ mm). Cette valeur est à comparer à celle obtenue en laboratoire sur éprouvettes. L'image des déformations transversales et longitudinales des tôles aux environs de la soudure est révélatrice du processus de soudure utilisé, les débuts de cordons étant situés vers le milieu du joint. Le retrait de la soudure dans le joint de deux plats de 450×25 mm n'a pu être mesuré, les repères ayant été détruits lors du travail de soudure. Quelques diagrammes des déformations relevées dans ces plats montrent une allure beaucoup moins régulière que celle des diagrammes obtenus avec les éprouvettes. Cependant les valeurs maxima des déformations ne dépassent pas celles relevées sur des éprouvettes de même épaisseur.

B. Joint de montage

Les joints de semelle ont été décalés et reportés de part et d'autre du joint d'âme. Le joint de collet a été maintenu ouvert sur une longueur de 1 mètre. La soudure a été réalisée par quatre soudeurs répartis à raison d'un pour chaque joint de semelle et d'un soudeur pour chaque face du joint d'âme. Les joints de semelle ont d'abord été soudés sur un tiers de l'épaisseur ; c'est à ce moment seulement que fut réalisée la première passe du joint d'âme. Les quatre soudeurs opérèrent ensuite simultanément sur les joints de semelles et sur les deux faces du joint d'âme. La soudure d'âme n'a pas été réalisée d'une manière symétrique par rapport au point situé à mi-longueur du joint. La majorité des cordons ont été déposés en progressant du bas vers le haut, le départ du premier cordon se situant au pied du joint pour un soudeur, à mi-hauteur du joint pour l'autre. C'est à cette dissymétrie de la soudure de l'âme qu'il faut attribuer le fait que les déformations longitudinales moyennes dans les semelles sont plus prononcées dans la semelle inférieure et correspondent à un raccourcissement de la base de mesure, disposition d'ailleurs favorable pour le service de l'ouvrage.

Les diagrammes de déformations représentés à la figure 16 révèlent d'autre part des flexions importantes des semelles ; l'image de la déformation de ces pièces, par suite des flexions subies, doit être extrêmement complexe. Afin de réduire l'importance de ces flexions de semelles sous l'effet des retraits angulaires, provoqués par les joints en V, un des joints de montage avait été pourvu, avant soudure, d'un système d'étançons et de tirants prenant appui sur les semelles. Les diagrammes des déformations longitudinales relevées ne marquent pas d'influence de ce dispositif. Grâce à des mesures de déformation effectuées suivant quatre directions en de nombreux points éloignés des joints soudés, il a été possible de déterminer

les tensions principales en ces points. La représentation des tensions principales relevées dans le joint de montage II (fig. 16*bis*) montre la valeur parfois importante de ces tensions ; on remarque également que les directions principales ne sont pas toujours orientées dans le sens de la poutre et, là où les deux tensions principales sont indiquées, on constate qu'il ne s'agit pas de traction simple. La flexion de la semelle inférieure est nettement marquée ; sa tension moyenne varie depuis le bord de la semelle jusqu'au milieu où elle atteint une valeur de l'ordre de 16 à 20 kg/mm² en compression. La fermeture des joints de collet, opération dont les résultats ne sont pas renseignés ici, modifie profondément le jeu des tensions dans l'âme, moins dans la semelle. L'ordre de grandeur des tensions principales est peu modifié.

Quelques lois simples, déduites par approximation des résultats complexes des observations et des mesures sur des soudures en bout dont les éléments sont libres de se déplacer pendant le soudage, peuvent déjà être appliquées avec succès, en vue de la réduction des effets du retrait :

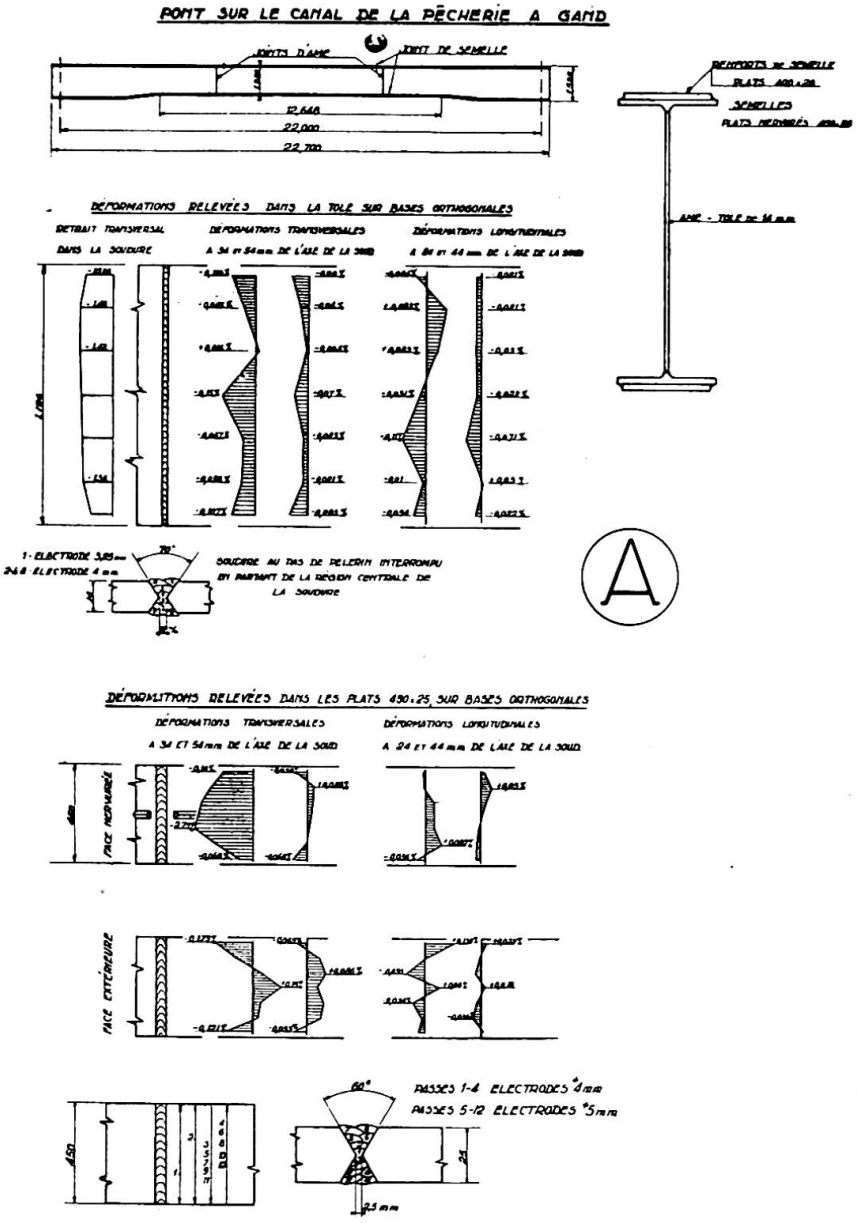


Fig. 16.

1° Pour un angle d'ouverture de chanfrein constant, le retrait transversal croît d'une manière importante et presque linéaire avec l'écartement des plats, donc avec la section du joint ;

2° Pour un écartement constant des plats à assembler, le retrait transversal croît avec l'angle du chanfrein, donc avec la section du joint ;

3° La section du joint étant constante, le retrait transversal croît avec le nombre de passes constituant le dépôt de soudure ; il est donc indiqué d'utiliser des électrodes de diamètre élevé ;

4° La section du joint étant constante, la forme de l'assemblage ne paraît pas influencer d'une manière appréciable la valeur du retrait transversal ;

5° Les observations précédentes (1° à 4°) sont valables pour les soudures à chanfrein symétrique en X et similaires ; ces types de soudure accusant toutefois un retrait transversal considérablement plus faible. Cette diminution paraît due principalement à la valeur plus faible de la section du joint et à la disparition du retrait angulaire, par suite de l'exécution symétrique de la soudure ;

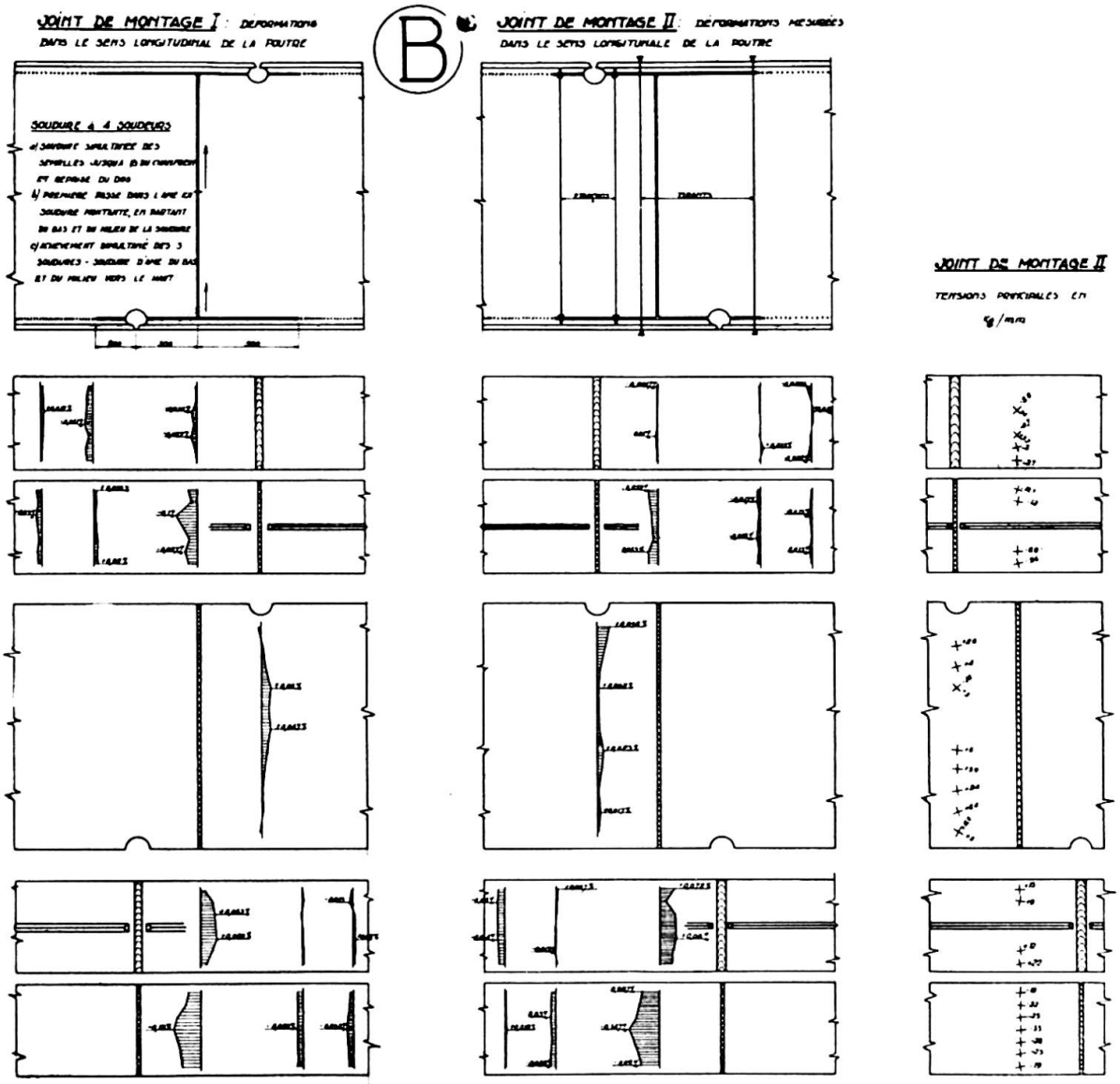


Fig. 16bis.

6° Le retrait transversal ne dépend pas de la longueur des pièces à assembler, il se localise dans les régions voisines de la soudure ;

7° D'une façon générale, la diminution transversale de la section du joint a pour effet une diminution du retrait transversal ; cette diminution doit évidemment rester compatible avec une exécution correcte de la soudure. Subsidiairement, pour réduire le volume des soudures, on doit éviter les renforcements par dépôts de métal d'apport ;

8° Une soudure effectuée en plusieurs passes donne lieu à un retrait transversal plus élevé, si on laisse refroidir chaque passe à la température ambiante, avant de déposer la suivante ;

9° Le retrait est moindre si, après chaque passe, on alterne le sens d'exécution ;

10° La soudure en bout, dont chaque passe relie transversalement les bords du chanfrein, donne lieu à un retrait transversal plus élevé que la soudure en chenille ;

11° Dans la soudure en chenille, le retrait est moindre lorsque les premières passes sont faites aux parois du chanfrein, puis les passes suivantes au centre du joint : on réduit ainsi la section du chanfrein ;

12° Un refroidissement lent donne lieu à moins de retrait que s'il est rapide.

Les principes énoncés ci-dessus sont relatifs à la limitation du retrait transversal considéré en tant que raccourcissement de l'assemblage perpendiculairement à la direction du joint soudé. Ils sont également valables, si l'on a en vue la réduction des tensions résiduelles de soudage. En effet, le bridage ou l'encastrement des pièces à assembler a pour conséquence d'empêcher le retrait transversal (raccourcissement) de se produire et les tensions dues au bridage (tensions indirectes) seront d'autant plus élevées que la déformation empêchée est importante.

Nous avons exposé, au début de cette communication, que la confrontation des mesures du retrait transversal sur un grand nombre d'assemblages soudés en bout, exécutés par deux soudeurs, avait permis d'établir une loi du retrait $\rho_m = 0{,}179\ L_m^c$ dont nous avons par ailleurs signalé toutes les imperfections et le domaine réduit d'application. Quoi qu'il en soit, et en parfaite connaissance de ses possibilités, cette loi est journellement appliquée et avec succès, en vue de la prévision des retraits transversaux, par l'Administration des Ponts et Chaussées. Nous citerons trois exemples d'applications :

a) La poutre de la figure 17 a été réalisée par assemblage de deux demi-profilés : joint soudé longitudinal et un joint transversal. Après sa réalisation, de nombreux trous de rivets ont été faits dans l'âme. Le contrôle

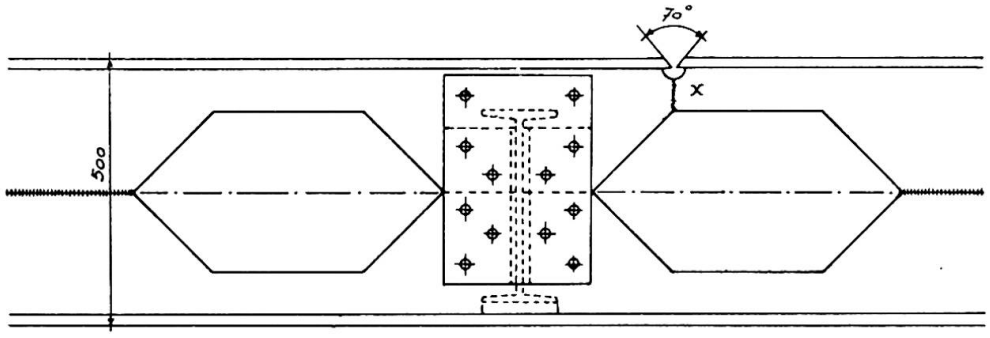


Fig. 17.

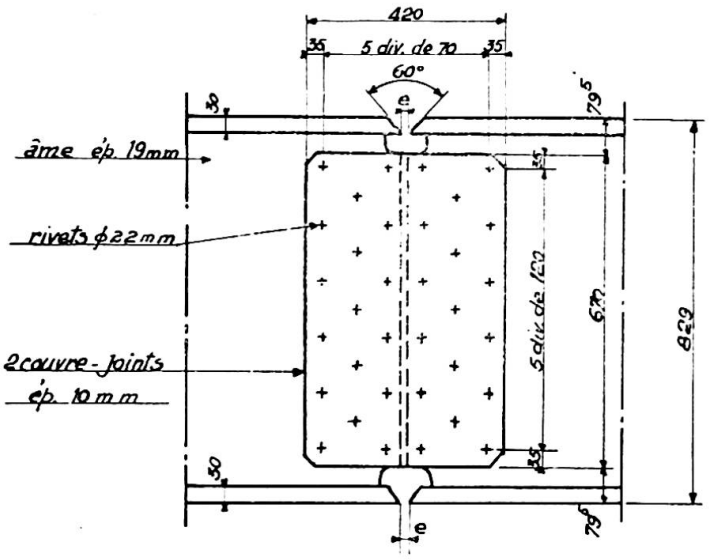


Fig. 18.

radiographique a décelé des défauts tels dans les soudures que celles-ci ont été refusées. La poutre a été découpée suivant le joint longitudinal et suivant le joint transversal soudés. Le joint longitudinal a été remplacé par un joint rivé, tandis qu'il était décidé de faire à nouveau un joint transversal soudé. Par suite de la présence dans l'âme de nombreux trous de rivets, il était indispensable qu'après soudure du joint transversal la poutre ait exactement la même longueur qu'avant le découpage des joints soudés défectueux. Une différence de longueur aurait en effet eu pour résultat la non-coïncidence des trous de rivets de la poutre et des éléments transversaux qui devaient lui être assemblés. L'âme et la semelle avaient des épaisseurs différentes : l'écartement entre les deux tronçons d'âme et les deux tronçons de semelle a été calculé en tenant compte de la formule du retrait établie au cours des essais ($\rho_m = 18$ % L_m^c). Cet écartement a été prévu différent pour l'âme et la semelle : 2 mm pour la semelle, 3 mm pour l'âme. La soudure était commencée dans la semelle où on a exécuté cinq passes, le retrait de ces cinq passes a diminué l'écartement de 3 mm du chanfrein de l'âme. Après exécution des soudures, la poutre avait exactement la longueur initiale et les trous de rivets concordaient parfaitement ;

b) Les extrémités des longerons multiples d'un pont sous voie ayant souffert lors de la destruction de l'ouvrage, il a été décidé de conserver la partie intacte des longerons à laquelle on rajouterait un tronçon nouveau. En vue de la réduction des tensions résultant de l'exécution d'un joint soudé complet, le joint d'âme a été réalisé par deux couvre-joints rivés, tandis que les deux semelles étaient soudées bout à bout (fig. 18). Pour l'exécution du premier joint, l'écartement *e* des arêtes des chanfreins de semelle était de 2 mm, le joint d'âme se trouvant dans l'axe des chanfreins. Le retrait dû à l'exécution des soudures des semelles a eu pour effet une compression tellement importante de l'âme des deux tronçons qu'il en est résulté un voilement de celle-ci, voilement facilité par la présence de deux ouvertures au droit des joints de semelle. Les soudures ont été recommencées en prévoyant un retrait égal à 18 % de la largeur moyenne du chanfrein et en écartant les deux arêtes du chanfrein des semelles de cette quantité ; de plus, les soudures des semelles ont été réalisées par deux soudeurs travaillant simultanément. Les résultats ont été très satisfaisants

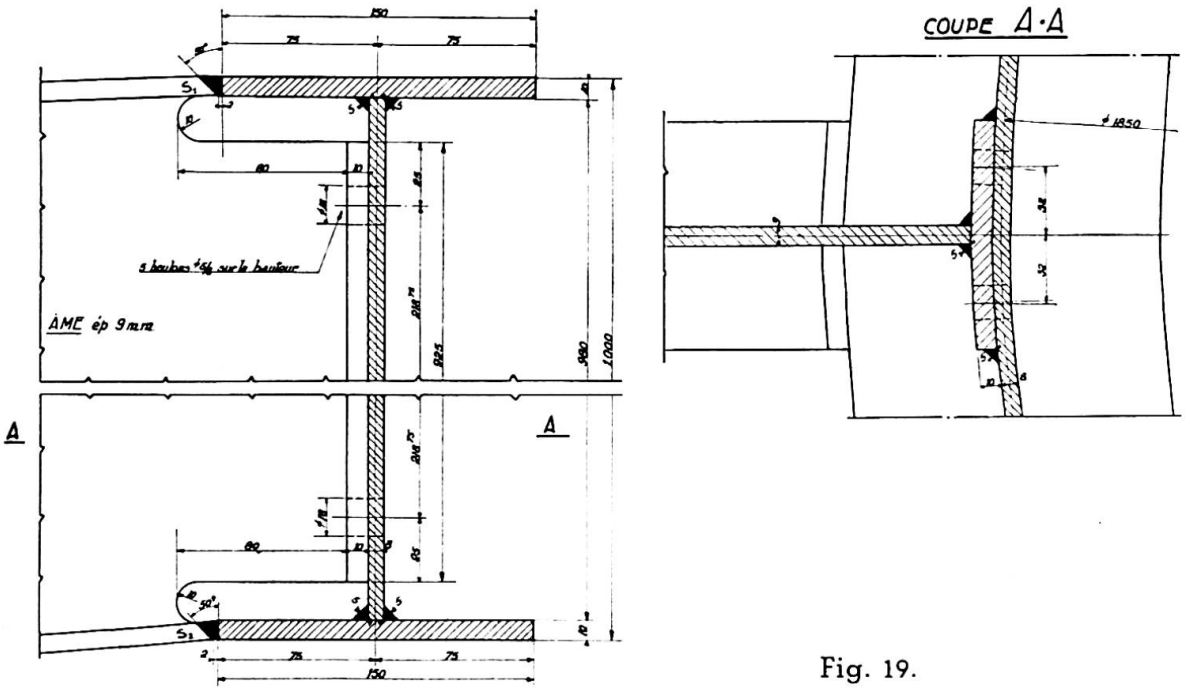


Fig. 19.

pour les neuf joints exécutés, c'est-à-dire que les deux lèvres de l'âme étaient presque jointives accusant un vide apprécié par les plus fines lames d'un canif à épaisseurs ;

c) Dans une importante charpente en forme de dôme, les fermes se raccordent à une poutre circulaire en double T, de hauteur égale à celle des poutres constituant les fermes (fig. 19). Les soudures S. 1 et S. 2 sont exécutées presque simultanément et en premier lieu ; en vue de permettre leur retrait transversal, on a prévu un écartement de 1,78 à 2 mm entre l'arête inférieure du chanfrein et le bord de la semelle de la poutre circulaire, cette valeur correspond à 18 % de la largeur moyenne du chanfrein. L'applique de 10 mm d'épaisseur prévue pour des raisons de montage entre l'âme de la ferme et l'âme de la poutre circulaire se trouve donc écartée de la même quantité de l'âme de la poutre circulaire ; les boulons de montage avaient été desserrés d'autant. Après soudure, l'applique était pour chaque ferme en contact parfait avec l'âme de la poutre circulaire et les deux soudures d'angle fixant l'applique ont pu être exécutées dans de bonnes conditions. Pour aucun des assemblages on n'a constaté de déformation dans l'âme de la poutre circulaire.

Les connaissances du retrait, telles qu'elles résultent déjà des essais nombreux et répétés, peuvent être appliquées d'une manière pratique et concrète lors de l'exécution des soudures. Il n'en va pas de même pour les tensions de soudage, faute d'une connaissance suffisante de leur grandeur et de leur répartition. De ce fait, leur rôle est parfois minimisé dans l'explication des ruptures des constructions soudées. Cependant, l'expérience montre d'une manière indiscutable, et à ce sujet les ruptures des ponts soudés belges en ont fourni suffisamment de preuves, que les tensions complexes de soudure sont à l'origine de toutes les difficultés rencontrées.

Nous avons distingué les tensions directes et les tensions indirectes :

Les premières sont considérées, vraisemblablement avec raison, comme n'exerçant pas d'influence défavorable sur le comportement des assem-

blages. Une réserve est cependant à faire : au cours de l'exécution des joints, la quantité de métal déposé peut ne pas être suffisante pour résister aux tensions résultant de l'exécution même de la soudure et il peut en résulter des fissurations. En règle générale si une soudure peut être achevée, ce qui constitue l'immense majorité des cas, sans qu'apparaissent des fissures, il est fondé de conclure que les *tensions directes* ne pourront pas exercer d'effet défavorable sur le comportement de cette soudure. Il convient cependant de ne pas perdre de vue que ces tensions directes de soudure se composent soit avec les tensions indirectes résultant d'un bridage, soit avec les tensions de service, soit avec d'autres tensions parasites provenant de l'exécution et du montage. Nous avons constaté une rupture explicable, selon nous, de cette façon : un profilé de grandes dimensions est découpé suivant AB, la partie supérieure est retournée de 180° et soudée à la partie inférieure, de manière à réaliser une poutre de hauteur variable (fig. 20). Par suite de libération des tensions résiduelles de laminage, suite au découpage, les deux demi-profilés se sont déformés. Il a été nécessaire de les redresser l'un contre l'autre, au moyen d'étriers, de manière à pouvoir réaliser la ligne de soudure. Après exécution de celle-ci sur toute la longueur de la poutre, on a constaté une fissure partant de la soudure et se propageant dans l'âme perpendiculairement au joint. Il n'y a pas de doute que la cause de la rupture est à trouver dans la composition de la tension longitudinale directe de traction résultant de l'exécution de la soudure et la tension longitudinale de traction résultant du redressage des deux demi-poutrelles. Le « prétexte » de la rupture était une reprise défectueuse de la soudure (donc transversale au joint), reprise qui était malheureusement prolongée dans l'âme par un défaut de celle-ci provenant du laminage (sillon).

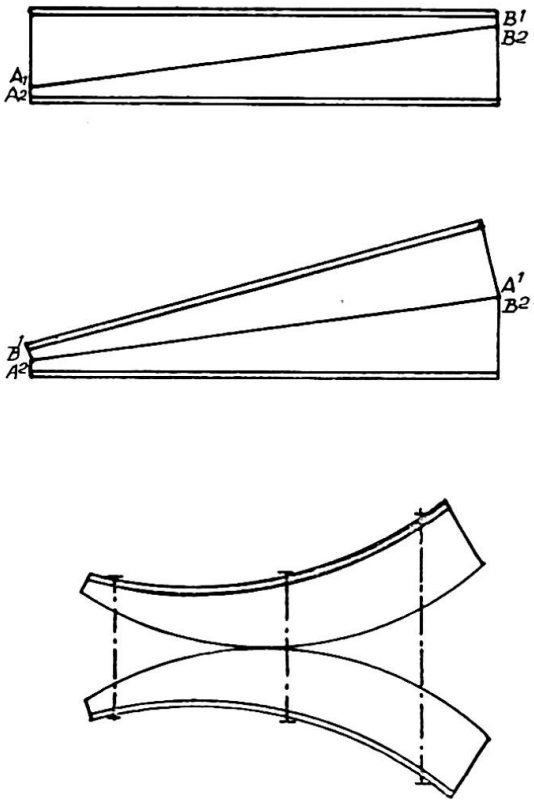


Fig. 20.

Les tensions indirectes de soudure qui résultent d'un empêchement du retrait des éléments à assembler sont déterminantes dans la production des fissurations et des ruptures.

Les accidents survenus aux ponts soudés ne s'expliquent que par l'intervention de ces tensions ; quelles que soient en effet les qualités mécaniques de l'acier, ses caractéristiques chimiques, la température de la zone de transition séparant les ruptures dites de glissement des ruptures sans déformation, il n'en est pas moins vrai qu'il n'existe pas de rupture spontanée, les lois de la mécanique restent toujours applicables et la rupture peut seulement résulter de l'état de tension.

Il est évident que les aciers diffèrent suivant leur élaboration et que leur comportement devant les tensions n'est pas identique : un acier à

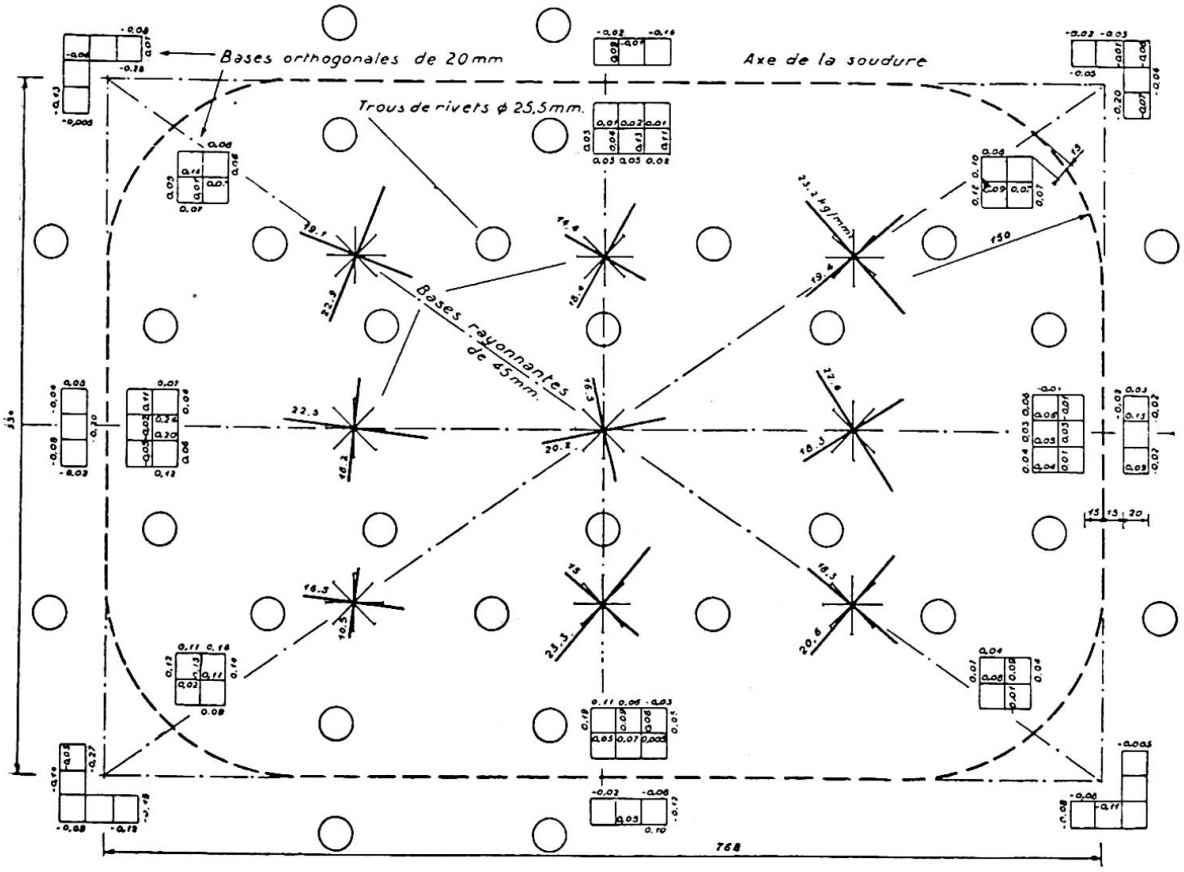


Fig. 21.

grains fins a certainement une propension moins marquée à la rupture sans déformation qu'un acier ordinaire plus sensible aux effets thermiques de l'opération de soudure. Nous ne pensons pas que l'avenir des constructions soudées puisse être assuré à la condition de pouvoir utiliser un acier insensible aux effets thermiques et aux effets mécaniques de la soudure. Un tel acier n'existe pas, tout au plus y a-t-il des degrés dans l'insensibilité à ces effets. D'ailleurs, quelle que soit la qualité de l'acier, un ingénieur accepterait-il de l'utiliser dans une construction, sachant qu'il est sollicité dans ses éléments importants par des tensions de direction quelconque atteignant la limite élastique. Cette valeur peut cependant être atteinte dans toute l'étendue d'un assemblage soudé dont le retrait est empêché, ainsi que nous avons pu le constater lors des mesures faites sur des éprouvettes encastrées. Certaines dispositions constructives peuvent d'ailleurs conduire à la naissance de tensions indirectes qui atteignent la limite élastique. Nous avons eu l'occasion de mesurer de telles tensions résultant d'une disposition que nous avons appelée « disposition en diaphragme » et suivant laquelle un élément mince et d'étendue relativement limitée est soudé sur tout son pourtour à des éléments rigides formant cadre (fig. 21). En vue d'une réparation, une plaque de 768 $\times$ 534 mm, de 18 mm d'épaisseur, avait été introduite dans l'âme d'une poutre en double T rivée, de 4 mètres de hauteur, entièrement terminée et munie de ses raidisseurs transversaux et longitudinaux. Cette plaque avait été fixée sur tout son pourtour à l'âme de la poutre par une soudure bout à bout en V. Cette réparation n'a pas été acceptée ; la plaque a été enlevée et nous avons saisi cette occasion pour mesurer les tensions dont elle était le siège.

Les tensions de réaction provoquées par le retrait empêché de la soudure s'annulent par le découpage du joint soudé. La libération de ces tensions s'accompagne de déformations élastiques dans les tôles, déformations que nous avons mesurées, en vue du calcul des tensions. La plaque étant sollicitée dans toutes les directions, par suite du retrait de la soudure, nous avons déterminé les tensions principales en divers points, par la mesures des déformations élastiques libérées suivant quatre directions à 45° en chaque point. Les points choisis à cette fin étaient les plus éloignés possible de la ligne de soudure, la base de mesure était de 45 mm. A proximité immédiate de la soudure, les déformations varient très rapidement d'un point à l'autre ; il conviendrait, dans ce cas, d'adopter des bases de mesure extrêmement petites, mais les appareils dont nous disposions permettaient seulement d'utiliser des bases de 20 mm minimum. Les déformations ont été relevées suivant deux directions parallèle et perpendiculaire à la ligne de soudure. Les régions ainsi auscultées ont été choisies en raison de l'intérêt particulier qu'elles présentaient : angle de la plaque et mi-longueur des côtés. La mesure des déformations de ces bases orthogonales ne peut fournir de renseignements exacts sur les tensions libérées en ces points, par suite de l'ignorance, dans laquelle on se trouve, de l'orientation et de la valeur des tensions principales ; tout au plus, les résultats obtenus permettent-ils de fournir une idée de la grandeur possible de ces tensions. La plaque rapportée par soudure a été extraite de l'âme de la poutre en réalisant des forages adjacents et alignés suivant l'axe du joint soudé, en prévoyant cependant des arrondis de grand rayon au droit des angles. Dans la région centrale de la plaque, les tensions mesurées sont toutes des tractions. On remarque une certaine irrégularité dans les orientations des tensions principales, mais il faut remarquer que les tensions sont tributaires de la méthode adoptée pour la réalisation du joint soudé et de la présence de nombreux trous de rivets de 20 mm de diamètre. Cependant, la valeur des tensions varie peu en général d'un point à l'autre ; la tension principale maxima atteint 23,3 kg/mm², ce qui est la valeur de la limite élastique apparente de l'acier de la plaque. Les déformations mesurées au voisinage du joint soudé et renseignées à la figure 21 sont exprimées en pour-cent de la base de mesure. Le signe + a été adopté pour les déformations correspondant à un allongement dans l'état contraint, ce qui correspond à des effets de traction. Les chiffres obtenus révèlent des déformations importantes qui, dans l'essai de traction uniaxé, correspondraient à des tensions dont l'ordre de grandeur est la limite apparente d'élasticité de l'acier. Les résultats sont assez irréguliers. Les tensions, près de la soudure, sont fortement influencées par la méthode utilisée pour l'exécution de la soudure. De plus, lors du découpage, la section de métal subsistant entre les trous se réduit de plus en plus; elle est ainsi fortement sollicitée. Il se peut aussi que, de ce fait, des déformations permanentes s'y présentent qui dépassent notablement les déformations élastiques. Les déformations accidentelles nuisent évidemment à la précision des mesures faites au voisinage de la soudure.

En conclusion de ces mesures, on peut déclarer, et il fallait s'y attendre, que la plaque et ses abords étaient le siège de tensions résiduelles importantes dues à sa fixation par soudure sur tout son pourtour à une pièce de grandes dimensions fortement raidie et ainsi pratiquement indéformable. Une telle disposition, mais dont l'effet est encore accru, se rencontre dans le rechargement par soudure de trous de rivets, rechargement

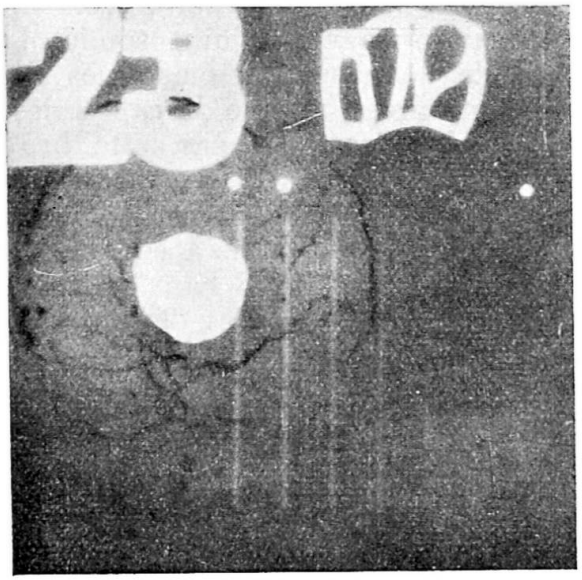


Fig. 22.

exécuté soit en vue d'une mise en œuvre de profilés de remploi ou afin de corriger l'emplacement défectueux d'un forage. Nous avons constaté, à de très nombreuses reprises, qu'une telle opération est toujours suivie, au bout d'un temps plus ou moins long, de fissurations dans le rechargement proprement dit ou dans la région avoisinante de la tôle (fig. 22).

L'étude des effets du retrait des soudures oriente naturellement vers une recherche de la diminution de l'importance de ces effets, notamment par un choix du type d'assemblage le plus favorable à ce point de vue. La détermination de ce choix conduit immédiatement à établir une comparaison entre les soudures bout à bout et les soudures d'angle. Les résultats des études entreprises sur l'endurance des assemblages soudés élémentaires ont exercé une profonde influence sur le choix de la forme à donner aux assemblages.

Suite à ces travaux, la préférence a souvent été accordée aux soudures en bout, considérées comme présentant une grande supériorité d'endurance par rapport aux soudures d'angle, en raison de la continuité de forme qu'elles permettent de réaliser. En se plaçant au point de vue des effets du retrait, que nous considérons comme le facteur prédominant dans toutes les applications de la soudure, les soudures en bout sont génératrices des tensions résiduelles les plus élevées. Leur exécution peut conduire à un état de tension dangereux, surtout en cas de bridage des éléments à réunir.

Les soudures d'angle sont, à ce point de vue, beaucoup plus favorables. D'ailleurs, la supériorité, au point de vue de l'endurance, des soudures en bout sur les soudures d'angle, a seulement été montrée à propos d'essais de laboratoire, réalisés, répétons-le, à partir d'assemblages élémentaires, et seulement en ce qui concerne la résistance aux effets répétés, c'est-à-dire variant entre 0 et un maximum. Il n'est nullement démontré, au contraire, que les ponts et charpentes en service sont réellement soumis à des épreuves d'endurance ; même si cela était, ils ne sont pas sollicités par des efforts répétés, mais par des efforts variant entre une valeur minimum et une valeur maximum. La valeur minimum de cet effort peut être assez élevée ; elle résulte de la superposition des tensions de poids mort et des tensions résiduelles de laminage, de soudage et de montage. La différence entre ces deux valeurs minimum et maximum est la tension maxi-

mum due à la sollicitation de service. Dans ces dernières conditions d'endurance, la supériorité des soudures en bout sur les soudures d'angle est peu marquée et il est à noter que les essais sont exécutés sur des éprouvettes dont les tensions indirectes de soudures sont nulles.

Dans l'état actuel de la question, nous considérons que, si l'on a en vue la réalisation d'une meilleure continuité de forme, on peut donner la préférence aux soudures en bout, lorsque leur exécution ne donne pas lieu à un empêchement du retrait. En cas de soudure d'éléments bridés, les soudures d'angle sont toujours à préconiser.

Lors de la réparation de l'ossature métallique très gravement endommagée par les bombardements de l'Institut du Génie Civil de l'Université de Liège, nous avons eu à intercaler très fréquemment des éléments nouveaux entre des parties en bon état de la charpente. Systématiquement, nous avons prévu des soudures en bout pour la fixation d'une extrémité de ces éléments, tandis que l'autre extrémité était assemblée à la partie conservée de l'ossature par des couvre-joints fixés par des cordons d'angle latéraux.

En conclusion de ces considérations sur le retrait des soudures et ses effets, nous constatons que nos connaissances du retrait sont encore très incomplètes, en raison de la difficulté de la question et de l'insuffisance d'une documentation chiffrée. Ces connaissances ne pourront s'étendre qu'à la condition de poursuivre les recherches d'une manière coordonnée, allant jusqu'au travail en équipe à l'échelon international.

L'étude du retrait et de ses effets revêt un caractère statistique ; il est souhaitable qu'à propos de l'exécution des constructions soudées, les ateliers et les organismes de contrôle contribuent à enrichir cette statistique, mais en effectuant les mesures d'une manière uniforme, en sériant les variables autant que possible et en notant les valeurs des différents facteurs dont l'influence sur les effets du retrait est déterminante : épaisseur des pièces, section et longueur du joint soudé, diamètre de l'électrode, nombre de passes, programme d'exécution, caractéristiques du courant, programme de soudage, degré de liberté des éléments, etc. Le but à atteindre est de maîtriser le retrait par la prévision chiffrée de ses effets. L'exploitation systématique des résultats des mesures devrait pouvoir conduire à la possibilité de faire jouer aux manifestations du retrait le rôle de précontraintes favorables, introduites intentionnellement dans les constructions, de manière à permettre un réglage des efforts dans le sens de la sécurité et de l'économie et à transformer, par une exécution contrôlée de la soudure, l'élément d'imprévision que le retrait constitue encore, en un élément de prévision ordonnée.

Résumé

D'importantes recherches sont entreprises sur la détermination des effets du retrait.

Les auteurs reprennent sommairement les résultats obtenus à ce jour ; ils exposent le programme des travaux en cours et dont la continuation est activement poursuivie.

Certaines conclusions de l'étude sur le retrait ont été appliquées avec succès sur des constructions et des mesures ont été effectuées sur un pont soudé, au cours de son exécution.

Quelques lois simples, déduites par approximations des résultats com-

plexes des observations, peuvent d'ores et déjà être appliquées avec succès, en vue de la réduction des effets du retrait.

Les tensions indirectes de soudure résultent d'un empêchement du retrait des éléments à assembler ; elles sont déterminantes dans la production des fissurations et des ruptures. L'importance de ces tensions est mise en évidence par un cas concret pour lequel il a été procédé à leur mesure.

Une connaissance approfondie et scientifique du retrait n'est possible qu'à la condition de recueillir le maximum de faits statistiques sur ses effets.

Zusammenfassung

Wichtige Untersuchungen sind im Gange zur Bestimmung der Schrumpfeffekte.

Die Verfasser berichten kurz über die bis jetzt vorliegenden Resultate und das Programm der laufenden Arbeiten, die stark gefördert werden.

Gewisse Erkenntnisse aus der Erforschung der Schrumpfspannungen sind mit Erfolg bei neuen Bauwerken berücksichtigt worden und an einer geschweissten Brücke wurden während der Ausführung Messungen vorgenommen.

Einige einfache Formeln, die durch Approximation aus den mannigfaltigen Beobachtungsresultaten abgeleitet wurden, können gegeben und jetzt schon mit Erfolg dazu benützt werden, die Schrumpfeffekte zu verkleinern.

Die indirekten Schweisspannungen entstehen aus der Behinderung der freien Verformung der zu verbindenden Elemente. Sie sind von grossem Einfluss auf die Rissebildung und den Bruch. Die Wichtigkeit dieser Spannungen wird hervorgehoben am konkreten Beispiel, wo sie gemessen wurden. Eine tiefere wissenschaftliche Kenntnis der Schrumpfeffekte ist nur möglich durch Verarbeitung von zahlreichem statistischem Material.

Summary

Important research work is being done to determine the effects of contraction.

The authors give a brief summary of results obtained up to now; they explain the programme of work going on and the active pursuance of same.

Certain conclusions of their studies of contraction have been successfully applied to structures and measurements have been made on a welded bridge in course of construction.

A few simple laws, deduced by approximation of the complex results of observation, can henceforth be successfully applied, with a view to lessening the effects of contraction.

Indirect welding tensions arise from prevention of retraction of the parts to be assembled; they are decisive for the production of fissurations and ruptures. The importance of these tensions is stressed by a concrete case in which they were measured.

A thorough and scientific knowledge of contraction is only possible if a maximum of statistical facts concerning these effects are gathered.

Ia6

Conception et exécution d'ouvrages soudés

Entwurf und Ausführung der geschweissten Stahlbauten

Design and execution of welded structures

H. LOUIS
Ingénieur en chef-Directeur des Ponts et Chaussées, Liège

L'évolution de la conception et de l'exécution des ponts et charpentes soudés en Belgique a pour origine les enseignements tirés des accidents survenus aux ponts soudés et les résultats des études et des essais entrepris à propos de ces accidents. La conception des ouvrages a surtout évolué vers la recherche d'une diminution de l'importance et des conséquences possibles des tensions résiduelles; ce but est recherché dans l'amélioration des dispositions constructives. Nous mentionnerons seulement quelques dispositions qui sont déterminantes sur le comportement des constructions.

Le désir louable d'éviter des soudures superflues aboutit souvent à l'utilisation de profils de grandes dimensions ou de plats de forte épaisseur. Dans la situation actuelle de l'équipement industriel, ces éléments sont, la plupart du temps, fournis à l'état non recuit, et les tensions résiduelles de laminage dont ils sont le siège se composent non seulement avec les tensions de service, mais aussi avec les tensions résiduelles directes et indirectes de soudage et avec les tensions de montage. Les tensions de laminage peuvent d'ailleurs produire à elles seules des ruptures, sans autre intervention qu'un découpage local au chalumeau ou qu'un choc un peu violent. Il n'est pas désirable ni du point de vue technique, ni du point de vue économique, de proscrire l'utilisation de ces profilés dont l'acier qui les constitue s'est presque toujours révélé d'excellente qualité. Leur mise en œuvre doit éviter de les faire intervenir dans des éléments d'ouvrages soudés, dont la sollicitation principale est une traction, et qui contiennent des soudures à retrait empêché ou génératrices, de par la forme du joint, d'importantes tensions résiduelles. De nombreuses ruptures se sont ainsi produites dans les membrures tendues des poutres Vierendeel, membrures contenant de nombreuses soudures bout à bout de montage et à travers lesquelles la transmission de l'effort principal était perturbée par une fixation irrationnelle des entretoises transversales (fig. 1 et 2). Ces profilés seraient d'ailleurs eux-mêmes susceptibles d'une amélioration,

quant à leur état de tension, si les conditions de leur refroidissement après laminage pouvaient être modifiées favorablement.

Toute question économique mise à part, les profilés composés par soudure s'avèrent intrinsèquement moins suceptibles aux ruptures sans déformation que les profilés laminés de grandes dimensions, surtout si les semelles composant ces profilés sont constituées d'éléments spéciaux : plats moulurés au profil T, qui permettent de rejeter suffisamment les lignes de soudure en dehors de la jonction de l'âme et des semelles.

Il importe aussi de signaler que la mise en œuvre d'éléments de forte épaisseur requiert une certaine prudence. Il apparaît en effet, qu'indépendamment de l'hétérogénéité physique et mécanique de ces éléments, l'épaisseur joue, en tant que facteur dimension, un rôle important dans le processus de rupture des constructions soudées. Une raideur excessive des constructions est toujours favorable, sinon à des ruptures, du moins à des amorces de rupture, résultant de l'empêchement de toute déformation locale ou d'ensemble. Cette raideur est certes partiellement inhérente au procédé de soudure, mais une conception rationnelle doit permettre de la diminuer par un dimensionnement suffisant, mais non exagéré, par la suppression de tout élément superflu, par un choix des profilés judicieux et approprié à la nature de la sollicitation. Citons, en exemple, quant à ce dernier point, le pont de Joncherolles à Paris, dans lequel la membrure tendue des maîtresses-poutres en treillis est constituée par un seul large plat, disposé horizontalement.

Les rencontres de plusieurs barres aboutissant à un nœud doivent être étudiées, en vue d'une diminution de l'importance locale des tensions secondaires aux nœuds, diminution souvent empêchée par la présence d'éléments de raidissage inutiles. Une disposition fréquemment rencontrée consiste dans le raccordement à un élément longitudinal, sollicité par traction, d'un élément transversal constitué par un profilé en double T soudé sur tout son périmètre; elle constitue un centre de raideur dont le danger s'est souvent manifesté. Une solution rarement employée, pensons-nous, permet de réduire ce danger; elle réside dans la fixation par soudure de l'âme de l'élément transversal, dont les semelles restent libérées de toute attache à l'élément longitudinal, à la condition, pour la soudure d'âme,

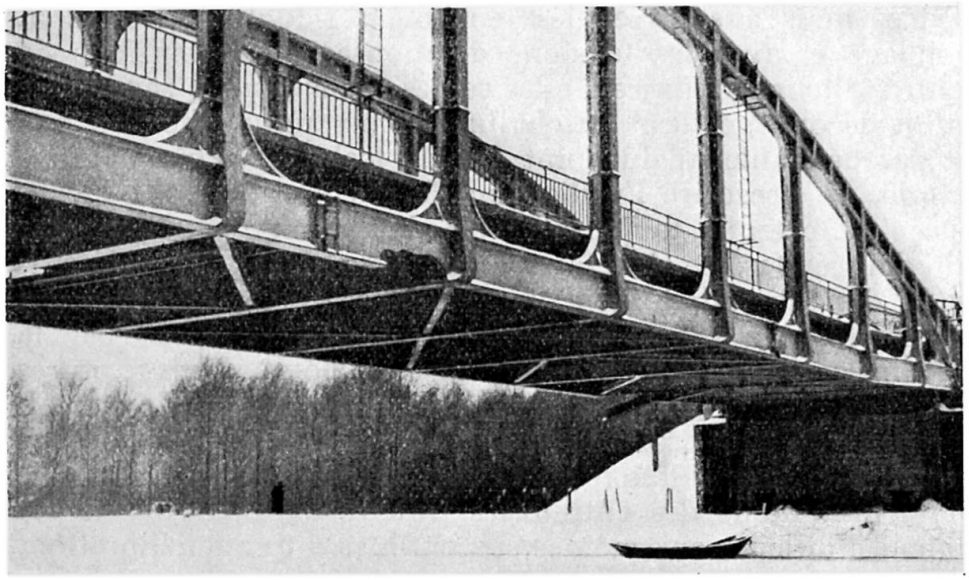


Fig. 1. Rupture dans un profilé constituant membrure inférieure, à la jonction avec une entretoise et avec un montant.

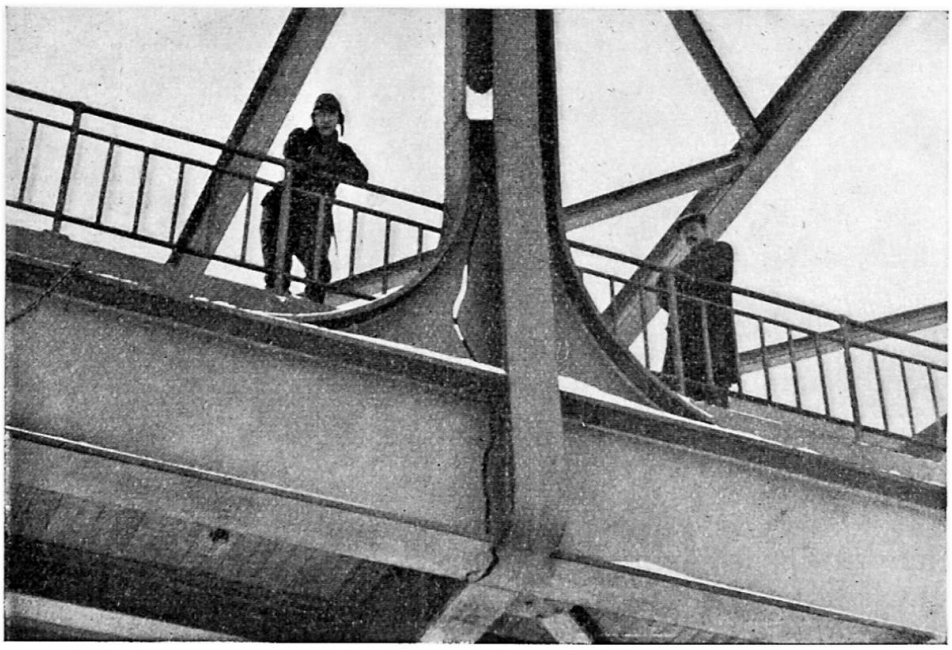


Fig. 2. Rupture dans une poutre, composée par soudure, constituant membrure inférieure, à la jonction avec une entretoise et avec un montant.

de pouvoir transmettre un moment fléchissant suffisant; un assemblage exécuté de cette façon réalise en fait une articulation; il permet de réduire le rôle perturbateur de l'élément transversal dans la transmission de l'effort longitudinal. La manière suivant laquelle les raidisseurs des poutres en double T doivent être fixés est encore controversée; certaines fixations de raidisseurs ont même été citées comme étant à l'origine de ruptures. Une liaison continue du raidisseur à l'âme et aux semelles de la poutre est certes défavorable : elle ajoute inutilement des tensions de retrait; elle donne lieu à des intersections de cordons en cas de poutre composée et elle permet au raidisseur de dériver sur lui une part importante de l'effort transmis par la poutre (fig. 3*a*). On a parfois réduit l'importance des soudures de l'âme, en prévoyant une liaison discontinue, ce qui implique la nécessité d'aménager de larges échancrures dans le raidisseur afin de raccorder les cordons latéraux à travers l'épaisseur du raidisseur (fig. 3*b*). Une telle disposition requiert une grande habileté d'exécution et un découpage onéreux; la préférence semble devoir être accordée à des cordons continus d'épaisseur minimum (fig. 3*c*). Pour les raisons signalées à propos des centres de raideur, la fixation du raidisseur sur la semelle tendue est à proscrire complètement. Une solution intermédiaire a parfois consisté dans l'interposition d'un sabot formant coin entre le raidisseur et la semelle et sur lequel le raidisseur est soudé. Il semble indiqué, soit de souder le raidisseur sur l'âme et sur la semelle comprimée,

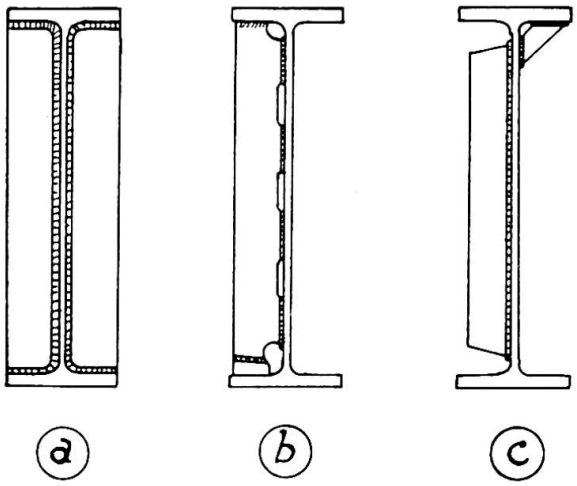


Fig. 3. Modes de fixation des raidisseurs d'une poutre en I.

Fig. 4. Inclusions de laitier rencontrées au point d'intersection des soudures d'âme et des semelles d'une poutre en I. – **Fig. 5.** Coupe horizontale dans l'âme d'une poutre en I à l'intersection du joint d'âme et d'un joint de semelle. – **Fig. 6.** Fissuration issue du point d'intersection du joint d'âme et d'un joint de semelle d'une poutre en I.

soit de dissocier les rôles du raidisseur d'âme et du raidisseur de semelle comprimée, le premier étant fixé à l'âme d'une manière continue, tandis que le second, fixé à l'âme, sur une faible hauteur de celle-ci, et à la semelle, serait largement échancré dans l'angle en cas de profil composé (fig. 3*c*).

Lors de la conception des assemblages, il faut éviter toute disposition constructive, suivant laquelle un élément mince et d'étendue relativement limitée est soudé sur tout son pourtour à des éléments rigides formant cadre. Une telle disposition conduit à des tensions résiduelles indirectes très élevées dont le danger est encore accru si, à l'intérieur de l'élément ainsi sollicité, on introduit une jonction supplémentaire par soudure et plus encore si cette pièce mince est traversée par un autre élément qui lui est soudé.

L'intersection de lignes de soudures rend difficile, sinon impossible dans certains cas, une exécution correcte des soudures; elle conduit à des défauts graves et à un état de tension complexe dont la conjugaison est l'origine inévitable de ruptures (fig. 4, 5, 6).

Dans le cas fréquent du raccordement bout à bout de deux tronçons de poutre en T, l'intersection des cordons d'âme, de semelle et de collet est évitée en ménageant dans l'âme, au droit des soudures de semelle et aux extrémités du joint d'âme, des ouvertures de forme arrondie (fig. 7). Ces ouvertures permettent une exécution correcte des soudures de l'âme et des semelles.

Les endroits les plus sensibles des constructions soudées semblent être les raccordements d'éléments formant entre eux un angle vif et dont l'un d'eux au moins est soumis à une importante sollicitation par traction (fig. 1, 2, 8, 9). Le raccordement de tels éléments doit être réalisé par des goussets arrondis, de faibles dimensions, dont le contour concave est épousé par des lignes de force.

L'emplacement, le dimensionnement et la forme des joints soudés sont autant d'éléments à déterminer en fonction de la sollicitation de service de l'ouvrage, mais surtout en fonction de la possibilité d'une bonne exécution des joints et de la réduc-

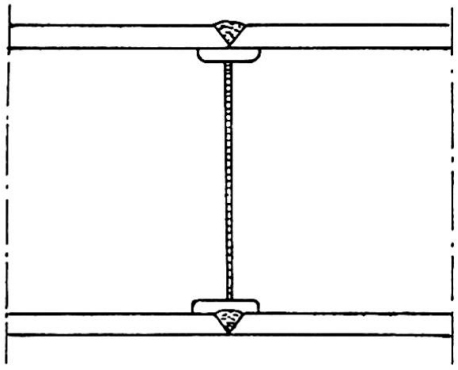


Fig. 7. Disposition permettant d'éviter l'intersection des soudures d'un joint d'une poutre en I.

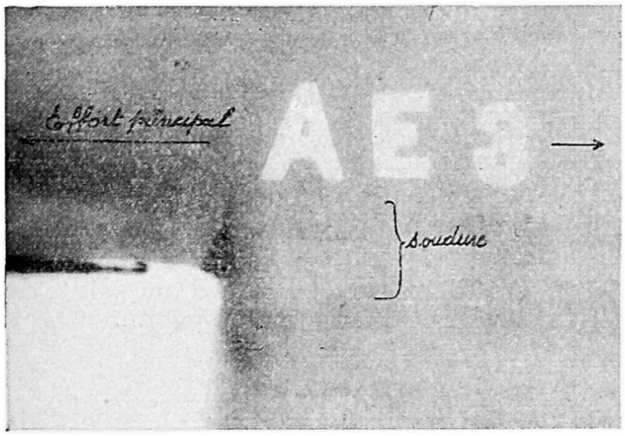


Fig. 8. Défaut et amorce de rupture à l'intersection de deux éléments se raccordant à angle vif.

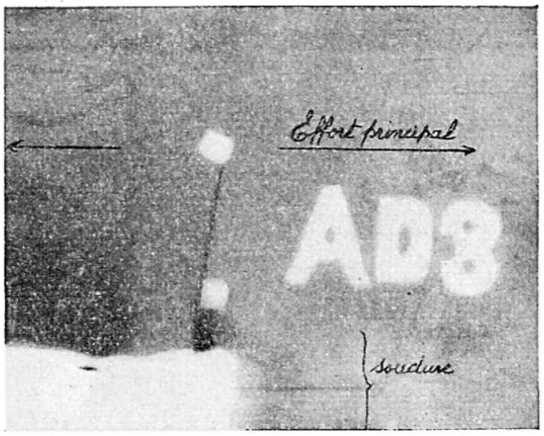


Fig. 9. Défaut et rupture de deux éléments se raccordant à angle vif.

tion des tensions résiduelles indirectes. Il s'impose de faire un choix de la forme du joint en pleine connaissance des conséquences de sa réalisation; la soudure en bout est à prévoir en cas de retrait non empêché, tandis que les soudures d'angle s'imposent dans le cas contraire. En tous cas, il faut proscrire le renforcement par couvre-joint des soudures en bout; un tel assemblage n'est d'ailleurs plus, à l'heure actuelle, qu'un anachronisme.

Par la seule considération des effets du retrait, apparaît déjà le danger des soudures superflues; mais on peut aller plus loin et ne pas hésiter à remplacer tout ou partie d'un assemblage soudé par un assemblage boulonné ou rivé. Lors de l'élaboration récente de projets de portes d'écluses, entièrement soudées, construction généralement de grande raideur dans son ensemble et dans ses éléments, la réalisation de nombreux assemblages a été prévue par rivure afin d'en réduire la raideur locale.

Une bonne conception des constructions doit être orientée vers la diminution du nombre et de l'importance des soudures à exécuter au chantier. Il ne s'agit pas d'exprimer un doute vis-à-vis de la qualité macroscopique des joints, car, à ce point de vue, l'expérience est suffi-

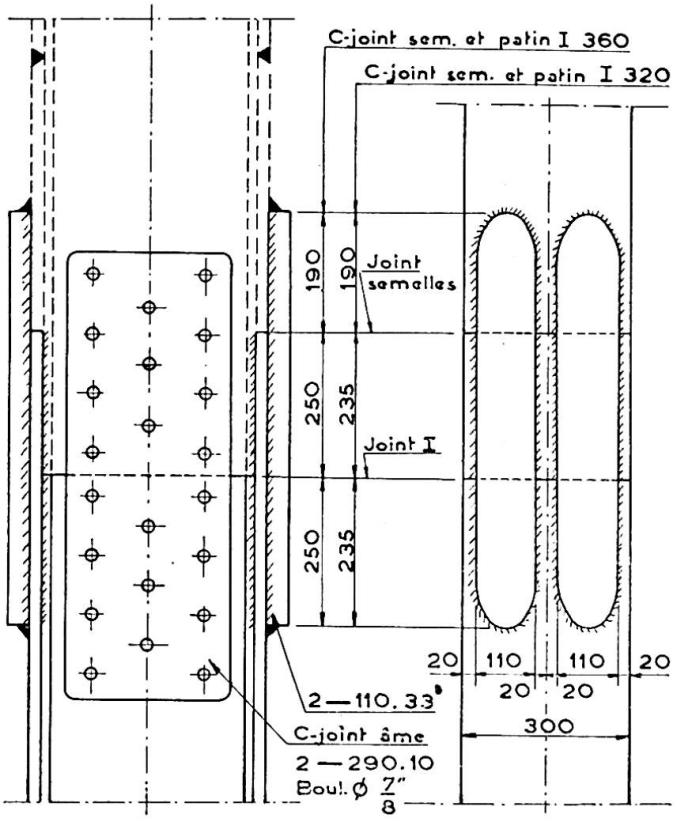


Fig. 10. Réparation d'une ossature : exécution d'un joint de colonne à retrait empêché.

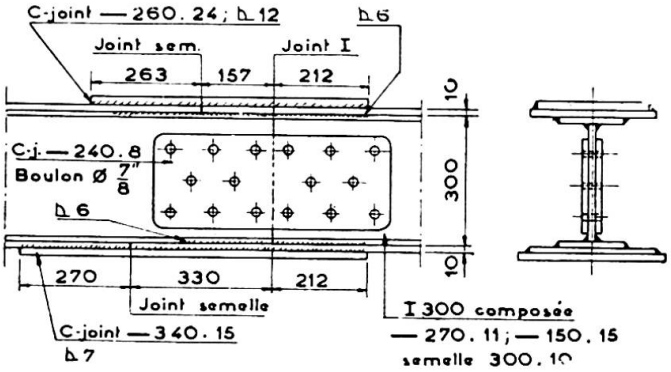


Fig. 11. Réparation d'une ossature : exécution d'un joint de poutre à retrait empêché.

samment concluante : les soudures de chantier peuvent rivaliser avec les soudures d'atelier. Si une construction entièrement soudée à l'atelier est de qualité supérieure, c'est uniquement parce que les possibilités d'un montage précis sont plus grandes, en raison de l'abondance des moyens de manutention et de la rigidité absolue des appuis provisoires. Un joint exécuté au montage ne sera équivalent à un joint soudé à l'atelier qu'à la condition de pouvoir réaliser un raccordement correct des divers tronçons de l'ouvrage. Un raccordement incorrect nécessite en effet un forçage des éléments en place ou une augmentation souvent importante de la quantité de métal d'apport nécessaire à la réalisation des jonctions. Ces deux facteurs sont également défavorables, par suite des tensions résiduelles qu'ils engendrent; ils peuvent ruiner tout le bénéfice d'une bonne conception et d'une exécution parfaite à l'atelier. De plus, si le joint à exécuter sur chantier est générateur de par sa forme ou par suite des sections des pièces qu'il réunit, d'importantes tensions indirectes de soudage, il faut lui préférer un joint entièrement boulonné ou rivé.

Des assemblages mixtes peuvent aussi être indiqués, lors du montage sur chantier, en vue de réduire les effets du retrait. Lors de la remise en état de l'ossature sinistrée de l'Institut du Génie civil de l'Université de Liège, nous avons été amenés à prévoir de tels assemblages. De nombreuses réparations consistaient à intercaler des tronçons nouveaux de colonnes et de poutres entre des éléments non atteints par les explosions et restés solidaires des hourdis. A une de leurs extrémités, ces tronçons ont été reliés à la partie restée en place par des soudures en bout, tandis que l'autre extrémité était fixée par des couvre-joints soudés par cordons latéraux pour les patins et par des couvre-joints boulonnés pour l'âme (fig. 10 et 11).

La conception de toute construction soudée est inséparable de l'établissement d'un programme détaillé de l'exécution. Ce programme, établi en liaison étroite avec le Bureau d'études et l'Atelier, doit notamment définir d'une manière précise :

1. L'ordre d'exécution des liaisons. Cet ordre vise non seulement à la réduction des tensions indirectes, mais encore à tirer profit des effets du retrait, de manière à leur faire jouer un rôle favorable, compte tenu de la sollicitation de service de l'ouvrage;

2. La méthode de soudure à prévoir pour chaque joint : nombre et disposition des passes, diamètre des électrodes, intensité du courant, nombre et position des soudeurs travaillant simultanément sur un même joint; emplacement, longueur des touches de fixation des pièces; caractéristiques et longueurs partielles des soudures dites à pas de pèlerin;

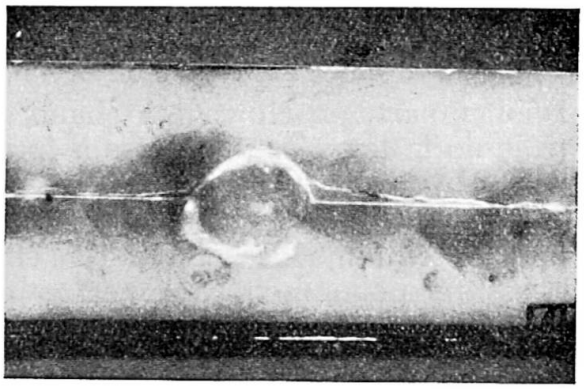


Fig. 12. Trou de montage bouché par soudure : inclusions et fissure.

3. Les dispositifs de rotation et le nombre de retournements des pièces assemblées par des joints à formes symétriques;

4. Les dispositifs permettant au soudeur l'exécution des soudures dans une position aisée;

5. Les mesures et les artifices à utiliser en vue de la réduction des effets du retrait : déformations compensatoires, diminution du bridage, préchauffage, recuit de détente ou de normalisation de certains assemblages.

La qualité du programme détaillé de l'exécution des soudures conditionne la réussite de la construction; nous ne prendrons comme exemple que la jonction de deux tronçons d'une poutre en double T, de grande hauteur. Le succès d'une telle jonction est assuré :

a) Par une prévision chiffrée du retrait de joint d'âme et des joints de semelle;

b) Par la possibilité de réaliser avec le maximum de simultanéité les joints d'âme et de semelles, ce qui implique l'utilisation de plusieurs soudeurs (quatre si possible), à des stades différents pour les joints d'âme et de semelles;

c) En évitant l'intersection des soudures d'âme et de semelles constituant le joint et des soudures reliant l'âme à chacune des semelles;

d) En assurant une certaine liberté dans l'exécution du joint, par une exécution différée et sur des longueurs à déterminer, de part et d'autre du joint, des soudures reliant l'âme aux semelles.

A la base d'une bonne exécution des constructions soudées, se trouve encore le souci d'atténuer les conséquences du retrait et d'empêcher que les différentes opérations subies par le métal ne mettent celui-ci en état d'infériorité dans sa résistance à l'ensemble des tensions qui le sollicitent.

Le traçage des pièces requiert plus de soin encore que pour les constructions rivées; un traçage défectueux est presque toujours à l'origine des difficultés rencontrées à propos de raccordements trop peu précis. Une connaissance suffisante du retrait permet de prévoir, au moment du traçage, les surlongueurs destinées à compenser les raccourcissements après soudure.

Le découpage des pièces et la préparation des bords à souder ne peut donner lieu à un écrouissage du métal, à la naissance de fissures microscopiques, à la réalisation de surfaces et de chanfreins irréguliers. On en vient à proscrire toute opération de cisaillage, de poinçonnage, de découpage à l'arc électrique et au chalumeau à main et à éliminer le burinage à main ou pneumatique comme moyen systématique de chanfreinage. L'utilisation de la scie et de la raboteuse est recommandée, mais elle est souvent tributaire du facteur économique. Le chalumeau oxyacétylénique guidé mécaniquement et utilisé dans de bonnes conditions satisfait à toutes les exigences.

Lors d'une mise à forme éventuelle, il est nécessaire d'éviter toute

déformation importante à froid ou de se limiter à des déformations pour lesquelles le rapport du rayon de courbure à l'épaisseur reste élevé $\left(\frac{R}{e} > 40\right)$. D'autre part, un cintrage à chaud exige des conditions appropriées : contrôle de la température, mise à forme par pression continue, interdiction de tout travail en dessous de la température du rouge sombre.

Les moyens de montage provisoire des assemblages doivent permettre une présentation des pièces exactement conforme aux prévisions du plan et assurer notamment le respect, sur toute la longueur des joints, de l'écartement des arêtes des chanfreins. Le montage par boulons traversant les pièces à assembler ou le joint est à proscrire. Le remplissage ultérieur des trous, au moyen de métal d'apport, est une opération qui s'est révélée des plus néfastes; il a pour corollaires inévitables des inclusions et des fissurations (fig. 12). La fixation au moyen de cornières provisoires, soudées de part et d'autre du joint et réunies entre elles par des boulons est à déconseiller, à moins de procéder prudemment à leur enlèvement. Le pointage des pièces par des cordons de faible longueur et espacés est un procédé couramment employé; il requiert certaines précautions, en raison de la mauvaise qualité du métal de ces cordons, du bridage qu'ils entraînent et des fissurations dont ils sont souvent le siège. La préparation des assemblages et le maintien des pièces pendant l'exécution des soudures seront de préférence assurés au moyen de coins, clames, étriers, boulons de serrage indépendants, dont l'emplacement et le degré de serrage sont à déterminer en fonction de la nécessité d'entraver le retrait le moins possible.

Si l'emploi de plats spéciaux, tels les profils nervurés dans la constitution de poutres en double T, s'avère intéressant ainsi que nous l'avons signalé à propos de la conception des ouvrages, il présente certains inconvénients dus aux tolérances sur la hauteur de la nervure, à l'excentricité de celle-ci et à la difficulté d'obtenir un équerrage parfait de l'âme et du patin, après l'exécution de la soudure qui les relie.

L'observance des quelques principes énoncés à propos de la conception des ouvrages et des précautions à prendre lors de l'exécution réduit considérablement le rôle de l'ouvrier soudeur, à qui il incombe seulement de consommer des électrodes d'une manière parfaitement précisée par les plans et par le programme de soudure. Il est indispensable de réaliser les jonctions, sinon strictement conformes, quant à leurs dimensions finales, aux dimensions théoriques du plan, du moins en respectant les tolérances imposées. A ce sujet, un contrôle facile et toujours précieux consiste à comparer la quantité d'électrodes réellement consommée et la quantité prévue. Les cordons d'angle auront des formes planes ou légèrement concaves se raccordant aux pièces assemblées suivant un profil progressif et sans morsure. A moins que leur enlèvement ne soit prévu, ce qui est préférable, les surépaisseurs des joints en bout seront faibles; elles ne présenteront ni dénivellation brusque, ni morsure. L'exécution de soudures de qualité est encore liée à une valeur suffisante de la température ambiante; les pièces dont l'épaisseur dépasse 25 millimètres doivent pouvoir être préchauffées, dès que la température ambiante descend en dessous d'une certaine valeur (+5° C). Le préchauffage ou le chauffage en cours d'exécution sont parfois prévus indépendamment des conditions atmosphériques; appliqués localement à des pièces bridées, ces traitements ne s'indiquent pas, car ils augmentent l'hétérogénéité du régime thermique. Par suite de

leurs dimensions et du manque d'équipement suffisant, les ponts et les charpentes font rarement l'objet d'un recuit de normalisation ou d'un recuit de détente; tout au plus, certains assemblages de faible volume sont-ils soumis à l'un ou à l'autre de ces traitements.

Le contrôle des constructions se fait à priori et au cours de l'exécution. Indépendamment du facteur matériau (métal de base, électrodes) que nous n'envisageons pas ici, le contrôle se fait à priori par l'examen des dispositions constructives et du programme de réalisation. Au cours de l'exécution, le contrôle continu de l'outillage et de la qualification des soudeurs s'accompagne de la vérification des dimensions des pièces, des formes et de la régularité des chanfreins. Le relevé permanent des retraits et des déformations s'avère être une des meilleures formes que peut revêtir le contrôle de l'ouvrage; il est toujours riche d'enseignements et il contribue à approfondir et à consolider les connaissances encore éparses que nous avons du retrait. Les joints soudés sont autant que possible contrôlés radiographiquement. La radiographie des soudures est couramment appliquée; si elle a permis de mettre au point, en de nombreux cas, la technique même de la soudure, elle continue à exercer un effet moral considérable sur le soudeur et, à ce titre, elle est sans conteste le plus sûr garant de la qualité macroscopique des soudures. Enfin, le montage provisoire de la construction achevée est une opération fructueuse et susceptible d'éliminer bien des difficultés, lors du montage au chantier. Le montage a lieu chaque fois que la nature ou l'importance de l'ouvrage le rendent possible. Il permet de corriger dans de bonnes conditions des discordances éventuelles dans le raccordement des éléments de l'ouvrage, en profitant de l'outillage et des moyens techniques de l'atelier.

Ces quelques idées, émises à propos de la conception et de l'exécution des ouvrages soudés, constituent, semble-t-il, des règles de la bonne pratique actuelle. Elles montrent qu'une importance égale est à accorder à toutes les opérations et à tous les stades qui, dès le début de l'étude du projet, acheminent de tels ouvrages vers leur aboutissement. En matière de soudure, chaque détail doit faire l'objet d'une égale mise au point; une négligence vis-à-vis de l'un d'eux peut compromettre irrémédiablement le comportement de la construction.

Ces quelques règles de bonne pratique ne sont certes pas immuables; les constructions soudées sont susceptibles de progrès, au fur et à mesure de l'amélioration du niveau de nos connaissances. Il s'impose notamment, de procéder à une analyse approfondie du phénomène complexe que constitue le mode de rupture et, en particulier, de poursuivre, sans désemparer, les recherches déjà fort importantes, entreprises à propos des constructions soudées, sur les conditions de rupture. Dans ce sens, il apparaît nécessaire de déterminer, d'une manière approfondie, l'intervention de facteurs, tels la fatigue, les états de tension, la sensibilité aux traitements thermiques et mécaniques.

Parallèlement aux études théoriques et en rapport étroit avec elles, il s'impose d'appliquer immédiatement les résultats de l'expérience à la recherche d'une amélioration des constructions, aussi bien dans leur conception que dans leur exécution. Des liaisons et des renforcements surabondants justifiés par des arguments dépourvus de toute assise scientifique sont fréquemment prévus, en vue d'accroître une illusoire sécurité. Des progrès immédiats dans ce sens sont possibles pour la construction soudée qui, il faut le reconnaître, n'a trop souvent été que le décalque de

la construction rivée, malgré la différence fondamentale des modes d'assemblage. La conception des ouvrages doit se faire sur la base des connaissances déjà étendues que l'on possède sur les effets des liaisons par soudure. Contrairement à une idée qui a eu cours et dont les manifestations se font encore trop sentir, une construction soudée ne doit pas être essentiellement raide, ni dans son ensemble, ni dans ses éléments. Une certaine souplesse est indispensable à la transmission correcte des efforts et à la limitation des effets défavorables du retrait des joints soudés. Les formes qui conviennent à la construction soudée lui sont propres et c'est à la condition de trouver ces formes que l'avenir de la soudure pourra être assuré dans le domaine des ponts et charpentes. Le dimensionnement sera évidemment basé sur la résistance des matériaux, mais aussi sur les résultats des recherches dont nous venons de souhaiter l'aboutissement. Il y a lieu, soit d'utiliser de nouvelles formes de profilés, soit de mettre rationnellement en œuvre les profilés actuels par un choix judicieux basé sur la nature des efforts à transmettre. Le calcul des assemblages doit se faire sur des bases moins empiriques au sujet desquelles des recherches sont en cours dans de nombreux pays. Il s'indique de proscrire tout procédé conduisant à des dimensions inutilement surabondantes pour les soudures, car on sait que les risques de défauts et les effets du retrait sont en raison directe de la section du métal déposé. La forme des cordons sera choisie en pleine connaissance des avantages et des inconvénients que chaque type présente, eu égard à la gravité de l'état de tension qu'entraîne leur exécution.

L'application de la soudure aux constructions a entraîné la notion de soudabilité de l'acier. La recherche d'une soudabilité toujours meilleure a conduit et conduit encore à la recherche illusoire d'un matériau qui serait insensible aux effets thermiques et mécaniques de la soudure. Elle a fait perdre de vue que la qualité intrinsèque de l'acier, considérée au sens métallurgique du terme, est moins prépondérante dans le comportement des ouvrages que la manière dont le matériau est mis en œuvre. Il sera toujours fallacieux de préconiser un acier coûteux, dont les propriétés exceptionnellement ductiles permettraient son utilisation quelles que soient les erreurs de conception et les malfaçons dans l'exécution. Sans sous-estimer le rôle de la qualité métallurgique de l'acier, l'essor de la construction soudée n'est assuré que par l'emploi d'un acier courant de bonne qualité, dont l'élaboration est soignée, quel que soit le procédé de fabrication. Son utilisation doit se faire en pleine connaissance des phénomènes inhérents au procédé d'assemblage par soudure; elle implique l'idée que les ouvrages soudés requièrent des formes qui leur sont propres et une exécution soignée. Le développement de la soudure doit normalement conduire au choix d'aciers à haute résistance, dont la limite élastique élevée permet de relever la valeur des tensions admissibles et conduit à des constructions plus légères. L'expérience belge n'étant peut-être pas assez longue à leur sujet, ce choix ne pourra être décidé que par la connaissance des qualités réelles de soudabilité des aciers à haute résistance.

Les ouvrages soudés peuvent tirer grand profit de la mise en œuvre de nouveaux procédés de réalisation des soudures basés sur une exécution semi-mécanique ou mécanique des joints.

L'auscultation systématique des constructions terminées est un autre élément susceptible de faire progresser l'art de la construction; elle permet d'apprécier le comportement et la justesse de la conception des ouvrages; elle peut conduire conjointement avec les études théoriques à la mise au

point de méthodes de calcul rationnelles, tenant compte du fonctionnement réel de la construction.

Résumé

L'évolution de la conception et de l'exécution des ponts et charpentes soudés en Belgique a pour origine les enseignements tirés des accidents survenus aux ponts soudés et les résultats des études et des essais entrepris à propos de ces accidents.

La conception des ouvrages a surtout évolué vers la réduction des effets du retrait.

Ce but est recherché dans l'amélioration des dispositions constructives, dont le choix doit contribuer à éliminer les centres locaux de raideur et à diminuer la raideur d'ensemble des constructions.

Une grande importance est attachée à l'établissement, lors de la conception des ouvrages, d'un programme complet de réalisation des joints.

L'exécution a suivi une évolution parallèle à celle de la conception.

Les règles de la bonne pratique actuelle sont encore susceptibles d'amélioration.

Le but à atteindre consiste à trouver les formes qui sont particulières aux constructions soudées.

Zusammenfassung

Die Entwicklung im Entwurf und in der Ausführung der geschweissten Brücken und Hochbauten in Belgien stützt sich auf die Lehren, die aus den Unfällen an geschweissten Brücken gezogen und auf die Resultate der Forschungen und Versuche, die wegen dieser Unfälle angestellt wurden. Der Entwurf der Bauwerke zielt vor allem dahin, die Schrumpfeffekte zu vermindern.

Dieses Ziel sucht man zu erreichen durch Verbesserung der konstruktiven Durchbildung. Sie soll dazu beitragen, die lokalen Härtungen zu eliminieren und die Steifigkeit der Gesamtkonstruktion zu vermindern.

Grosse Wichtigkeit wird neben dem Entwurf auch der Aufstellung eines vollständigen Ausführungsprogrammes für die Verbindungen beigemessen.

Die Ausführung hat eine ähnliche Entwicklung durchgemacht wie der Entwurf. Die gegenwärtigen Ausführungsregeln können aber noch verbessert werden.

Das zu erreichende Ziel besteht darin, die für die Schweissung besonders zweckmässigen Formen zu finden.

Summary

The origin of the evolution of the design and construction of welded bridges and structural engineering in Belgium lay in the knowledge gained from accidents that occurred to welded bridges and in the results of research and tests made in connection with such accidents.

The design of the structures tended above all to reducing shrinkage effects.

This aim is sought in the improvement of constructive dispositions, the choice of which should contribute to eliminate local stiffness centres and to lessen the general stiffness of structures.

Great importance is attached to the drawing up, when design structures, of a complete programme for creating joints.

The execution followed an evolution parallel to that of design.

The rules of present-day good practice are still capable of improvement.

The object to be attained consists in finding forms that are particular to welded structures.

Ia7

Détails des poutres soudées à âme pleine

Details geschweisster Vollwandträger

Details of welded plate girders

PROF. ING. Dr F. FALTUS
Prague

Parmi les constructions utilisées couramment, il faut noter celles du type à âme pleine soudées. Tous les perfectionnements de ces constructions, si modestes qu'ils soient, sont, par conséquent, de nature à vous intéresser. Ci-après, nous exposons quelques développements récents du progrès réalisé en Tchécoslovaquie.

Renforcement des poutres à âme pleine

Actuellement, pour la réalisation des poutres à âme pleine, on exécute la soudure des semelles par un simple joint en V ou en X, en évitant autant que possible l'emploi de couvre-joints de forme quelconque. Les essais ont démontré que ces renforcements diminuent très sensiblement l'endurance. Néanmoins, étant donné les prescriptions en vigueur, il est souvent indispensable de renforcer le joint soudé. On a proposé et exécuté le joint avec insertion d'une pièce d'âme plus épaisse à l'emplacement du joint de semelle. Le procédé est efficace mais coûteux. Le renforcement partiel de l'âme à l'aide de deux tôles en forme de segments exige beaucoup moins d'acier et de main-d'œuvre. Des essais sur poutres d'une hauteur de 350 mm et une portée de 3 mètres effectués dans les Laboratoires des Recherches et d'Essais des Matériaux et des Constructions de Bâtiments à Prague ont montré que (fig. 1) :

1° Le renforcement est effectif si la longueur du segment est en bonne proportion avec la largeur de la semelle. Les tensions mesurées avec des extensomètres Huggenberger sont en bon accord avec les tensions calculées;

2° La limite de fatigue est élevée, parce que les cordons de soudure sont inclinés vers la direction des tensions et le changement de la section n'est que lent. Des essais de fatigue, réalisés par un pulsateur Amsler de 100 tonnes, ont prouvé que le renforcement par deux tôles en forme de segments est au moins égal à celui obtenu avec l'intersection d'une âme

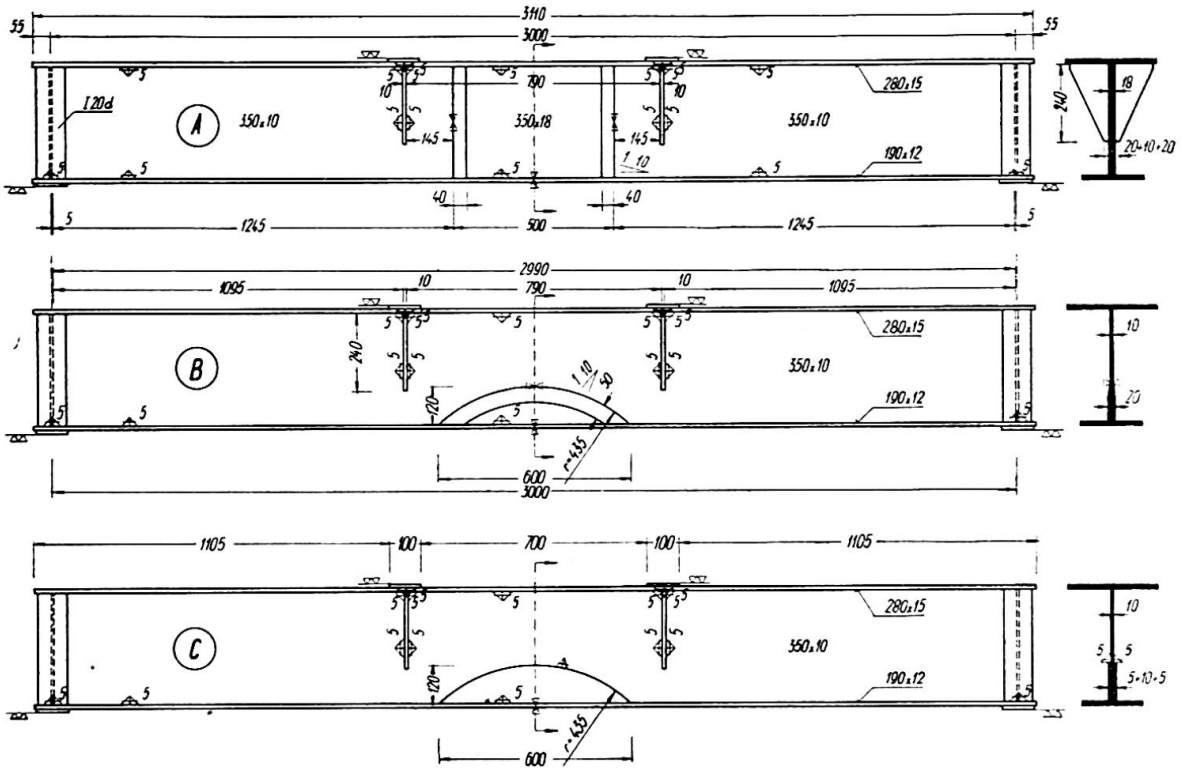


Fig. 1. Poutres d'essais de trois mètres de longueur du Laboratoire des Recherches et d'Essais des Matériaux et des Constructions de Bâtiments à Prague. Le renforcement des joints des semelles a été réalisé de la manière suivante :

A : par insertion d'une âme épaisse;
B : par insertion d'une surépaisseur d'âme en forme de segment;
C : par renforcement par deux tôles en forme de segments.

épaisse. Une seule poutre sur les quatre soumises aux pulsations s'est brisée, assez loin du raidisseur, par suite d'une inclusion dans le cordon longitudinal. La figure 1 montre les trois types de poutres étudiés, la figure 2 les tensions mesurées et calculées; la figure 3 montre le pulsateur Amsler et la figure 4 la poutre B_1 après rupture par fatigue. Il serait intéressant d'étudier, par exemple à l'aide de la photoélasticimétrie, l'influence de la forme du segment sur la distribution des tensions.

Poutres à âme pleine avec dalles en béton

Parmi les avantages présentés par les poutres enrobées par rapport aux poutres en béton armé, citons le montage sur place sans échafaudage, la poutre métallique servant de cintre pour le bétonnage de la dalle. La sollicitation de la poutre en acier à la flexion est cependant sensiblement plus grande qu'elle ne le serait en cas d'appui intermédiaire pendant le bétonnage.

Lors de l'exécution du premier pont avec poutres composées en Tchécoslovaquie, nous nous sommes efforcés d'éviter cette sollicitation défavorable et d'introduire, à l'aide d'un procédé de montage approprié, une précontrainte favorable dans la semelle inférieure de la poutre en acier. Il s'agit d'un petit pont-route d'une portée de $18^{m}50$ avec quatre maîtresses-poutres et une dalle en béton armé de 20 cm d'épaisseur.

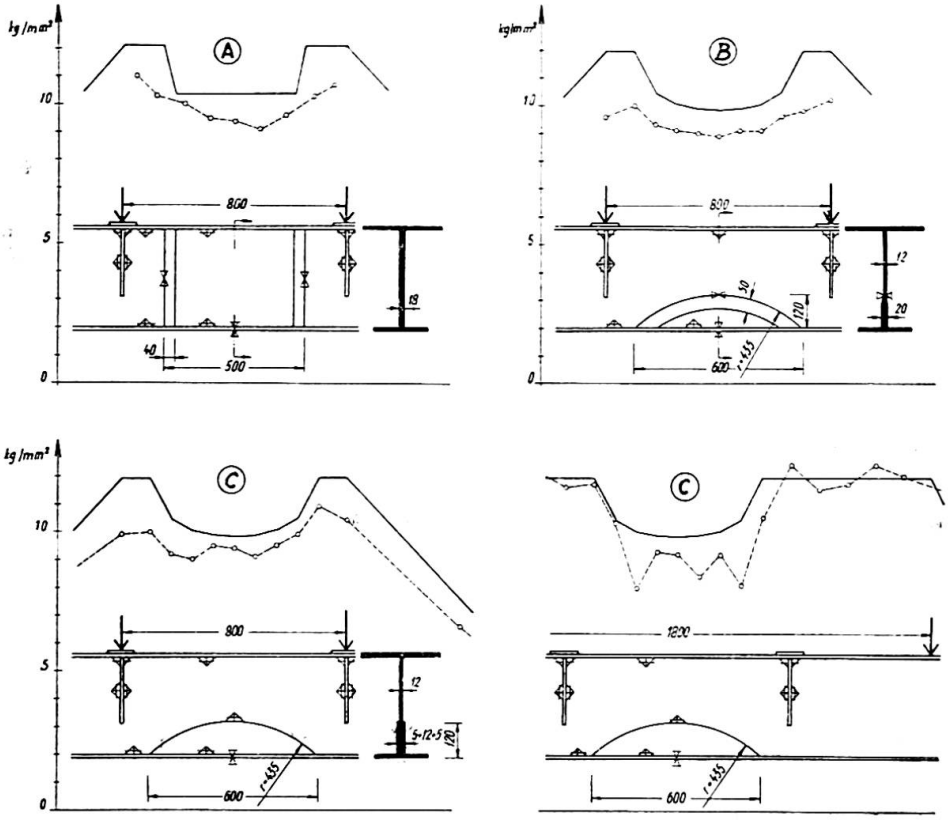


Fig. 2. Tensions moyennes des semelles dans les poutres d'essai :

— : valeurs calculées ;
... : valeurs mesurées.

Pendant le bétonnage, les poutres ne reposaient que sur une pile d'échafaudage central, les appuis étant libres (fig. 5). Les maîtresses-poutres travaillent ainsi en porte-à-faux et elles ont les semelles inférieures comprimées au lieu de tendues. Cette sollicitation est plus grande que celle qui s'introduit dans la poutre composée après la prise de béton et l'abaissement du pont sur les appuis. La sollicitation des poutres en acier est donc

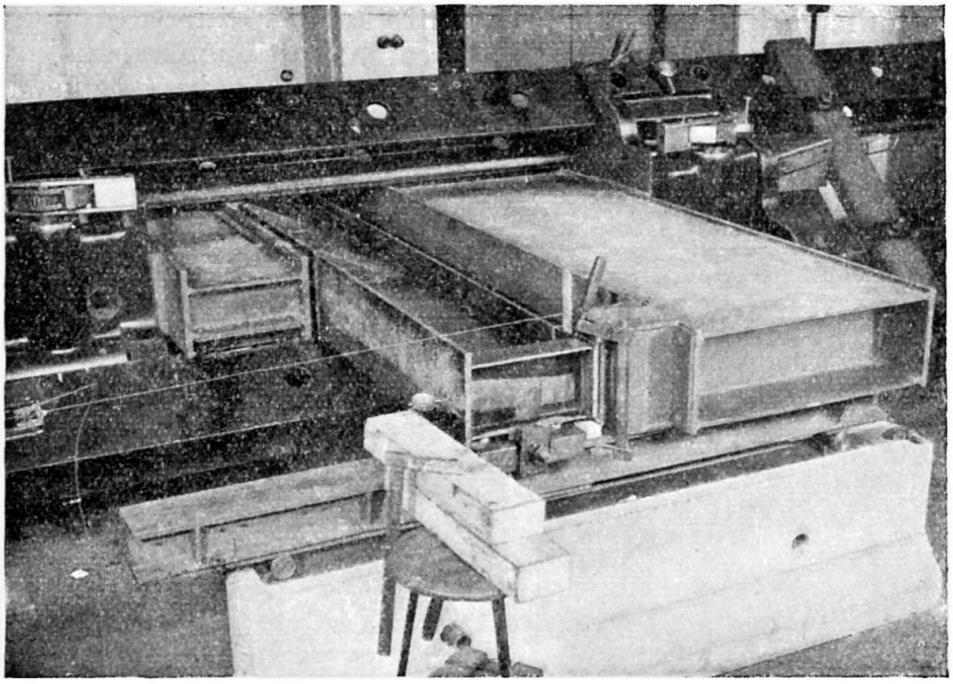


Fig. 3. Essai de fatigue réalisé dans un pulsateur Amsler de 100 tonnes.

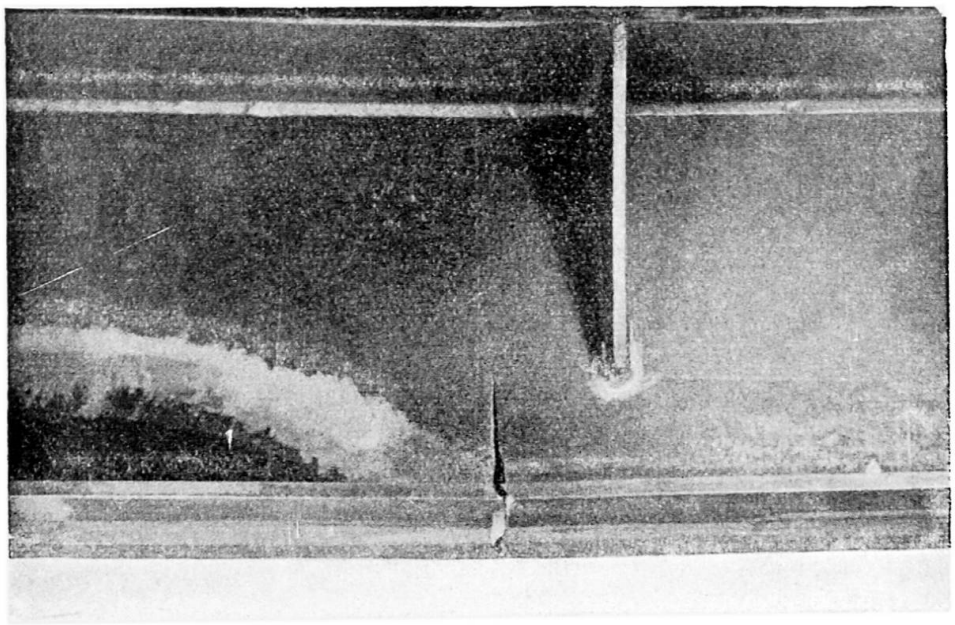


Fig. 4. Rupture d'une poutre sollicitée entre 9 kg/mm² et 23,7 kg/mm² après 2.000.000 de sollicitations.

plus favorable, le poids du béton introduisant dans la poutre une précontrainte favorable. La figure 7 montre comment on peut éviter les cordons d'angle transversaux qui attachent les chevilles et qui diminuent selon les essais suisses la résistance à la fatigue. Les chevilles sont formées par des plats ou par des poutres découpées au chalumeau en forme de peigne et fixés par des cordons d'angle longitudinaux seulement. Les plaques transversales ne sont soudées qu'au moyen de cordons verticaux.

Les essais sur modèles exécutés dans les laboratoires de l'école polytechnique pour le département des ponts du Ministère de la Technique à Prague ont justifié ce procédé. La figure 8 montre ces poutres d'une portée de 5 mètres. Pour reproduire l'effet du poids du bétonnage la poutre A était chargée par une charge centrale de 2 $\times$ 2t5 et la poutre B en l'appuyant en porte-à-faux aux extrémités. La figure 9 montre la poutre B pendant le bétonnage. Les essais n'ont montré aucune différence quant à la distribution des sollicitations et à la flexion élastique. Mais la poutre A sans précontrainte favorable atteint la limite élastique plus tôt que la poutre B. Dans la figure 10 sont représentées les sollicitations et les flèches totales et permanentes mesurées pendant l'essai jusqu'à la destruction. La poutre B, étant pendant le bétonnage en porte-à-faux, a dans sa semelle inférieure

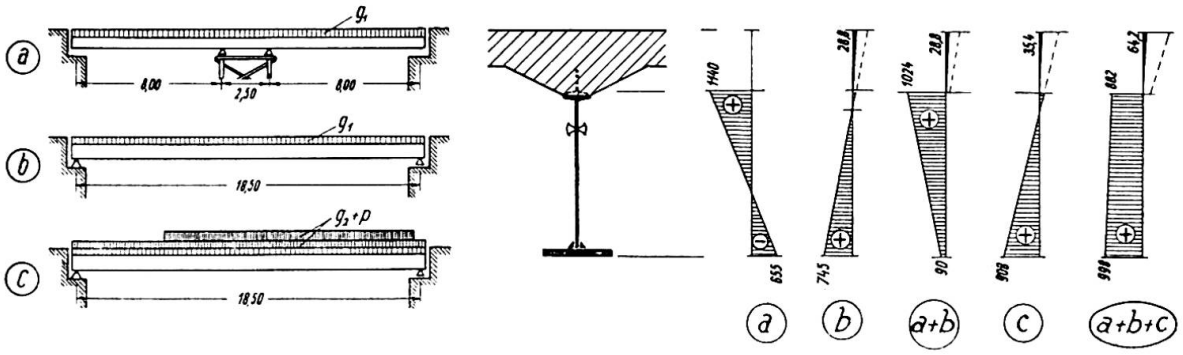


Fig. 5. Obtention d'une précontrainte favorable d'une poutre composée sous son poids propre grâce à l'emploi d'un chevalet auxiliaire au cours de la construction.

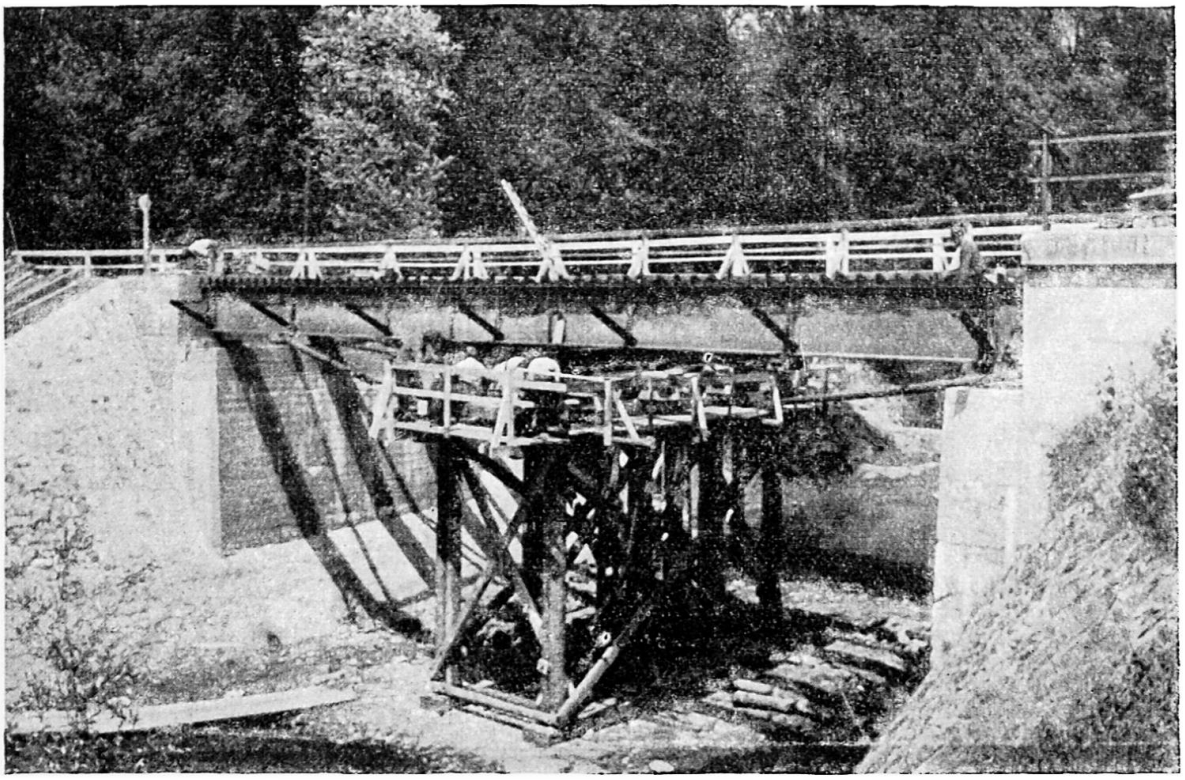


Fig. 6. Pont en cours de bétonnage (stade **a** de la figure 5).

des sollicitations dues au poids propre P_1 favorables (— 180 kg/cm²), la poutre A des sollicitations défavorables (+ 493 kg/cm²). La surcharge P_2 qui peut être ajoutée pour atteindre la limite élastique (2 600 kg/cm²) est donc plus élevée pour la poutre B (P_2 = 61ᵗ16) que pour la poutre A (P = 46ᵗ34). Cette différence est clairement représentée par l'accroissement des flèches. Calculs et essais donnent des résultats concordants. Les essais ne sont pas encore terminés, d'autres poutres sont préparées pour les essais.

Pont route de 236 mètres de longueur

Citons encore un exemple de pont de grande portée, avec poutres composées. Il s'agit d'un pont en construction remplaçant un pont en béton armé détruit pendant la retraite des Allemands. La rivière étant encombrée par les débris de pont, il aurait été très difficile d'ériger un

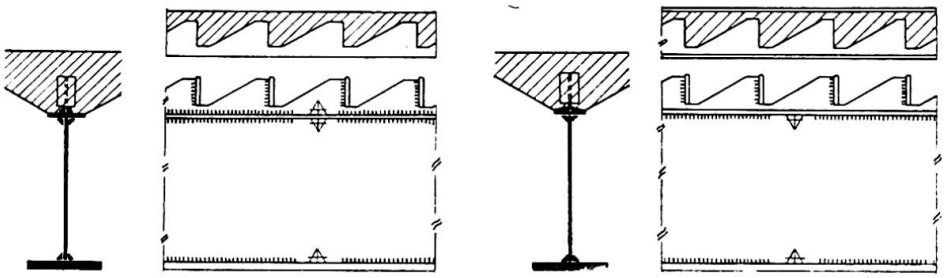


Fig. 7. Fixation des chevilles par cordons longitudinaux.

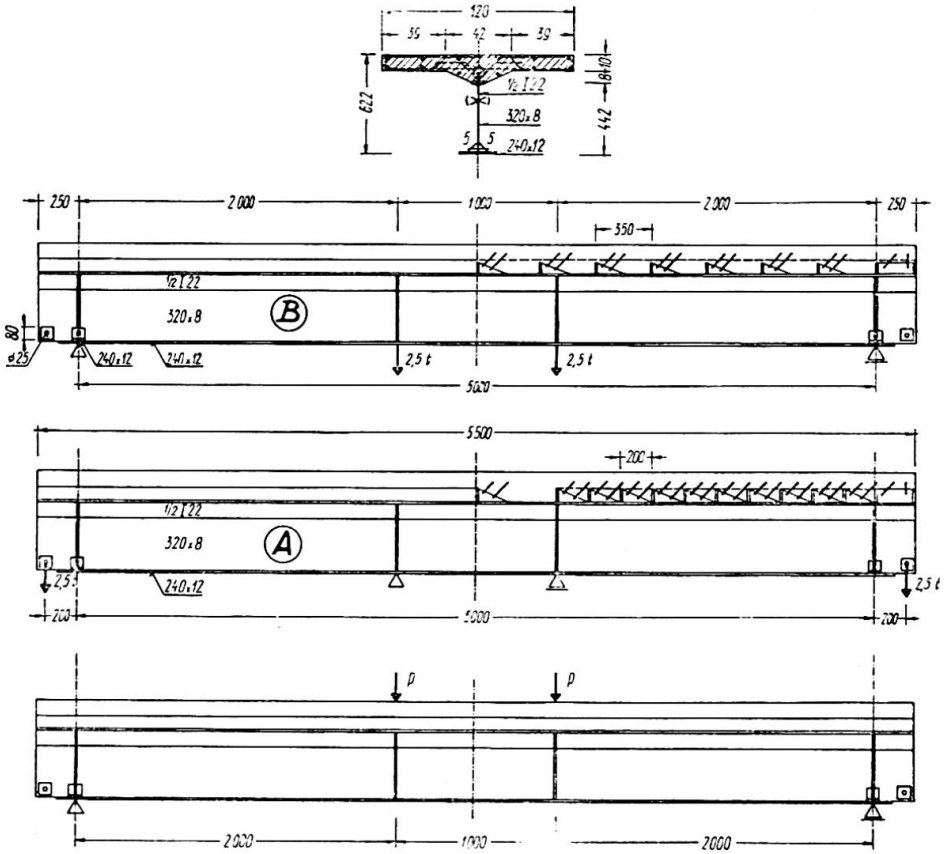


Fig. 8. Poutres d'essais.

échafaudage pour le bétonnage pour un pont en béton armé; la hauteur constructive étant limitée, la construction comprend cinq maîtresses-poutres à âme pleine combinées avec une dalle en béton armé. Les poutres sont continues sur cinq ouvertures dont trois de 49 mètres et deux de 43^{m}75.

La section transversale comprend une poutre comme membrure supérieure. La membrure inférieure est composée d'une cornière et d'une

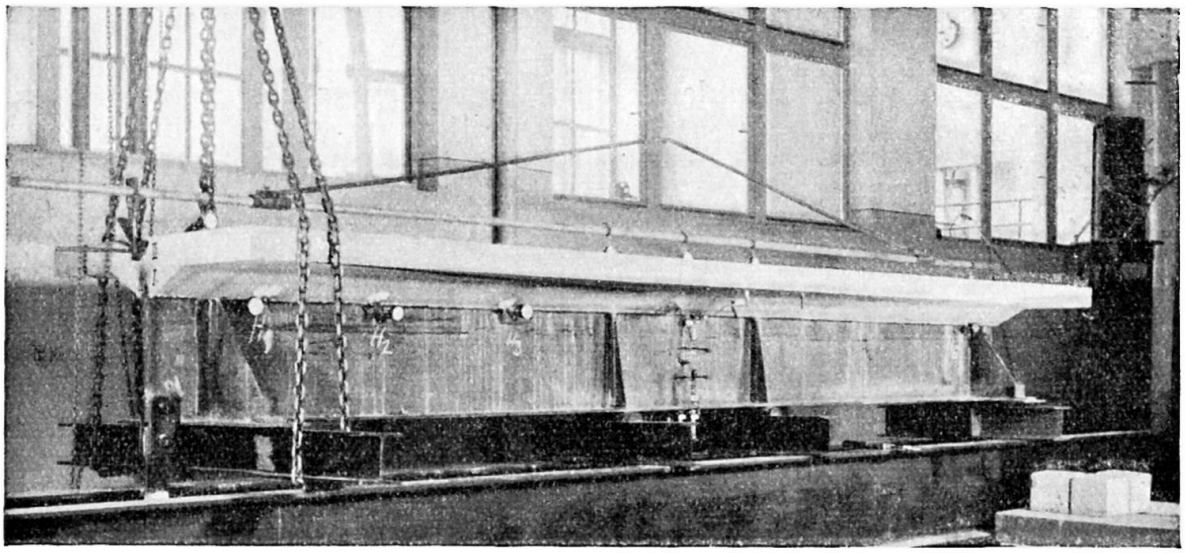


Fig. 9. Essai d'une poutre chargée aux extrémités.

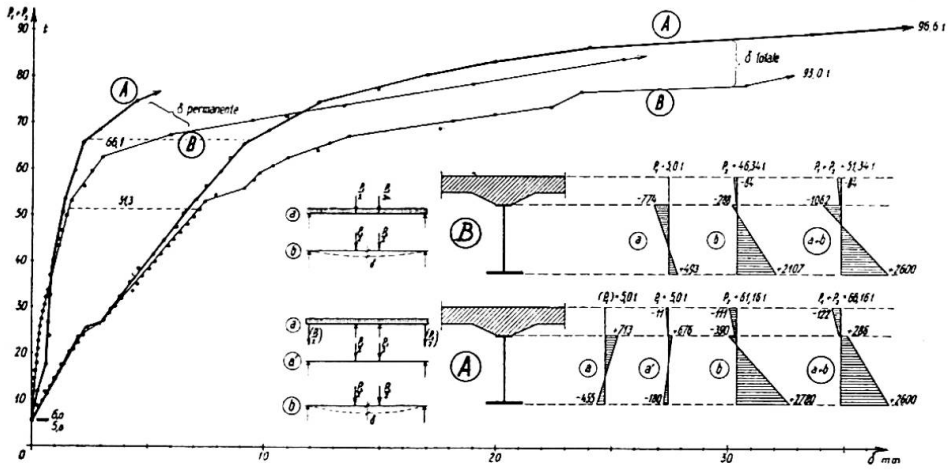


Fig. 10. Diagramme tensions-déformations des poutres d'essais.

semelle. Cette combinaison nous permet d'employer des semelles très larges (750 × 25) et d'éviter des épaisseurs élevées. Il en résulte une réduction de prix, du fait que les tôles de soudabilité garantie d'une épaisseur supérieure à 25 mm doivent être fabriquées en acier calmé et être soumises à un traitement thermique spécial.

La construction, dont le montage à l'usine s'achève, sera assemblée par soudure sur un échafaudage fixe érigé dans la première ouverture et sera de là successivement lancée longitudinalement jusqu'à la rive opposée. Le poids de la construction métallique est de 750 tonnes, alors qu'une construction rivée aurait exigé plus de 1 000 tonnes d'acier.

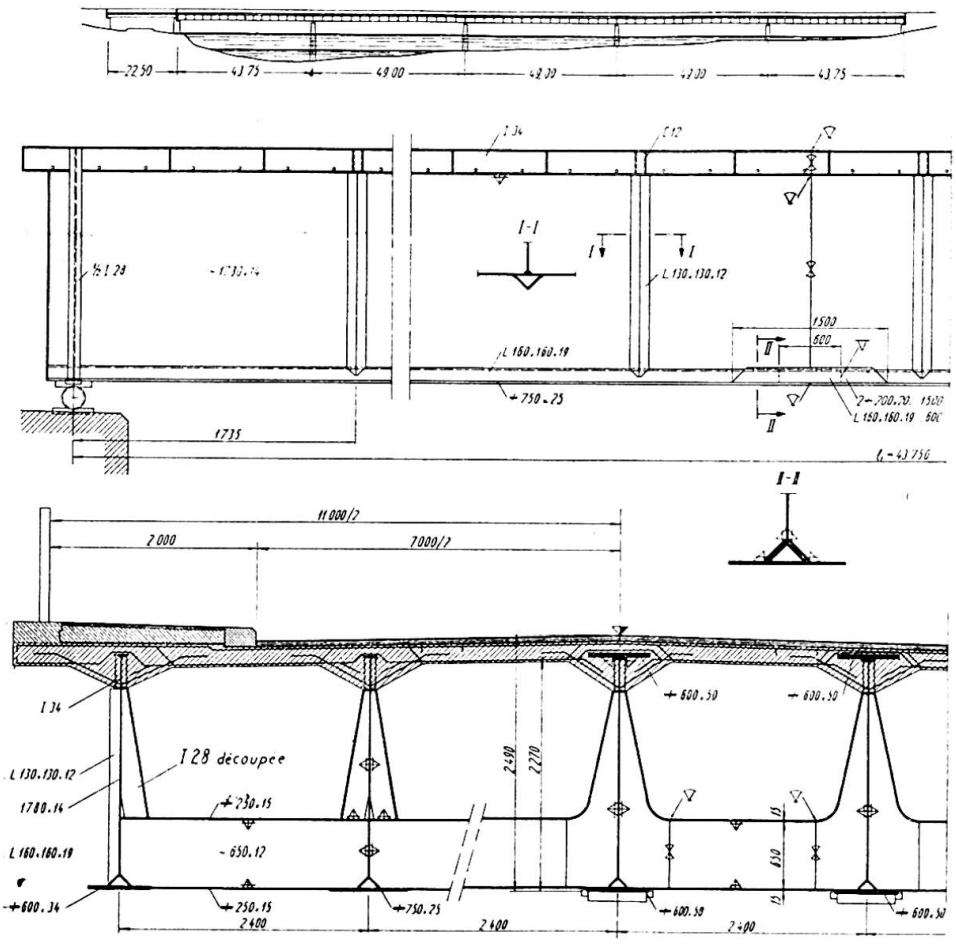


Fig. 11. Pont-route de 234,5 mètres de longueur de construction mixte.

Résumé

Pour obtenir une amélioration du renforcement du joint de semelle d'une poutre à âme pleine, les essais d'endurance montrent qu'à l'aide de tôles en forme de segments le résultat est égal et même meilleur que celui obtenu par une surépaisseur de l'âme.

La deuxième partie est consacrée à deux exemples de ponts avec dalles en béton montrant quelques nouveaux détails et l'introduction d'une précontrainte favorable.

Zusammenfassung

Im ersten Teil wird die Verbesserung des Stumpfstosses der Lamelle eines Vollwandträgers gezeigt. Die Verstärkung des Stosses besteht aus auf das Stahlblech aufgeschweissten Kreissegmenten. Ermüdungsversuche haben die Gleichwertigkeit mit dem teuereren Fensterstoss erwiesen. Im zweiten Teil werden konstruktive Verbesserungen von Stahlbetonverbundträgern gezeigt und die Einführung von günstigen Vorspannung in dem Stahlträger beschrieben. Zwei Beispiele ausgeführter Brücken mit Verbundträgern werden gezeigt.

Summary

In the first part, a new type of strengthening the butt weld of a plate girder's flange is described, made by means of stiffeners in form of circular segments. Fatigue tests show the good behaviour of this type of strengthening.

In the second part details of composite steel-concrete girders are shown and it is explained how a favorable pre-stressing of the steel girders may be obtained. Two examples of bridges with composite girders are given.

Ia8

La résistance à la fatigue des poutres en treillis soudées et rivées

Die Ermüdungsfestigkeit von geschweissten und genieteten Fachwerkträgern

Resistance to fatigue of lattice girders welded and riveted

DOTT. ING. GIULIO CERADINI
Rome

Les progrès réalisés en Suisse pendant les années 1935 (1) à 1945 dans la construction de poutres en treillis soudées pour constructions soumises à des sollicitations de fatigue ont été contrôlés et mis en évidence par des essais très soigneux et étendus effectués au Laboratoire Fédéral d'Essai des Matériaux de Zurich. Ces essais ont porté sur trois poutres soudées et, à titre de comparaison, sur deux poutres rivées.

Les poutres soudées ont été réalisées en respectant les principes fondamentaux suivants :

1. Abandon des schémas propres aux constructions rivées et adoption de nouvelles formes structurales satisfaisant aux exigences particulières des constructions soudées;
2. Assemblage des barres aux goussets par des soudures bout à bout;
3. Choix des sections des barres et des goussets en fonction des tensions qui naissent dans la zone d'assemblage et dans les goussets mêmes, afin que la transmission des efforts puisse avoir lieu d'une façon absolument continue et sans formation de pointes de tension indésirables;
4. Réalisation des barres du treillis par des fers plats assemblés par soudures d'angle continues et exceptionnellement par des profilés;
5. Elancement maximum des barres et des goussets afin de réduire au minimum les tensions secondaires;
6. Usinage des soudures bout à bout sollicitées à la traction, et disposition à l'extrémité des cordons d'angle courants des barres de soudures de raccord usinées en forme de patte et à section très élancée, afin de réduire les effets d'entaille (2);

(1) Mortada, *Beitrag zur Untersuchung der Fachwerke aus geschweisstem Stahl und Eisenbeton unter statischen und Dauerbeanspruchungen*. Rapport EMPA, n° 103, 1936.

(2) Ros-Ceradini, *Statische und Ermüdungsversuche mit aufgeschweissten und aus dem vollen Stahlmaterial herausgearbeiteten, verschieden geformten Laschenkörpern sowie mit überlapptem Stoss*. ESAB Göteborg, 1949.

7. Choix des matériaux, disposition du plan de soudure et exécution conformes à toutes les prescriptions qui garantissent la réalisation de soudures de première qualité, c'est-à-dire pratiquement exemptes de défauts, avec bonnes caractéristiques de déformation pour le métal d'apport et pour la zone de transition, et soumises à des faibles tensions de retrait.

Les poutres soudées type A n°s 1 et 2, qui différaient entre elles par quelques détails constructifs seulement, avaient des barres à section en croix (v. fig. 1 et 4). La section des barres de la poutre soudée type B n° 3 était en T et en double T (v. fig. 2). Celles de la poutre rivée n° 4 étaient constituées par deux cornières disposées symétriquement par rapport au plan de la poutre; les goussets étaient plans (v. fig. 3). La poutre rivée n° 5 était celle essayée en 1920-1921 par le professeur T. Wyss pour la détermination du comportement statique des poutres en treillis et en particulier de l'état de tension dans les goussets; ces derniers étaient en conséquence de dimensions relativement très grandes et l'élancement des barres était très faible ([3]).

L'acier utilisé pour ces poutres d'essai était l'acier courant « Ac N », prélevé du magasin sans des précautions spéciales. Les caractéristiques de résistance et de déformation du matériau de base, de celui d'apport et des soudures, ainsi que des rivures, ont toujours satisfait aux exigences des normes. En particulier pour la résistence à la fatigue on a déterminé, sur les éprouvettes prélevées des poutres, ou préparées avec le même matériau, les valeurs moyennes suivantes (les valeurs minima devant au moins atteindre 85 % de celles-ci):

	σ_{puls} kg/mm²
Matériau de base avec peau de laminage ou traité au jet de sable .	24
Soudure bout à bout, sollicitée perpendiculairement au cordon :	
Non usinée	18
Usinée	22
Soudure d'angle, sollicitée parallèlement au cordon	20
Tôle avec trou pratiqué avec soin	18
Rivure	18

Toutes les poutres furent soumises à des essais statiques et de fatigue, très soigneux et détaillés, dans la grande machine à flexion du L. F. E. M.

Au cours des essais statiques on a mesuré :

1. Les déplacements verticaux et horizontaux des nœuds;
2. Les rotations et les déformations des goussets;
3. La répartition des tensions dans les barres (tensions principales, tensions secondaires, tensions aux bords);
4. L'état de tension dans les gousset les plus intéressants.

Les résultats des mesures furent comparés systématiquement avec les valeurs correspondantes déterminées par le calcul.

([3]) Wyss, *Beitrag zur Spannungsuntersuchung an Knotenblechen eiserner Fachwerke* (*Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens*, H. 262, Berlin, 1923).

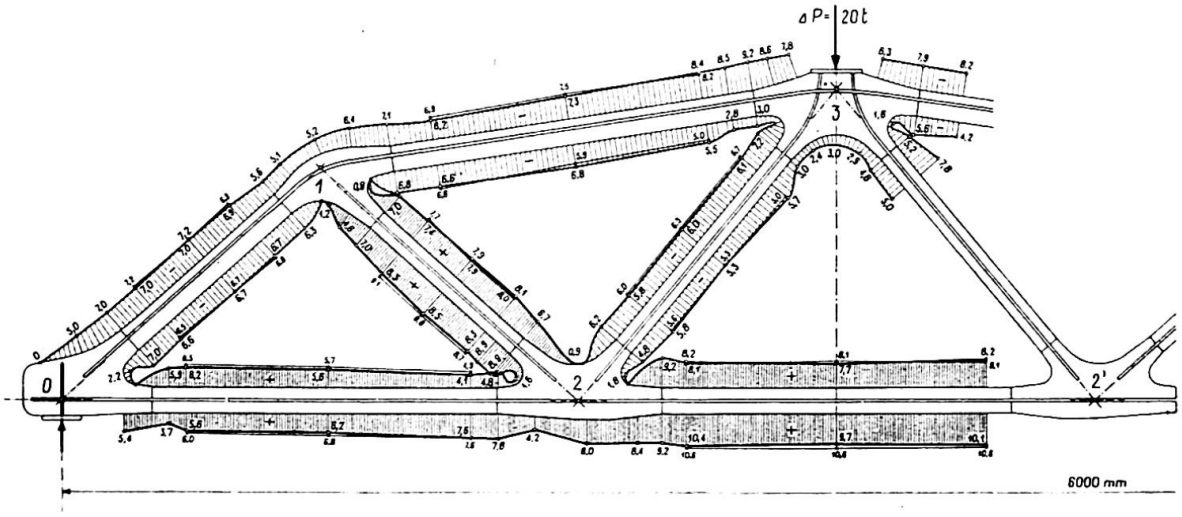


Fig. 1. Tensions à la fibre extrême en kg/mm² sous l'effet d'une charge de 20 tonnes au nœud 3.

– Valeurs mesurées. – Valeurs calculées.

Les essais de fatigue ont été effectués en soumettant les poutres à des pulsations, produites par deux vérins spéciaux Amsler travaillant en synchronisme et actionnés par deux pulsateurs Amsler reliés en parallèle. Après rupture la poutre était soigneusement réparée et remise en état de service; l'on put ainsi essayer la même poutre plusieurs fois.

En outre on a soumis la poutre n° 1 à un essai de charge dans le domaine plastique et à un essai de flambage.

Les résultats des essais

Essais statiques

Toutes les poutres, sollicitées jusqu'à 150 % de la charge maximum admissible en service, se comportaient dans le domaine élastique. On releva des déformations permanentes après la première charge dues aux glissements des joints pour les poutres rivées et aux déformations plastiques locales causées par l'égalisation ou l'élimination sous charge des tensions de retrait. La concordance entre les valeurs calculées et celles mesurées des *flèches de flexion, rotations des nœuds, tensions principales et tensions secondaires* a été toujours très satisfaisante (fig. 1 à 3); certaines irrégularités mises en évidence par les mesures dans l'allure des diagrammes des tensions secondaires doivent être attribuées : pour les poutres soudées aux déformations de retrait, qui produisent des incurvations des axes des barres; pour les poutres rivées, au fait que la rivure ne réalise pas un assemblage tout à fait rigide. Ces irrégularités, qui étaient d'ailleurs faibles, n'ont eu aucune influence sur la résistance des poutres.

Les mesures très minutieuses de l'*état de tension dans les assemblages des barres aux gousset et dans les goussets mêmes* ont donné des résultats très satisfaisants, qui peuvent être résumés ainsi :

Pour les poutres soudées type A n°s 1 et 2, grâce au choix approprié de la composition des sections des barres et de la conformation des goussets, la transmission des forces entre les différents éléments du treillis a lieu

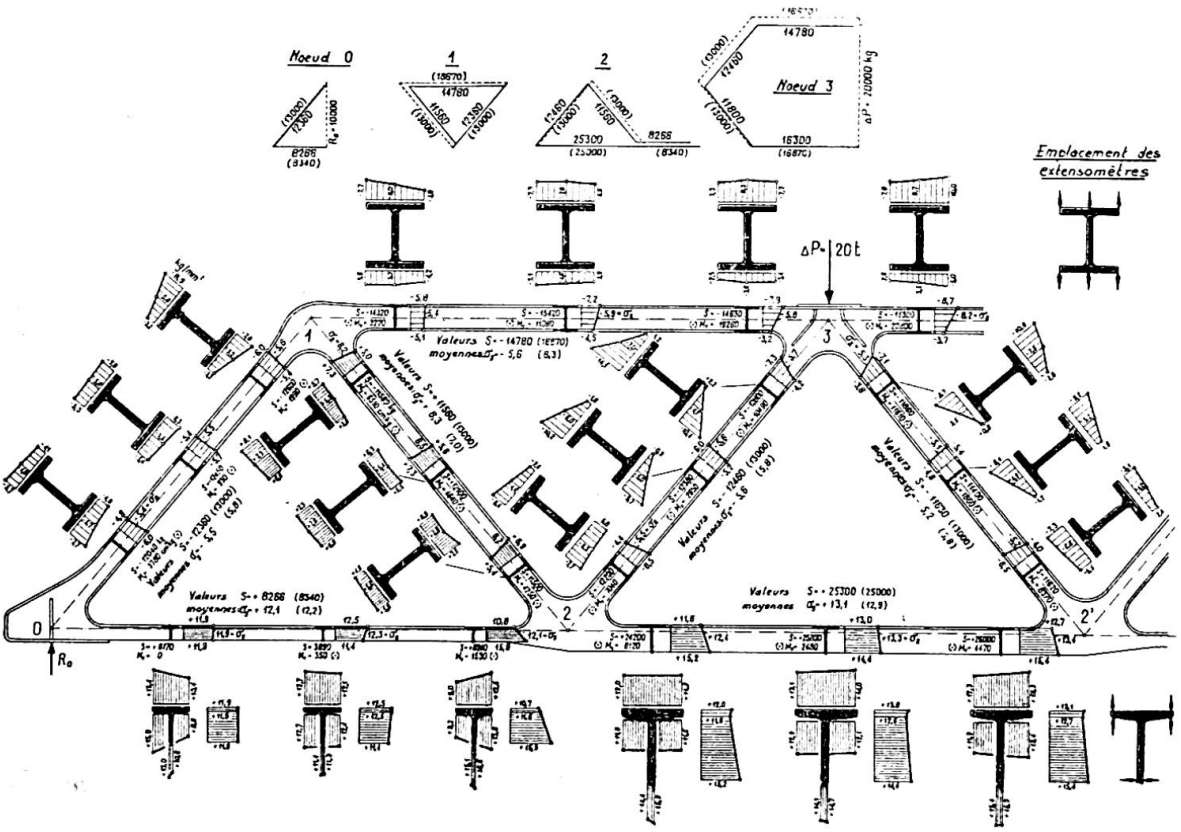


Fig. 2. Polygone des forces des nœuds 0, 1, 2 et 3. Tensions dans les barres :

– Valeurs mesurées. ... Valeurs calculées. σ : Tensions en kg/mm2.
S : Efforts en kg. M, : Moments secondaires en cmkg.

d'une façon tout à fait continue et uniforme; le treillis constitue une structure continue, monolithique, dans laquelle toutes les sections sollicitées à la traction ont pratiquement le même degré de sollicitation;

Le champ de tension dans les goussets de la poutre soudée type B n° 3 est très semblable à ceux qui se vérifient dans les goussets des poutres type A. Toutefois, aux endroits où les ailes des profilés en T et en double T s'incurvent sur les bords des goussets, on remarque une concentration de tensions due à la transmission au gousset des efforts agissants dans les ailes des profilés. Sous cet aspect le type A (section des barres en croix) est plus favorable que le type B (section des barres en T et double T);

Les poutres rivées se sont démontrées inférieures aux poutres soudées pour ce qui concerne la continuité et la régularité de la transmission aux goussets des forces agissantes dans les barres. Cette transmission a lieu en partie par effet du frottement entre les surfaces comprimées l'une sur l'autre par les rivets, en partie par l'action directe des rivets. Aux trous des rivets il se forme des pointes de tension très fortes, qui ne peuvent pas être calculées théoriquement. Pour chaque rivure la section correspondante au premier rivet, ou au premier rang de rivets, est plus sollicitée que les autres. Cela se vérifie parce qu'en cet endroit la force dans la barre agit encore dans toute son intensité, et que par conséquent la pointe de tension est la plus élevée; deuxièmement parce qu'en pratique on assemble aux goussets l'âme ou les ailes des sections des barres et cela implique que déjà avant le premier rivet, ou le premier rang de rivets, les tensions agissantes dans les barres tendent à se concentrer dans la partie directement assemblée

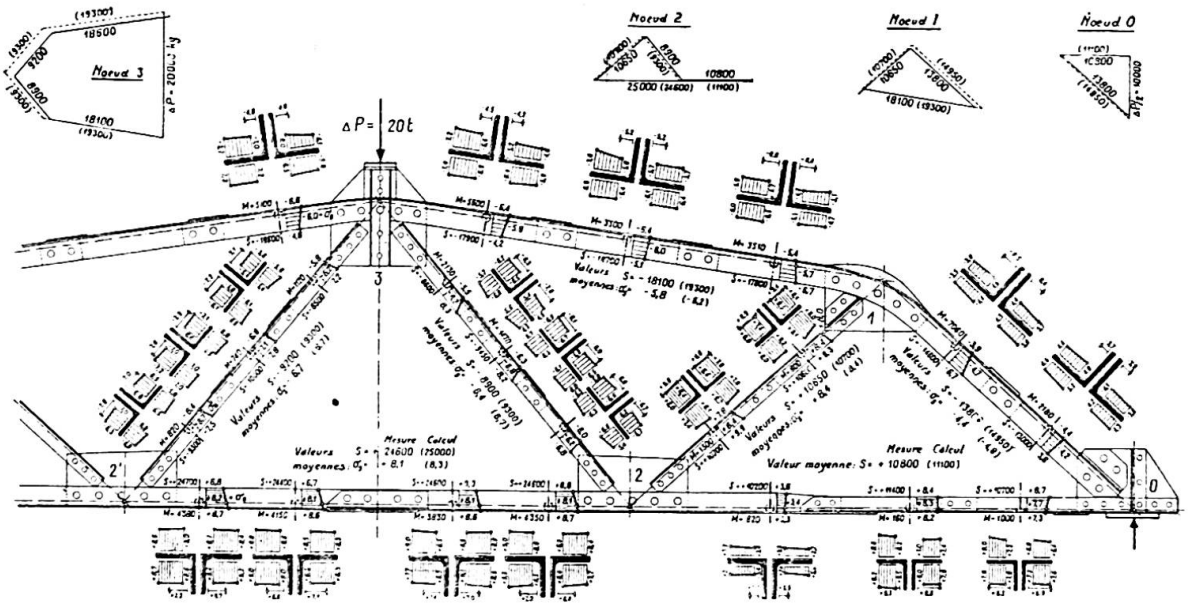


Fig. 3. Polygone des forces des nœuds 0, 1, 2 et 3. Tensions dans les barres :

– Valeurs mesurées. ... Valeurs calculées. σ : Tensions en kg/mm². S : Efforts en kg. M : Moments secondaires en cmkg.

au gousset en y augmentant le degré de sollicitation; enfin troisièmement parce que pour chaque rivure les rivets extrêmes transmettent un effort plus grand que les intermédiaires; ce fait, connu depuis longtemps, a été confirmé par les essais en question.

L'essai de charge jusqu'à sollicitation de la nervure inférieure dans le domaine plastique, effectué sur la poutre n° 1, donna les résultats suivants :

Limite de proportionnalité :	
Rapportée à la tension moyenne dans la barre 2-2′ . . .	24 kg/mm²
Rapportée à la tension au bord de la même barre	27 kg/mm²
Limite d'écoulement, rapportée à la tension moyenne dans la barre 2-2′	29 kg/mm²
Limite d'écoulement du matériau de base	31 kg/mm²

L'*essai de flambage* effectué sur la poutre soudée n° 1 montra que la charge critique des barres comprimées était plus haute que celle calculée selon la théorie du L. F. E. M. du flambage excentré, en supposant une excentricité de la charge initiale exprimée par la formule

$$m = p/k = 0{,}5\ \lambda/110$$

(p = excentricité de la charge, k = rayon du noyau central entrant en question, λ = degré d'élancement de la barre). A cause des irrégularités des axes des barres, constatés au cours des essais et dues au retrait des soudures, il est tout à fait justifié d'admettre pour chaque barre l'existence d'une excentricité initiale de la charge.

TABLEAU I. — *Résumé des principaux résultats des essais de fatigue*

Poutre d'essai	Rupture	Cause et emplacement de la rupture	Résistance à la fatigue pulsante (1)	Moyenne	Moyenne générale des poutres soudées
N° 1 Soudée	A B C D	Porosités dans les cordons longitudinaux des barres dues à la transition soudure d'angle-soudure en K.	~ 14,0 ~ 15,5 ~ 16,0 ~ 16,5	~ 15,5	
N° 2 Soudée	A B C	Soudure bout à bout; Soudure d'angle longitudinale; Soudure bout à bout.	~ 17,0 (19,0) (2) ~ 17,5 ~ 17,5	~ 17,5	~ 16,3
N° 3 Soudée	A B C D	Joint de la barre 2-2′ au gousset 2 ou resp. 2′ : concentration de tensions.	~ 16,0 ~ 15,5 ~ 17,0 ~ 16,0	~ 16,0	
N° 4 Rivée	A	Joint à couvre-joints rivé de la barre 2-2′;	~ 14,5	~ 15,5 rapportée à la section nette.	
	B	Joint de la barre 1-2 au gousset 1: rivure;	~ 16,0		
	C	Joint de la barre 1-2 au gousset 2: rivure:	~ 16,5		
	D_1 (3)	Joint de la barre 1′-2′ au gousset 2′: rivure;	~ 16,5		
	D_2	Joint à couvre-joints rivé de la barre 2-2′.	~ 14,5		
N° 5 Rivée	A	Joint de la barre 1-2 au gousset 1: rivure;	~ 11,5	~ 13,0 rapportée à la section nette.	
	B	Joint de la barre 1-4 au gousset 4: rivure;	~ 12,5		
	C	Comme A;	~ 12,0		
	D	Montant 1′-2′. Intaille profonde et forte; influence des tensions secondaires;	~ 12,0		
	E_1 (3) E_2	Barre 2-4 : rivure; Joint de la barre 1-4 au gousset 1 : rivure.	~ 15,0 ~ 14,5		

(1) Résistance à la fatigue pulsante — sollicitation variable entre 0 et la valeur maximale — rapportée aux tensions principales dans les barres (treillis à charnières), à 1 million de pulsations et, pour les poutres rivées, à la section nette : kg/mm².

(2) Rapportée à la section de rupture : ( ).

(3) Les deux ruptures ont eu lieu en même temps

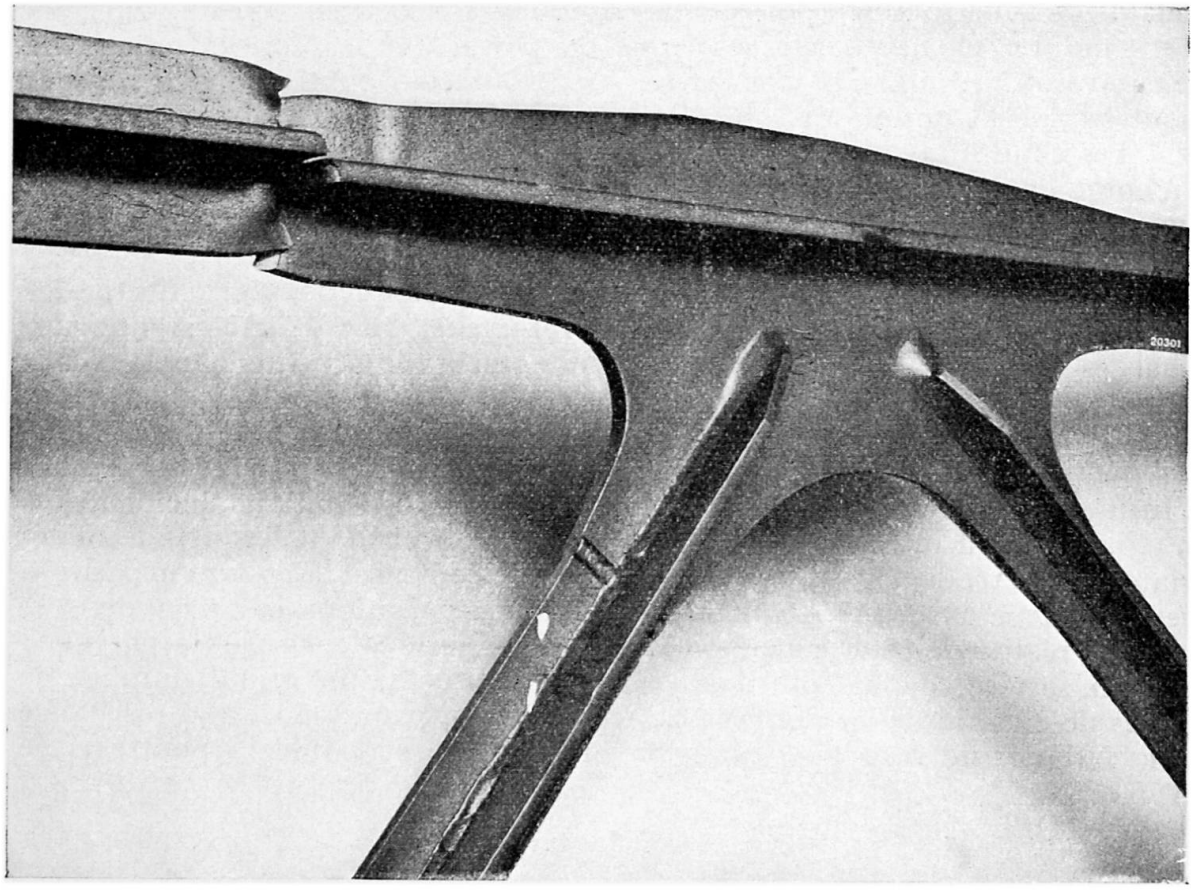


Fig. 4. Rupture de la poutre n° 1.

Essais de fatigue

Les résultats des essais de fatigue sont résumés dans le tableau I.

Les poutres soudées n^{cs} 1 à 3 eurent en moyenne une résistance à la fatigue de 5 % plus élevée que la poutrée rivée n° 4. La cause des ruptures dans la poutre n° 1 a été un changement de forme des soudures longitudinales des barres (soudures d'angle en correspondance des barres, soudures en K en correspondance des goussets), qui donna lieu à des entailles (fig 4). Les ruptures de la poutre n° 3 furent au contraire causées par les concentrations de tension dans les goussets 2 et 2'. La poutre soudée n° 2 atteignit pratiquement la valeur optimum de la résistance à la fatigue (18 kg/mm^2).

Dans les poutres rivées la rupture s'amorça aux trous des rivets des joints; unique exception fut la rupture D de la poutre n° 5, qui fut causée par une forte entaille et par l'effet de tensions secondaires très importantes. La poutre rivée n° 5, qui avait été conçue pour d'autres buts que ceux des essais en question, montra une résistance à la fatigue assez faible (13 kg/mm^2).

Pour les poutres élancées n^{cs} 1 à 4 les tensions secondaires, dues à l'effet de l'assemblage rigide des barres aux goussets, n'ont eu aucune influence sur la résistance à la fatigue. De même les tensions de retrait n'ont eu aucun effet sur la résistance à la fatigue des poutres soudées. Les

défauts de construction (porosité des soudures, effets d'entaille aux surfaces des soudures et aux bords des trous des rivets) et les concentrations de tension aux assemblages des barres aux goussets (poutre soudée n° 3 et poutres rivées) ont eu au contraire une très grande importance ([4]).

Les conditions de sollicitation auxquelles ont été soumises les poutres au cours des essais avec les pulsateurs sont beaucoup plus sévères que celles qui se présentent dans la plus grande partie des constructions civiles sollicitées dynamiquement.

En réalité les charges maxima, sur la base desquelles l'on effectue les calculs statiques, ne se réalisent que rarement; la valeur moyenne des charges variables est toujours considérablement plus petite que le maximum prévu. Les éléments principaux des constructions sont en outre généralement soulagés par la collaboration d'autres éléments, tels que, pour les ponts, le tablier, les contreventements, etc., dont on néglige en général l'influence favorable dans les calculs. Enfin les sollicitations accidentelles n'agissent qu'à intervalles de temps assez longs, pendant lesquels le matériau peut se réadapter. Avec les pulsateurs au contraire la charge maximum est appliquée avec une fréquence de quelques pulsations par seconde.

La réalité de cette considération est mise en évidence par le fait qu'il y a en service, depuis plusieurs dizaines d'années, un grand nombre de ponts de chemin de fer dont les caractéristiques, par rapport à la résistance à la fatigue, ne sont guère plus favorables que celles de la poutre rivée n° 5.

Conclusions

Les poutres d'essai soudées ont montré, au cours des essais, un comportement statique supérieur et un comportement dynamique au moins équivalent à celui des poutres rivées.

Dans le domaine des poutres en treillis soudées la technique suisse a réalisé dans la période 1935-1945 des progrès remarquables qui ont permis d'augmenter, pour les poutres en treillis soudées en acier normal « Ac N » avec soudures de première classe, les tensions admissibles d'environ 40 % ([4]) ([5]).

Les coefficients de sécurité sont :

Par rapport à l'écoulement : 1,7;
Par rapport à la fatigue : 1,5;
Par rapport au flambage : 2,5 (en considérant une excentricité initiale de la charge selon la formule $m = p/k = 0{,}5\lambda/110$).

Afin que les coefficients de sécurité cités soient maintenus en pratique il faudra respecter toutes les mesures nécessaires, se rapportant aux matériaux, à la réalisation de la construction dans son ensemble et dans ses détails, et à la technique de la soudure, qui assurent la réalisation de constructions soudées de première classe.

Notamment, dans l'état actuel de la technique de la soudure, on doit

---

([4]) CERADINI, *Die Ermüdungsfestigkeit geschweisster und genieteter Fachwerkträger*. Rapport EMPA en cours de publication.
ROS-BÜHLER-CERADINI, *Fachwerkträger für Eisenbahnbrücken aus « ST N » in völlig geschweisster Ausführung*. ESAB, Göteborg, 1949.

([5]) ROS, *Die Festigkeit und Sicherheit der Schweissverbindungen*. Rapport EMPA, n° 156, 1946.
ROS, *La fatigue des soudures*. Rapport EMPA, n° 161, 1948.

éviter des formes complexes des sections des barres (par exemple section en caisson) qui donnent lieu à des difficultés dans l'exécution des soudures. Les résultats des essais en question sont valables, en construction de ponts de chemin de fer, pour des ponts légers et moyens, jusqu'à des portées de 35 mètres ([4]).

Résumé

La présente contribution se rapporte aux essais statiques et dynamiques effectués au L. F. E. M. de Zurich sur trois poutres d'essai soudées et deux poutres d'essai rivées de comparaison.

Les résultats des essais peuvent être considérés comme très satisfaisants et montrent qu'il est tout à fait justifié de considérer les poutres à treillis soudées, construites selon les principes fondamentaux de la technique des constructions soudées, sur un plan de parfaite équivalence avec les rivées, et de les admettre aussi pour les constructions soumises à des fortes solliciations dynamiques.

Les sections des barres doivent être simples — section en croix ou dérivées. A cause de cela les résultats des essais sont applicables, en construction de ponts de chemin de fer, pour les ponts jusqu'à 35 mètres de portée.

Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag bezieht sich auf die statischen und dynamischen Untersuchungen der E. M. P. A. Zürich an drei geschweissten und zwei für Vergleichszwecke genieteten Versuchsträgern.

Die Versuchsergebnisse können als sehr befriedigend betrachtet werden. Sie beweisen, dass es gerechtfertigt ist, geschweisste Fachwerkträger, die nach den allgemeinen Grundsätzen der Schweisstechnik konstruiert sind, als den genieteten ebenbürtig zu betrachten und sie auch für die schwersten dynamischen Beanspruchungen zuzulassen.

Die Stabformen müssen einfach sein — Kreuzquerschnitte oder ähnliche. Wenn dies der Fall ist, können die Versuchsresultate übertragen werden auf Eisenbahnbrücken bis zu 35 m Spannweite.

Summary

The present paper refers to static and dynamic tests carried out at the L. F. E. M. of Zurich on three test welded girders and two test riveted girders for comparison.

The test results can be considered as very satisfactory and show that it is quite justifiable to consider welded lattice girders, constructed according to the fundamental principles of the technique of welded structures, as being the absolute equal of riveted girders, and to allow them to be used equally for structures subject to large dynamic stresses.

The sections of the bars should be simple : section in the form of a cross or similar. On account of that, the results of the tests are applicable, when building railway bridges, to those having a span of up to 35 metres (115 ft).

Leere Seite
Blank page
Page vide

Ia9

Quelques observations sur la construction, les dégâts par faits de guerre et la réparation de la charpente soudée de l'Institut du Génie Civil à Liège

Einige Betrachtungen über die Konstruktion, die Kriegsschäden und den Wiederaufbau des geschweissten Stahlhochbaus des Institut du Génie Civil in Lüttich

A few remarks concerning the construction, war damage and repairs to the welded frame-work of the Institute of Civil Engineering at Liege

F. CAMPUS
Professeur à l'Université de Liège

L'ossature métallique de l'Institut du Génie Civil de l'Université de Liège a été brièvement caractérisée dans la *Publication préliminaire* du Congrès de Berlin en 1936 (1). Rappelons qu'elle a été édifiée au cours de l'hiver 1932-1933 sous forme de charpente continue à cadres étagés à nœuds rigides, entièrement soudée en acier au C-Mn-Cu 58/65. Elle a été exécutée sans incidents notables. Elle a été l'objet d'essais qui ont été relatés dans la *Publication préliminaire précitée* (2). Les mesures ont donné des résultats confirmant les calculs du projet. La charpente terminée a été légèrement enrobée de béton (5 cm d'épaisseur hors-tout) et a servi de support à des hourdis continus en béton armé. La figure 1 représente un aspect de la charpente lors du montage.

L'Institut du Génie Civil a subi de violents bombardements aériens en mai 1944, par suite de sa proximité du pont de chemin de fer du Val-Benoît sur la Meuse et de la grande gare de formation de Kinkempois. La figure 2 indique les points de chute des bombes : 14 fermes sur 25 ont été endommagées, dont plusieurs par des coups directs, les autres par suite des actions d'impact et de souffle transmises par les hourdis.

Le temps qui m'est imparti est insuffisant pour décrire en détail les

(1) F. Campus et A. Spoliansky, *Progrès réalisés de 1932 à 1936 dans l'application de l'acier en Belgique.*

(2) Rapport précité et F. Campus, *Nœuds rigides de charpentes métalliques continues.*

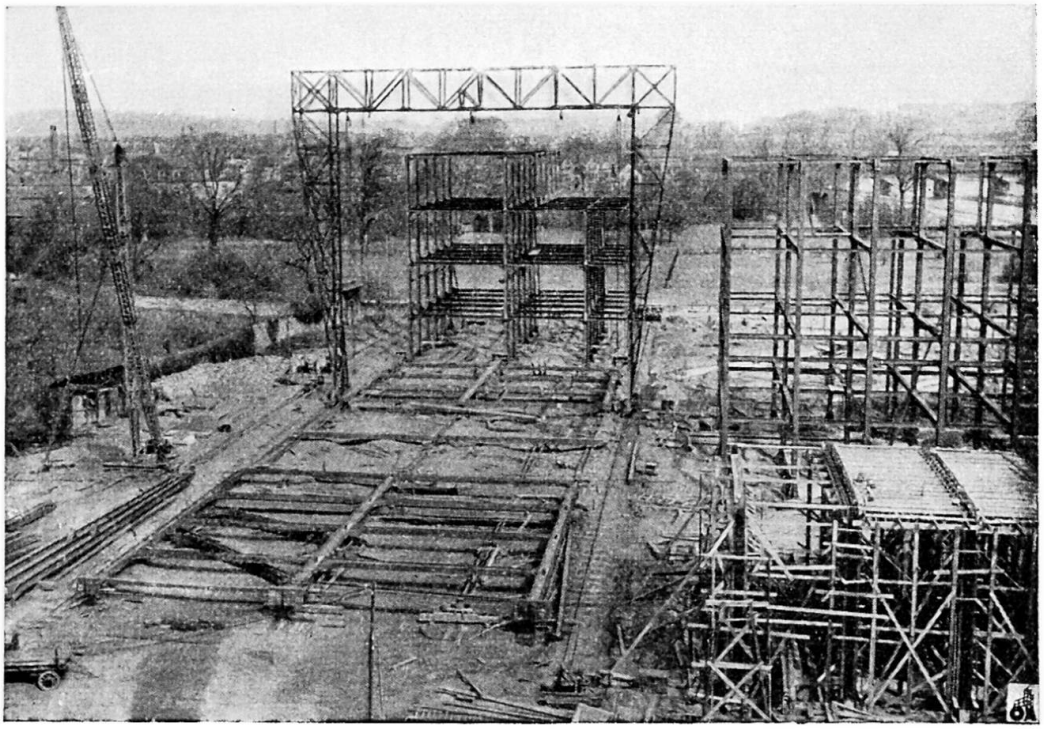
dégâts constatés. Je renvoie à ce sujet à une étude plus circonstanciée qui paraîtra prochainement dans la revue *L'Ossature Métallique*, rédigée en collaboration avec MM. Louis et Galler [1].

L'acier et les soudures se sont bien comportés.

Il n'y avait que des soudures d'angle, généralement latérales. Beaucoup de ces soudures ont été rompues, surtout les soudures discontinues assemblant les plats de renfort aux ailes des colonnes et des poutres. Le décollement de ces plats par fissuration des soudures a été la dégradation la plus commune. Quelques poutres, touchées directement ou de très près, ont été rompues ou le plus souvent fortement déformées.

Les nœuds soudés ont bien résisté. Ils ont été, dans certains cas, décollés des colonnes en raison des fortes déformations des poutres, mais, bien que les principales soudures soient aux nœuds, ceux-ci n'ont pas été des centres de dégâts particuliers. Quelques colonnes, touchées aussi directement ou de très près, ont été rompues, fissurées ou déformées, mais il n'y a eu aucun effondrement, même dans le cas d'une bombe ayant explosé au pied d'une colonne, contre sa fondation. Il est permis d'affirmer que cette charpente entièrement soudée en acier 58/65 a remarquablement résisté à une épreuve d'une violence considérable et totalement imprévue.

Incidemment, je signale que l'ossature rivée continue, en acier 42/50, de l'Institut de Chimie-Métallurgie, voisin du précédent, a été également atteinte par les bombes, mais avec moins de gravité. Cependant, l'importance relative des dégâts n'a nullement été moindre que pour la charpente soudée en acier 58/65.



Clichés **L'Ossature Métallique.**

Fig. 1. Charpente métallique des blocs des laboratoires; l'assemblage des formes par soudure au sol est à noter, le relevage se faisant au moyen du portique visible au centre de la figure.

[1] Voir *L'Ossature métallique*, décembre 1948 et février 1949.

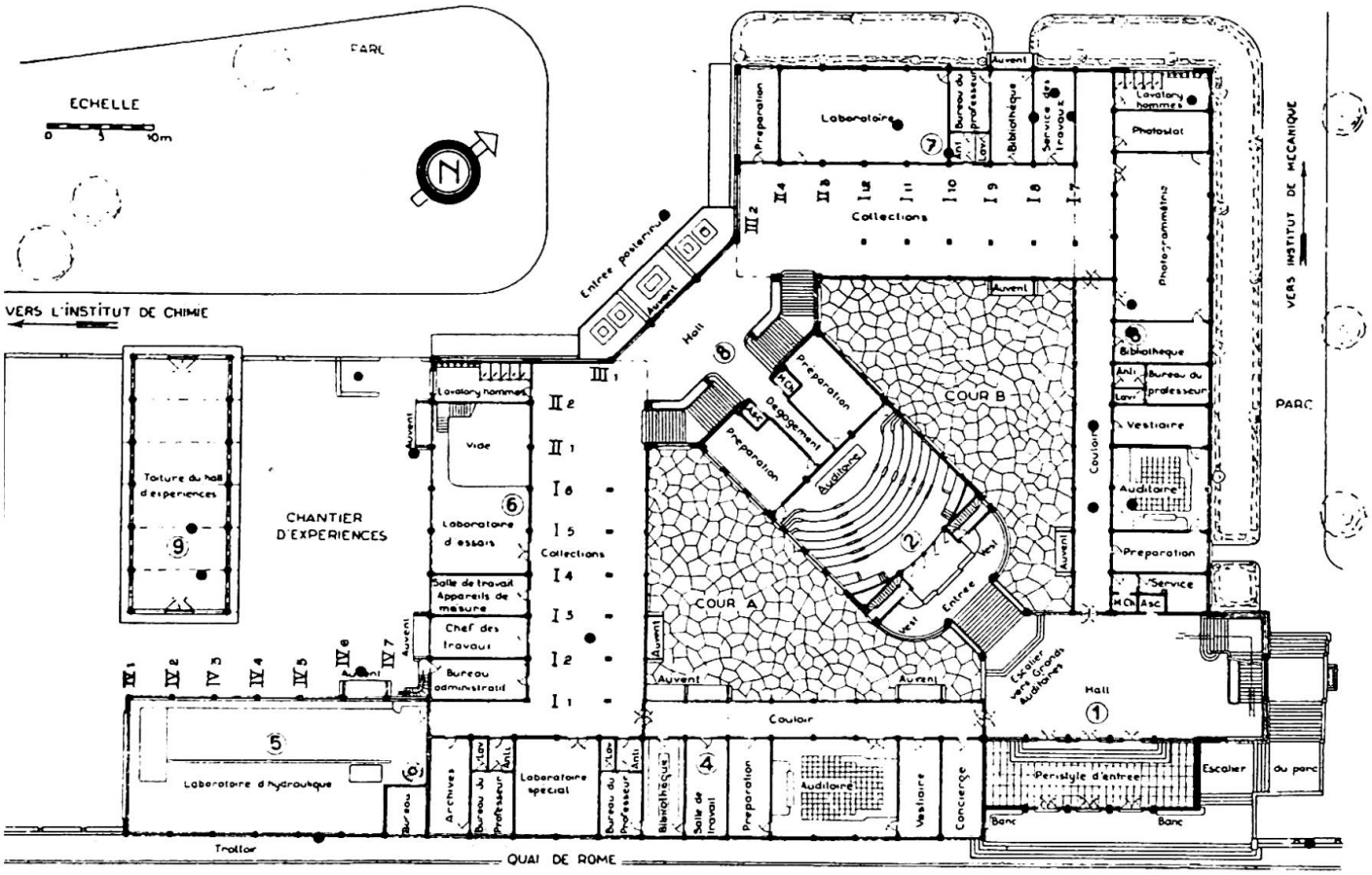


Fig. 2. Plan d'ensemble des instituts universitaires du Val-Benoît (Liège).

La réparation a été effectuée par la S. A. d'Ougrée-Marihaye, qui avait édifié l'ossature. Elle a été principalement réalisée par soudure, avec emploi de quelques joints boulonnés pour éviter les effets du retrait et placés en des points où le déforcement résultant du perçage est sans effet. Il a été fait usage d'acier 55/65 a haute soudabilité. Il est difficile de rendre compte dans un temps aussi court des caractères d'un tel travail de réparation, qui comporte essentiellement une somme de détails particuliers. A cet égard, je dois me borner à renvoyer aussi à l'étude annoncée plus haut. Elle permettra de se rendre compte comment les dispositions de la charpente ont non seulement limité la gravité des dégâts, mais ont aussi facilité leur réparation. Tout le travail de restauration a demandé 15 tonnes d'acier, soit 2,5 % environ du poids total de l'ossature, qui est de 595 tonnes. Cette faible proportion caractérise bien la méthode de travail, qui a consisté à conserver partout où c'était possible et dans toute la mesure possible les matériaux primitifs, en les redressant à la forme initiale, en reconstituant leurs assemblages, etc. Pour le surplus, on a remplacé les parties brisées par un minimum de matériaux neufs, ce qui a donné lieu à une véritable prothèse métallique opérée avec des soins entièrement assurés et avec un succès complet.

Les figures 3, 4, 5 et 6 montrent quelques aspects caractéristiques de dégâts et de réparations.

Il me paraît intéressant de souligner ici le point le plus digne de remarque pour une discussion, celui des qualités de l'acier. En 1932, ce

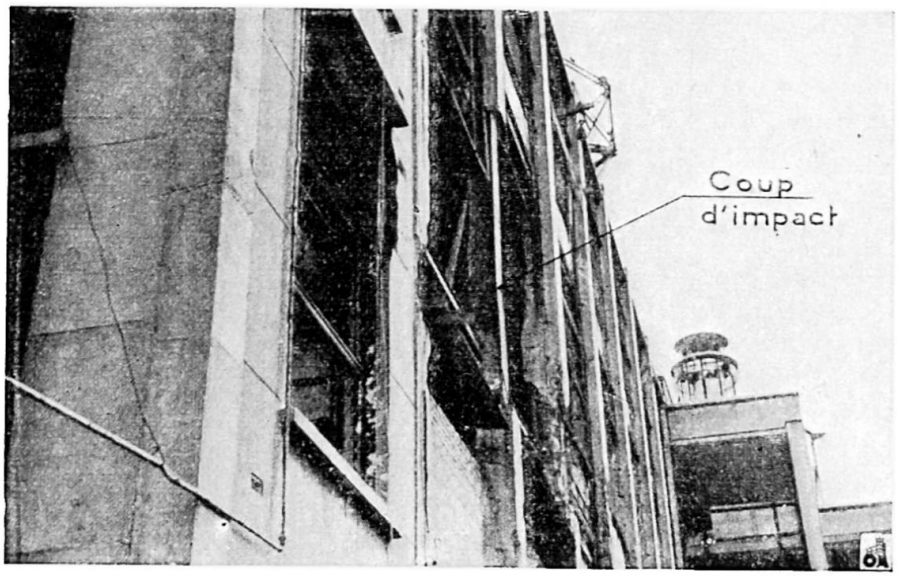


Fig. 3. Vue de la ferme II_1.

n'est pas sans un examen préalable attentif que l'on a admis l'acier 58/65. On a pris en considération le caractère de sollicitation de la charpente, les dimensions de ses éléments et la disposition des assemblages, réduisant les soudures au minimum et n'utilisant que des cordons d'angles latéraux, de faibles dimensions et faciles à souder. Encore a-t-on maintenu pour les éléments portant les soudures principales (goussets, plats cintrés et embases) l'acier 42/50. Les éléments de loin prédominants en acier 58/65 ne comportaient que des soudures secondaires, faibles et peu nombreuses.

Le facteur déterminant a cependant été, bien plus que les essais préalables d'orientation, l'expérience acquise par le constructeur dans la soudure de cet acier, couramment pratiquée dans les palplanches.

La décision a été pleinement justifiée par le succès de la construction et par la tenue sous l'épreuve exceptionnelle du bombardement.

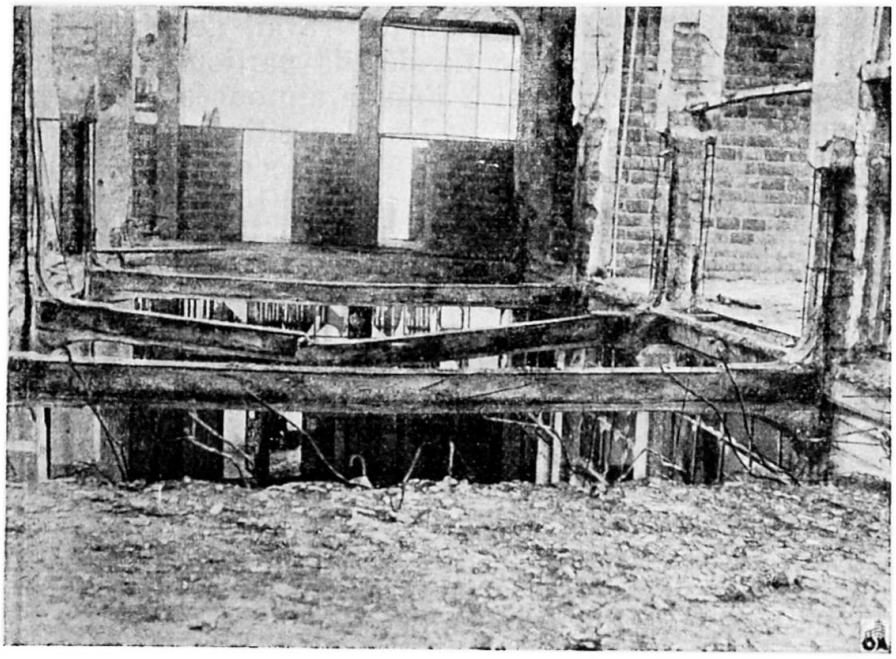


Fig. 4. Vue partielle de l'aile sud montrant la ferme I_3.

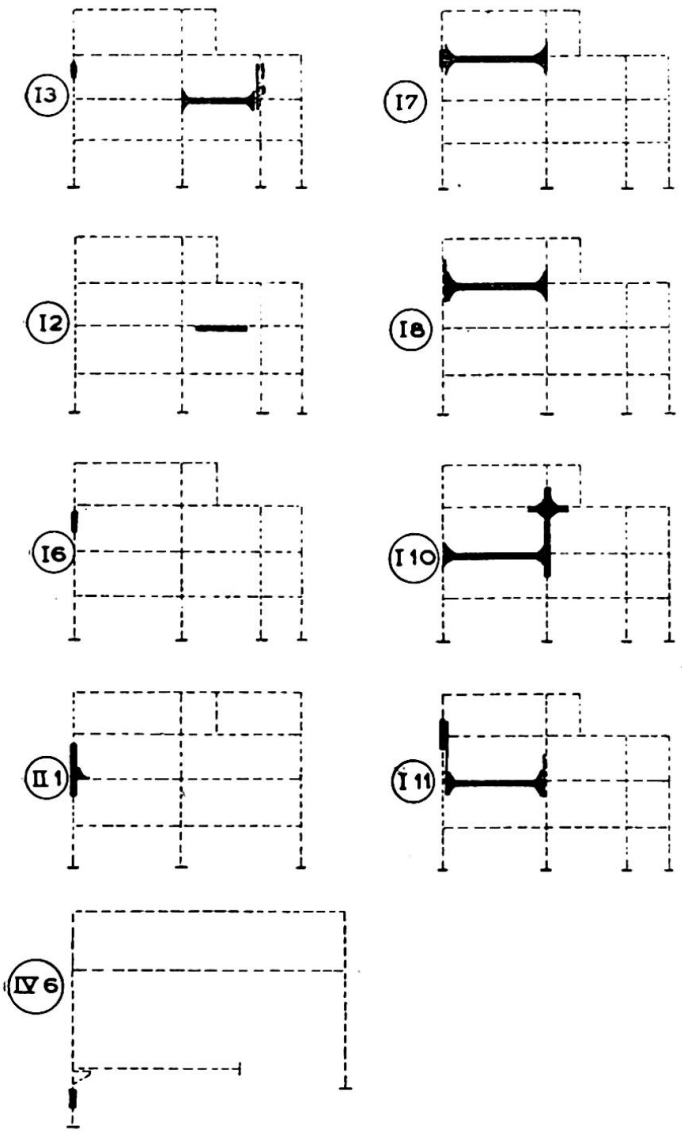


Fig. 5. Schémas des réparations des colonnes et poutres.

Nonobstant ces faits probants, des hésitations très importantes ont été manifestées par le même constructeur au sujet de l'emploi d'un acier de même nuance pour la réparation, et il ne s'y est finalement décidé que moyennant l'emploi d'un acier d'élaboration particulièrement soignée. Or, les parties à remplacer subissaient des traitements sans aucun danger, cependant que dans les parties anciennes, dans l'acier primitif, on a redressé des pièces déformées, procédé à des chauffes locales, à des pliages, etc., tous genres de traitements susceptibles de produire des écrouissages, des vieillissements ou d'autres phénomènes analogues tant redoutés actuellement. Tout s'est passé sans incidents, parce que la conception, la préparation et l'exécution du travail, éléments primordiaux, ont été exemplaires. Mais il est caractéristique que ces éléments n'aient pas été estimés à leur juste valeur et que, en dépit de preuves matérielles et pratiques, les nouvelles idées répandues sur la pri-

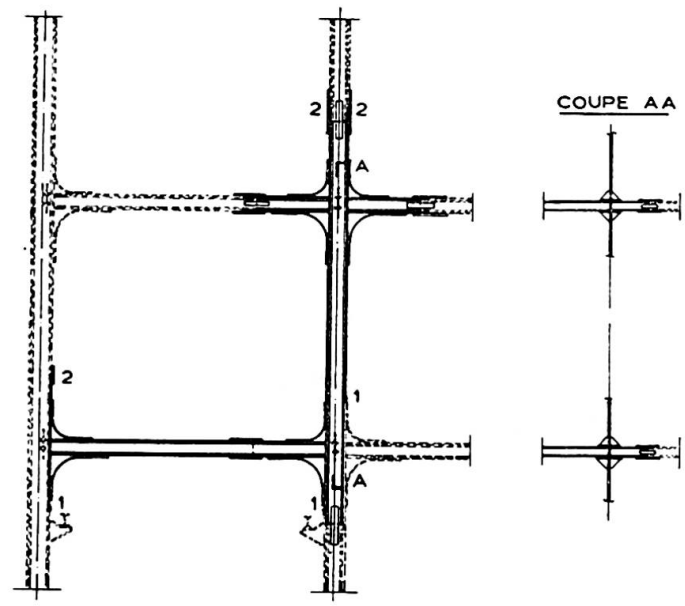


Fig. 6. Réparations de la ferme I_{10} montrant les joints de semelle :

1. — Soudure en bout.
2. — Couvre-joint fixé par cordons latéraux.

mauté de la qualité de l'acier en matière de construction soudée ont conduit à considérer comme indignes de confiance et non convaincants les résultats de l'expérience et à leur préférer l'application de notions purement formelles. Ceci est, à mon avis, l'indice que l'équilibre n'est pas encore retrouvé en matière de constructions soudées.

Résumé

Cette ossature a été édifiée au cours de l'hiver 1932-1933 sous forme de cadres continus à nœuds rigides, en acier 58/65 au C-Mn-Cu, entièrement soudée. Il n'y a pas eu d'incidents. Les essais ont donné des résultats confirmant les calculs du projet. La charpente a été légèrement enrobée de béton.

L'Institut du Génie Civil a subi d'importants bombardements aériens en 1944 : 14 fermes sur 25 ont été endommagées. Plusieurs ont reçu des coups directs. La résistance a été excellente; les dégâts ont été localisés. Ils sont sommairement décrits.

La réparation a été effectuée en acier 56/65. Elle a exigé 15 tonnes d'acier (pour un poids total de 595 tonnes de la charpente). Certains points de cette véritable prothèse métallique sont sommairement présentés.

Zusammenfassung

Dieser Bau, der aus durchlaufenden Rahmen mit steifen Knotenpunkten aus Stahl 58/65, C-Mn-Cu besteht, wurde im Laufe des Winters 1932-1933 ausgeführt. Die ganze Konstruktion wurde geschweisst. Unfälle haben sich nicht ereignet. Die Versuchsergebnisse stimmen mit den Berechnungen überein. Die Stahlkonstruktion wurde leicht mit Beton ummantelt.

Das Institut wurde im Jahre 1944 bombardiert, wobei 14 von den 25 Bindern beschädigt wurden. Mehrere hatten sogar Volltreffer erhalten. Die Widerstandsfähigkeit war ausgezeichnet; es traten nur lokale Schäden auf, die in der vorliegenden Arbeit kurz beschrieben sind.

Die Wiederherstellung erfolgte mit Stahl 56/65. Es wurden davon 15 Tonnen benötigt bei einem Gesamtgewicht der Konstruktion von 595 Tonnen. Einige Punkte dieses Wiederaufbaus werden erläutert.

Summary

This framework was erected during the winter 1932-1933 in the form of continuous frames with rigid joints, made of 58/65 C-Mn-Cu steel, entirely welded. There were no mishaps. Test results confirmed the design. The framework was slightly encased in concrete.

The Institute of Civil Engineering was severely bombed in 1944 : 14 main frames out of 25 were damaged. Several received direct hits. Their resistance was excellent; damage was localized. They are summarily described.

Repairs were made with 56/65 steel. They required 15 tons of steel (for a total weight of the framework of 595 tons). Certain points of this restoration are summarily shown.

Ia10

La tenue du pont des Joncherolles

Das Verhalten der Joncherolles Brücke

The behaviour of Joncherolles bridge

PAUL WIDMAN
Ingénieur principal à la S. N. C. F.
Chef du Service des Ouvrages d'art
et du Matériel fixe de la Région du Nord

&

ANDRÉ SCHMID
Directeur des Etablissements Schmid,
Bruneton & Morin,
Paris

Caractéristiques et conditions d'exécution de l'ouvrage

Le pont des Joncherolles de la Région du Nord de la Société nationale des Chemins de Fer français est un pont-rails à treillis à travée indépendante de 40 mètres de portée, en acier spécial Ac 54 entièrement soudé à l'arc électrique et à tablier enrobé de béton (fig. 1 et 2).

Il est dû à l'initiative de M. Cambournac et a été entièrement étudié suivant ses directives.

Situé aux abords de la gare Saint-Denis, à 7 kilomètres environ au nord de Paris, il supporte une voie en courbe de 300 mètres de rayon, franchie chaque jour depuis le 15 mai 1939 par 18 trains et 35 machines haut le pied.

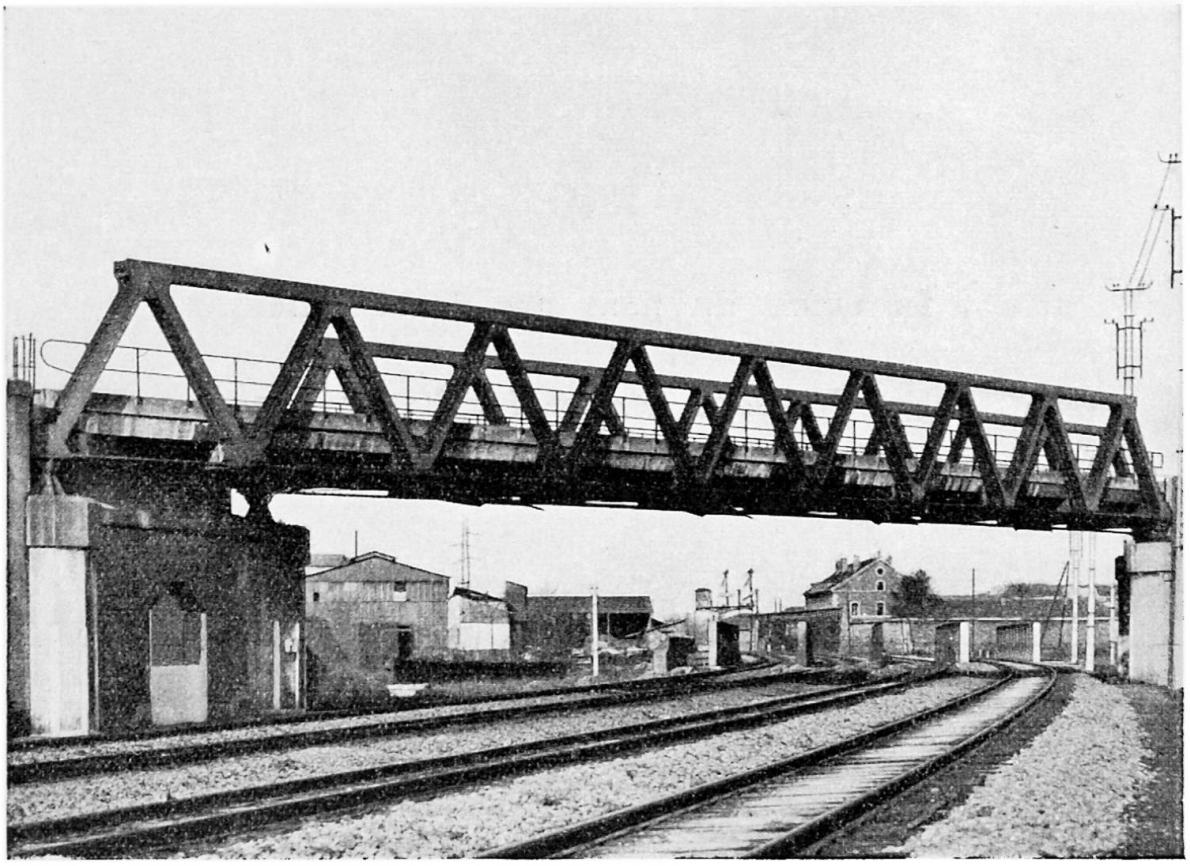
Les Etablissements Schmid, Bruneton & Morin l'ont étudié et construit sous la direction et en liaison constante avec M. Cambournac et les services spécialisés de la Région du Nord de la S. N. C. F.

Au point de vue étude, on s'est attaché :

A réduire les efforts secondaires dus à la rigidité des attaches des treillis sur les membrures;
A éviter l'accumulation des soudures aux nœuds;
A diminuer l'épaisseur des sections à souder;
A laisser les soudures accessibles;
A réduire au minimum les soudures de chantier.

Ces conditions ont conduit à des formes assez différentes de celles des ponts rivés de même type et dont les principales caractéristiques sont brièvement rappelées ci-après :

Pose horizontale de l'I constituant la membrure supérieure comprimée pour faciliter l'assemblage des diagonales, assurer une meilleure résistance



Document **O. T. U. A.** - Photo **Lacheroy.**

Fig. 1. Vue d'ensemble du pont des Joncherolles.

aux efforts secondaires précités et augmenter la sécurité au flambage de la membrure supérieure en cas de déversement des poutres principales (fig. 2 à 4 et 6 à 7);

Constitution de la membrure inférieure tendue par un plat de 40 mm d'épaisseur pour faciliter son adaptation aux déformations et réduire l'importance des efforts secondaires (fig. 1 et 3 à 7);

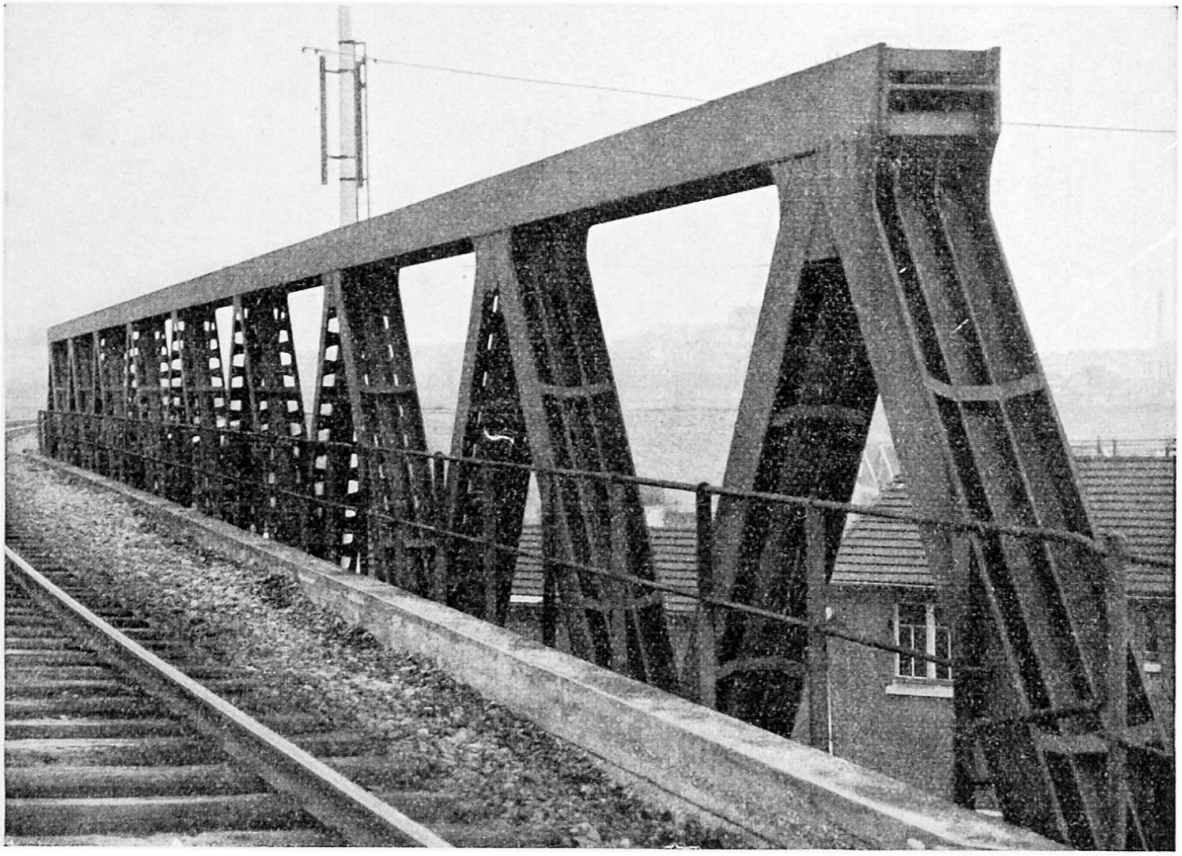
Suppression des montants pour diminuer le nombre des soudures aux nœuds;

Répartition des soudures nécessaires au raccord des diagonales et des membrures entre quatre goussets curvilignes, ce qui assure un épanouissement progressif des efforts (fig. 2 et 3, 6, 9, 11 et 12).

Une maquette en bois de l'un des nœuds a permis l'étude des conditions d'accessibilité des soudures.

Le calcul de cet ouvrage a été particulièrement soigné : majoration de 10 % des charges du train-type réglementaire (essieux de 22 tonnes), calcul des efforts secondaires dus à la rigidité des attaches des diagonales sur les membrures, vérification de la résistance au flambement des membrures supérieures par déversement des poutres principales, calcul de l'influence du retrait du béton d'enrobage et d'une différence de température de 20° entre métal et béton.

L'exécution, enfin, a été l'objet de soins particuliers, notamment en ce qui concerne la détermination d'un ordre de succession des soudures



Document **O. T. U. A.** - Photo **Lacheroy.**

Fig. 2. Vue d'une poutre (prise à l'intérieur de la voie).

qui n'introduise pas, dans les cordons déjà exécutés, des contraintes dangereuses (fig. 5 et 6). Une fois achevées dans les ateliers du constructeur, les poutres principales y ont été soumises à l'action de vérins hydrauliques reproduisant en chaque nœud l'action de la charge permanente et des surcharges réglementaires (fig. 7 à 10).

Tenue en service (essais de charge)

a) Essais des 21, 22 et 23 février 1939

Après mise en place des poutres principales au moyen d'une grue de 32 tonnes et achèvement de l'ouvrage, il fut procédé du 21 au 23 février 1939 aux essais réglementaires et à un certain nombre d'essais spéciaux reproduisant en partie les essais faits en atelier, ce qui permit de constater l'accord des résultats obtenus dans celui-ci sur les poutres seules et de ceux obtenus sur le pont en service complété par ses entretoises et son hourdis.

Les visites minutieuses très fréquentes auxquelles il a été soumis par suite n'ont jamais rien révélé d'anormal.

b) Essais des 7 et 8 janvier 1948

Les 7 et 8 janvier 1948, de nouveaux essais furent entrepris d'une manière identique à ceux de 1939. Les mêmes points furent auscultés sous la même surcharge.

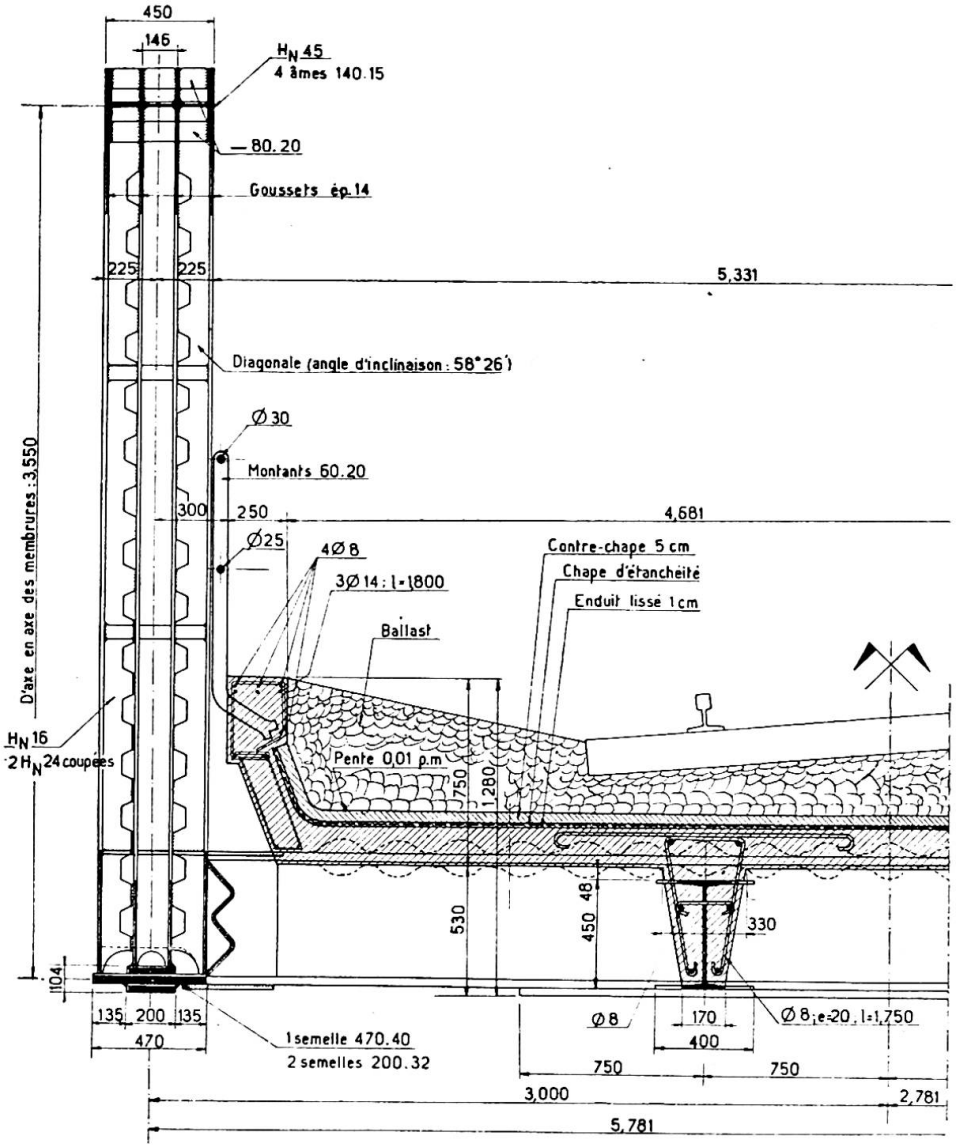


Fig. 3. Elévation du pont des Joncherolles. (Demi-coupe longitudinale.)

Il fut constaté :

1° Un écart des flèches prises au pas de + 2 % pour la poutre gauche et de — 2 % pour la poutre droite. Ces écarts, qui conservent leur signe dans les passages en vitesse, ne peuvent être imputés qu'à l'imperfection des appareils;

2° Des écarts des taux de travail qui, s'ils ne sont pas dus aux appareils de mesure ou aux observations, semblent accuser une modification de l'inertie de la section transversale du tablier considéré avec sa dalle de béton; la fibre neutre semble s'être relevée dans la partie centrale du pont et s'être abaissée vers les abouts. Ce fait ne peut, en aucune façon, provenir de la soudure mais bien plutôt de la transformation naturelle du béton de la dalle qui, achevant avec le temps sa prise et son retrait, modifie peu à peu son module d'élasticité et l'importance des fissures.

c) Essais des 7 et 27 juillet 1948

En vue de déterminer la cause de ces écarts, il fut recherché par le calcul, dans quelle mesure le renforcement apporté à la membrure infé-

rieure par la dalle en béton armé et les longerons soudés peut modifier les contraintes calculées. Les résultats obtenus pouvant laisser subsister un doute sur la valeur des mensurations faites, il fut décidé de procéder à une nouvelle série d'essais dans les mêmes conditions.

Ces essais furent effectués les 7 et 27 juillet 1948 dans les conditions de minutie telles que la justesse des appareils ne puisse être mise en doute. Ils confirmèrent entièrement ceux de janvier 1948 en ce qui concerne les flèches et donnèrent les résultats suivants en ce qui concerne les contraintes.

Emplacement des mesures	21, 22 et 23 fév. 1939	7 et 8 janv. 1948	7 et 27 juil. 1948	Observations
Panneau central . .	1,2 kg	1,5 kg	2,5 kg	Taux de travail théorique des poutres sans dalles sous la surcharge statique : 4,9 kg.
Panneau immédiatement voisin . .	3 kg	Pas de mensuration (présence d'un parafumée)	3 kg	
Panneau suivant .	2,3 kg	2,5 kg	2,5 kg	

A noter que des résultats du même ordre de grandeur et de même sens furent obtenus sous l'action des surcharges en mouvement (20, 40, 50 et 55 km/h).

Il y a donc accord complet entre les trois séries d'essais sauf en ce qui concerne le panneau central dont le taux de travail mesuré de la membrure inférieure a doublé depuis 1939, tout en restant encore inférieur de moitié au taux de travail théorique de la poutre sans dalle.

En fait, si l'on ne tient compte que du résultat des derniers essais qui, ainsi qu'il vient d'être dit, ont été tout particulièrement soignés en raison des discordances précédemment constatées, l'harmonie des résultats entre les trois panneaux voisins est satisfaisante et il semble bien qu'on puisse attribuer les écarts primitifs à une insuffisante sensibilité des appareils lors de l'exécution des essais de 1939 et de janvier 1948.

d) Essais radiographiques d'août 1948

Les essais fleximétriques et tensimétriques précités ont été complétés par des radiographies des soudures bout à bout des membrures hautes et basses de la moitié de chaque poutre, ces moitiés étant prises en sens opposé.

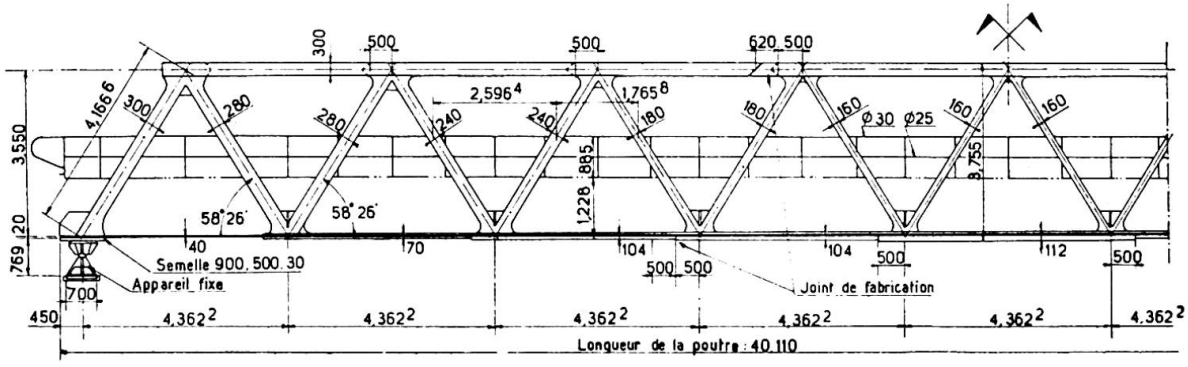


Fig. 4. Demi-coupe transversale du pont des Joncherolles.

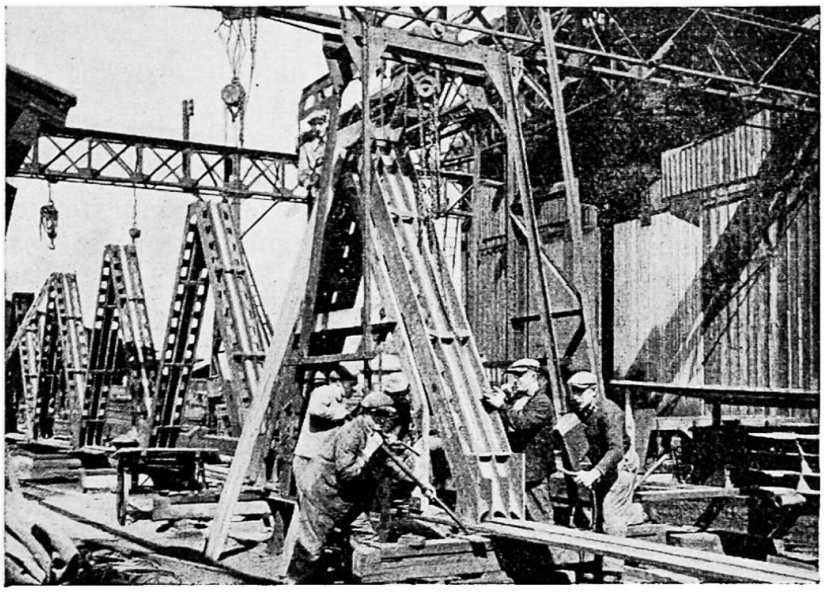


Fig. 5. Assemblage d'une poutre à l'atelier.

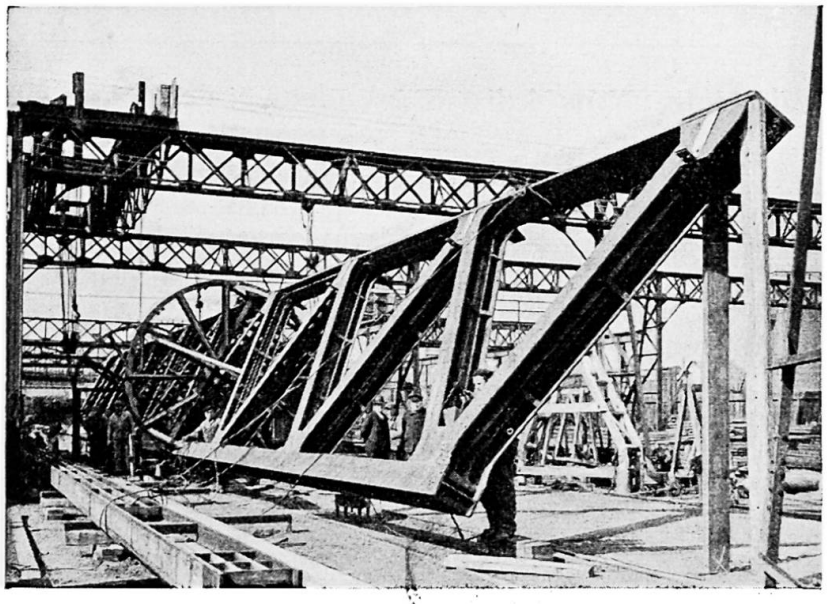


Fig. 6. Soudure en atelier d'une poutre fixée sur ses roues d'orientation.

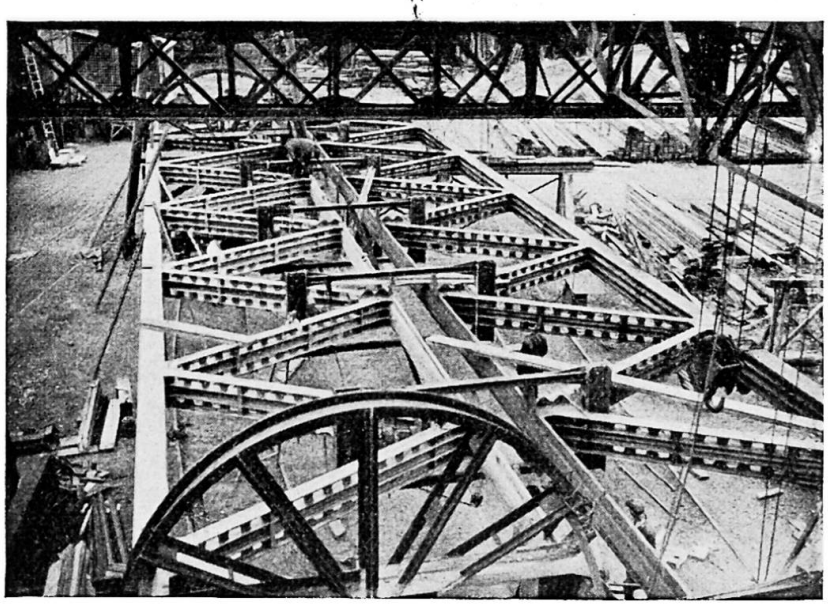


Fig. 7. Essai en atelier. Vue d'ensemble des vérins agissant sur les nœuds.

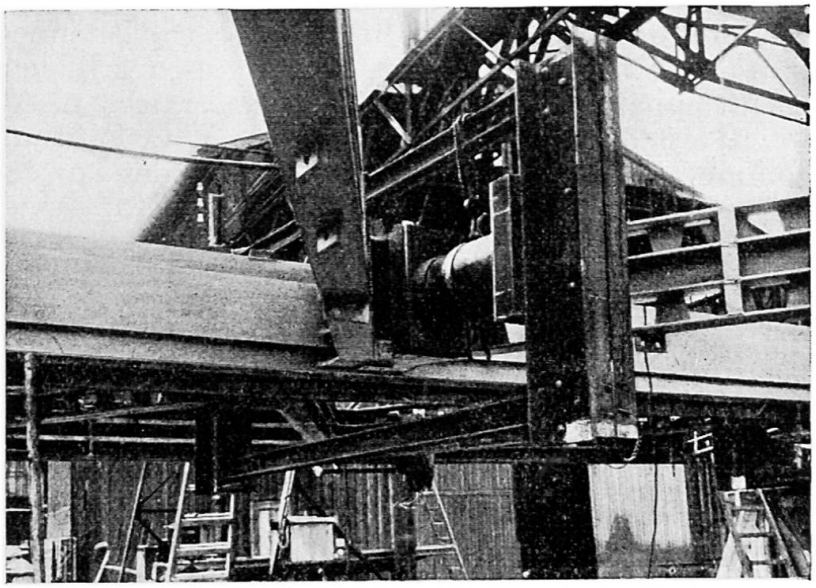


Fig. 8. Essai en atelier. Vue d'un vérin agissant sur un nœud.

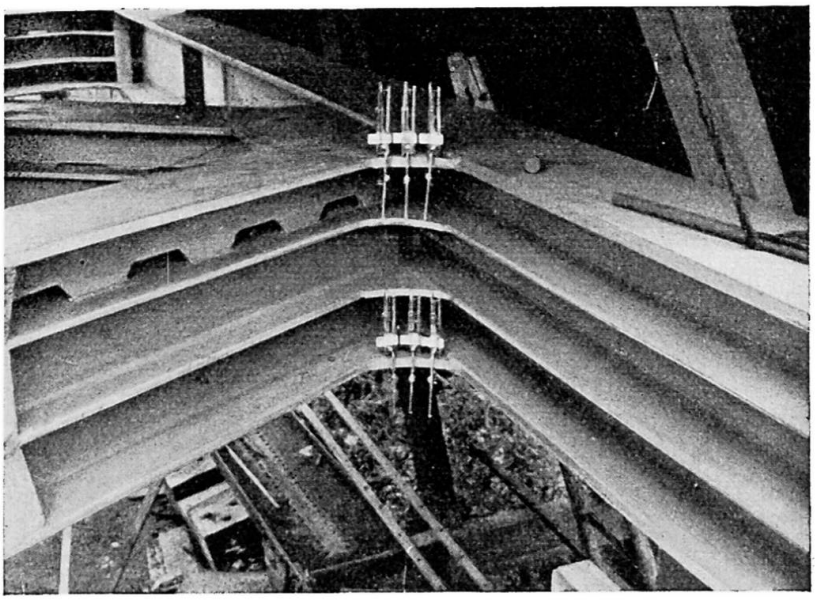


Fig. 9. Essai en atelier. Tensomètres fixés sur les goussets.

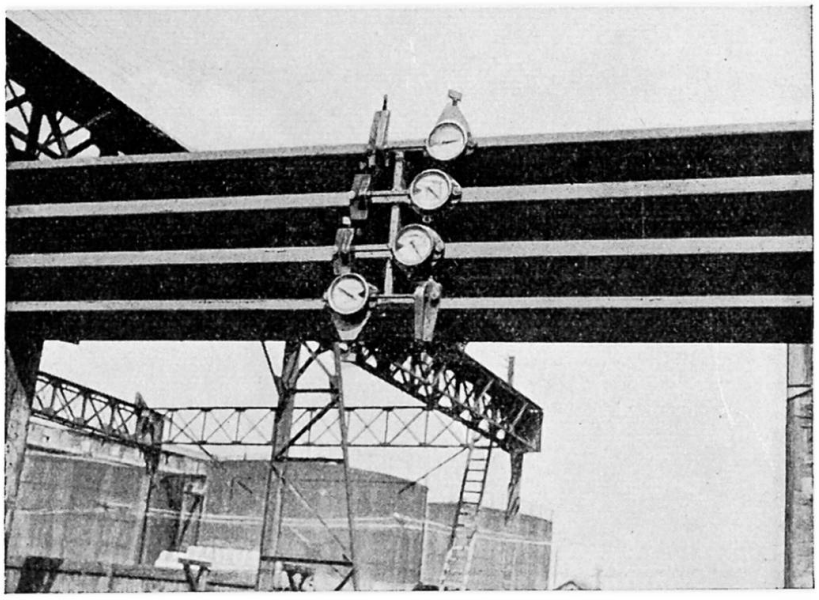


Fig. 10. Essai en atelier. Tensomètres fixés sur les membrures.

Ces radiographies ont révélé quelques imperfections d'exécution des soudures qui n'ont eu aucune influence sur la tenue en service de l'ouvrage. Il n'a par ailleurs été constaté la présence d'aucune fissure ni d'aucun défaut apparus depuis cette mise en service.

Il est dans l'intention de la S. N. C. F. d'utiliser ces radiographies comme éléments de comparaison pour des constatations ultérieures.

Remarques sur la peinture

Il nous est apparu qu'il y avait lieu d'attirer l'attention sur l'état de la peinture de cet ouvrage peint en 1938 à la peinture Hoerner.

En effet, le bon état de conservation de celle-ci tient en grande partie à l'étanchéité et à la simplicité des assemblages et des barres. Sur les figures 1, 2, 11 et 12, prises avec une incidence d'éclairage propre à révéler les défauts, il est à remarquer que, malgré la situation dans un milieu très défavorable (nombreux trains circulant sur les voies inférieures et voisinage d'un grand nombre d'usines dont plusieurs de produits chimiques), la tenue de la peinture dans les assemblages a été excellente; la disposition des assemblages dans les nœuds inférieurs facilitant l'écoulement de l'eau a permis d'éviter toute stagnation. Ces dispositions ne pouvaient être réalisées qu'en construction soudée.

Il est à noter que l'ouvrage est en légère pente, ce qui est une condition défavorable.

Sur la figure 12 prise verticalement de haut en bas, on voit nettement l'ouverture de la partie inférieure de l'âme des treillis qui, tout en facilitant l'exécution des soudures longitudinales sur la membrure inférieure, a permis l'aération du nœud.

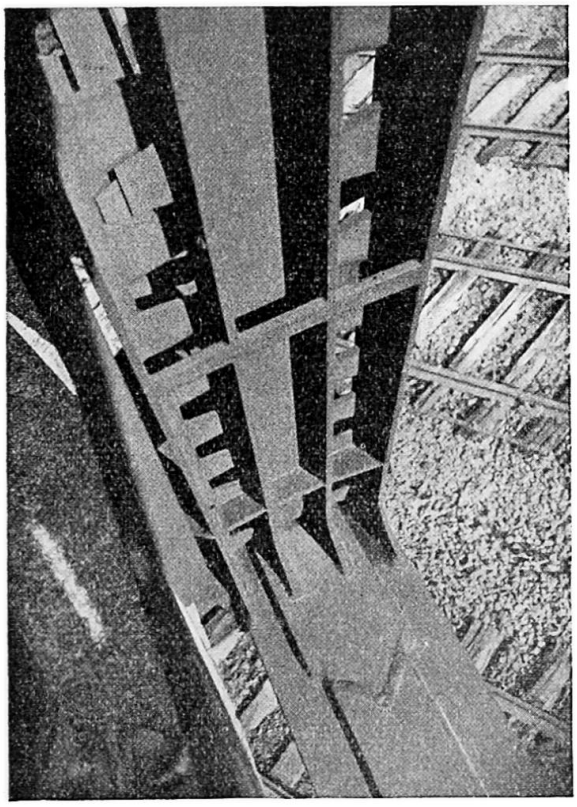


Fig. 11. Assemblage d'une diagonale avec la membrure inférieure.

Document **O.T.U.A.** - Photo **Lacheroy.**

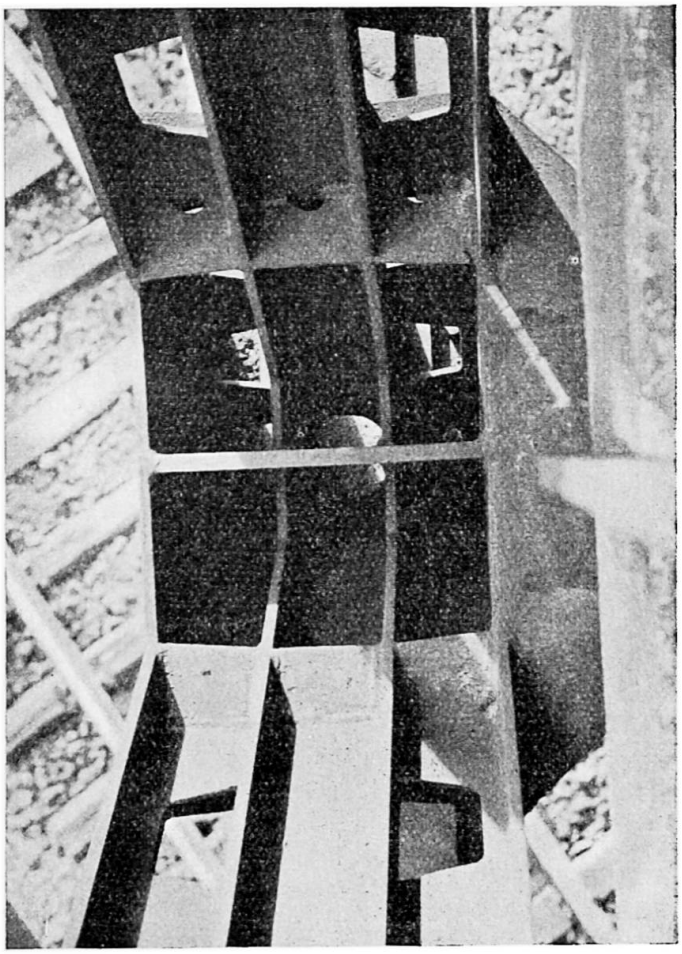


Fig. 12. Vue d'un nœud inférieur.
Document **O.T.U.A.** - Photo **Lacheroy.**

Résumé

Le pont des Joncherolles constitue un exemple particulièrement réussi de l'emploi avantageux de la soudure électrique pour la construction d'un pont-rails en treillis de portée moyenne.

Les projet, calculs et exécution furent menés avec le souci de réduire les tensions secondaires dues à la rigidité des attaches des treillis sur les membrures, au retrait des soudures et à un ordre d'exécution non judicieux. Bien que soumis, depuis sa mise en service le 15 mai 1935, aux chocs et vibrations résultant de nombreux passages de machines lourdes, ce pont, dont la tenue est contrôlée par de nombreux essais fleximétriques, tensométriques et radiographiques, donne entière satisfaction.

Zusammenfassung

Die Joncherolles-Brücke beweist, dass die elektrische Lichtbogenschweissung auf die Herstellung der Verbindungen einer Eisenbahnfachwerkbrücke von durchschnittlicher Stützweite erfolgreich angewendet werden kann.

Bei Entwurf, Berechnung und Ausführung wurden spezielle Massnahmen getroffen, um die nachteiligen Nebenspannungen zu vermindern. Diese entstehen infolge der steifen Verbindung der Füllungsglieder mit

den Gurten, infolge Schwinden der Schweissungen und einer unzweckmässigen Reihenfolge derselben. Trotz der grossen Stoss- und Schwingungsbelastung, die die Brücke seit ihrer Inbetriebsetzung am 15. Mai 1939 durch die zahlreichen Durchfahrten von schweren Lokomotiven ertragen muss, ist ihr Verhalten, durch zahlreiche Biege- und Zugversuche und Röntgenaufnahmen überprüft, sehr befriedigend.

Summary

The Joncherolles bridge is a particularly successful example of the advantageous use of electric welding for the construction of a railway bridge built of lattice girders and of a medium span.

The planning, calculation and execution were all devised with the object of reducing secondary tensions due to the rigidity of the fastenings of the lattice work to the booms, to shrinkage of the welding and to a non-judicious kind of execution. Although subjected, since its being put into service on 15th May 1929, to shocks and vibrations due to the numerous passages of heavy locomotives, this bridge, the behaviour of which is controlled by numerous fleximetrical, tensometrical and radiographical tests, gives entire satisfaction.

la11

Développement de la soudure lors de la reconstruction des ponts hongrois sur le Danube et la Tisza

Die Entwicklung der Schweissung bei der Herstellung der neuen Donau- und Theissbrücken in Ungarn

Welding experiences at the construction of the newest Danube and Tisza bridges in Hungary

Dr CH. SZÉCHY
Chief engineer, Highway-bridge Department in Hungary

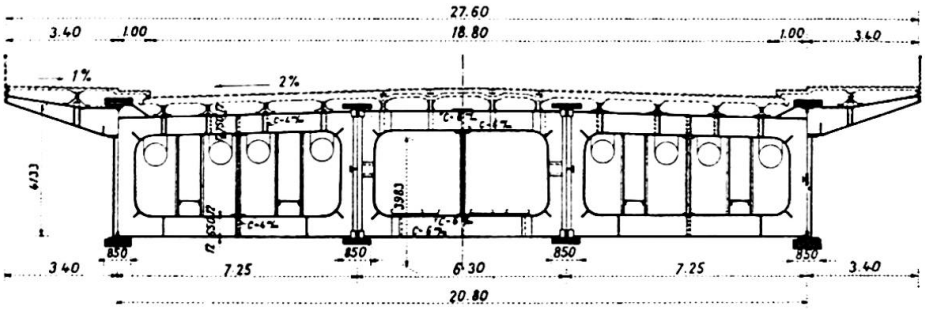
From the several all-welded deck constructions of various Danube and Tisza bridges (fig. 1) a special attention is to be called upon that of the Arpádbridge, a plate girder bridge over the Danube in Budapest (1) comprising four main girders and stiffened by sway-bracings of the Vierendeel-type. It is generally acknowledged that welding is specially advantageous for the construction of monolithes i.e. for frames.

Welded sway bracings of the Vierendeel type, cross-girders and side-walk cantilevers were offering a saving in material of 15 % as compared to riveted constructions. That is why the decision of the Highway-Bridge Department was made in the favour of the welded types. As field connections were riveted, just as the main girders themselves, the fabrication of these secondary girders necessitated shop-welding only. For the execution of this job the « Elin-Hafergut » automatic welding process (2) was adopted with very satisfactory results.

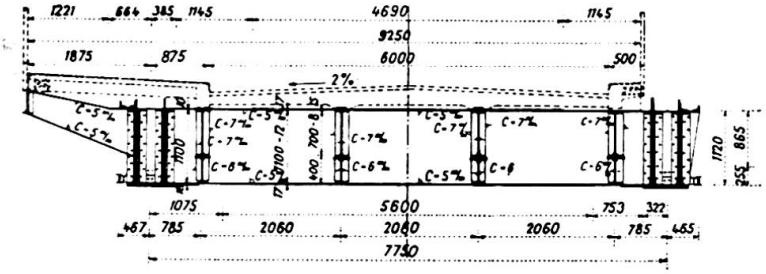
Prior to the adoption of this welding process a series of

(1) See : *L'Ossature Métallique*, 1947/Oct.
(2) See : *Elektroschweissung*, 1939/1 and 1941/12.
It must be understood that welding is executed by this process with carefully pressed, exceptionnally long (1.0 — 1.5 m = 3 — 5 ft) electrodes with an absolutely centric core of large diameter (5 — 7 mm). These electrodes are put into the fillet of the section to be welded in an inclined (at 45°) position and assuring a contact at their ends. A notched copper bar (40 × 40 mm — 60 × 60 mm square) is used for cover and the electric arc is drawn at the end of the extreme electrode. The electrodes are burning one after the other under the copper shelter producing a uniform quality, reliable weld all along the section without any interruption and with the production of minimum heat.

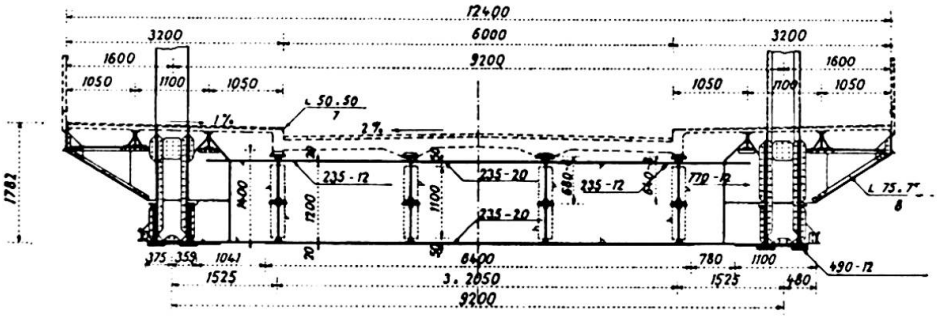
ÁRPÁD BRIDGE IN BUDAPEST (1939)



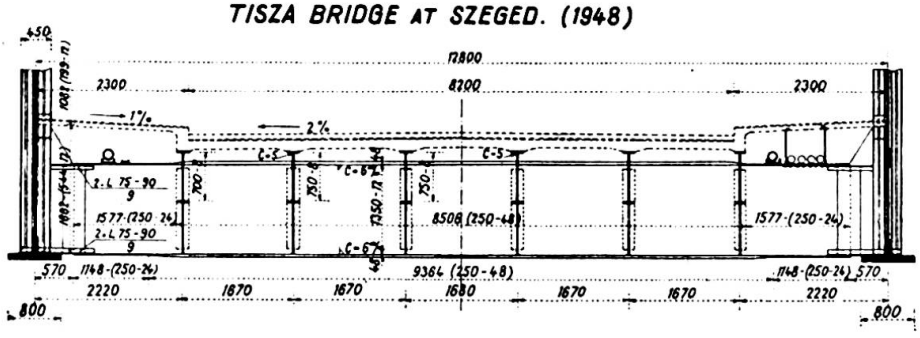
TISZA BRIDGE AT POLGÁR. (1941)



DANUBE BRIDGE AT MEDVE. (1942)



TISZA BRIDGE AT SZEGED. (1948)



MARGARET BRIDGE IN BUDAPEST (1948)

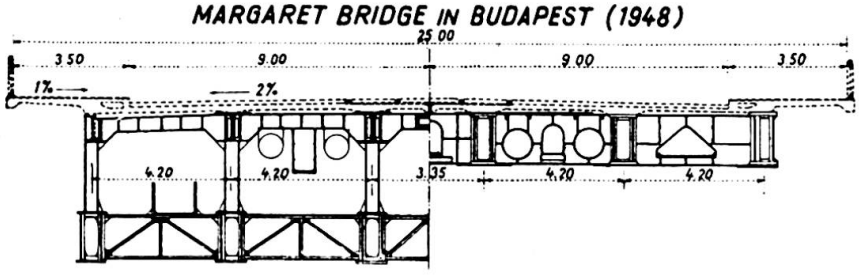


Fig. 1. Cross sections showing welded deck - girders of the most recent Hungarian Danube and Tisza bridges.

Fig. 2. View of the steel construction of the Arpád-bridge showing welded elements from underneath.

experiments was done giving some comparative information between the quality and economy obtained with this process and with ordinary welding (by hand).

These experiments comprised the fabrication of four cross girders (2 ft 5 in deep and 24 ft 2 in long) two of them hand- and two of them automatically welded. Test specimens were cut out from these girders in order to give all comparative information as to the tensile-strength, yield-point, elongation and shear resistance of the welds ([3]).

These tests have proved, that the Hafergut-process is at least equal to the best hand-welds and the figures obtained are well beyond the values stipulated in the official standard specifications.

Tensile strength of butt-welds	:	$\sigma_{Bw} = 36$ kg/mm² (= 51 500 lb/sq.in).
Elongation of butt-welds	:	$\delta_w = 12$ %.
Bending elongation of butt-welds	:	$\delta_b = 23.7$ %.
Shear resistance for the unit length of fillet-weld	:	$t = 1\,369$ kg/cm (= 7 670 lb/in).
Fatigue - strength (Endurance limit) (2 million pulsations from 0 — p)	:	$p = 17$ kg/mm² (= 24 242 lb/sq.in).

The process has secured perfectly uniform and smooth weld-surfaces, reliable fusion at the root of the weld ([3]) and the welded structure altogether made a pleasing appearance, inspite of the skew lay out of the steel construction (fig. 2).

The process required specially pressed electrodes, securing absolute concentricity of the core, which were imported from Germany (Hamm) or from Switzerland (Oerlikon) but at present Hungarian Industry has also developped a similar type of electrode with promising qualities.

The mechanical properties of the « Hamm » electrode are the following :

([3]) See : L. Péter, *Elektroschweissung*, 1942/9.

Tensile strength : $\sigma_{Bc} = 42$ kg/mm² (60 000 lb/sq. in);
Yield point : $\sigma_{se} = 37$ kg/mm² (53 000 lb/sq. in);
Elongation : $\delta_{e10} = 10$ %.

Chemical analysis :

C = 0.148 %	S = 0.046 %	Cr = 0.17 %
Mn = 0.48 %	P = 0.007 %	Cu = 0.192 %
Si = 0.061 %	Ni = 0.017 %	W = 0.08 %

The texture of the weld, made by the Hafergut-process was uniformly more coarse-grained as that of the hand-weld; the first layers of this latter one have naturally undergone subsequent heat treatment, resulting in some recristallisation and a fine-grained texture in the underlying layers (fig. 3).

Consequently some deterioration of the fatigue-strength might be feared of, but the tests however did not prove so.

No detrimental deformation or excessive shrinkage has been experienced during the execution, the due deformation of the flanges being counteracted by a previous counter bending of the flange plates in the opposite direction. The average shortening (longitudinal shrinkage) of these girders dit not exceed 0.3-0.4 °/₀₀.

As to the economic side of the process — according to the observation of the welding shop — it made possible a saving of 2/3-3/4 in wages, whilst the cost of material, current and equipment surpassed only by 20 % that of the usual hand-welding.

Experiments at the reconstruction of the Chain-Bridge

Very interesting experiments have been done in connection with the reconstruction of the first and best known permanent bridge of Budapest and of the whole country, namely i.e. *T. W. Clark's Chain-Bridge* constructed from 1839 to 1849. The steel superstructure of this bridge was entirely renewed in 1913-1915 when the wrought iron chains, the wooden stiffening girder and the cast iron deck-girders were changed up with higher quality carbon-manganese steel construction. During the siege of

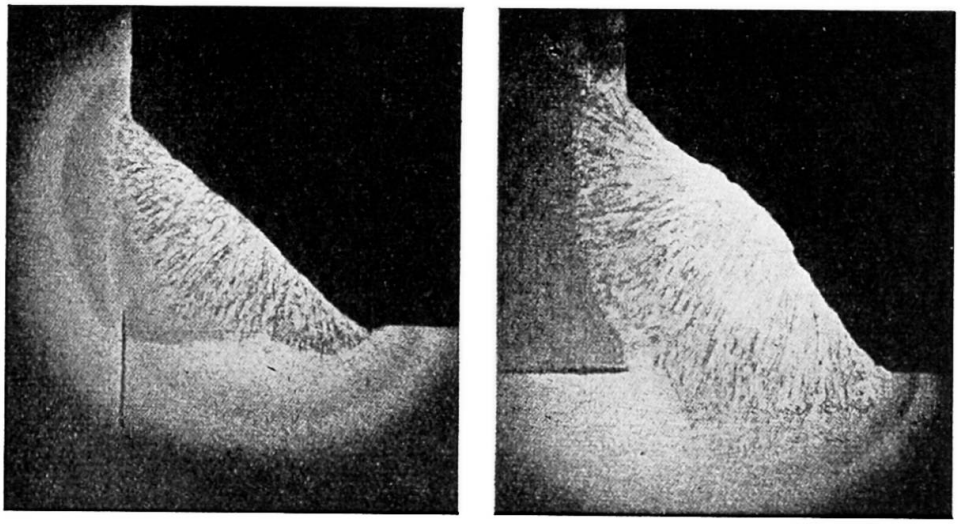


Fig. 3. Typical macro-structure of a fillet weld made :
a) By usual hand welding,
b) By the « Hafergut » process.

Fig. 4. View of the blown up « Chain-bridge » Budapest.

Budapest the German troops have blown up the left side anchoring chambers of the bridge, inducing so a mighty slip of the chains (16 meters = 53 ft 0 in over the left pylone and about 3 meters = 10 ft 0 in over the right pylone) which tremendous deformation led to the entire collapse of the bridge. Although many of the chains broke and many again suffered plastic torsion or buckling still it was evident, that a considerable part of them might be reutilized (fig. 4).

The least deformation set in around the pins, where the rigidity of the chain-bundle was the greatest. Considering that the greatest amount of work is required for the fabrication and accurate tooling of the eyes of the single chain elements it was obvious to save these parts at least for a possible reutilization. Two proper joints would be needed for this purpose to tie the two eye-parts to a shorter and narrower new chain element. This joint most suitably might be feased out by welding. Furthermore the usual way of chain-fabrication, namely the cutting out of the chain shape from a wider plate and a subsequent milling off of the edges might be also greatly simplified if this costly process might be restricted to the eye parts only, which might be joined by welding to the narrower middle plate. (See fig. 5.)

Bearing in mind that the chains — as constant tension members — are the least subject to a variation of stresses, a fairly high endurance limit might be attributed to them and consequently as a rule they are very suitable bridge construction members to be welded.

E. g. in our case the tension stress is ranging from 1 080 kg/cm^2 = 15 400 lb/sq. in (due to dead-weight only) to 1 721 kg/cm^2 = 24 500 lb/sq. in (from dead-weight + live load + temperature + wind load).

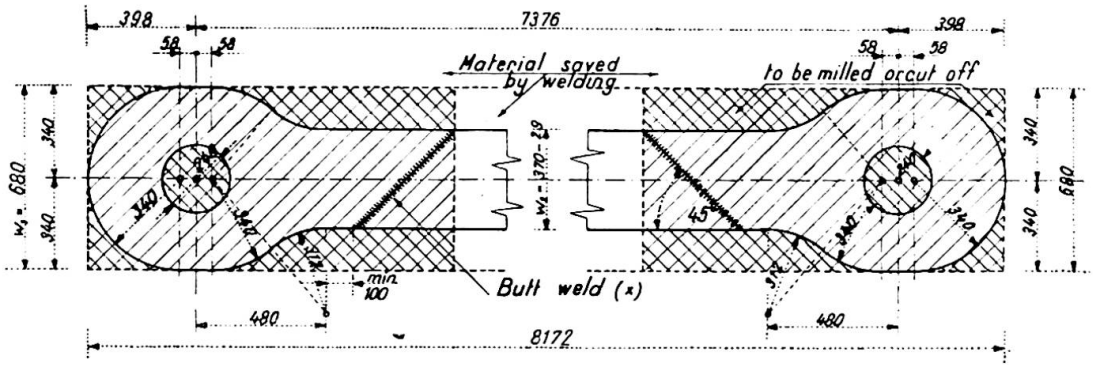


Fig. 5. Plan for the reutilization of the eye parts of the recuperated chain elements suggesting also a possible economic way of chain fabrication by welding.

To clear up the problem of chain welding some experiments were done under our direction by the Technological Institute of Budapest (Prof. Dr L. Gillemot and Ing. L. Péter). Six test pieces were welded with X-shape butt welds by Oerlikon-Univers electrodes. The location of the cut out test-specimens is shown on figure 6, which were destined to check the tensile and fatigue strength of the butt-weld both in longitudinal and in transversal direction. Further test specimens were cut out from the weld-deposit itself. All tests were done with normal and with annealed specimens. The temperature applied was 730° C and 930° C (1 250° F and 1 600° F).

The results obtained are summarised in Table I. From these data it is to be stated that the high-quality carbon-manganese steel from which the chains of the restored bridge were fabricated in 1913-1915, are neither in

Mechanical property	Parent metal			Weld deposit			Welded joint					
							Longitudinal			Transversal		
	As received	Annealed 730°	Annealed 930°	As received	Annealed 730°	Annealed 930°	As received	Annealed 730°	Annealed 930°	As received	Annealed 730°	Annealed 930°
Yield point σ_f kg/mm²	31.3	32.6	29.7	59.3	42.3	38.2						
Tensil strength σ_h kg/mm²	56.7	55.5	55.1	63.1	53.2	45.5	57.1	53.7	46.3	59.3	51,8	46.7
Elongation δ %	25	22.5	19.7	10.2*	29.4*	30*						
Reduction of area ψ %	53.3	53.8	51.4		72.2	64.5						
Endurance limit σ_u kg/mm²	24.2	—	—						18.5		18.0	
Charpy keyhole notch cleavage test mkg/cm²	7.5	9.6	9.6									

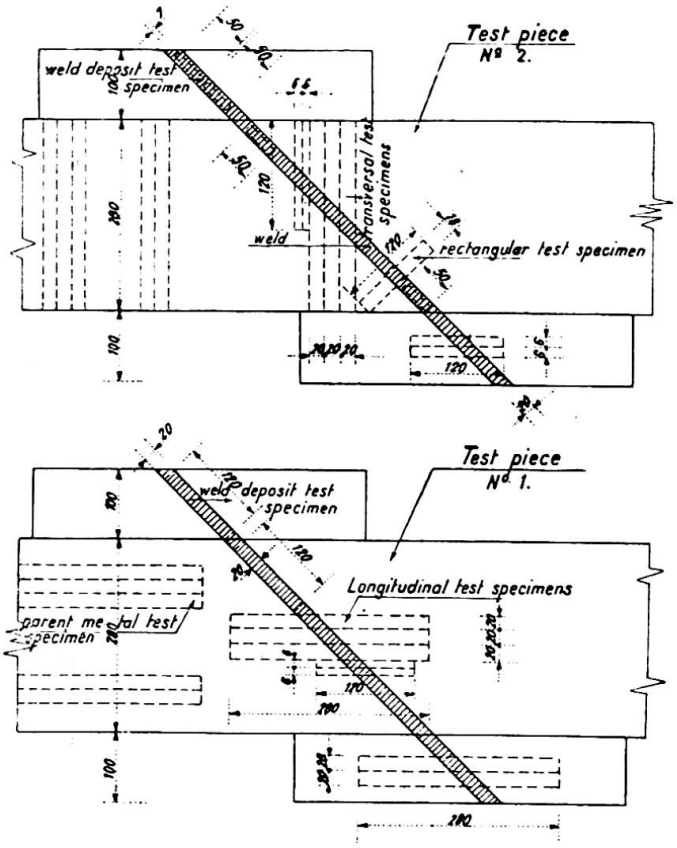


Fig. 6. Test-pieces showing the location of test specimens.

a state of fatigue nor aged nor subject to any trace of corrosion-fatigue. Inspite of their fairly high Carbon and Silicon content they are readily weldable and the applied Oerlikon-Universe electrode is capable of yielding butt welds equal at least to the parent metal as to its mechanicals properties, if carefully prepared.

TABLE I.

RESULTS OF VARIOUS TESTS MADE FOR CHAIN BRIDGE RECONSTRUCTION

(1947/48)

Rectangular			Note
As received	Annealed 730°	Annealed 930°	
59.7	50.7	41.8	*) for a distance of 5 d
	17.0		2 million cycles from 0 — p limit

Chemical analysis of parent metal (1913) :
C = 0.28 %; Si = 0.13 %; Mn = 0.94 %;
P = 0.034 %; S = 0.052 %
Specification for parent metal :
σ_f = 29-31 kg/mm²;
σ_h = 50-55 kg/mm²; δ_{10} = 25-21 %

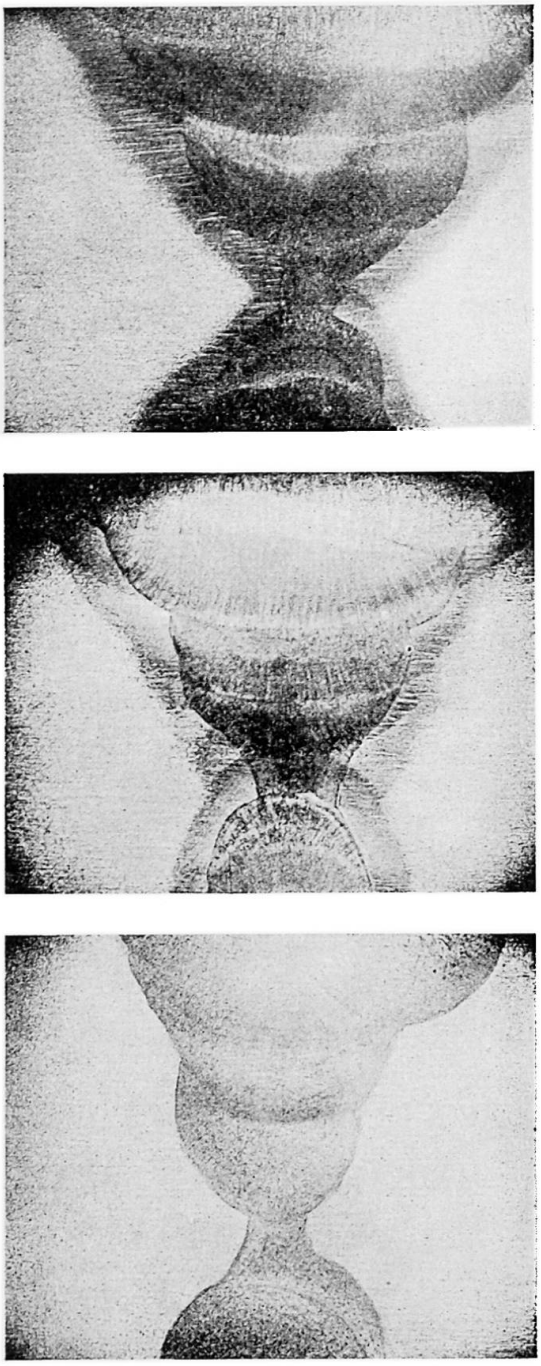


Fig. 7. Macrostructure of X-welds of the test specimens :

a) As rolled condition;
b) Stress relieving heat treatment (730° C);
c) Normalising heat treatment (930° C).

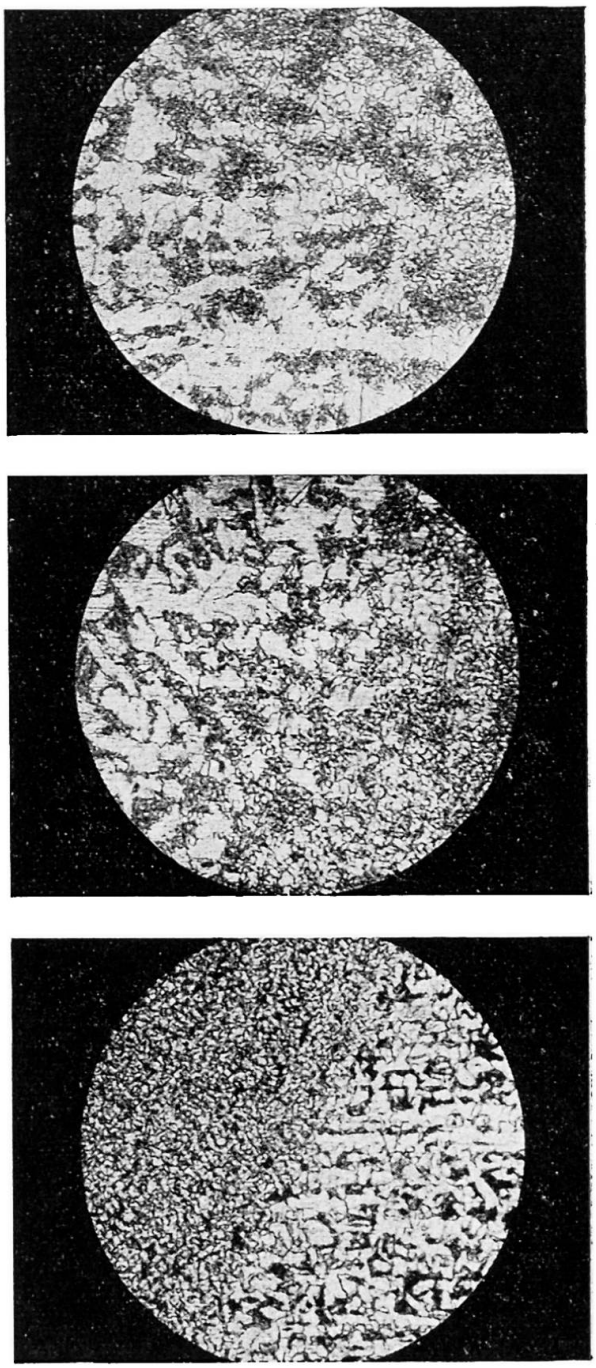


Fig. 8. Microstructures of the same welds (transition zone) :

a) As rolled;
b) Stress-relieved;
c) Normalised.

The X-ray photographs taken from the X shaped butt welds have manifested the first class quality of welds.

Annealing of the welds is raising considerably their ductility (by 200 %) and results in a considerable inner stress relief between the differently hard transition-zones. Annealing to 930° C (1 600° F) makes disappear entirely all difference in the microstructure of the transition-zone

and yields a further raise of 20 % in the Charpy keyhole notch cleavage test results (Table I).

These results are to be seen from figure 7, *a*, *b*, *c*, showing the macrostructure and from figure 8, *a*, *b*, *c*, showing the microstructure of the welds.

This latter has got a purely ferritic structure differing from the transition-zone in the size of the crystals only. The microscopic checks have revealed however no internal crack or harmful internal structural change whatever.

Considering that any heat treatment over the lower critical-temperature (730° C = 1 250° F) may bring about some changes in the metal's internal microstructure (ferrite $\longrightarrow$ austenite) practically a stress-relieving heat-treatment was advisable only, which would produce a very substantial raise of the weld's ductility. All other mechanical properties being entirely satisfactory in the as-rolled state already.

A delicate problem was still left to be studied; namely the accurate length-control of the welded chain elements without setting up any harmful residual stresses.

The measure of shrinkage can't be estimated as punctually in advance, that the distance between the pin holes (7 500-8 500 mm) could have been granted up to 1 mm accuracy. A reboring of the pin holes and consequently the application of new larger diameter pins was unavoidable.

Simultaneously experiments were made with the restraightening of the badly crooked chain-plates (fig. 9).

This operation was done by cold mongering of the single elements which suffered in most cases serious plastic deformation. This procedure proved also successful but resulted naturally in a different elongation for each member of the chain bundle varying according to the radius and to the angle of curvature

Fig. 9. Recuperated, crooked chain-bundles in foreground, supporting and staging, with the saved chain-line of the right span to be readjusted in the background.

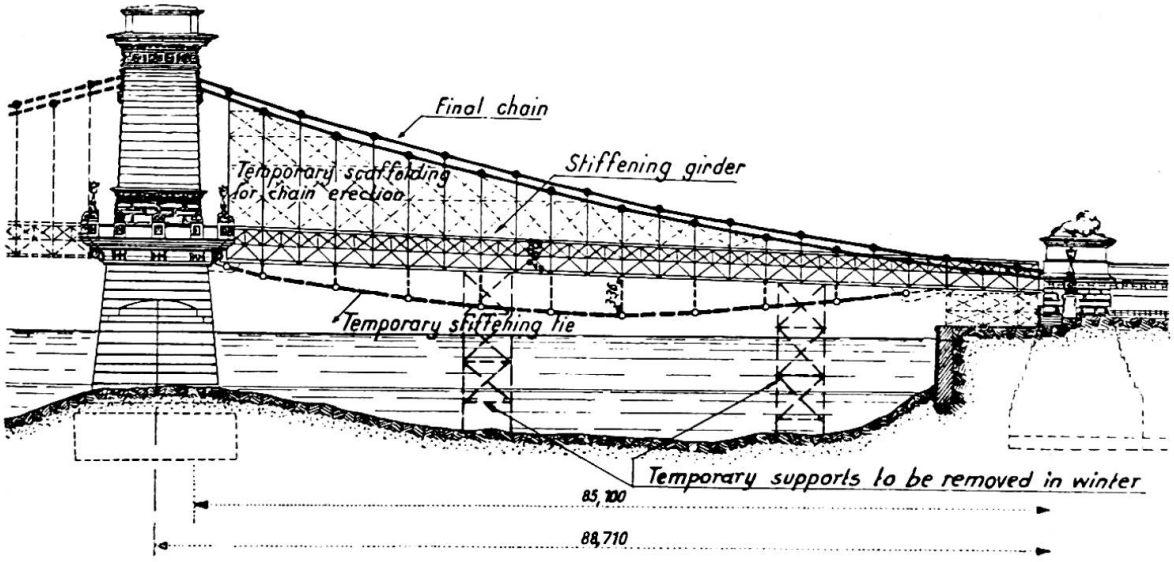


Fig. 10. Erection (readjustment) scheme of the chains in the right span of the bridge showing new stiffening trusses and temporary welded stiffening-tie underneath.

and a general embrittlement of the steel-material (fig. 9). In the total length of the chain elements in one bundle this difference amounted up to 2-5 mm. This involved also reboring of the chain bundles and required new pins. Test specimens were taken from the restraightened parts of the chain material to check any deterioration of the mechanical properties due to this cold machining of the steel material. But the tests have delivered no considerable change as compared to the original.

Tensile strength : $\sigma_B = 53$ kg/mm² (75 000 lb/sq. in).
Yield point : $\sigma_s = 34.2$ kg/mm² (50 000 lb/sq. in).
Elongation : $\delta_{10} = 22$ %.
Reduction of area : $\psi = 49$ %.

Brinnel hardness was raised from 155 to 185-195 at some badly crooked sections.

Considering the economic advantages of restraightening and with special regard to the absolute urgency of the work, which might have an unfavourable influence upon the required reliability of welding and upon the required carefulness of the subsequent heat treatment, the idea of welding was given up for this time and it was finally decided, that the crooked chains would be carefully restraightened and rebored, and the still missing chain elements would be fabricated in the usual way. Only a temporary stiffening tie will be composed of welded chain elements. These are welded out of the heavily injured chains which were cut in two, either by the rupture of the bridge or when removing a certain length of the chain line as debris from the river bed. This job comprises the welding of some 80 chains and will afford a good opportunity to make further observations and gain further information on the possibility of chain fabrication by welding. (Which might be needed for the reconstruction work of the other chain bridge : the Elisabeth bridge in Budapest.)

This stiffening-tie will temporarily raise the load carrying capacity of the right span stiffening girders which will have to carry, beside their

own weight, the total dead load of the chains which suffered the least displacement and may be easily readjusted from a temporary scaffolding built on the stiffening girder, which is of course not dimensioned for this overloading. The stiffening girder is erected by floating crane on temporary supports which must be removed before the appearance of drifting-ice and will then be replaced by this tie (fig. 9 and 10).

Welding of the tube-trusses for the Kossuth-bridge

The construction of the Warren-trusses for the *Kossuth-bridge* in Budapest and for the new highway bridge at *Szolnok* is of quite a special interest.

As it is known from the literature ([4]), Budapest and the whole country was deprived from all its large span bridges and communication was restored by military small-span pontoon and wooden pile bridges which were not able to resist neither high floods in spring time, nor drifting ice in winter. The *Kossuth-bridge* was meant to be the first permanent link in Budapest over the Danube just as the highway bridge at Szolnok was the first one over the river Tisza. Both of them were to be built within an extremely short delay amidst the most unfavourable circumstances, just under post-war conditions in an entirely devastated country. The construction of the Kossuth-bridge was started in May 1945 and was to be completed in January 1946, i.e. before drifting ice would carry away all the temporary pontoon- and pile-bridges. In an absolute want and penury of material, only some tube sections might have been secured for the steel construction of the bridge which were left from the war. And as it was indispensable to build at least two 55 m (184 ft 0 in) and one 78 m (260 ft 0 in) large spans (fig. 1) the trusses of these spans had to be composed of these tubes available. All junctions and splicings of the tubes could not be economically solved but by welding. Thus we were compelled to establish the largest span all-welded bridge in the country within the shortest period, and amidst the most unfavourable circumstances.

Some important considerations which were all against the given welded construction :

1. Recent bridge construction practice prefers to apply plate-girders for spans of this size owing to some unfavourable experiences gained with trusses.

2. The construction of a welded bridge of such an exceptional size would require first-class workmanship, reliable workmen and a carefully specified succession for the laying of each bead of weld, as well for shop welds as for field welds. A very careful erection and assembly of the whole construction would be also required. None of these preconditions of a reliable work were fulfilled owing chiefly to the lack of time, to the lack of erection cranes and of other equipment and to the lack of qualified labour, workmen being chiefly prisoners of war and those who were left had to dispense with the most simple needs of their own and their family's alimentation and to defy the rage of a never precedented inflation of the Hungarian currency.

([4]) *Travaux*, 1947, août; *Structural Engineer*, 1948, Dec.; *Magyar Technika*, 1946, May; *Tér és Forma*, 1946, February.

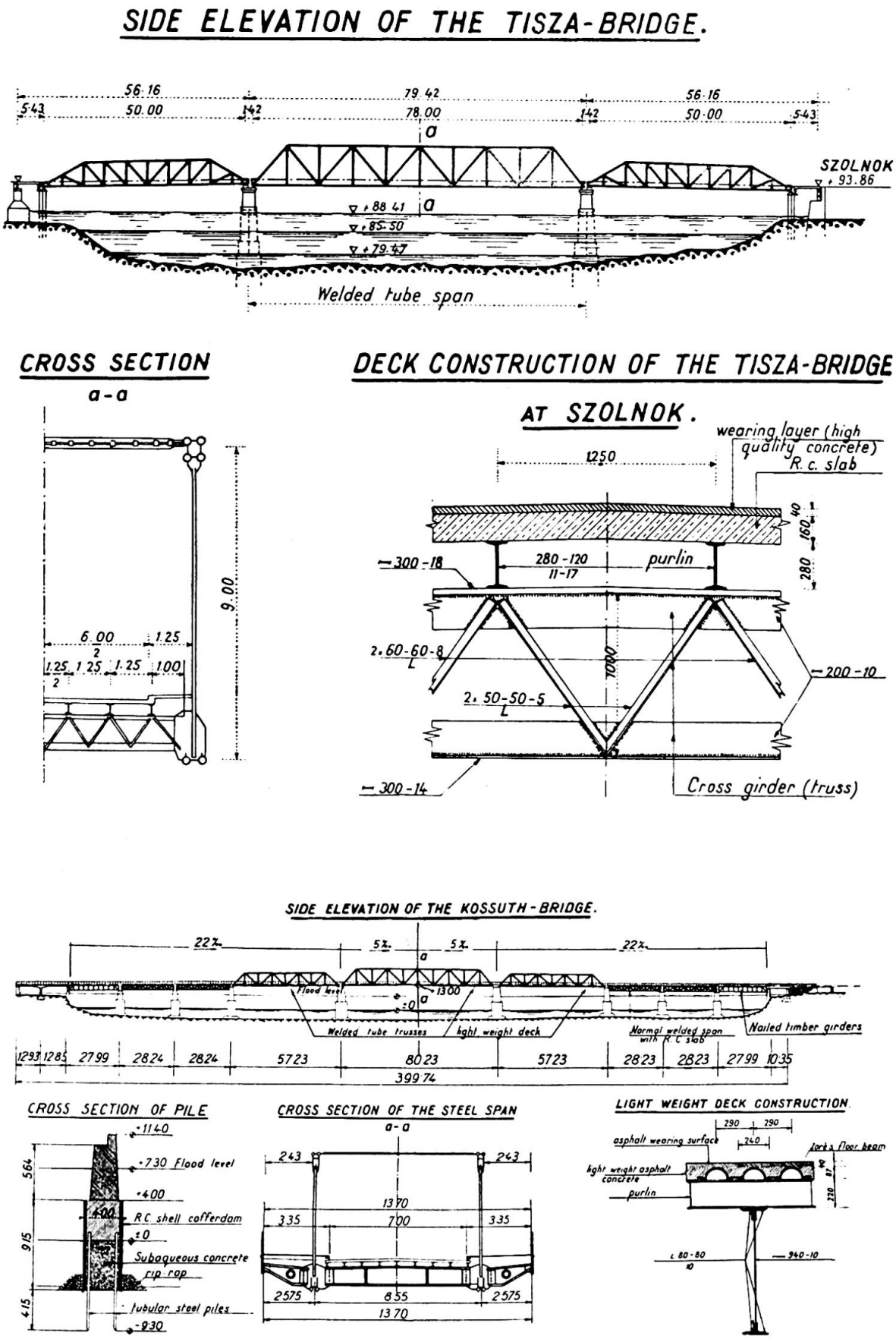


Fig. 11. General plan of the « Szolnok » and « Kossuth » bridges.

3. The chemical analysis of the available steel material (high quality steel) :

C	= 0.31 %	Tensile strength : σ_B	= 55 kg/mm² (80 000 lb/sq. in)
Mn	= 0.65 %	Yield point : σ_s	= 36 kg/mm² (50 000 lb/sq. in)
Si	= 0.28 %	Elongation : δ (2.5d)	= 27 %
P	= 0.037 %		
S	= 0.036 %		

was also not a favourable one, owing to the fairly high C and Si content.

At last the uniformity of the available electrodes could also not be secured, because the small quantities of different electrodes in stock that must have been made use of.

4. Owing to the required rapidity of construction and bearing in mind that the application of R. C. deck construction was excluded (we could not afford the required time for hardening nor run the risk of a hard frost in winter time) a very simple light-weight : $g = 250$ kg/m² = 50 lb/sq. ft steel deck construction was specified (see fig. 11, *b*). This comprised *Zores* floor beams, recuperated from the debris of the blown up bridges, filled with an asphaltic-concrete and covered with a hard asphalt-coating, which could be opened for traffic when laid immediately. It was also evident that this considerable reduction of dead weight will lead to an increased susceptibility for oscillation, which again leads to an earlier fatigue.

5. It was also foreseen that a considerable part of field welds would be prepared in winter at very low temperatures : an undesired factor which also increases the weld's brittleness.

6. Tubes are especially not suitable to have first class butt-welds considering that a rewelding of the root from underneath is out of question.

Welded trusses composed of tubular sections are otherwise considered generally economical and largely applied in air-plane construction. This statement refers of course primarily to structures consisting of *single tube* sections. In the case of the Kossuth-bridge the size of the tube sections was limited; in order to develop sections for 260 ft 0 in span trusses we had to put two tubes together and for the upper chord even four. This

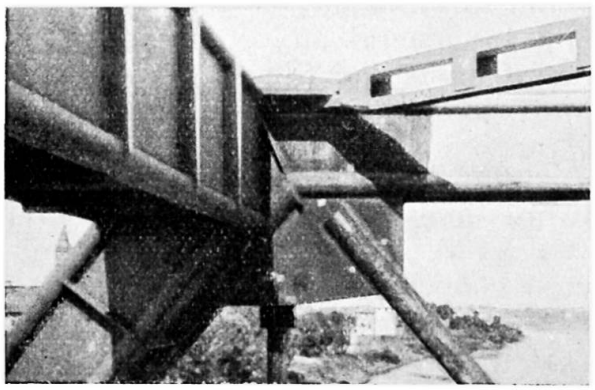


Fig. 12. Upper chord junction showing a double tube diagonal, joined to a double chord by a gusset plate welded by fillet weld.

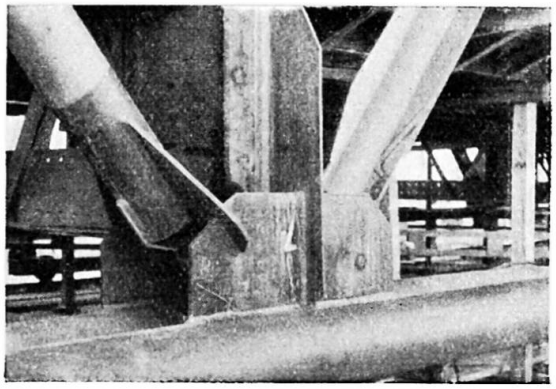


Fig. 13. Lower chord junction showing a single tube diagonal, joined to a double tube chord by a notched transversal plate welded to the gusset plates again by fillet weld.

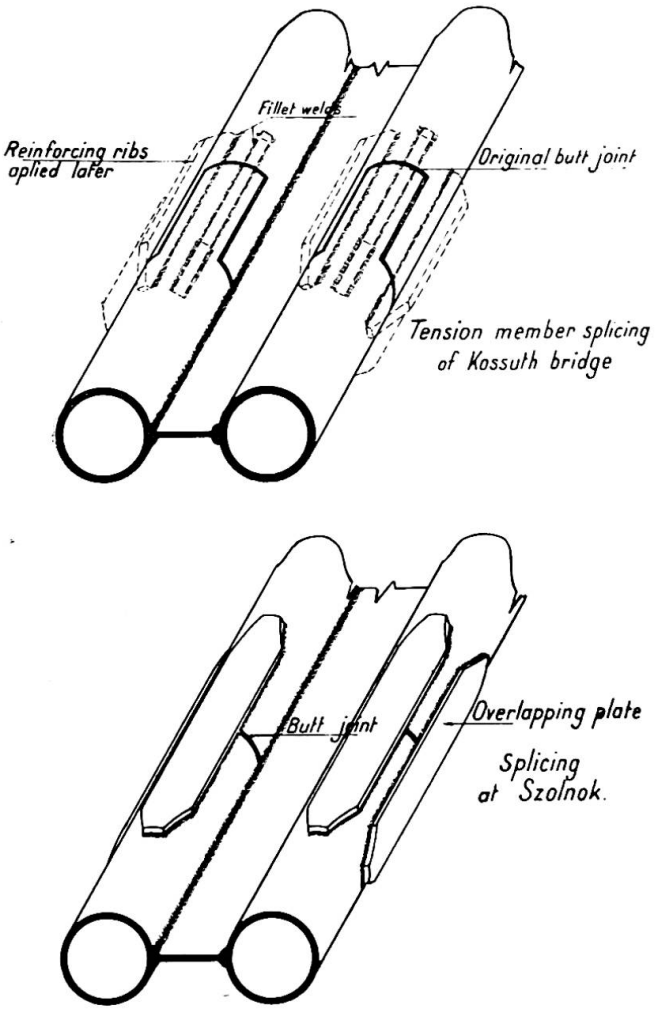


Fig. 14. Welded splicings :

a) At Kossuth bridges : the original tongue and grove butt weld showing reinforced ribs (dotted) applied subsequently.
b) At Szolnok a simple butt joint with welded cover plates.

circumstance rendered the solution of the junctions undeniably more difficult. The general idea adopted for them was the application of fairly large gusset plates on which all notched tubes were welded by filled-welds. Figure 12 illustrates how a double-tube diagonal was joined to the gusset, whereas figure 13 is showing how single bar diagonals were welded to the double gusset-plates.

We were quite aware that from the point of view of stress-transmission these solutions had some defects, but they made at the other hand a rather easy and quick fabrication and simple and reliable field welding possible and this latter ought to be the decisive factor. Any inaccuracy in fabrication could be easily repaired — when it became a trouble in the assembly — by simple widening or lengthening of the notches or by a slight increase of the strength of the filled welds.

Greater difficulties were encountered with the field joints of the tension members i.e. primarily at the splicings of the lower chords.

In order to assure a uniform joint and to avoid the application of any overlapping plates and fillet welds and in general any combined joint where the questionable cooperation of butt-welds and fillet-welds of different elastic qualities ought to be taken into account, a « tongue and groove » shaped butt joint was specified (fig. 14).

Regarding the fact that according to the welding specifications a butt weld may be computed for the transmission of 70-75 % of the total tensile forces only, the missing 30-25 % was to be overtaken by the longitudinal butt welds. Owing to the defective cooperation of longitudinal and transversal butt welds only 60 % of the actual weld area was taken into account and with regard to the expected faulty and irreparable fusion at the root section of the tubes, the actual thickness of the tubes was lessened by 0.2 cm. The admitted working stresses in the butt weld were taken to 1 000 kg/cm² (14 000 lb/sq. in) for tension and to 500 kg/cm² (7 000 lb/sq. in) for shear, thus giving the following formula for a welded joint in a tension member of the truss. The total tensile force :

$$P = D \cdot \pi \cdot (t - 0.2)\ 1\,000\ \mathrm{kg/cm^2} + 0.6\ L\ 4 \cdot (t - 0.2)\ 500\ \mathrm{kg/cm^2}$$

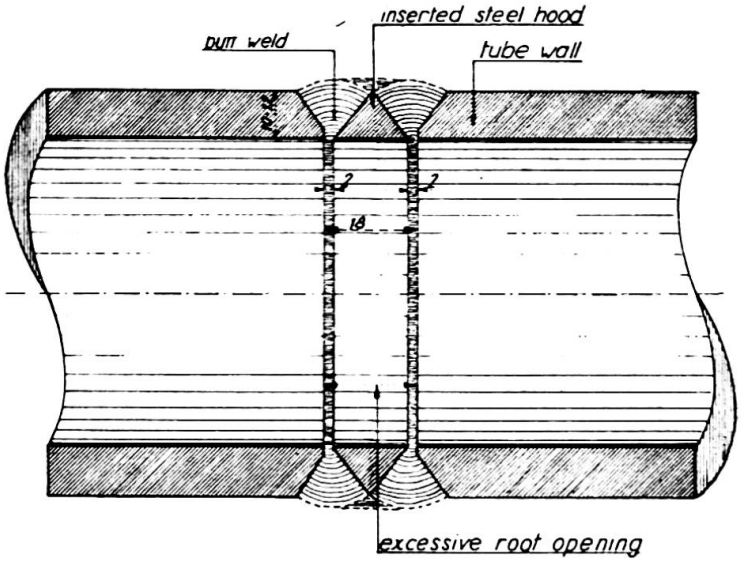


Fig. 15. Welding scheme at excessive root openings.

(where D = mean diameter, and t = thickness of tube section in cm and L cm denotes the length of longitudinal butt weld to be applied).

But even this great precaution did not prove adequate enough. The difference of ductility of longitudinal and transversal welds was still bigger and owing to their much greater rigidity these latter had to transmit the whole tension alone before any of the longitudinal welds could come into action at all.

In itself this would not have been of major importance, considering that nowadays the resistance of butt-welds is at least equal to that of the parent metal, but the bad quality of these welds did not allow to rely on the joints as they were.

It was but natural that being aware of the numerous unfavourable circumstances, a very strict control of welding work was introduced quite from the very beginning of the work; but unfortunately enough the fabrication shop was 130 km off from Budapest and the constant inspection of the work was greatly curbed by the lack of trained personnel and by the enormous difficulties of traveling (chiefly in the first three months restricted to occasional military cars only). The first X-ray equipment was available only when the assembly and erection work was started and then it was set at work at once to check field welds. The first radiographs revealed a very bad quality of welds. Pores, slag inclusions and first of all lack of fusion at the root section were the main defects, even hair cracks were found at some places. Nearly 50 % of the butt welds was found defective and had to be repaired. No improvement was experienced either with the field welds, where two reasons were chiefly responsible for this bad quality work :

a) *The winter season* with a cold sometimes of — 5°, — 15° C (23°, 5° F) which resulted in an increased brittleness of the welds. According to Ing. L. Péter's experiments elongation values were reduced in a cold of — 15° C (5° F) by 42 % and area-reduction (contraction) values by 12 %.

b) *The defective accuracy* in steel work fabrication which resulted sometimes in root openings of 12-18 mm in the field joints. In order to establish the necessary magnetic circumstances we were compelled to insert a small triangular steel hood into the root-opening thus creating two weld

	Width of bridge	Truss Weight		Deck construction Weight	
		Total	Per unit surface	Total	Per unit surface
Kossuth-bridge 78 m = 260 ft span . . .	2.25 + 7.0 + 2.25 = 11.50 m (38 ft 8 in)	180t	200 kg/m² 40 lb/sq. ft	50t	56 kg/m² 11.2 lb/sq. ft
Kossuth-bridge 55 m = 184 ft span . . .	2.25 + 7.0 + 2.25 = 11.50 m (38 ft 4 in)	100t	158 kg/m² 33 lb/sq. ft	30t	48 kg/m² 9.6 lb/sq. ft
Szolnok bridge 78 m = 260 ft span . . .	1.0 + 6.0 + 1.0 = 8 m (26 ft 8 in)	145t	232 kg/m² 46.4 lb/sq ft	35t	56 kg/m² 11.2 lb/sq. ft

roots and a very difficult weld to make, with fairly large and brittle transition zones (fig. 15).

Under such circumstances the decision was made, that all splicings of the tension members must be thoroughly repaired in the way that regardless to the reliability of the transversal butt-welds overlapping plates were specified to transmit all tension by their fillet welds. In order to reduce the extent of the hardened transition zone, narrow rib like plates were applied for overlapping, with gradual bevelled transition at both their endings (fig. 14, *a*, dotted line). All fillet-welds were much easier to make and in the given case, when a subsequent rewelding of the root from the back was impossible and the occurrence of excessive rootopenings was very great, they proved altogether more reliable.

In this way the trusses were completed and the bridge opened for traffic (18-1-1946) but every year there is an X-ray supervision for the control of the most critical joints and junction-points.

All observations and experiences were well utilized at the construction of the entirely similar 260 ft 0 in all-welded span of the highway-bridge at Szolnok (fig. 11), which followed immediately the fabrication and erection of the Kossuth-bridge.

1. The gradual improvement of the communication made it possible to introduce in shop work already a constant X-ray control of the welds resulting a beneficial classification of the welders. With a constant training and instruction of the welders it was obtained that only 10 % of the shop welds was to be repaired or renewed whereas at the Kossuth-bridge 11 % of the tension butt-welds was to be renewed at once and another 38 % was advised to be done subsequently.

The percentage of defective field-welds was reduced to 3 %. (It is to be noted that in Germany e.g. the percentage of defective welds was reduced by the introduction of X-ray control from 32 % to 2-3 %.)

2. The second improvement was the alteration of the tension member splicing. The tongue-groove type was abandoned for a simple butt joint covered with regular overlapping plates (fig. 14, *b*).

These latter and their fillet-welds were dimensioned to transmit all tension force, the first class quality of the butt welds not being granted in advance.

TABLE II.

Total steel Consumption		Note
Total	Per unit surface	
230t	256 kg/m² 51 lb/sq. ft	II. Class loading Light steel deck
130t	206 kg/m² 41 lb/sq. ft	II. Class loading Light steel deck
180t	288 kg/m² 57.6 lb/sq. ft	I. Class loading R. C. deck

This modification resulted not only in the production of more sound welds and the leave out of any cooperation problem but it rendered steel-work fabrication also much easier and more accurate.

3. Welding work was executed in springtime and not in winter, which resulted not only more ductile welds but also assured safer and more reliable work of the welders.

4. Welds were made in a carefully worked out succession to minimize any harmful distortion or internal stress. This could not be followed at the Kossuth-bridge where work was so exceedingly urgent that one practically had to start welding on each element when it arrived from the shop and was fitted to its proper place and one could not wait very often for the arrival of the next element which actually ought to have a preference at one or both endings in the proper succession of welding.

The succession of welding work was in general :

a) All junction points were adjusted and fixed in their final horizontal and vertical position.

b) All joints of the chords were welded, beginning from the supports towards the middle of the span.

c) Diagonals and verticals (web members) were welded to the junction points in turn afterwards from the middle of the span towards the supports.

5. A more accurate fabrication has put an end to excessive root-openings, which were primarily responsible for defective fusion at the root section.

6. A continuous R. C. slab deck was built instead of the lightweight steel deck construction of the Kossuth-bridge which granted a beneficial stiffening effect and, increasing the dead weight, reduced oscillation too (fig. 11, *a*).

This bridge was opened for traffic on the 19th of May 1946 and the previous test loading furnished very satisfactory results as to the behaviour of welds as well as to deflection.

The welded tube construction was altogether a very light-one as it is to be seen from table II. The total steel demand per unit surface (1m²)

is well below 300 kg which is by 25-50 % less than the usual figures obtained with normal riveted steel constructions.

Résumé

L'auteur décrit en premier lieu l'exécution et les résultats des essais réalisés avant la soudure des éléments de tablier du pont Arpád à Budapest. Lors des travaux de reconstruction du pont suspendu de Budapest, on effectua des essais statiques et dynamiques pour contrôler la soudabilité des aciers au manganèse et à haute teneur en carbone.

Pour terminer il décrit les poutres en treillis en construction tubulaire soudée de 55 et 78 mètres de portée du pont de Kossuth sur le Danube et du pont près de Szolnok sur la Tisza. Il explique les causes de défauts dans les soudures, décelés par l'examen radiographique, et donne des détails constructifs des nœuds.

Zusammenfassung

Der Verfasser beschreibt zuerst die Art und die Ergebnisse der Versuche, die vor der Schweissung der Fahrbahnträgerelemente der Arpád-Brücke in Budapest durchgeführt wurden. Dann folgt ein Bericht über die Wiederherstellungsarbeiten der Kettenbrücke in Budapest. Auch hier wurden statische und dynamische Versuche angestellt, um die Schweissbarkeit der hochwertigen Carbon-Mangan-Stähle zu überprüfen.

Abschliessend werden die geschweissten Rohrfachwerkträger von 55 und 78 m Spannweite der Kossuth-Brücke über die Donau bei Budapest und der Theissbrücke bei Szolnok beschrieben. Die Ursachen der durch Röntgenuntersuchungen festgestellten Fehler in den Schweissnähten werden erklärt und konstruktive Einzelheiten der Knotenpunkte gegeben.

Summary

In the first instance the author describes the execution and results of tests made before welding the parts of the floor of the Arpád-bridge at Budapest. During reconstruction work on the Budapest suspension bridge, static and dynamic tests were made to check the weldability of manganese steel having a high carbon content.

In conclusion he describes the tubular construction lattice girders, welded and of a span of 55 and 78 metres, of the Kossuth bridge over the Danube and the bridge near Szolnok over the Tisza. He explains the causes of defects in the welding, discovered by an X-ray control and gives constructive details of the joints.

Ia12

Mât de pelle mécanique entièrement soudé de 45m7 de portée
(avec remarques concernant la conception des nœuds)

Vollständig geschweisster Ausleger eines Eimerseilbaggers von 45m7 Länge
(mit einigen grundlegenden Bemerkungen über die Ausbildung der Knotenpunkte)

All-welded dragline boom of 150 ft length
(with some basic remarks about the design of welded nodes)

Dr ING. H. GOTTFELDT, M. I. STRUCT. E.
London

While a great number of plate girders for road bridges as well as for railway bridges have been successfully welded during the last two decades, designers are still reluctant to use the same technique for lattice girders when these are subjected to predominantly dynamic loading (stress reversals, impact).

The basic difference between a plate girder and a lattice girder lies in the fact that in the former the vertical shear forces are being changed gradually all along the length of the span into couples of horizontal forces (representing the bending moments), while in a lattice girder this changeover takes place abruptly at discreet points only, i.e. at the nodes : the force in the flange of a plate girder is a continuous function of the distance from the support, the force in the chord members of a lattice girder is constant between the nodes. Consequently, a failure at the nodes of a lattice girder will be inherently more dangerous than one in the welds between web and flange of a plate girder; the former may be immediately fatal, the latter will lead to a redistribution of stresses but will normally allow time for repairs before anything really drastic happens. The engineer, conscious of his responsibility towards the public using the bridge, is naturally and quite rightly reluctant to incur any grave risk, and the farthest he will go, at present, is to weld the individual members of a lattice girder for a bridge while the connections at the nodes are riveted in the traditional manner.

The author does not share the view that no economic advantage is ever likely to result from an all-welded lattice girder bridge. A comparison of welded and riveted nodes only — without reference to the structure

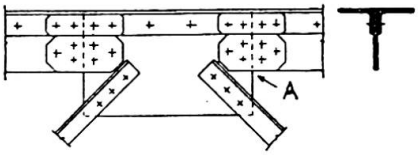


Fig. 1. Riveted design.

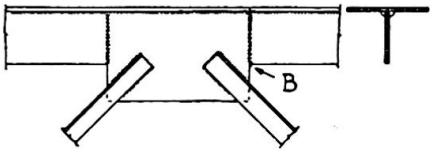


Fig. 2. Welded design.

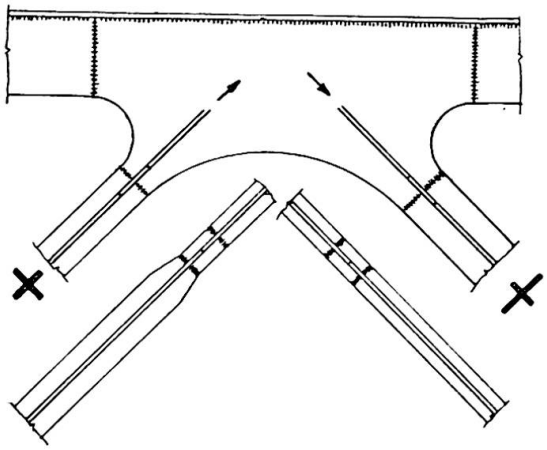
as a whole — is misleading, because the main advantage of an all-welded structure will undoubtedly be found in the fact that welding makes possible the use of more economical sections for the compression members (e. g. tubes), and does away with the reduction in cross-sectional area of tension bars.

The possibility of developing and using wholly welded lattice girders for bridges thus hinges to a great extent on the design and the execution of the connections at the nodes. The author is here concerned solely with design considerations; it is the task of the metallurgist, the electrical engineer, the physicist and the chemist to put the proper tools into the hands of the designer, which will eventually enable him to rely implicitly on the soundness of all welds under all conditions of stress. Even when this has become an undoubted fact the design of the nodes will still require considerable foresight, so as to use the perfect tool in a perfect connection.

A welded connection is distinguished from a riveted one by the simple fact that welds can, by their nature, occur only at the *edges* of a piece of metal (apart from plug welds which, for a variety of reasons, are undesirable), while rivets are more or less evenly spread over the face of a member, and the edges are the only places where they do *not* occur.

An important rule can be derived from this observation : welds should *not* be placed at points where sudden changes of section occur and where from this reason alone stress concentrations are likely to arise at the edges; conversely, where welds *must* be placed at such points, the change of section should be as smooth as possible. A riveted design such as shown in figure 1 is, as experience has shown, perfectly sound, for the simple reason that the sudden change in section is here more apparent than real : there are no appreciable stresses at points A and most certainly no concentrations of stresses. In a similar welded design (fig. 2) the position is totally different; any shrinkage stresses arising from the welding process will be superimposed upon the high stresses that are bound to occur at points B where there is a sharp break in the outline of a now monolithic unit. As the vertical welds in a case such as shown in figure 2 cannot conveniently be placed anywhere else, it becomes imperative to shape the gusset plate itself in accordance with the requirements of a welded design, in other words, the rectangular plate used with rivets should be replaced by the shaped plate shown in figure 3. With modern flame-cutting equipment the cost of cutting such shapes is small, and with a little thought spent on arranging the various shapes to be cut from one sheet, the amount of scrap can be reduced to a very small percentage.

The welds between the vertical flat of the chord member and the gusset plate in figure 3 are butt welds. Butt welds have the advantage over fillet welds that they do not force the stresses to deviate from their straight flow. They are therefore generally more resistant to fatigue stresses and there can be little doubt, on present knowledge, that they will prove the ideal



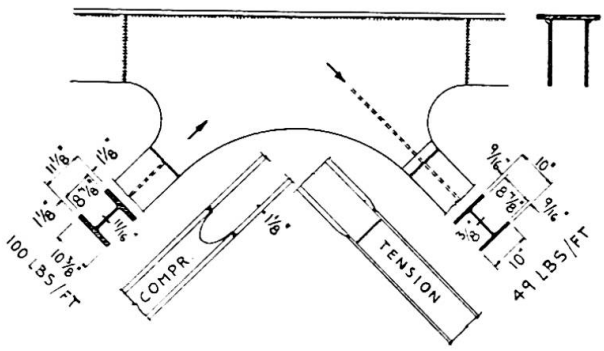


Fig. 3 (left) and **4** (right). Specially shaped gusset plates for welded nodes.

mode of welding for lattice girders subject to dynamic loads. If this view is accepted it applies equally to the *internal* members of a lattice girder and it therefore raises the question of the most suitable shape for these members from a welding point of view. The problem is here more difficult than in the case of the chords, because these internal members end altogether at the nodes, while it will normally be possible to carry at least some part of a chord member through, and splice it, if necessary, some distance away from the node (see horizontal part of T-section in figure 3).

In the case of tension members it would appear that the required result could be attained simply by forming these members from single flats in the plane of the gusset plates. Members with practically no stiffness at all about one of the principal axes are, however, frowned upon in modern bridge design, and a second choice would be a cruciform section, with most of the material in the part butting against the gusset plate. Such sections would also be suitable for compression members, although here the cross-section would have to be more or less symmetrical in order to give the necessary stiffness for both axes. At the ends, the outstanding fins could taper off, so that at the connections again most of the material is in the plane of the gusset plate (fig. 3).

Where the chords have two vertical webs, and where there are, therefore, two gusset plates, parallel-flanged beams would appear to be the best choice for the internal members, as most of their material is concentrated in the flanges, which would butt against the gusset plates. For compression members the flange connection will normally prove sufficient and the webs should be rounded so as to avoid stress concentrations (fig. 4); the webs of tension members could butt against diaphragms between the gusset plates. By making the gusset plates of a suitable thickness it would be possible to connect parallel-flanged beams of different depths to the same node; an example is shown in figure 4, the sizes and dimensions of the joists being standard American rollings.

An opportunity offered itself recently to put at least *some* of these ideas into practice. The structure in question is a boom of uncommonly large size for an excavating machine of the dragline type. From the engineer's point of view this seemed a particularly suitable object for an experimental design, as such machines are certainly subjected to very heavy and partly almost incalculable dynamic stresses — probably much more so than an ordinary bridge which is not called upon to move bodily—

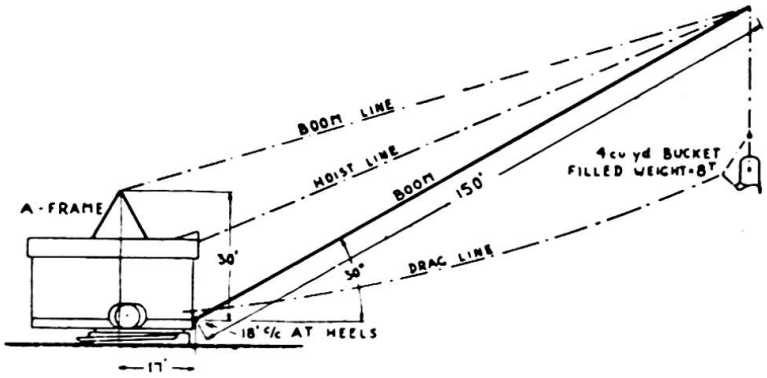


Fig. 5. Diagrammatic sketch of the dragline.

while at the same time any failure was not likely to occasion loss of human life. The *practical* reason for the adoption of an all-welded design was of course the expected saving in weight — an important consideration with these heavy machines where the dead weight is constantly on the move.

The functions of the machine should be clear from the diagrammatic sketch figure 5. It is designed to lift a total weight of 8 tons and to swing it around at an angular velocity of 2 revolutions per minute, which is equivalent to a tangential speed of over 20 miles per hour at the tip of the boom. The sudden lifting of the working load, the angular acceleration at the beginning of each working cycle, and the retardation at its end, impose heavy inertial forces on the structure.

Figure 6 shows the general arrangement of the boom. It is 150 ft long, with a centre portion of 9 ft depth and 12 ft width; at the lower end it widens to 18 ft. In its working position, at about 30 degrees from the horizontal, its tip is suspended from the body of the machine, but

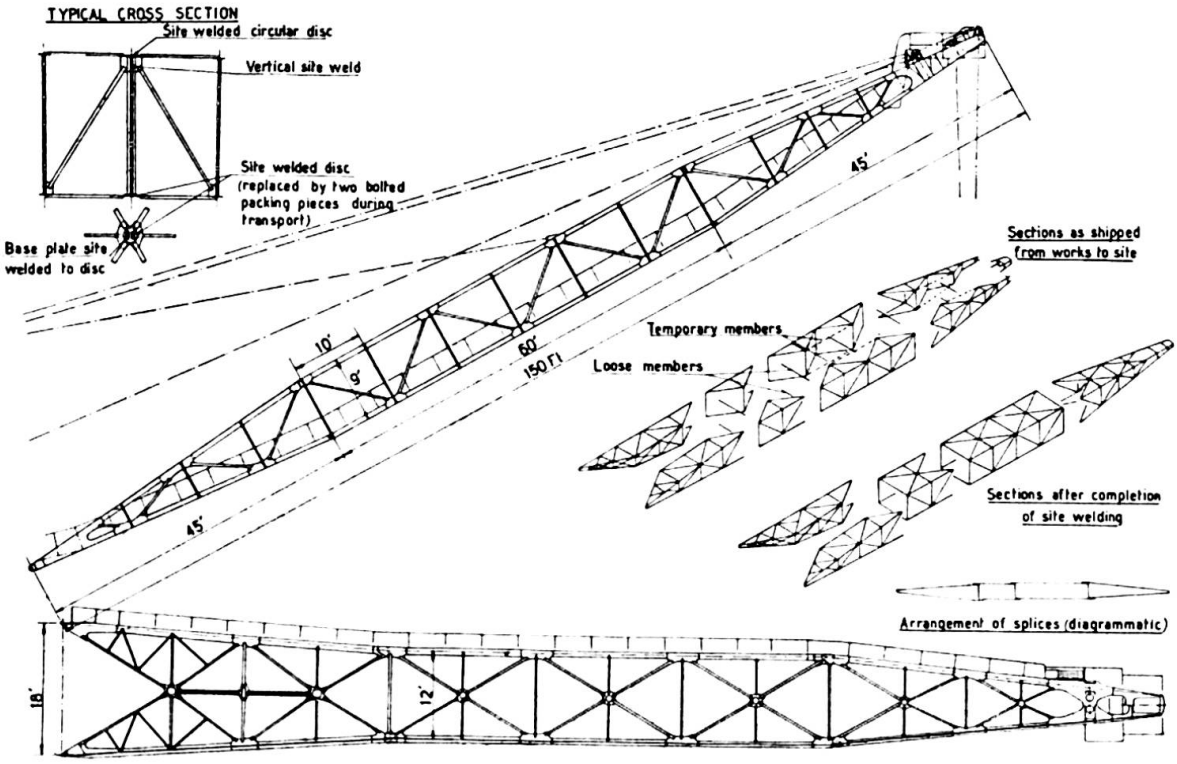
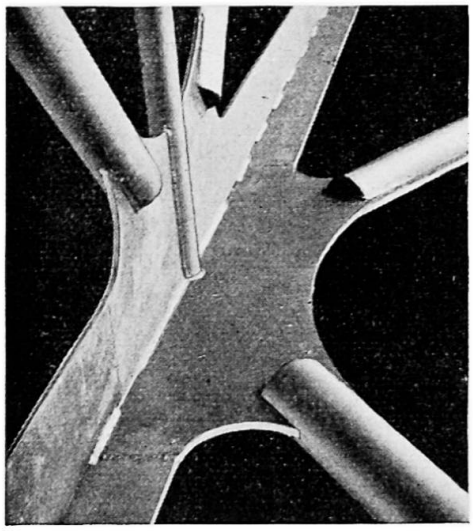


Fig. 6. General arrangement of the welded dragline boom.



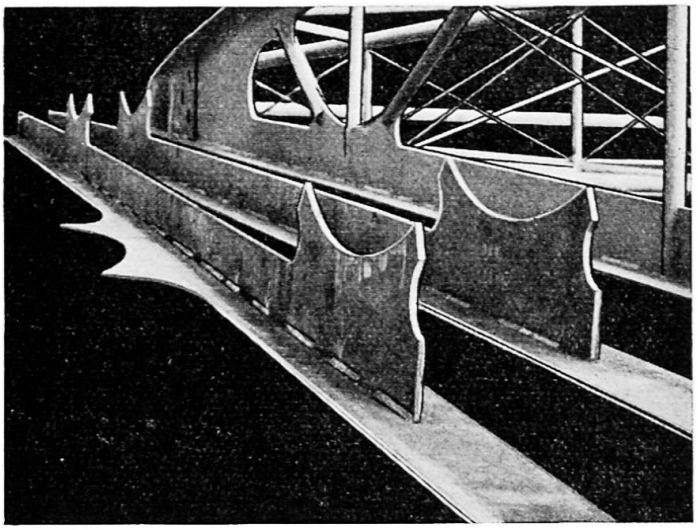


Photo **Alfa.**

Fig. 7. Typical node.

Fig. 8. Chord member. In the background the completed lower portion of the boom.

in order to reduce the influence of the selfweight of the boom, a further subsidiary suspension has been arranged somewhere near the middle of its length.

The main nodes are at about 20 ft centres, and their design is basically as shown in figure 3, with T-sections built up from two flats as chords. Shaped gusset plates have been inserted into the planes of *both* flats of the T-section, but at every node the two gusset plates, one horizontal the other one vertical, are of different lengths so that the butt welds in the two flats of the T-chord do not coincide. Figure 7 is a photograph of a typical node, figure 8 shows some chord members, with the completed lower portion of the boom in the background.

The internal members are not, as suggested above, of cruciform section — such shapes not being rolled at present — but were made of tubes. In a structure of this type practically all forces are reversible so that all diagonals have to be calculated as compression members. The tube is the ideal cross-section in such cases, although the welded connections do not quite conform to the principles laid down above. The connections are made by slotting the tubes and sliding them over the gusset plates, a construction that necessitates the use of side fillet welds instead of butt welds. It should be pointed out here that the use of tubes, with their inherent lightness, would be hardly feasible in a riveted construction.

The principles that governed the design of the gusset plates were also observed at the ends of the boom where the chords draw close to each other. Solid web portions were inserted here, and the transition from the solid to the latticed parts was again effected by well rounded ends to the solid webs (fig. 8 and 9). Especially at the tip these solid parts serve a multiplicity of functions, for instance in connection with the various wheels here required, but all design difficulties were easily and effectively overcome by the combined use of flame cutting and welding, with the result that the structure would not only appear to be structurally sound, but is also pleasing to the eye — a consideration that is bound to carry much weight in the design of actual bridges.

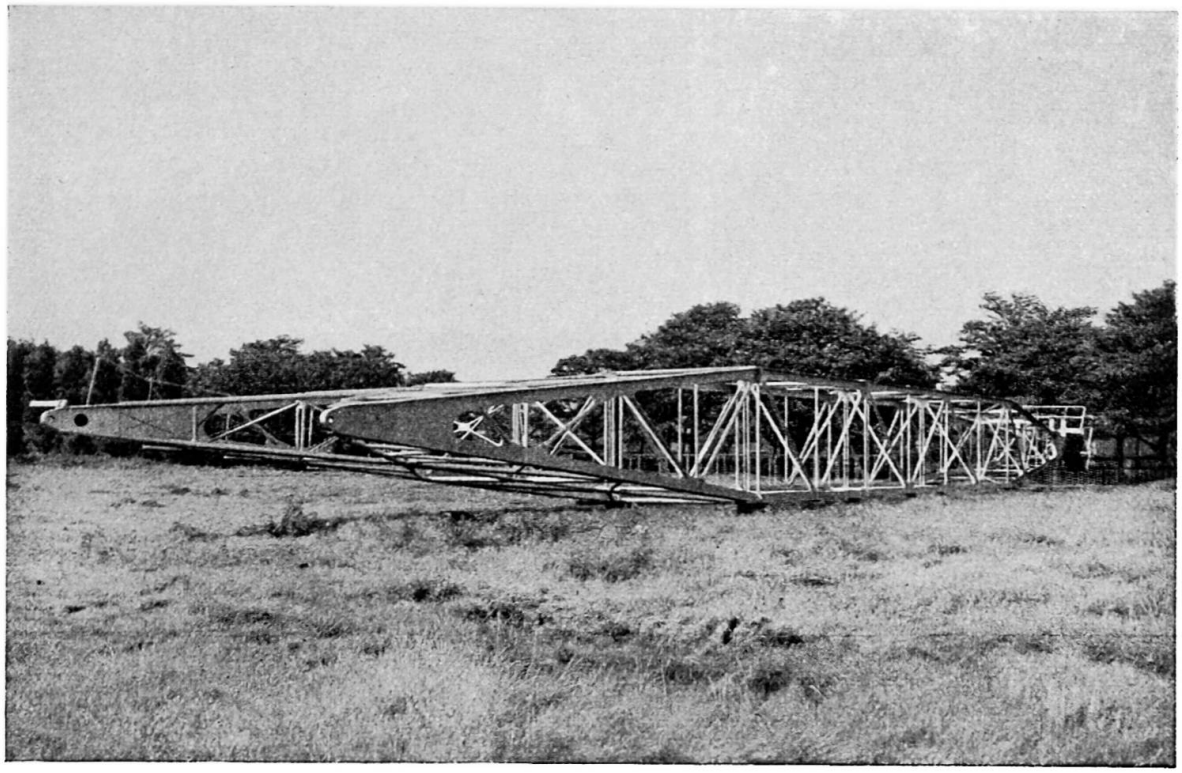


Photo **Turners Ltd.**

Fig. 9. Completed boom prior to its attachment to the machine.

Figure 9 and 10 show the completed boom, prior to its attachment to the machine (1).

Résumé

La réalisation des ponts en treillis entièrement soudés constitue encore un des problèmes à résoudre. L'auteur indique les différences fondamentales entre poutres à âme pleine et celles en treillis, ainsi que celles entre les nœuds rivés et soudés des poutres en treillis. L'auteur donne également quelques suggestions pour un développement des nœuds soudés pour les ouvrages soumis à sollicitations dynamiques. Quelques-unes de ces suggestions ont trouvé une application pratique lors de la construction d'un mât de pelle mécanique dont ce mémoire donne une courte description.

Zusammenfassung

Vollständig geschweisste Fachwerkbrücken gehören noch der Zukunft an. Die grundlegenden Unterschiede zwischen Blechträgern und Fachwerk-

(1) A detailed description of this structure, and an account of the design considerations and of the calculations, has been published in the *Transactions of the Institute of Welding*, December 1946. The paper was awarded the Sir William J. Larke Medal of the Institute for 1946, and the author is indebted to the Institute for permission to use some of this material for the present, more general, paper.

trägern, und zwischen geschweissten und genieteten Knotenpunkten von Fachwerkträgern, werden aufgezeigt, und Vorschläge für die weitere Entwickelung der geschweissten Knotenpunkte dynamisch belasteter Fachwerkträger zur Diskussion gestellt. Einige dieser Vorschläge haben kürzlich bei dem Entwurf des Auslegers eines Baggers Anwendung gefunden, der kurz beschrieben wird.

Summary

Wholly welded lattice girder bridges are still largely a matter of the future. The basic differences between plate girders and lattice girders, as also between riveted and welded nodes of lattice girders, are discussed, and some suggestions put forward for the possible future development of dynamically loaded lattice girders. Some of these suggestions have recently been used in the design of a dragline boom, of which a brief description is given.

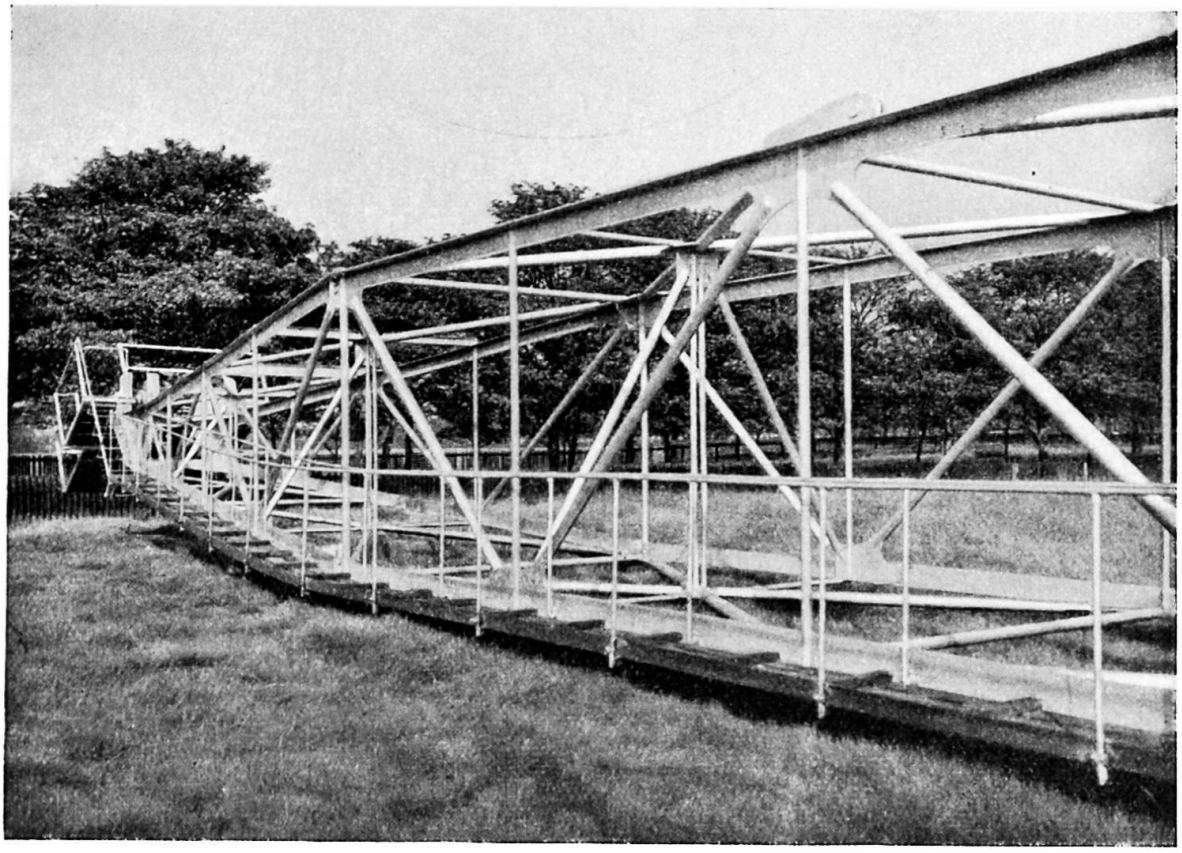


Photo **Turners Ltd.**

Fig. 10. Other view of the completed boom.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Ia13

Sabots d'ancrage soudés des tirants métalliques d'un pont du type « Bowstring » en béton armé

Geschweisste Verankerungsschuhe für die Zugbänder einer « Bowstringbrücke » aus Eisenbeton

Welded anchorage shoes of the metal tie rods of a reinforced concrete bridge of the Bowstring type

A. HORMIDAS & H. LOUIS
Ingénieurs en chef-Directeurs des Ponts et Chaussées

Le pont dont il s'agit (fig. 1) est le pont de Herstal sur le canal Albert; il a fait l'objet d'un mémoire paru dans la *Publication préliminaire* du Congrès (1).

Les maîtresses-poutres comportent chacune un arc de 0^m90 de largeur et 1^m60 de hauteur à la clef, sous-tendu par un tirant en béton armé de 1^m75 de haut et 0^m90 de largeur.

Ce tirant comporte une cavité de $0^m28 \times 0^m90$ dans laquelle est logé un tirant métallique fixé aux naissances des arcs par des sabots d'ancrage de 0^m85 de largeur et 1^m60 de hauteur.

Le tirant supporte un effort de traction de 898 tonnes; il est constitué par deux tôles de 670×21 et par quatre plats de 303×40, tôles et plats provenant du découpage de poutrelles à larges ailes parallèles H_R 80.

L'effort du tirant est équilibré par des plateaux d'ancrage qui exercent sur le béton une pression de 70 kg/cm². Ceux-ci constituent des organes essentiels de la stabilité de l'ouvrage et il importait de leur consacrer un soin tout particulier, tant dans leur conception que dans leur exécution.

Un premier projet prévoyait la réalisation de ces pièces en acier forgé (fig. 2). Chaque sabot comprenait une partie centrale en forme d'étrier et deux parties latérales en équerre ouverte.

Entre la partie centrale et chacun des éléments latéraux s'intercalait la moitié de la section composant le tirant, le projet initial prévoyant un tirant composé par quatre tôles de 25 millimètres d'épaisseur.

Ce projet n'a pas été retenu pour plusieurs raisons :

---

(1) A. Hormidas, *Le Pont des Arches sur la Meuse à Liège et le Pont de Herstal sur le canal Albert* (*Publication préliminaire*, Thème IId1, pp. 267 à 280).

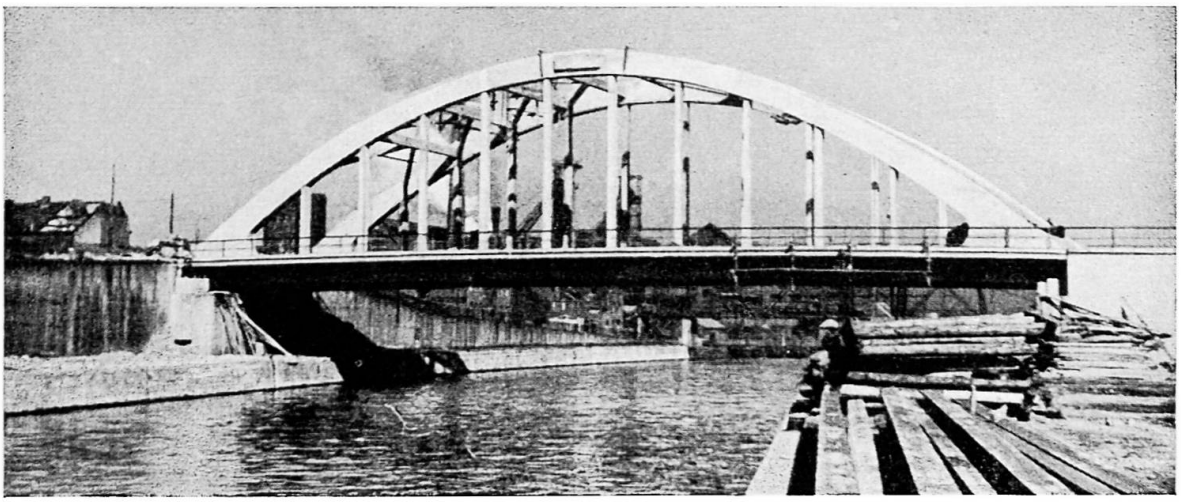


Fig. 1. Vue du pont de Herstal sur le Canal Albert.

1. Il n'offrait pas une sécurité suffisante en raison de l'importante flexion de la partie centrale du sabot et de la tendance à l'ouverture des ailes saillantes des deux parties latérales;

2. Il s'est heurté à une impossibilité technique de fabrication, particulièrement pour la partie centrale;

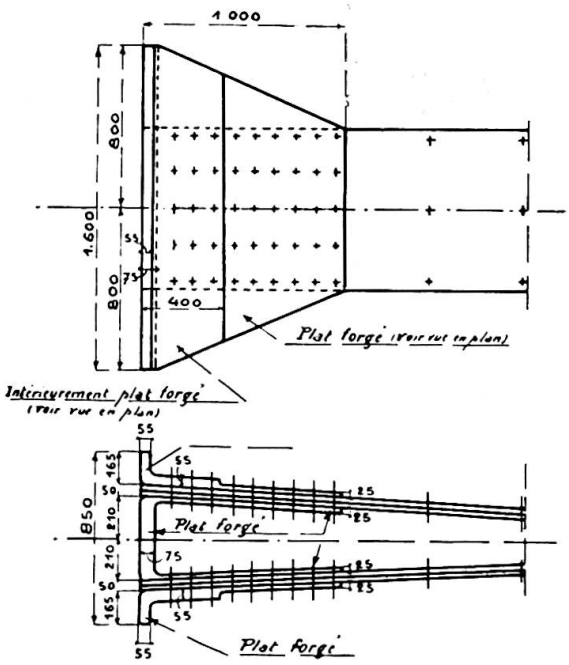
3. Des difficultés momentanées d'approvisionnement en tôles avaient entre temps conduit à une modification dans le choix des éléments constituant le tirant.

L'exécution des sabots à l'aide de plats et cornières en acier laminé et assemblés par rivure ne fut pas retenue eu égard à la complexité des assemblages, à l'impossibilité de poser les rivets dans de bonnes conditions par suite de l'exiguïté de la pièce. Une telle conception, tout en faisant apparaître le danger de déformation des cornières d'assemblage, avait encore pour effet une sollicitation de traction sur les têtes de rivets.

La conception consistant à prévoir des ancrages constitués par des éléments soudés s'avérait la seule possible.

Un projet fut élaboré dans ce sens (fig. 3): il prévoyait deux goussets, longs de $1^{m}225$, hauts de $1^{m}600$ à une extrémité et de $0^{m}670$ à l'autre.

Ces goussets formant flasques devaient être boulonnés au tirant; ils étaient reliés à cinq niveaux différents par des nervures horizontales de 370 mm de largeur, de 25 mm d'épaisseur et de 850 mm de longueur.



2. Premier projet pour la réalisation des sabots d'ancrage.

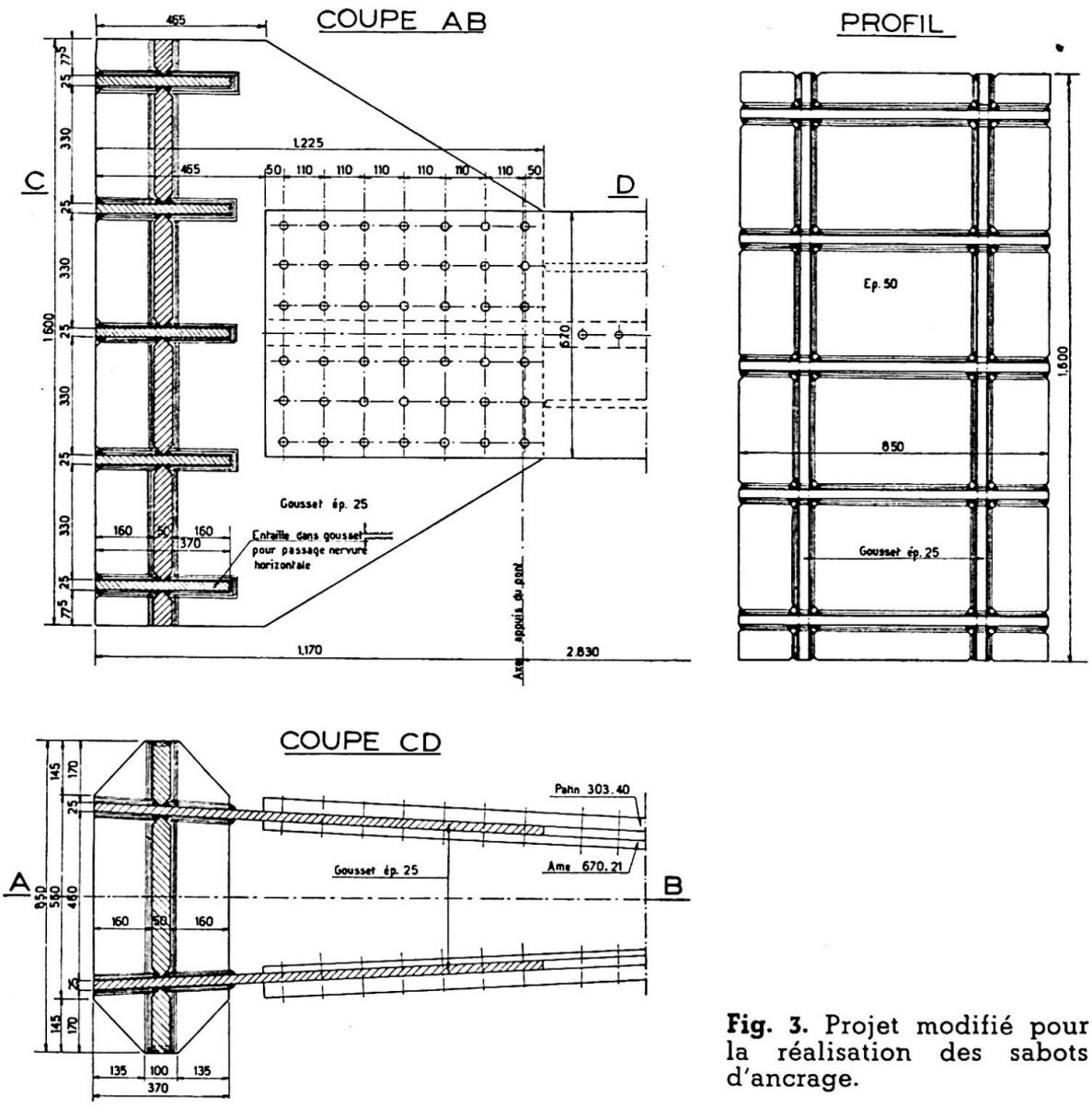


Fig. 3. Projet modifié pour la réalisation des sabots d'ancrage.

Ces nervures glissées dans des rainures de forme rectangulaire, de même épaisseur et de même largeur, réalisées dans les flasques, étaient fixées sur chaque face de ceux-ci et sur l'entièreté du pourtour des rainures par des cordons d'angle.

Sur la hauteur de 1.600 mm des goussets, des voiles verticaux de 50 mm d'épaisseur, tous situés dans un même plan, devaient se placer entre les nervures horizontales à mi-largeur de celles-ci; leur rôle étant d'exercer la pression de 70 kg/cm² sur le béton.

Chanfreinés en forme de demi-X sur leur périmètre, chacun de ces voiles devait être soudé d'une manière continue à la fois aux goussets verticaux et aux nervures horizontales.

Une telle conception, peut-être satisfaisante en ce qui concerne la sollicitation à transmettre par le plateau, n'était pas heureuse si l'on se place au point de vue de la réalisation des assemblages par soudure.

En effet, l'examen du projet fait immédiatement ressortir la concentration anormale des soudures pour une pièce d'un volume assez réduit.

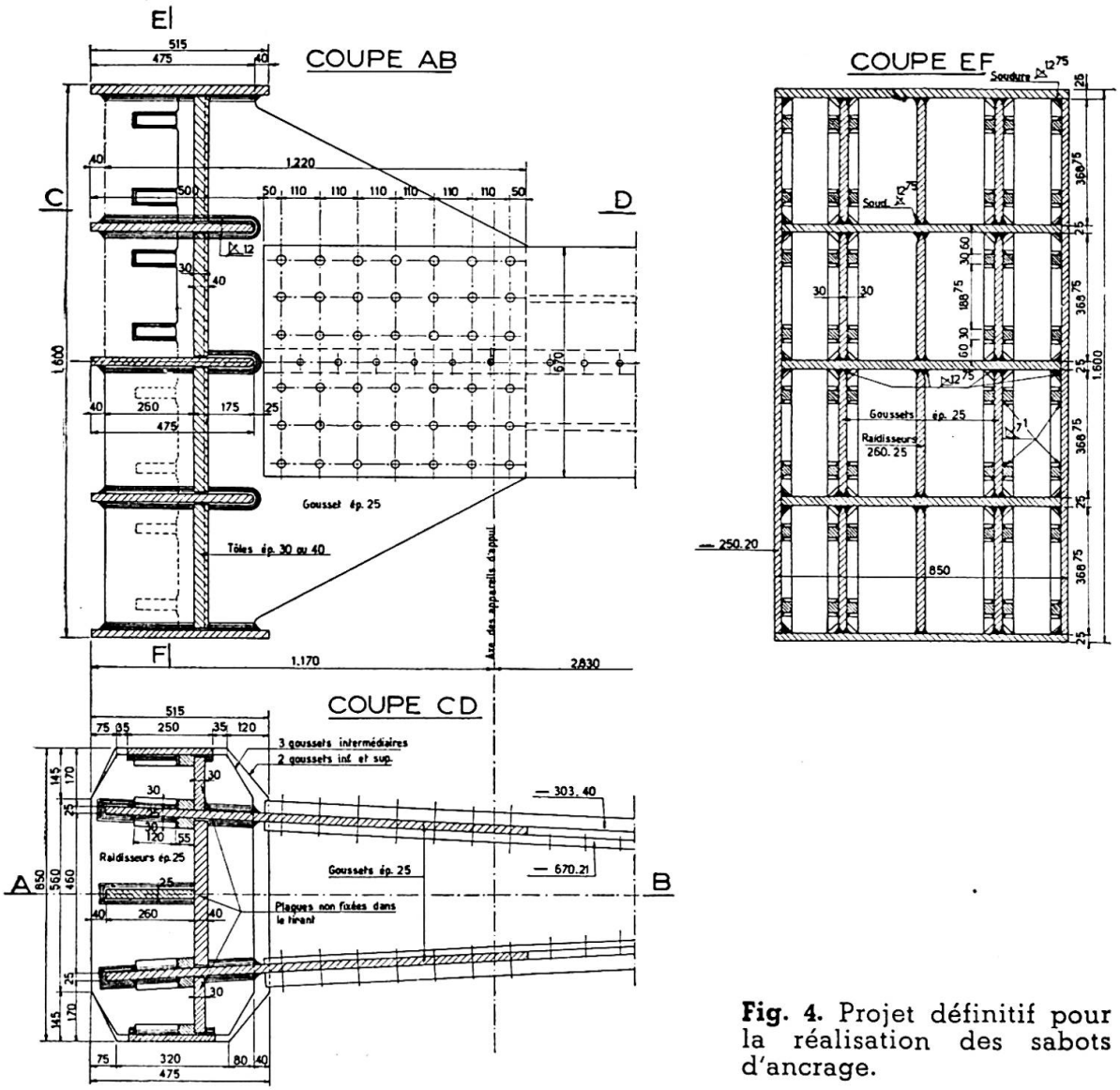


Fig. 4. Projet définitif pour la réalisation des sabots d'ancrage.

Il frappe encore par la présence de nombreuses intersections de cordons de fortes dimensions. L'épaisseur élevée (50 mm) des plaques transmettant la pression au béton, la fixation de ces plaques, par ailleurs de dimensions réduites, au moyen de liaisons en bout continues dont le retrait est empêché, sont d'autres éléments, tous défavorables à la réussite de l'exécution d'une pièce aussi vitale dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Conservé toutefois dans ses lignes générales, ce projet fut amendé en ce qui concerne la réalisation par soudure, l'amélioration consistant dans la diminution du nombre et de l'importance des jonctions (fig. 4).

Dans le projet qui a été réalisé, les deux goussets verticaux destinés à être fixés au tirant sont évidemment maintenus; leur liaison se fait encore par cinq nervures horizontales de 25 mm d'épaisseur. La largeur de ces nervures est portée à 475 mm et elles débordent de 40 mm du bord vertical extérieur des goussets de manière à assurer la continuité, sur la tranche des goussets, des cordons de soudure assurant leur liaison.

Pour la même raison et pour éviter toute amorce de fissures à partir d'angles vifs, les rainures horizontales pratiquées dans les goussets, pour

assurer le passage des nervures, ont cette fois une forme arrondie à leur extrémité.

Les deux nervures extrêmes sont reportées aux extrémités supérieure et inférieure des goussets.

A leurs deux extrémités, les cinq nervures horizontales sont reliées par deux plats verticaux de 250 × 20, dont le plan est parallèle au plan axial vertical du tirant.

La modification essentielle par rapport au projet précédent réside dans le fait que les voiles verticaux transmettant la pression au béton ne sont assujettis à aucune fixation par soudure. Ces voiles constituent des dalles de forme rectangulaire, sollicitées seulement sur une face et d'une manière uniforme; ils reposent librement par leurs deux bords verticaux sur des appuis continus.

Les voiles latéraux, situés entre chaque gousset formant flasque et le plat extérieur vertical (de 250 × 20) reliant les cinq nervures, ont une épaisseur de 30 mm.

Ils s'appuient suivant leurs bords verticaux sur des réglettes de 30 mm d'épaisseur et de 50 mm de largeur, dont la hauteur est égale à l'écartement de deux nervures horizontales, soit 368,75 mm.

Ces réglettes elles-mêmes reposent librement en deux points sur des cales restangulaires de 120 mm de longueur et de 30 × 30 mm² de section, formant butoirs.

Ces cales sont fixées sur tout leur pourtour aux goussets flasques verticaux et aux plats verticaux de 250 × 20 reliant les cinq nervures.

La fixation est réalisée au moyen de cordons d'angle latéraux dont la cote nominale mesurée suivant la bissectrice est de 7,1 mm.

Les voiles centraux, situés entre les deux goussets flasques ont une épaisseur de 40 mm. De même que les voiles latéraux, ils s'appuient librement par leurs bords verticaux sur des réglettes de 368,75 × 50 × 30, mais ils comportent, en outre, un appui intermédiaire constitué par un plat vertical de 260 × 368,75 × 25 soudé haut et bas aux nervures horizontales.

Les voiles centraux transmettant la pression au béton sont donc eux aussi absolument libres de toute fixation par soudure.

Les réglettes qui supportent les voiles reposent sur des cales-butoirs de 120 × 30 × 30, identiques à celles décrites à propos des voiles latéraux.

La comparaison entre les deux dernières conceptions fait ressortir que les inconvénients signalés à propos du premier projet en soudé ont été évités dans le projet réalisé : diminution de l'épaisseur des éléments, les éléments qui sont encore de forte épaisseur ne comportant aucune jonction, diminution importante du nombre de liaisons par soudure, diminuton des sections des cordons (cote nominale maximum de 12 mm), suppression de toute intersection de soudure, utilisation au maximum de cordons d'angle de préférence à des soudures en bout en raison de la supériorité des premières au point de vue de la réduction des effets du retrait.

Quelles que soient les améliorations apportées lors de la conception du deuxième projet, il n'en restait pas moins vrai que sa réalisation était délicate par suite du volume réduit de la pièce, de sa raideur accrue encore par la présence d'un compartimentage complexe.

L'exécution a requis les plus grands soins tant dans le choix des matériaux de base et d'apport et de l'agréation des soudeurs que dans

l'ordre de succession des soudures et dans l'exécution proprement dite de chaque jonction.

Eu égard à l'épaisseur de 25 et de 30 mm des éléments soudés, l'acier mis en œuvre fut un acier Siemens-Martin de la nuance 37-45.

Son analyse chimique moyenne était la suivante :

$$C = 0{,}15\ \%,\ Mn = 0{,}50\ \%,\ P = 0{,}015\ \%,\ S = 0{,}030\ \%,$$

et les caractéristiques mécaniques moyennes :

Limite apparente d'élasticité	27 kg/mm²
Allongement sur une distance entre repères de $\sqrt{66{,}67\ S}$:	29,5 %
Tension de rupture	40 kg/mm²
Résilience à l'état de livraison . . . . . (éprouvette Mesnager)	18 kg/cm²
Résilience à l'état vieilli	12 kg/cm²

(éprouvette Mesnager, écrouissage de 5 % par traction suivi d'un chauffage à 250° C durant 30 minutes).

Une attention particulière a été apportée à l'aspect macrographique des plats et des tôles, en raison du danger qu'auraient présenté tout feuilletage ou toute tendance au feuilletage, sous l'effet du retrait des soudures.

Les caractéristiques du métal déposé étaient :

Limite apparente d'élasticité	36,8 kg/mm²
Allongement	22 %
Tension de rupture	46,4 kg/mm²
Résilience	12 kg/cm²

Les soudeurs étaient des ouvriers d'élite qui furent astreints à l'exécution de nombreuses éprouvettes, dont les caractéristiques mécaniques étaient contrôlées et dont certaines étaient soumises à des essais sévères de pliage. Le contrôle des soudeurs fut particulièrement rigoureux et suivi, par suite de la quasi impossibilité de procéder à l'examen radiographique des soudures. La forme des cordons ne se prêtait pas à un tel examen, pas plus d'ailleurs que les sabots eux-mêmes en raison de leur volume réduit et du compartimentage très serré dont ils étaient l'objet.

Le programme d'exécution des soudures fut aisé à établir : il reposait exclusivement sur le principe de la symétrie.

Ce principe fut rigoureusement respecté; le sabot étant entièrement symétrique par rapport au plan vertical et au plan horizontal contenant l'axe du tirant, les liaisons soudées furent réalisées en partant verticalement et horizontalement de l'intersection de ces deux plans de symétrie.

L'exécution de ce programme n'a donné lieu à aucune difficulté digne d'être mentionnée : les déformations étaient négligeables sinon inexistantes et aucune fissuration n'a été constatée, malgré un dépistage particulièrement rigoureux en raison de l'absence d'un contrôle radiographique.

Dans l'exécution des soudures, toute amorce possible de fissure à partir d'angles vifs a été évitée et la présence de cratères d'extrémité a été bannie par l'obligation de réaliser des cordons continus contournant les pièces. Rappelons à ce sujet que les entailles contenant les nervures présentaient une forme arrondie à leur extrémité intérieure, tandis qu'elles débordaient de quelques centimètres sur le bord extérieur des goussets verticaux.

De plus, les mêmes nervures comportaient encore des échancrures à

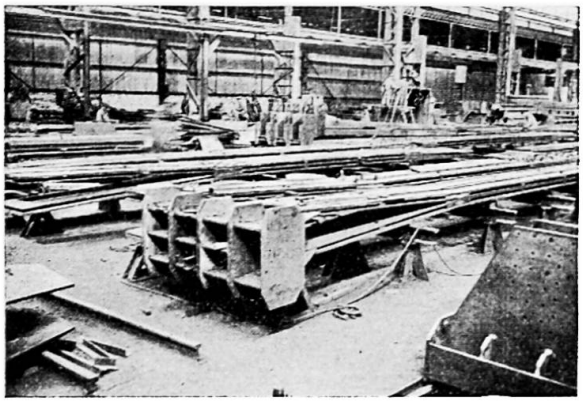


Fig. 5. Epinglage des pièces constituant le sabot.

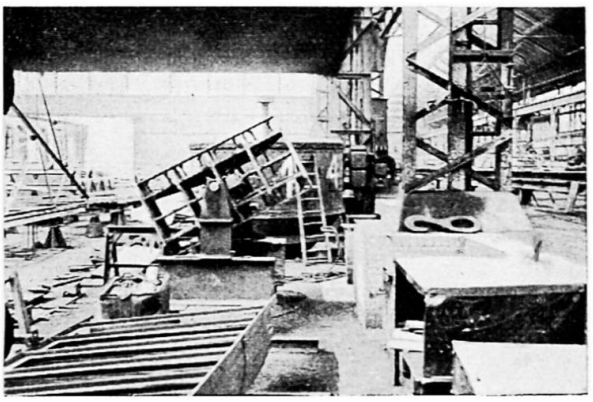


Fig. 6. Exécution des soudures sur tourillon.

leur jonction avec les plats extérieurs verticaux. Ce détail ne se trouve pas au plan de la figure 4, mais il peut être observé sur la figure 7.

Le travail de soudure était seulement commencé après épinglage par points de soudure de tous les éléments constituant le sabot et après un montage provisoire de ce dernier sur le tirant (fig. 5).

Toutes les soudures ont été exécutées dans la position la plus favorable, grâce à un montage permettant la rotation du sabot (fig. 6).

Pendant l'exécution des soudures, des dispositions avaient été prises en vue d'empêcher un déplacement relatif des éléments (fig. 6); ces dispositions, bien qu'entravant au minimum le retrait, empêchait cependant une liberté complète des pièces et étaient génératrices de tensions résiduelles, dont l'existence n'était pas souhaitable en raison du rôle primordial joué par les sabots d'ancrage dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Pour cette raison, les quatre sabots ont subi, pendant 1 h 50, un recuit de détente à 650°; au cours de ce traitement, des précautions avaient été prises qui consistaient notamment en des étançonnements devant pallier à toute déformation éventuelle résultant de la libération des tensions. Aucune déformation n'a été constatée après refroidissement, la forme géométrique de tous les compartiments intérieurs était parfaitement respectée.

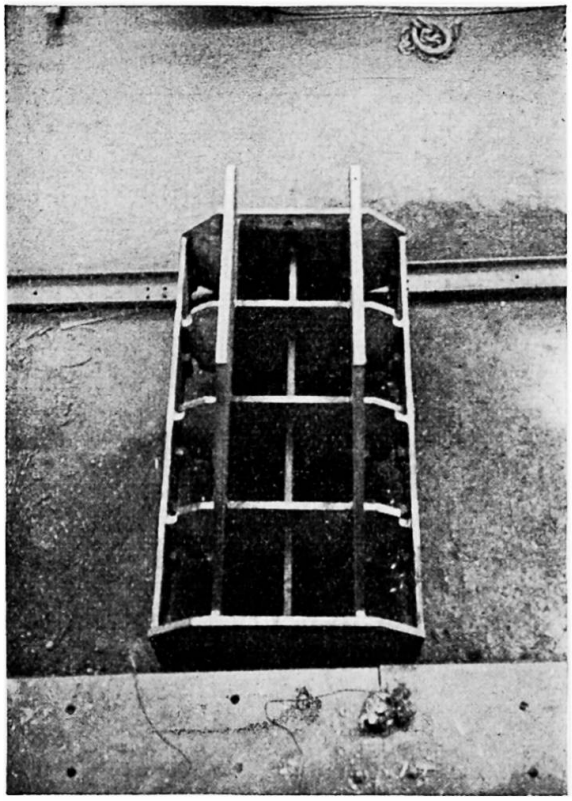


Fig. 7. Vue des nervures du sabot.

Le placement des sabots d'ancrage au tirant se fit au chantier sans la moindre difficulté; les butoirs supportant les réglettes et les réglettes qui servent d'appui aux plaques libres transmettant la pression au béton avaient subi un parachèvement à la lime, afin de réaliser des surfaces d'appui parfaites, tant pour les réglettes que pous les plaques.

Afin d'éviter tout déplacement ou même la chute des réglettes et des plaques en cours de bétonnage, les réglettes furent fixées aux butoirs et les réglettes aux plaques par quelques points de soudure.

Résumé

Les maîtresses-poutres du type « Bowstring », du pont-route de Herstal-lez-Liège, comportent chacune un tirant métallique ancré au moyen de sabots dans les naissances des arcs en béton armé.

Les auteurs passent en revue les solutions successivement envisagées pour l'exécution de ces sabots; l'acier forgé et l'acier rivé ont été écartés. Les sabots ont été réalisés au moyen de tôles laminées, assemblées par soudure à l'arc électrique.

Le rapport cite les critères de conception, d'exécution et de contrôle qui sont à la base de la solution adoptée et rend compte des résultats obtenus. Il est accompagné de photographies et de plans.

Zusammenfassung

Die Hauptträger der Strassenbrücke Herstal-lez-Liège vom Typ „ Bowstring " haben je ein Zugband aus Stahl, das mittels Schuhen in der Kämpferpartie des Eisenbetonbogens verankert wird.

Die Verfasser beschreiben die aufeinanderfolgenden Lösungen, die für die Ausführung dieser Schuhe vorgeschlagen wurden. Schmiedeeisen und genieteter Stahl kam nicht in Frage. Die Schuhe wurden hergestellt aus Blechen, die mittels elektrischer Lichtbogenschweissung verbunden wurden.

Der Beitrag enthält die beim Entwurf, bei der Ausführung und bei der Kontrolle der gewählten Lösung angestellten Ueberlegungen und bespricht die dabei erhaltenen Resultate. Er wird vervollständigt durch Fotografien und Detail-Zeichnungen.

Summary

The main girders of the " Bowstring " type of the Herstal-lez-Liège highway bridge each comprise a steel tie rod anchored by means of shoes in the springing of the reinforced concrete arches.

The authors discuss the solutions successively planned for the execution of these shoes; forged steel and riveted steel were rejected. The shoes were made of rolled sheets, assembled by electric arc welding.

The report quotes the standards of design, execution and control which are the basis of the solution adopted and gives an account of the results obtained. It is accompanied by photographs and plans.