

# Noeuds rigides de charpentes métalliques continues

Autor(en): **Campus, Fernand**

Objekttyp: **Article**

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

Band (Jahr): **2 (1936)**

PDF erstellt am: **21.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-2966>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

## V 4

# Noeuds rigides de charpentes métalliques continues.

## Steife Knotenpunkte bei Rahmenkonstruktionen.

## Rigid Panel Points of Framed Constructions.

Fernand Campus,

Professeur à l'Université de Liège-Directeur du  
Laboratoire d'essais du Génie Civil.

### I.

En 1929, l'auteur du présent rapport a élaboré le projet d'une charpente métallique continue à cadres étagés, de 1817 tonnes, dont il a rendu compte dans diverses publications.<sup>1</sup> Le projet, la construction et les épreuves de cette charpente ont démontré les avantages de l'application du principe de continuité dans toute sa rigueur aux ossatures métalliques de bâtiments étagés et le progrès qui pouvait en résulter pour la construction de ces charpentes. Le bien fondé de ces conceptions a reçu en Belgique de nombreuses confirmations par la reproduction de semblables constructions, accompagnée de perfectionnements divers. Ces réalisations peuvent être considérées comme les tentatives les plus poussées dans ce domaine en ce qui concerne le degré de perfection technique. D'autre part, les avantages économiques considérables de ces constructions ont été mis en évidence par des succès tout à fait caractérisés obtenus dans plusieurs adjudications-concours entre les meilleurs ateliers de construction du pays. Des réalisations présentant une certaine analogie ont été effectuées aussi dans d'autres pays au cours des dernières années et la question y a été l'objet d'investigations diverses. Ce n'est point l'objet du présent rapport de développer les principes des charpentes métalliques continues, mais il a paru utile d'évoquer ces points pour indiquer comment son auteur a été conduit naturellement à l'étude des noeuds rigides et quel est l'intérêt de cette question.

Il est permis d'affirmer qu'elle constitue le problème essentiel de la conception et de la construction de ce type de charpente, leur condition sine qua non, leur seule difficulté et, en fin de compte, leur principale caractéristique et la base de tous leurs avantages. Le calcul de ces charpentes n'est en effet pas un obstacle ou un élément essentiel; ce qui importe est que la construction soit conforme à ce calcul et cela dépend uniquement de la constitution des noeuds. D'autre part, les éléments et les opérations de la construction continue, tant à l'atelier qu'au chantier de montage, sont parfaitement simples si les noeuds

<sup>1</sup> Revue Universelle des Mines, 8<sup>e</sup> série, tome IX, n<sup>o</sup> 5, 6 et 7 (1933). Premier Congrès International des Ponts et Charpentes, Paris 1932. Rapport final pages 529-540.

sont bien conçus, de telle sorte que ceux-ci requièrent bien la préoccupation principale de l'étude. En eux résident, directement et indirectement, toutes les causes des avantages techniques et économiques du système. La suite de ce rapport en établira la preuve à suffisance.

A vrai dire, la question n'était pas neuve en 1929. Un compatriote éminent de l'auteur, l'ingénieur et professeur *A. Vierendeel* l'avait posée dès 1896 et résolue pratiquement dans la construction des poutres qui portent son nom. Seulement, jusqu'en 1929, cette technique était restée très personnelle à *M. Vierendeel*. Il n'avait pas lui-même procédé à des investigations sur les noeuds de ses poutres. Certaines études théoriques et expérimentales avaient été faites à l'étranger, mais présentaient des imperfections et des lacunes importantes. D'autre part, *M. Vierendeel* donnait à ses noeuds des développements considérables, bien caractérisés par la dénomination de « poutres à arcades » attribuée à son système de ponts, en conformité avec l'aspect résultant des grands goussets. Les conditions des noeuds rigides dans les charpentes continues étagées ne sont pas identiques à celle des noeuds des poutres *Vierendeel*; d'autre part et surtout, un développement trop considérable équivaldrait à une impossibilité architecturale du système. Il fallait rechercher les dimensions et formes de noeuds convenables pour des cadres étagés de  $16 \times 5$  m (dimensions supérieures à celles des plus grands panneaux rigides construits), fortement chargés, et ce en s'efforçant de restreindre le plus possible leur développement, en tous cas notablement en deçà des dimensions usitées dans les poutres *Vierendeel*. En outre, dans le cas concret envisagé, les noeuds devaient, par raison d'architecture, être dissymétriques.

C'est l'origine d'une série d'investigations, dont certaines ont été relatées déjà,<sup>2</sup> dont d'autres sont inédites encore. C'est l'origine aussi d'une série d'applications, non seulement aux ossatures métalliques continues, mais aussi aux poutres *Vierendeel*. Les investigations sur les noeuds ont eu une répercussion immédiate sur les formes de nombreux ponts du système *Vierendeel* qui ont été construits depuis 1929 en Belgique et aussi à l'étranger. Les dimensions des noeuds ont été sensiblement réduites dans la plupart des cas.<sup>3</sup>

Le but du présent rapport est d'exposer l'état actuel de la question en rappelant les études déjà publiées, en communiquant celles qui sont encore inédites et en exposant les réalisations diverses et leur évolution.

## II. Essais sur modèles plans.

Les premiers essais effectués sous la direction de l'auteur en 1929—30 utilisèrent des modèles plans de noeuds rigides découpés dans de la tôle d'acier de 2,8 mm d'épaisseur, suivant la technique utilisée par l'ingénieur en chef néerlandais *J. Schroeder van der Kolk*.<sup>4</sup> Ses travaux étaient les seuls dont l'auteur

<sup>2</sup> Revue Universelle des Mines, 8<sup>e</sup> série, tome IX, n<sup>o</sup> 1, 2 et 3 — 1933.

<sup>3</sup> *A. Spoliansky*: Les ponts soudés en Belgique. Revue Universelle des Mines, 8<sup>e</sup> série, tome XI, n<sup>o</sup> 8 — 1935 — Mémoires de l'A.I.P.C. 3<sup>e</sup> volume 1935.

<sup>4</sup> *N. C. Kist*: De vereichte dikte van knoopplaten van Vierendeelliggers. De Ingénieur, 15 avril 1916 — La Haye. — *A. Vierendeel*: Annales des Travaux Publics de Belgique, avril 1924.

avait connaissance, outre ceux de Wyss<sup>5</sup> rappelés plus loin. On trouvera aussi certaines références à des travaux antérieurs de langue allemande dans un ouvrage du professeur A. Hauranek.<sup>6</sup> On trouve également certaines études sur des modèles plans, présentant quelque analogie avec des noeuds de charpentes, dans l'ouvrage de Th. Wyss.<sup>5</sup>

Les raisons pour lesquelles il a été procédé à de nouveaux essais étaient les suivantes :

1° Tous les essais connus de l'auteur étudiaient uniquement des modèles de noeuds ou analogues sollicités par des efforts transversaux, c'est à dire par flexion. Or, aussi bien dans les colonnes des charpentes étagées que dans les membrures des poutres *Vierendeel*, les efforts longitudinaux ont une importance comparable à celle des effets de flexion. Les efforts normaux axiaux des colonnes verticales ne produisent pas de la compression simple dans les noeuds d'assemblage avec une poutre transversale horizontale (noeud à trois branches). En effet, dans l'étendue du noeud, l'effort normal est excentré et produit lui-même des effets de flexion. C'est ce que les expériences ont bien montré. Il doit en être de même dans les poutres *Vierendeel*.

On a donc estimé utile de procéder sur les modèles séparément à des essais de traction et à des essais de flexion. Ensuite, les résultats en ont été combinés par le principe de superposition, les sollicitations étant effectuées dans les limites de l'élasticité. Cette combinaison a été faite en prenant pour le rapport des effets normaux et des efforts transversaux (flexion) celui que le calcul préliminaire de 1929 indiquait pour les noeuds principaux de la charpente envisagée. En fait, les efforts normaux à considérer dans les colonnes étaient des compressions. On a exercé des tractions sur le modèle plan pour éviter toute majoration de tensions par flambage de la tôle. On a inversé le signe des tensions ou déformations correspondantes. En ce sens, ces essais différaient et complétaient les précédents de J. Schroeder van der Kolk. Les résultats ont montré que les effets des efforts normaux étaient sérieusement à prendre en considération dans la forme et les dimensions des noeuds.

2° Les essais avaient un but précis et nullement général, celui de guider au sujet des formes et dimensions à adopter pour la charpente en question. Le travail de Schroeder van der Kolk et Kist<sup>4</sup> était relatif à un noeud de poutre *Vierendeel* à goussets courbes symétriques. Dans l'ouvrage de Th. Wyss<sup>5</sup> on ne trouvait qu'un exemple théorique de trajectoires de tensions dans un noeud à trois branches, sans goussets.

L'auteur n'avait aucune idée préconçue au sujet de la forme à donner aux noeuds et les éléments précités ne pouvaient servir de guides par le fait que, en cas d'emploi de goussets, les nécessités architecturales imposaient des noeuds dissymétriques. Il convenait aussi d'apprécier si cette dissymétrie n'était pas défavorable au point de vue de la résistance.

Les recherches furent effectuées, pour ces raisons, sur quatre modèles de noeuds représentés à la figure 1, qui résume les résultats des essais par le tracé des diagrammes des tensions principales le long des tranches des modèles, sous les effets combinés des efforts normaux et de la flexion.

<sup>5</sup> Th. Wyss: Die Kraftfelder in festen, elastischen Körpern. Ed. Springer 1926.

<sup>6</sup> A. Hauranek: Der Stahlskelettbau. Ed. Springer 1931.

Etant donné que ce travail expérimental était urgent, en vue de l'achèvement de l'étude de la charpente et que l'on disposait de peu de temps et de peu de personnel, qu'en outre le travail était multiplié par le nombre de quatre des modèles, il ne fut pas possible ni jugé utile de procéder à une auscultation complète du noeud comme celle de *Schroeder van der Kolk*. Les résultats montraient d'ailleurs qu'il ne se produisait de tensions élevées que le long des tranches. On préféra donc relever avec beaucoup de soins, par un grand nombre de mesures concordantes, les tensions tout le long des tranches. Toutefois, les  $E\delta$  de flexion furent également relevés à l'intérieur des noeuds dans un certain nombre de sections transversales. Concernant l'importance primordiale accordée aux mesures faites sur les tranches, l'auteur a été heureux d'en trouver après coup une justification autorisée sous la plume du professeur *C. G. J. Vreedenburgh*.<sup>7</sup> Décrivant les installations de son laboratoire de photoélasticimétrie de de l'Ecole polytechnique de Bandoeng (Indes néerlandaises), il écrit que, pour la plupart des études, il suffit de mesurer les tensions sur les tranches, parce que ce sont les plus fortes et les plus caractéristiques. Sur modèle en tôle d'acier, ces mesures ne présentent pas de difficultés si l'on procède au moyen d'extensomètres Okhuizen (*J. Schroeder van der Kolk*) ou *Huggenberger* (essais de l'auteur). Cette justification peut être tenue pour valable à fortiori pour les essais sur modèles à trois dimensions dont il sera question dans la suite.

Les résultats des essais comparatifs sur modèles plans ont été les suivants:

- 1° Les effets des efforts normaux sont aussi appréciables que ceux des efforts transversaux (flexion).
- 2° Les discontinuités donnent lieu à des surtensions, autant sous l'effet des efforts longitudinaux que transversaux.
- 3° Les noeuds à goussets sont plus favorables que les noeuds sans goussets, les noeuds à doubles goussets plus que les noeuds à simples goussets.
- 4° Les noeuds à doubles goussets courbes sont supérieurs aux noeuds à doubles goussets triangulaires; ils donnent lieu à un abaissement général des tensions.
- 5° La dissymétrie des goussets n'est pas défavorable.
- 6° Les goussets à 45° et même les goussets courbes circulaires ont un enracinement trop grand sur les colonnes ou membrures. Somme toute, l'enracinement doit être en proportion avec le moment fléchissant de la barre correspondante. Des goussets à 30° ou elliptiques conviennent probablement mieux.

En ce qui concerne le 4), il est en effet à noter (voir figure 1) que les tensions de flexion relevées au voisinage du noeud le long de la poutre fléchie sont moindres pour le modèle IV que pour les autres et moindres que celles calculées par la formule ordinaire de la résistance des matériaux. Ce qui est difficilement concevable par la résistance des matériaux doit pouvoir s'expliquer par la conception plus exacte de la théorie de l'élasticité, ainsi que l'auteur l'a fait observer déjà (2). Ce fait est à rapprocher de l'effet de renforcement caractérisé des noeuds à goussets courbes, qui sera mis en évidence plusieurs fois dans la suite.

Aucune tentative de calculer les tensions dans les noeuds et de les comparer

<sup>7</sup> De Ingenieur, 15 juillet 1932 — La Haye.

aux résultats des mesures n'a été faite, eu égard à la complication résultant de la forme dissymétrique des noeuds. Seul le cas du modèle I eût été accessible, or il était tout à fait théorique et ce qui intéressait était les surtensions dans les angles, peu accessibles au calcul.

Il est à noter que les modèles employés avaient en plan certains rapports approximatifs de similitude avec la charpente envisagée, dont les poutres et colonnes avaient des sections en double té et dont les goussets étaient bordés

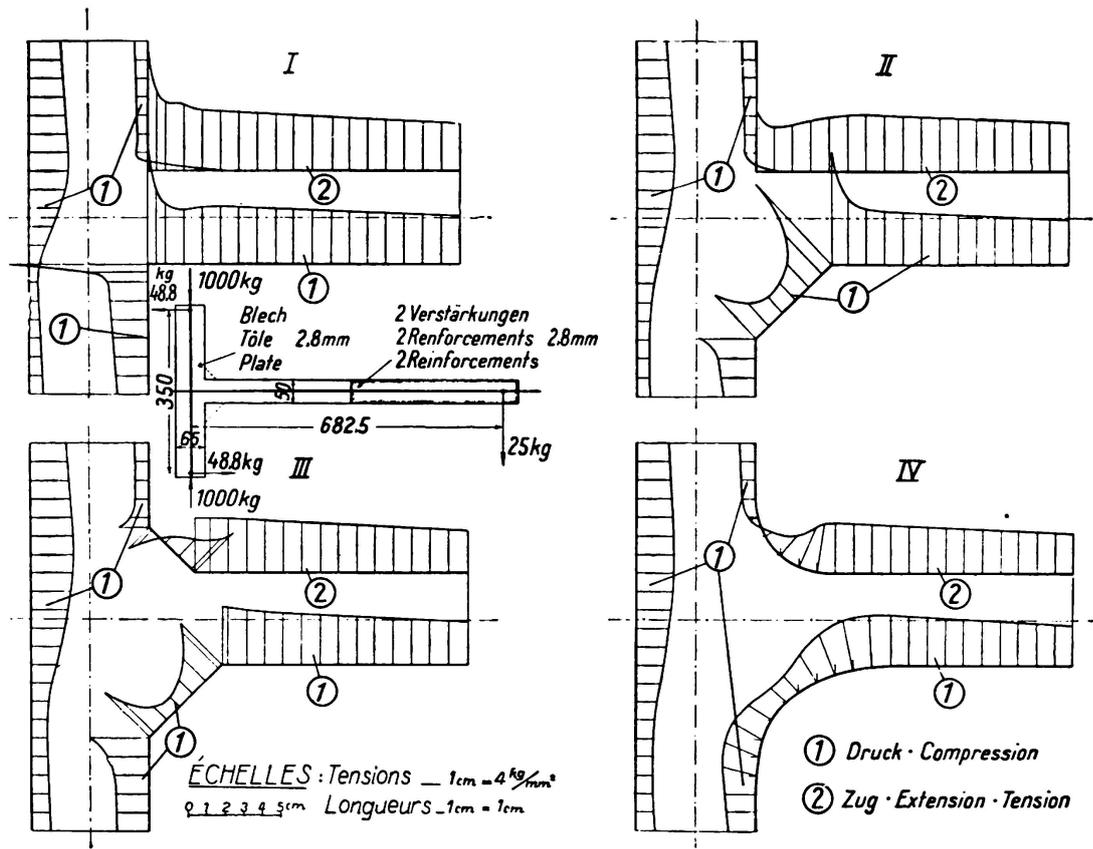


Fig. 1.

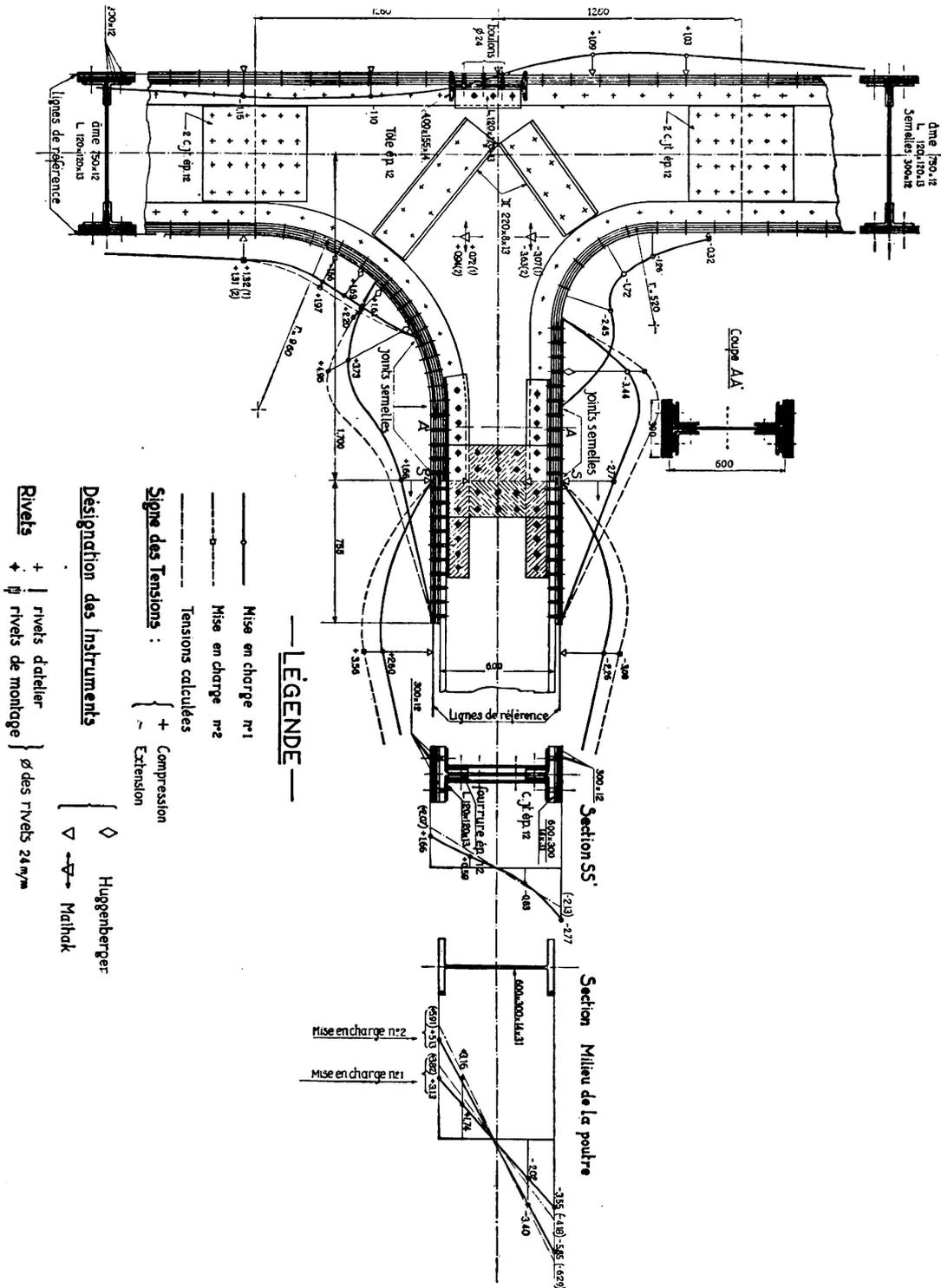
d'ailes. Néanmoins, eu égard à la différence considérable de forme suivant la troisième dimension (transversale), il est bien certain que les résultats de ces essais sur modèles doivent être considérés comme purement qualitatifs. Les résultats sur modèles à trois dimensions et sur noeuds réels, relatés ci-après, montrent que la concordance est convenable. Ces résultats seraient-ils plus valables quantitativement pour des goussets en tôle non bordés d'ailes? Il est difficile pour l'auteur d'exprimer une opinion à ce sujet, pour la raison qu'il n'a pas eu l'occasion d'expérimenter de semblables goussets et que la transmission des forces ne lui paraît pas facile à concevoir dans un tel assemblage.

### III. Noeuds de la charpente rivée de l'Institut de Chimie-Métallurgie au Val-Benoît (Liège).

Cette charpente a été décrite ailleurs, ainsi qu'il a été dit plus haut (1).

La figure 2 représente le noeud type (à trois branches) de cette charpente. C'est pour ce noeud qu'ont été effectués les essais sur modèles plans du

paragraphe précédent. Le rayon de courbure de 520 mm du gousset supérieur était le plus grand permis par la nécessité de ne pas avoir de saillie visible dans les parois et dans les planchers. Par suite d'erreurs de diverses natures, certains



goussets se sont légèrement marqués de saillie. On n'a eu aucune peine à les revêtir par des carrelages et des plinthes. Pour certaines colonnes libres, où la saillie était plus prononcée par suite d'erreurs de traçage, on a eu recours à des

petits soubassements d'un effet architectural moderne et plaisant. Les expériences ultérieures ont montré que l'on aurait pu réduire davantage le rayon. La possibilité d'éviter des saillies par rapport aux planchers et aux murs existe toujours par le choix convenable du niveau du hourdis en béton armé, en rapport avec des goussets de courbure convenable. Il est à noter que l'empattement total du noeud sur les colonnes est 2052 mm, l'écartement entre axes des poutres étant 5000 mm. Or, d'après les recommandations de *M. Vierendeel*, il aurait fallu prendre 3333 mm. Enfin l'écartement entre axes des colonnes était de 16 mètres et l'empattement maximum de 1335 mm par rapport à l'axe de chaque colonne. Pour une première application, ces dispositions paraissaient suffisamment hardies et il est bien certain que l'on ne pourrait y apporter que de minimes changements, eu égard à l'emploi de la rivure.

Les résultats des essais sur modèles plans ne constituaient naturellement qu'un des éléments du choix définitif de la forme des noeuds. Les modèles avaient été découpés entièrement dans une tôle, sans solution de continuité ni assemblage. Dans le projet, il s'agissait d'assembler des pièces laminées ou composées, de profils divers, au moyen de rivets et d'assurer de la sorte une continuité comparable en principe à celle des modèles, c'est à dire un véritable encastrement des poutres dans les colonnes. En outre, il fallait tenir compte de ce que certains de ces assemblages devaient constituer des joints de montage. Eu égard à la composition des colonnes et des poutres, il apparut que les doubles goussets courbes se recommandaient encore davantage par des raisons d'assemblage et de montage corrects et faciles, en rapport avec la conception de la charpente, que par les résultats favorables des essais sur modèles. A vrai dire, cette conclusion ne fut point une surprise. Mais la nouveauté de la disposition exigeait toutes les précautions possibles et il fallait essayer d'avoir quelque assurance au sujet de la possibilité de réduire autant l'empattement des noeuds, indépendamment de leur forme.

La figure 2 représente un type de noeud réellement exécuté. Il ne diffère du projet établi sous la direction de l'auteur que par deux facilités accordées au constructeur. Les goussets ont été rendus circulaires, alors que le projet prévoyait le gousset inférieur en hyperbole équilatère. Le constructeur pensait cintrer les cornières à la machine. En réalité, il les a cintrées à chaud sur gabarits. La forme initiale aurait donc pu être conservée. Néanmoins, la forme circulaire doit être considérée comme convenable. Ensuite, le joint entre le goussets et la poutre a été rendu complet dans les cornières, les âmes et tous les plats sauf un. Ceci a été demandé pour des raisons de transport et de montage. Le projet initial prévoyait les chevauchements classiques de tous les joints. Aucun inconvénient n'a été constaté du fait de cette latitude, qui a permis un montage particulièrement précis et aisé.

Ainsi qu'il a été dit, les cornières courbes ont été cintrées à chaud sur gabarits. Tous les goussets de toute la charpente de 1817 tonnes étaient identiques. Les goussets étaient découpés au chalumeau et les tranches dressées au burin pneumatique. Tous les trous des rivets ont été forés à travers les tôles en paquets, par des foreuses multiples. Par suite, il n'y a pratiquement pas eu de réalésage sur le chantier.

Dans la monographie relative à cette charpente,<sup>1</sup> l'auteur a fait part de la

facilité générale de montage; la disposition des noeuds y a beaucoup contribué et n'a donné lieu à aucun ennui. Elle a réduit au minimum et facilité considérablement aussi le rivetage sur le chantier. On remarquera sur la figure 2 que ce système de noeud interrompt la continuité de la membrure intérieure de la colonne comprimée, ce qui est peut-être un inconvénient du système au point de vue de la rigidité transversale. On s'en est aperçu lors du transport et du montage des colonnes.<sup>1</sup> En fait, cette disposition était rendue nécessaire par l'impossibilité architecturale de permettre des assemblages comportant des cornières en saillie à l'extérieur des ailes des colonnes et des poutres. Ses inconvénients possibles ont été reconnus assez faibles par le calcul pour que l'on n'ait

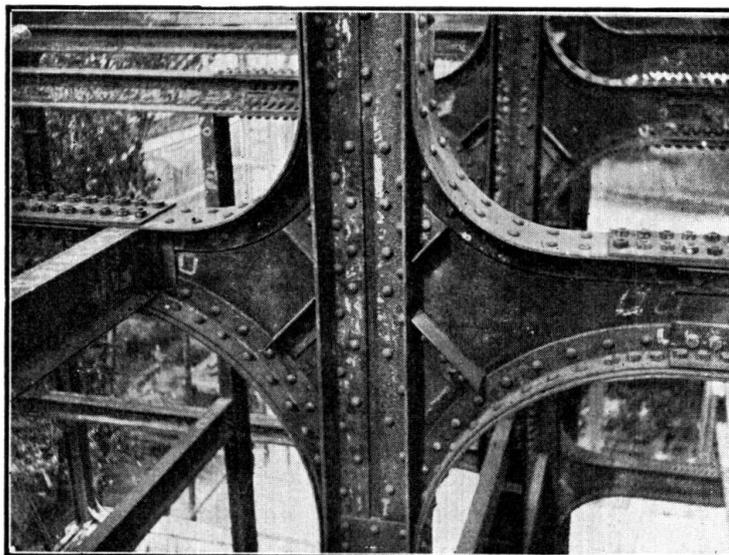


Fig. 3.

pas jugé utile de placer des cornières intérieures assurant une certaine continuité de cette membrure, compte tenu du raidissage par les fers U rivés sur le gousset et par un enrobage général ultérieur de béton.

Par contre, pour les noeuds à 4 branches (figure 3), principalement par raison de rigidité au transport et au montage, mais aussi pour la résistance, les deux membrures des colonnes intermédiaires ont été rendues continues dans toute l'étendue des noeuds. Les figures 4 et 5 reproduisent les noeuds supérieurs des colonnes d'extrémité et intermédiaires. La figure 6 reproduit un assemblage du noeud type. Une figure déjà publiée permet d'apprécier l'encombrement minime des goussets par rapport à la construction.<sup>8</sup>

Il a été effectué sur cette charpente en 1931 des essais de charge décrits dans la monographie déjà citée.<sup>1</sup> A cette occasion un noeud type a été ausculté. La figure 2 reproduit les résultats d'une manière plus détaillée et plus correcte, eu égard à la constitution de l'assemblage, que les publications antérieures.

Les tensions étaient engendrées par deux charges symétriques de 12.5 tonnes, suspendues symétriquement de part et d'autre du milieu de la poutre (de

<sup>8</sup> Voir fig. 1, p. 530 du Rapport final du premier congrès, Paris 1932.

16.00 mètres de portée) à 5.36 m d'écartement pour la mise en charge n° 1 et 3.60 m d'écartement pour la mise en charge n° 2. On remarque que les tensions relevées sont modérées et que, compte tenu des discontinuités des plats dans le joint, l'allure des courbes de variation des tensions est analogue à celle

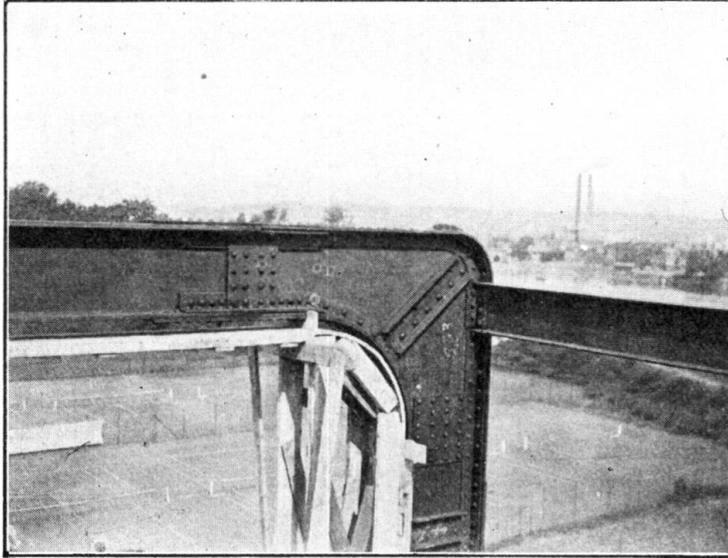


Fig. 4.

du modèle plan. Il est à noter que les extensomètres étaient placés suivant les axes longitudinaux des ailes (figure 6) et relevaient donc des tensions maximums.

Des critiques ont été exprimées après coup au sujet de ces noeuds. *A. Vierendeel*<sup>8a</sup> estime que ces noeuds sont très solides, mais d'une main d'oeuvre assez

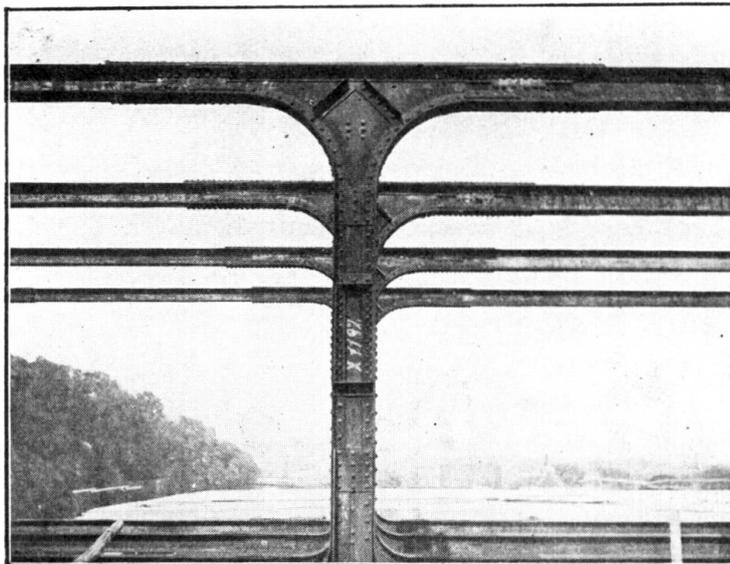


Fig. 5.

<sup>8a</sup> Calcul d'une ossature gratte-ciel. Bulletin technique de l'Union des Ingénieurs de Louvain — n° 4, 1932.

coûteuse. Il aurait mieux valu, d'après cet ingénieur, employer les nœuds *Vierendeel* usuels jusqu'alors, c'est à dire comportant des cornières courbes en saillie sur les plats des colonnes et ne s'y raccordant pas tangentielllement. Il a été dit plus haut, que ce n'était pas possible par raison d'architecture. Il est permis d'ajouter, et on reviendra plus loin sur ce point, que les nœuds *Vierendeel* contemporains comportent des discontinuités dont les effets ne peuvent évidemment être négligés que par suite de l'empatement considérable. Si une



Fig. 6.

telle solution est susceptible, là où elle est possible, par exemple pour un pont, d'entraîner une économie, il ne faudrait pas la rejeter. Mais il est toujours permis de douter de la pertinence de ces critiques d'économie, d'autant plus, qu'en l'occurrence, les nœuds de dimensions très faibles et tous identiques, très nombreux, ne présentaient qu'une très faible fraction de la charpente, moins importante que dans une poutre *Vierendeel*.

Le Prof. A. de Marneffe<sup>9</sup> eût préféré des goussets triangulaires et croit

<sup>9</sup> A. de Marneffe: Les réactions de l'acier vis à vis de la concurrence du béton armé. Revue Universelle des Mines, 8<sup>o</sup> série, tome X, n<sup>o</sup> 5 et 6 — 1934.

que ceux-ci eussent été plus économiques. A l'inverse de la critique de *Vierendeel*, qui se réfère à une pratique personnelle connue et qui d'ailleurs n'objecte rien à la courbure des goussets, celle du collègue de l'auteur est purement idéologique.

Les formes des divers modèles essayés établissent, ainsi qu'il a été affirmé déjà plus haut, que les noeuds ont été étudiés sans idées préconçues et que les formes triangulaires de goussets ont été prises en considération. C'est en tenant compte de tous les éléments de la question, envisagés pratiquement, que la forme courbe des goussets a été adoptée, après étude complète de problème précis à résoudre. Il importe de ne pas oublier que l'on voulait délibérément réaliser une continuité parfaite pour en retirer tous les avantages. Ce résultat a été atteint pleinement, ainsi qu'en témoignent les résultats des essais,<sup>1</sup> entièrement reconnus et appréciés par *Vierendeel*.<sup>8</sup> Il n'a pas été établi par une étude précise quelconque que ce résultat eut été atteint plus économiquement au moyen de goussets triangulaires réalisant les mêmes conditions, alors que l'auteur avait, par ses études, été conduit à écarter les goussets triangulaires pour des raisons plus pratiques que théoriques. *A. de Marneffe* invoque d'ailleurs comme argument important que les constructeurs, s'ils avaient été libres, eussent adopté des assemblages plus simples et plus économiques. Outre que cela n'est pas prouvé, encore est-il que cette libre concurrence ne pouvait avoir de signification que si les assemblages offerts répondaient à des conditions égales, adéquates au problème. Or, le cahier des charges n'imposait nullement le type proposé de noeud, mais invitait explicitement les concurrents à en proposer d'autres. Huit constructeurs réputés, belges, luxembourgeois et allemands, ont participé à l'adjudication dont cinq ont présenté des contre-projets. Certains de ces derniers comportaient des noeuds triangulaires à assemblages plus complexes que le type proposé, entraînant d'appréciables augmentations de poids et de prix. En contre-épreuve, tous les projets les moins chers adoptaient purement et simplement le type de noeud proposé. L'argument est donc démenti par l'expérience même. Les critiques précitées manquent de pertinence, elles n'ont apporté à l'auteur aucun élément qui le déterminerait actuellement à modifier ce qui a été fait. Cela provient de ce qu'une solution sérieuse doit résulter nécessairement d'une étude approfondie et détaillée, sur épure, du problème. En ce sens, les propres expériences de l'auteur pourraient l'inciter à certaines retouches, ne modifiant d'ailleurs rien aux principes de la solution et de la forme. Il ne faut pas perdre de vue que le mode d'assemblage par rivure crée certaines sujétions, dont le noeud décrit tient compte.

Il est intéressant de citer qu'un seul constructeur usa de la latitude de présenter un contre-projet soudé, avec un résultat tout à fait défavorable: poids et prix maximums. Dans la suite il devait s'avérer combien cela était paradoxal, par les réussites caractéristiques auxquelles ce système de charpentes et de noeuds devait donner lieu en construction soudée d'ossatures métalliques.

#### IV. Noeuds soudés du pont-route *Vierendeel* de Lanaye.

Un premier type de noeud soudé a été réalisé par *M. Spoliansky*, collaborateur de la construction du paragraphe précédent et des essais sur modèles plans, pour le contre-projet soudé du pont-route *Vierendeel* de Lanaye, mis en

adjudication en 1931 par l'Administration des Ponts et Chaussées de Belgique. Cet ouvrage a fait l'objet d'un certain nombre de publications<sup>2, 3, 10</sup>.

Les noeuds de jonction des montants rigides aux membrures ont des goussets et des ailes courbes, à raccordement tangentiel, comme ceux de la charpente précédente. Ils ont été soudés entièrement à l'atelier. Les ailes des membrures ne sont pas interrompues. Les joints de montage ont été rivés. Il est utile, pour l'appréciation de l'ensemble de la question, de renvoyer au détail de ce noeud déjà publié.<sup>10a</sup> Ce détail établi avant l'essai décrit ci-après a reçu en exécution quelques modifications de cotes (résultant notamment d'un renforcement des montants, mais sans modification de principe). Un essai préalable sur modèle à échelle réduite à trois dimensions a été effectué, en janvier 1932, à la demande des autorités intéressées, dans l'usine du constructeur. Il en a été rendu compte déjà.<sup>2, 10</sup>

La figure 7 reproduit les résultats comparés des essais et du calcul du noeud. Comme pour la figure 2, la représentation de ces résultats a été rendue plus correcte et plus détaillée en tenant compte des modalités de l'assemblage rivé; ce qui ne change rien aux résultats pour le noeud proprement dit. A l'échelle du modèle, la charge appliquée correspondait à 1.53 fois la sollicitation maximum du montant.

Les tensions mesurées sont à peu près partout, et en tous les cas là où elles sont grandes, inférieures aux tensions calculées. Cela tient pour la majeure partie à l'imperfection des méthodes de calcul employées, dues à *Résal* et à *Vierendeel*. Il sera question plus loin des méthodes de calcul. Un autre élément a dû intervenir dans la cause de ces écarts. Les mesures ont été faites au moyen d'extensomètres *Huggenberger* placés par paires, symétriquement de part et d'autre du plan de symétrie longitudinal du modèle. Les appareils n'étaient donc pas placés suivant l'axe longitudinal des ailes, mais entre cet axe et les bords. Ils ne relevaient donc pas les tensions maximums, mais des valeurs moindres.

On verra plus loin que les tensions dans les ailes courbes ne sont pas constantes, mais diminuent de l'axe vers les bords. Les formules de *Résal* ou de *Vierendeel* doivent correspondre aux valeurs moyennes de ces tensions. Les points de mesure pouvaient être en deça de ceux où se réalisaient les tensions moyennes. Mais, par suite des faibles dimensions du modèle, cet écart ne pouvait pas être considérable par rapport à la moyenne. Il ne peut certes expliquer la grande différence entre les valeurs mesurées et calculées dont la raison principale doit rester la première citée.

Tout à l'enracinement du noeud sur la membrure, les tensions calculées deviennent inférieures aux tensions mesurées, d'ailleurs très faibles toutes deux. Ceci est dû à une discontinuité du gousset dans le sifflet de raccordement tangentiel des ailes. L'aile courbe est donc libre sur une certaine longueur, sans assemblage au gousset. De ce fait, il doit y naître une flexion secondaire, décelée par une augmentation des tensions mesurées et qui prouve que des

<sup>10a</sup> Voir Fig. 1, p. 255 du Rapport final du 1<sup>er</sup> Congrès, Paris 1932.

<sup>10</sup> *Campus* et *Spoliansky*: Rapport final du 1<sup>er</sup> Congrès international des Ponts et Charpentes, Paris 1932, pages 254 et suivantes. *Santilman*: Le nouveau pont de Lanaye sur le Canal Albert. Annales des Travaux Publics de Belgique, décembre 1933.

actions normales aux ailes courbes doivent se développer dans leur assemblage au gousset. Dans le noeud réel, sur l'étendue de cette lacune du gousset central, de petits goussets extérieurs en sifflet ont été soudés aux ailes de part et d'autre; ils doivent nécessairement atténuer le phénomène précité, mais on peut leur reprocher de retenir l'humidité et les poussières et de favoriser la corrosion tout en compliquant l'entretien. Cela peut s'éviter en bourrant le petit vide existant à l'extrémité d'enracinement de chaque noeud au moyen de

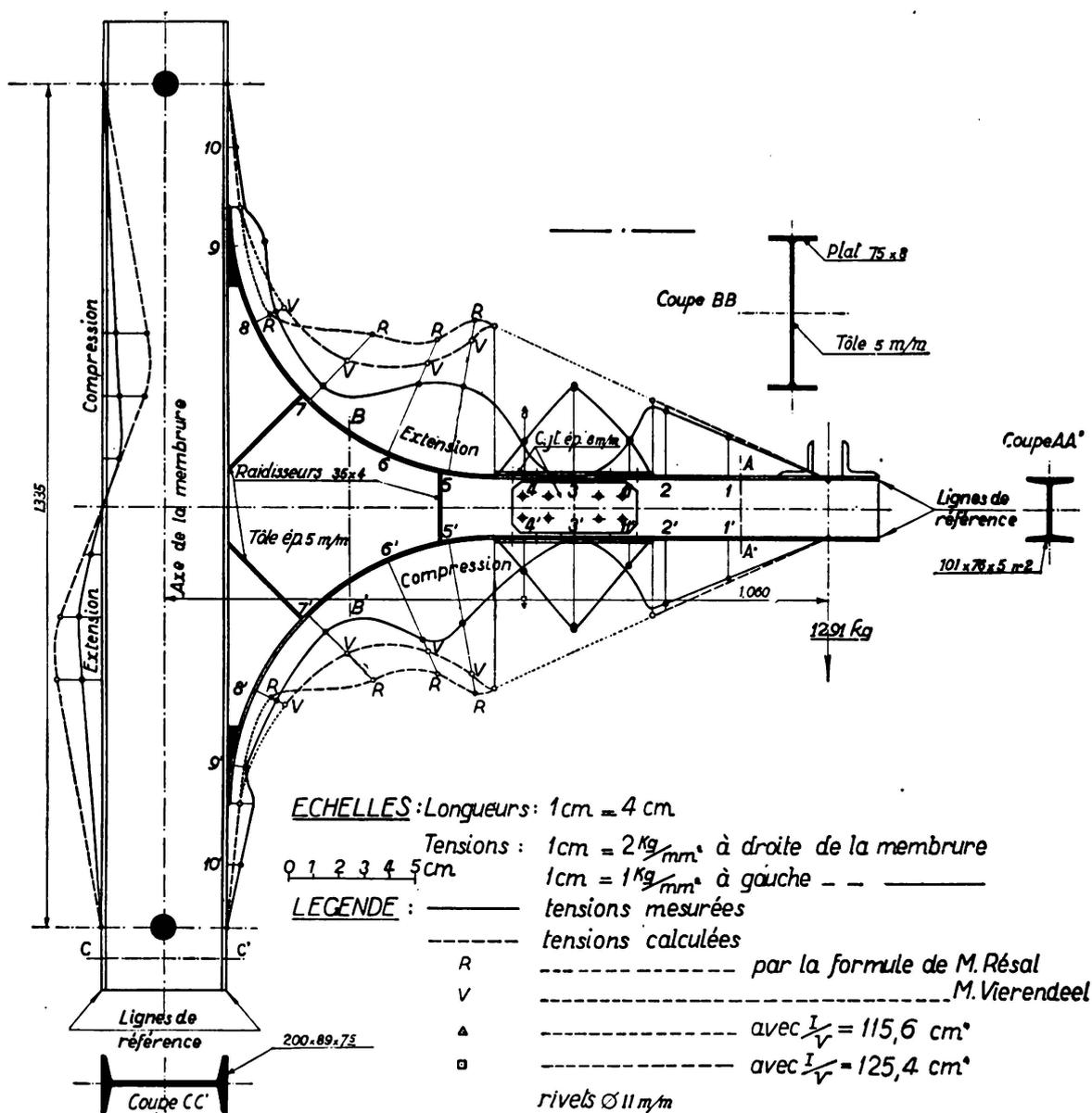


Fig. 7.

ciment ou de mastic d'asphalte. Il est à noter que, à raison des circonstances de l'essai et des dimensions du modèle, l'effet de l'effort normal des membrures n'était pas pris en considération; seuls les efforts tranchants intervenaient, c'est à dire la flexion.

Des mesures de tensions ont été faites dans l'étendue du gousset, sur les deux faces. On en a déduit les tensions principales; elles se sont avérées très modérées

et inférieures aux tensions relevées sur les ailes, mais répondant assez bien au calcul.

Pour finir, le modèle a été chargé dynamiquement à plusieurs reprises et

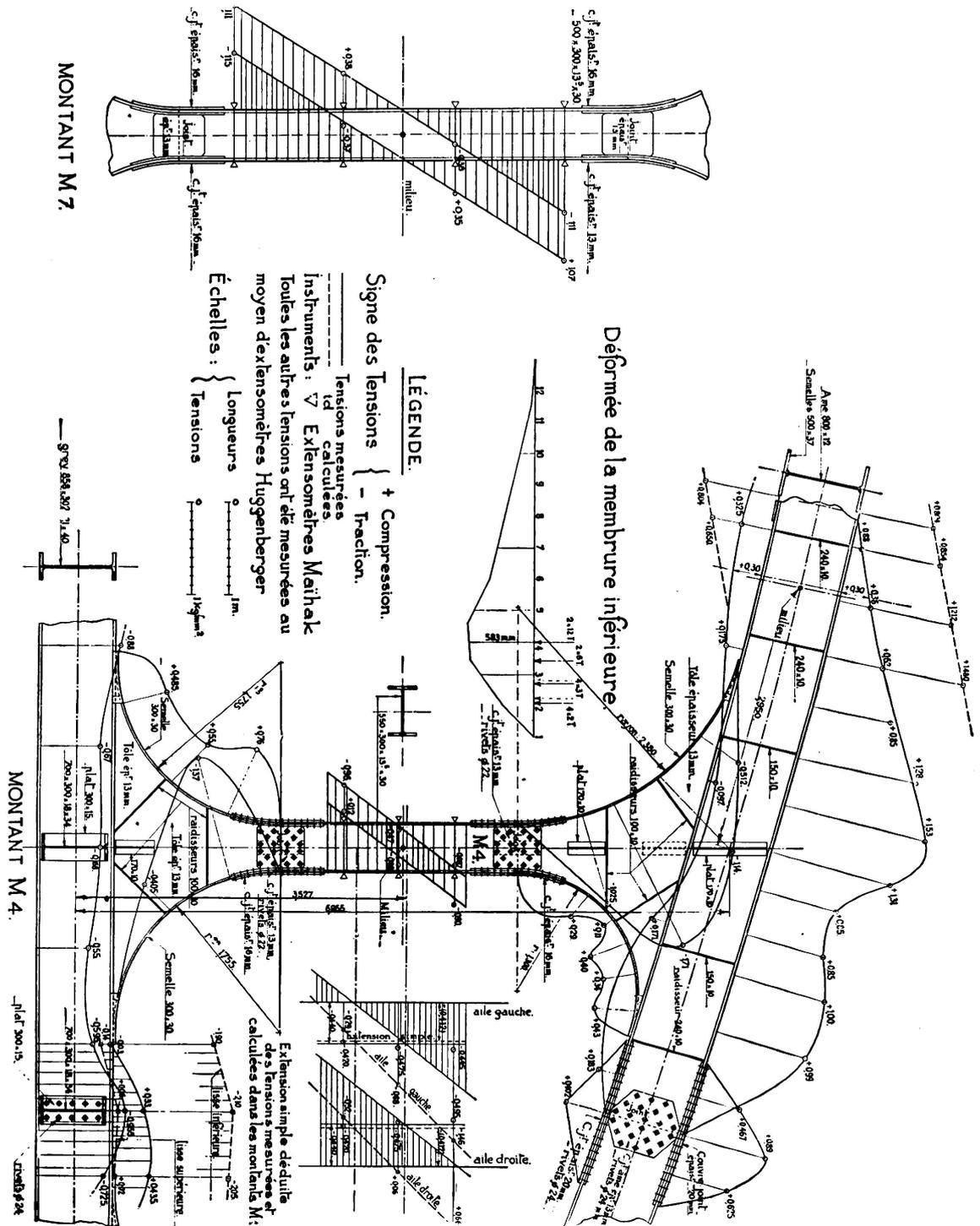


Fig. 8.

ensuite jusqu'à rupture. Celle-ci s'est produite dans la rivure du joint d'assemblage, non dans le noeud. Le coefficient de sécurité résultant de cet essai s'élevait à 6,36. Le déformement du modèle étant supérieur à celui du noeud réel, le coefficient de sécurité vrai doit être encore plus grand.<sup>2</sup>

Des essais de mise en charge du pont ont eu lieu en mai 1933, sous la direction de l'Administration des Ponts et Chaussées, avec le concours de l'auteur et de ses collaborateurs habituels. Des mesures de tensions ont été faites sur des montants et des noeuds. Jusqu'à présent, il n'en a été rendu compte que sommairement dans le mémoire précité de *M. Santilman*, Ingénieur principal des Ponts et Chaussées.<sup>10</sup>

Au cours de cet essai, le pont fut chargé au moyen de rouleaux compresseurs et de chariots d'un poids total de 56 tonnes, placés en des endroits tels que, d'après la calcul, ils devaient produire l'effort tranchant maximum dans le montant M. 4, qui était l'objet des mesures principales.

D'après les calculs communiqués par *M. Spoliansky*, auteur du projet, les tensions calculées pour les parties du montant M. 4 et certains tronçons de membrures attenants, en dehors de l'étendue des noeuds, sont représentées sur les diagrammes de la figure 8, en même temps que les résultats des mesures

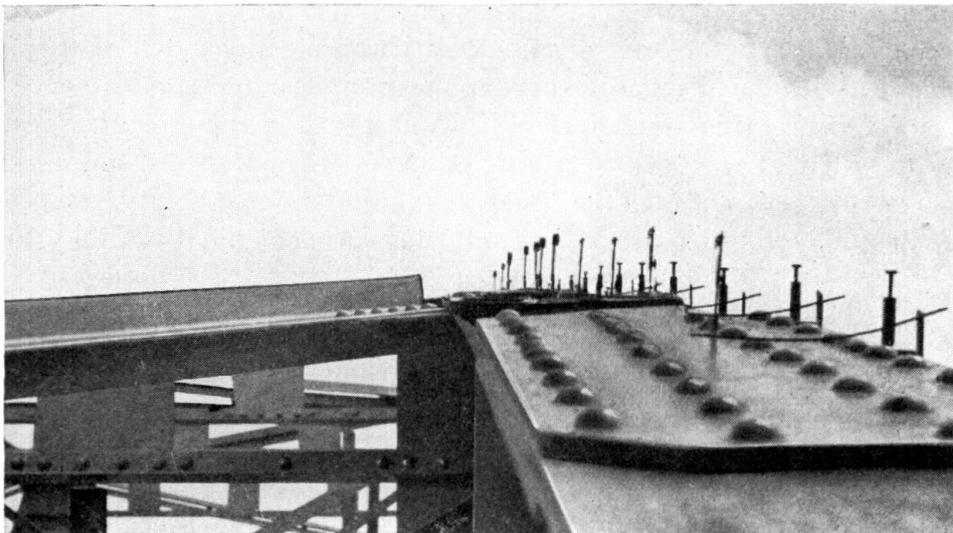


Fig. 9.

des tensions des barres et des noeuds, en tenant compte des modalités d'assemblage. Il y a lieu d'observer que, sur les montants, les tensions ont été mesurées au moyen d'extensomètres *Mahiak*, placés suivant les axes longitudinaux des ailes. Pour tous les autres éléments, on a employé des extensomètres *Huggenberger* placés également suivant les axes des ailes et relevant donc partout les tensions maximums (figure 9).

Il est à noter que les tensions, tant mesurées que calculées, résultent des effets conjugués des efforts normaux et tranchants (flexion), ce qui n'était pas le cas pour le modèle de noeud, qui ne considérait que la flexion. On remarquera que, pour le montant M. 4, les tensions dues à la traction longitudinale mesurée et calculée sont presque identiques (mesurée 0,440 kg/mm<sup>2</sup>, calculée 0,412 kg/mm<sup>2</sup>). Par contre les tensions de flexion mesurées sur le même montant sont moindres que les tensions calculées. Les noeuds diminuent donc les moments de flexion. Les points d'inflexion des montants M. 4 et M. 7 sont très voisins des milieux des montants, alors que le calcul leur assigne une autre

position, plus voisine de la membrure inférieure. Eu égard à l'action raidissante des noeuds et du tablier, ce déplacement du point d'inflexion vers le haut est logique. Cependant, le tablier ne comportait pas de longrines. Les tensions mesurées sur les ailes des membrures sont considérablement moindres que celles qui sont calculées. Les tensions maxima relevées sur les ailes courbes des noeuds atteignent des valeurs très modérée eu égard à la surcharge du pont. On constate aussi la variation très régulière des tensions dans l'étendue des ailes courbes, dénotant une sollicitation très régulière des soudures, conformément au calcul. Les tensions d'effort normal dans les deux membrures que l'on déduit des mesures sont très considérablement inférieures à celles qui résultent du calcul. Pour la membrure supérieure 4—5, le calcul donne  $+ 0,804 \text{ kg/mm}^2$  (compression), les mesures  $+ 0,300$ . Pour la membrure inférieure 3—4, le calcul donne  $- 1,022 \text{ kg/mm}^2$  (traction), les mesures  $- 0,312$ . Ceci est d'une interprétation très difficile. On doit admettre que ces mesures ne sont pas assez complètes pour permettre de déterminer les efforts normaux dans les brides; ce n'était d'ailleurs pas leur but. Outre l'influence des noeuds, qui doit être importante, il faut noter que l'action répartitrice du tablier doit perturber appréciablement les calculs basés sur l'application des lignes d'influence, impliquant l'action concentrée des charges. Enfin, il y a encore d'autres causes de perturbation atténuatrices des tensions et des déformations. Dans l'ensemble, le pont s'est révélé très raide. La flèche maximum relevée sous la charge totale de 56 tonnes n'a pas dépassé 8 mm et plus probablement 7 mm, pour une portée de 68 mètres, soit environ  $\frac{1}{10,000}$ .

Il est apparent qu'il y a une analogie très grande entre les résultats de l'essai sur modèle de noeud et ceux de l'essai sur les noeuds réels, en considérant que le dernier tient compte en plus des effets des efforts normaux dans les membrures et dans les montants.

En ce qui concerne les noeuds, l'analogie est excellente avec les résultats de la figure 1, modèle IV (modèle plan à goussets courbes). On constate que, comme sur la figure 1, comme sur la figure 2 et comme sur la figure 7, le maximum de tension apparaît, dans la figure 8, sur les fibres extrêmes des noeuds courbes à une légère distance de l'enracinement à la barre subissant le plus grand moment de flexion. Ce phénomène a donc le caractère d'une règle permanente.

Les deux essais, sur le modèle et sur le pont achevé, établissent nettement les dimensions exagérées des noeuds du pont de Lanaye mais, par ailleurs, ils témoignent, par la régularité des résultats, de l'excellence de la forme des noeuds et de la qualité de leur construction.

Les noeuds du pont de Lanaye ont une signification particulière parce qu'ils sont les premiers noeuds soudés rigides de pont et les éléments essentiels du plus grand pont soudé existant en 1933; en somme la particularité essentielle du premier pont soudé d'une portée voisine de 70 mètres établi pour le trafic lourd. Sa grande résistance aux surcharges mobiles a été établie par les essais. En service normal depuis trois années, il s'est comporté parfaitement.

On remarquera que ces noeuds sont beaucoup plus simples, plus pratiques et

plus économiques que ceux du nouveau poste de concentration de la gare de *Stendal*, construit peu auparavant.<sup>11</sup>

Les noeuds du pont de Lanaye ont été l'objet d'une critique radicale du Dr. Ing. *Krabbe*<sup>12</sup> à la suite de la publication d'un compte-rendu très résumé par le Dr. phil. *Ihlenburg*<sup>12</sup> de l'article déjà succinct de *Santilman*.<sup>10</sup> L'insuffisance d'information de cette critique ressort à suffisance du fait que son auteur imagine que des tractions ont été mesurées dans la membrure supérieure de part et d'autre du montant M. 4, alors que les tensions correspondantes sont bien des compressions et mesurées telles. L'appréciation du Dr. Ing. *Krabbe* repose sur une différence de convention de signes. On reviendra plus loin sur les points principaux de cette critique.

#### V. Noeuds soudés de la charpente métallique de l'Institut du Génie Civil au Val-Benoît à Liège.

Cette charpente a été mise en adjudication au début de 1932 et achevée au début de 1933. Les essais sur les noeuds soudés de cette charpente ont été effectués en février-mars 1933, avant les essais des noeuds réels du pont de Lanaye.

La figure 10 reproduit le type de noeud conçu pour cet ouvrage par l'auteur et qui a servi de base à l'adjudication.

Ses particularités sont les suivantes :

- 1° Le rayon du gousset circulaire supérieur est réduit à 400 mm.
- 2° Le gousset inférieur est elliptique, de demi-axes 800 mm et 570 mm.  
(L'empattement total sur les colonnes est ainsi réduit à 1488 mm, soit moins d'un tiers de l'entredistance normale des poutres, au lieu des deux tiers.)
- 3° Tous les assemblages sont soudés; le joint de montage est au raccord des colonnes avec les poutres pourvues de leurs noeuds. Un petit taquet-console soudé sur la colonne sous le noeud sert de support de réglage. Toutes les soudures de montage sont verticales.
- 4° Les ailes courbes bordant les goussets sont en deux pièces soudées par doubles cordons sur les goussets. De la sorte, on évite toute solution de continuité au raccordement tangentiel des goussets et des ailes et la soudure est parfaite.

Par leurs dimensions réduites et leurs formes modifiées, ces noeuds représentent un progrès notable par rapport aux noeuds de la charpente de l'Institut de Chimie et de Métallurgie, progrès fondés sur les résultats des essais de 1931, exposés au paragraphe III et sur les résultats des essais sur modèles plans exposés au paragraphe II.

Au point de vue de la soudure, ils présentent une forme caractéristique et déjà très évoluée, quoiqu'il s'agisse d'une conception indépendante de la forme des noeuds du pont de Lanaye. On pourrait songer à critiquer l'accumulation des soudures à la jonction des ailes courbes et du gousset. Il s'agissait de cor-

<sup>11</sup> Der Bauingenieur, 6 novembre 1931. Annales des Travaux Publics de Belgique, février 1932.

<sup>12</sup> Der Bauingenieur 1934, pages 307 et 460.

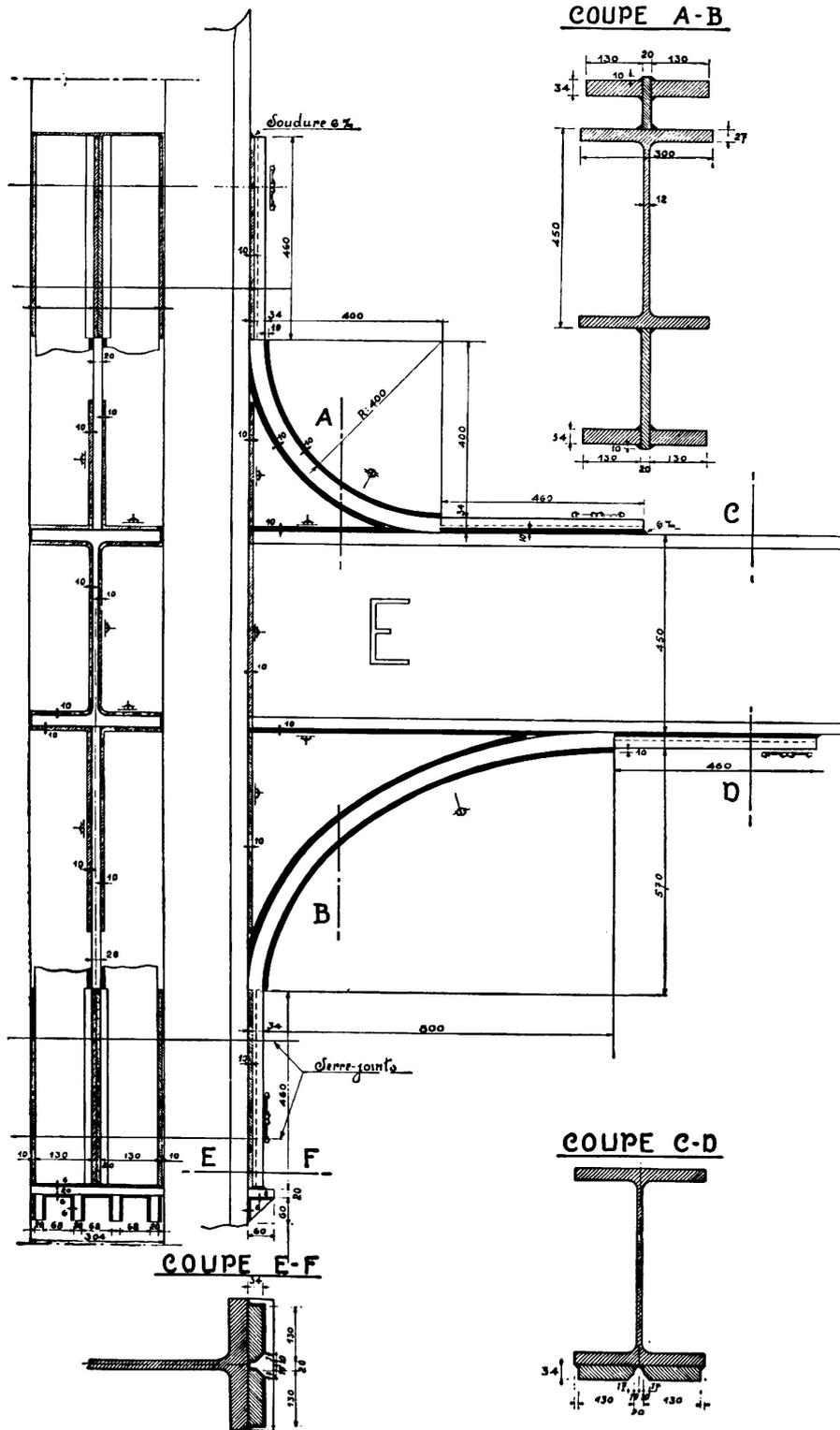


Fig. 10.

dons de 10 mm de base. Leur disposition symétrique est plutôt favorable au point de vue des déformations thermiques. Par contre, on doit reconnaître la grande rigidité des ailes et des goussets (pour ces derniers par leur faible étendue). Le type a été combiné pour un montage et une soudure faciles au chantier; ce résultat a été pleinement atteint. Cet examen montre qu'il y a de

multiples facteurs techniques à considérer dans la conception d'un tel noeud, outre les considérations architecturales et économiques, lesquelles affectent l'ensemble de la charpente. On remarquera que le projet prévoyait uniquement l'emploi de poutrelles laminées simples. En outre, tous les noeuds de la charpente étaient identiques.

Cette charpente avait été projetée en acier type Etat Belge 42/50; les poutrelles étaient du profil Differdange à larges ailes. Lors de l'adjudication, la Sté Ame d'Ougrée-Marihaye proposa en variante une charpente en acier spécial 58/65, dont les poutres et colonnes comportaient des poutrelles du profil normal renforcées par des ailes soudées. Les avantages techniques et économiques de cette offre la firent accepter. Rien n'était modifié aux dimensions essentielles d'encombrement des fermes ni aux dimensions, formes et principes des noeuds. Seulement, il fut stipulé que les ailes courbes des noeuds resteraient en acier 42/50 ainsi que les goussets proprement dits.

Les travaux de soudure furent l'objet d'une attentive surveillance, tant à l'atelier que sur le chantier. L'exécution des noeuds se révéla facile, grâce à une organisation intelligente du travail. Les ailes étaient cintrées sur gabarits; les goussets préparés comme pour la charpente rivée du paragraphe III. La fabrication était organisée en série, par emploi d'un matériel ingénieux de fixation et de serrage. Les colonnes et les poutres garnies de leurs noeuds étaient envoyées sur le chantier sans encombre. Le montage et la soudure des noeuds aux colonnes se firent au chantier en plein hiver sans difficultés et avec une excellente précision.

Ce travail peut être considéré comme contemporain de celui du pont de Lanaye car, s'il fut commencé après, il fut terminé quelques mois avant. Ses essais datent de février-mars 1933, alors que ceux du pont de Lanaye furent effectués au mois de mai suivant.

Au point de vue de la technique constructive, non seulement il confirmait la réussite du pont de Lanaye, mais il la complétait par un nouveau progrès technique, celui de la soudure intégrale, sans aucun trou, rivet ou boulon, suivant immédiatement la soudure partielle du pont de Lanaye. D'autre part, les essais effectués sur la charpente de l'Institut du Génie Civil, dont il n'a pas encore été rendu compte, confirment également les enseignements de toutes les expériences relatées plus haut.

Ces essais ont été effectués sur la charpente terminée, dans des conditions de grande précision et de commodité grâce à la mise en charge à l'aide d'un vérin hydraulique. La répétition des mesures était rendue aisée, l'application des forces très progressive et sans chocs, évitant les dérèglages d'appareils, enfin les efforts autant que leurs points d'application étaient bien connus et se prêtaient à des calculs simples. L'essai des différents types de noeuds put, de la sorte, être très poussé.

Les tensions admissibles du calcul s'élevaient à 20 kg/mm<sup>2</sup>. Au cours des essais, on ne dépassa pas dans les poutres des tensions mesurées d'environ 15 kg/mm<sup>2</sup> correspondant à des tensions calculées de 16 kg/mm<sup>2</sup> environ. Dans ces conditions, on ne dépassa généralement pas pour les tensions mesurées sur les noeuds l'ordre de grandeur de 10 kg/mm<sup>2</sup>, exceptionnellement 12 kg/mm<sup>2</sup>.

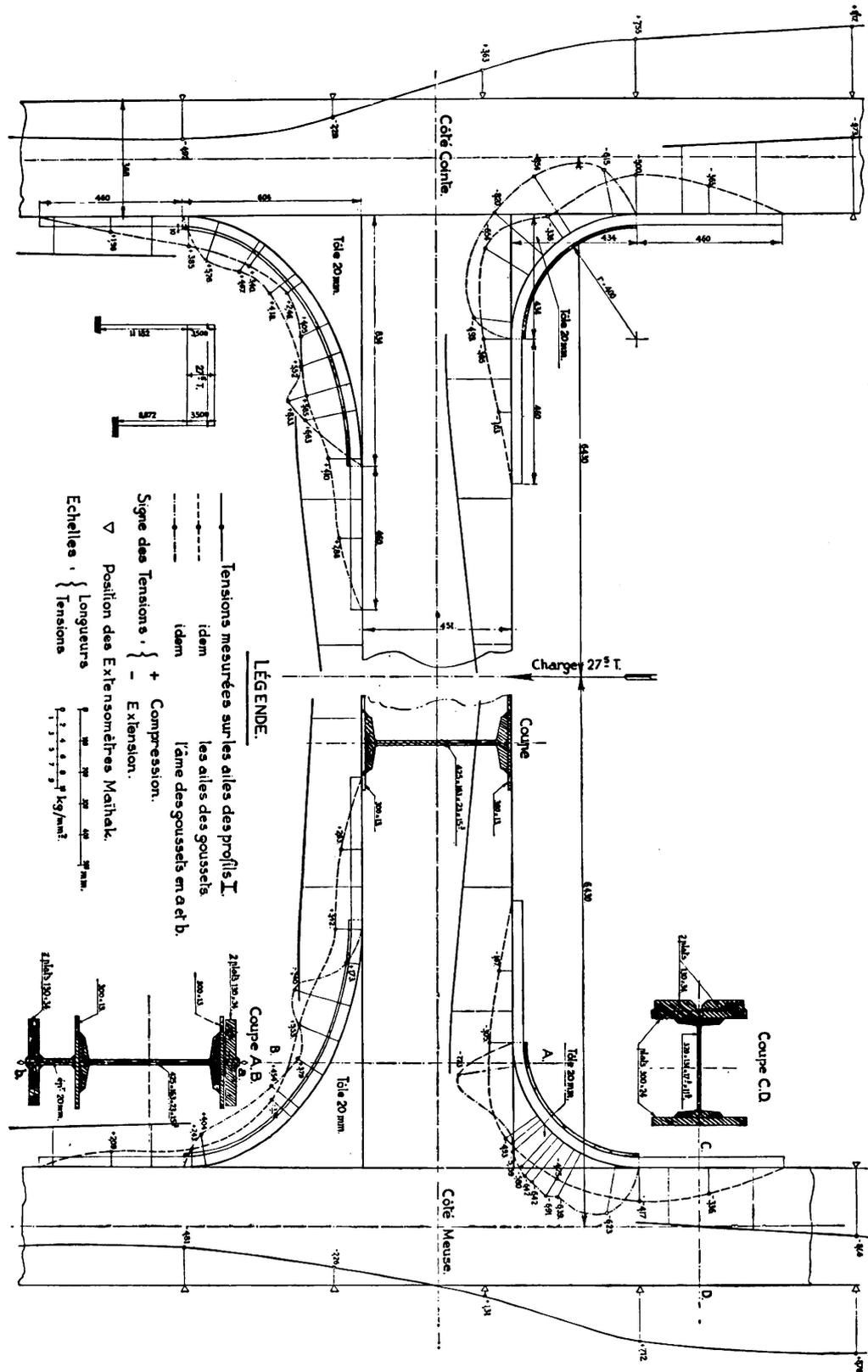


Fig. 11.

La figure 11 reproduit les résultats d'un essai de mise en charge intéressant les noeuds à trois branches d'assemblage d'une poutre intermédiaire à une colonne extérieure. Les diagrammes représentent les tensions relevées sur divers éléments du noeud: tranche extérieure des goussets courbes, ailes courbes,

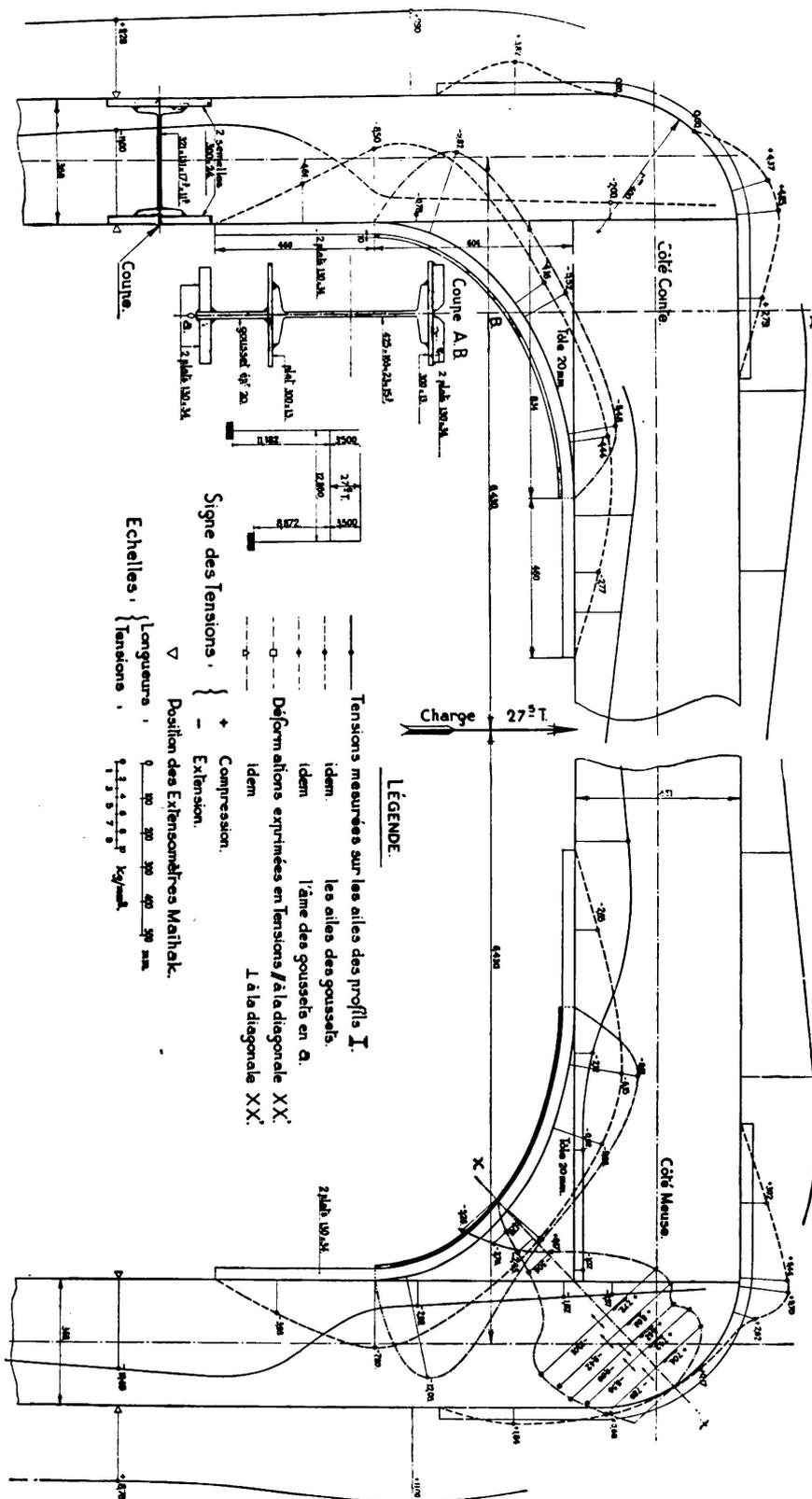
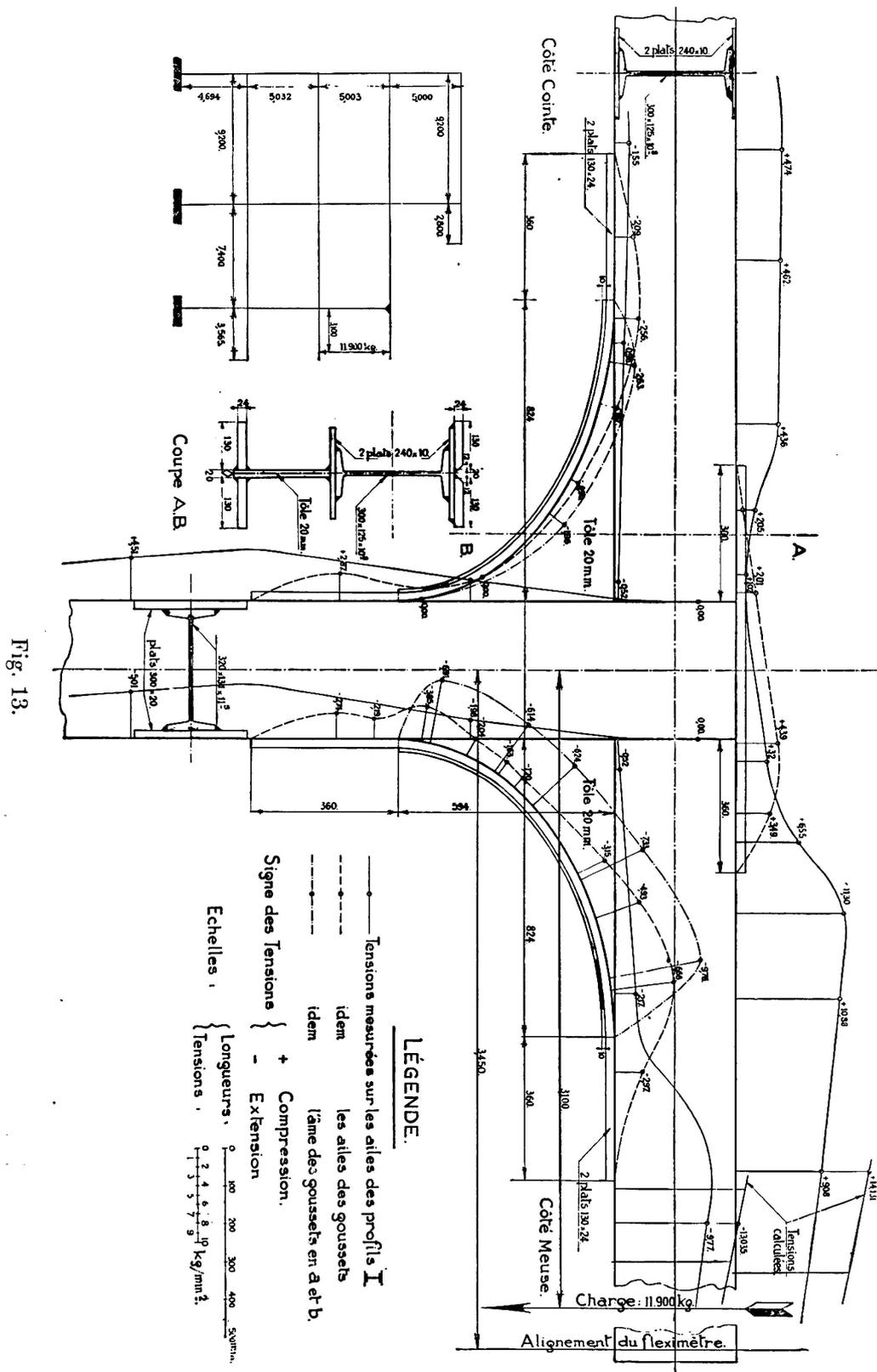


Fig. 12.

ailes des poutres et colonnes. On constate que les tensions sont certes localement plus fortes sur les tranches des goussets que sur les ailes courbes. Mais les tensions relevées sur ces dernières sont plus uniformes, peu inférieures aux tensions moyennes relevées sur les tranches. La transmission progressive des



efforts par les extrémités des ailes courbes est très accusée. Si l'on tient compte que les tensions relevées sur les ailes sont plutôt en deçà de leurs tensions moyennes (par suite de la variation dans le sens de la largeur) et si l'on tient compte de la forte section des ailes courbes, on se rend compte que ces der-

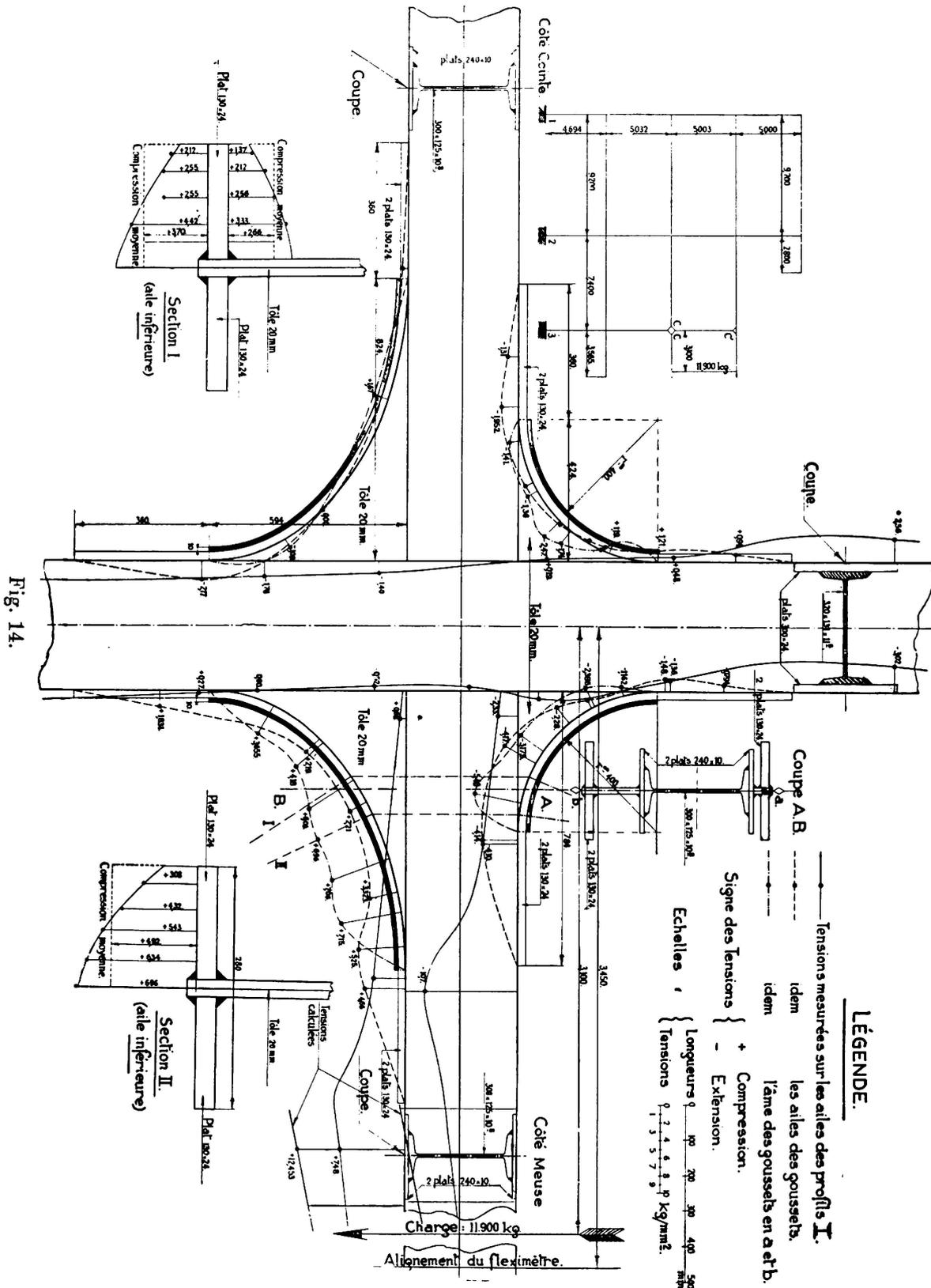


Fig. 14.

nières transmettent des efforts très considérables et d'une manière tout à fait correcte.

Les mêmes conclusions sont valables pour les ailes courbes des noeuds à deux branches (figure 12), les tensions sur les tranches des goussets y sont peu

supérieures à celles des ailes courbes, qui transmettent des efforts très considérables et d'une manière très progressive. Cette figure montre que, par contre, malgré l'arrondi supérieur de la jonction d'angle des colonnes extérieures et de la poutre supérieure, les tensions sont très faibles dans le couvre-joint supérieur. Ceci a conduit à mesurer les tensions dans le gousset suivant la bissectrice du noeud. On y trouve nettement des déformations maxima à une certaine distance du couvre-joint arrondi supérieur: des compressions perpendiculairement à la diagonale, des extensions suivant la diagonale. Ceci tend à prouver que l'arrondi supérieur est d'un rayon trop faible et que, du point de vue de la transmission la plus favorable des efforts, il eut fallu augmenter ce rayon, de manière à donner à la jonction d'angle la forme caractéristique d'une pièce courbe.

Cette remarque est intéressante parce que certaines personnes ont parfois communiqué à l'auteur des doutes au sujet de l'opportunité de ces arrondis de l'angle extérieur. En fait, il semble bien que théoriquement on eût plutôt dû blâmer leur insuffisance. On s'est tenu, dans la pratique, à une mesure raisonnable au point de vue de l'aspect et de l'économie en atteignant, semble-t-il, un résultat largement suffisant pour la résistance.

La figure 13 reproduit la sollicitation d'un noeud faitier à trois branches, sollicitation aussi satisfaisante que les précédentes, quoiqu'ici le noeud paraisse un peu grand, ce qui tient à son module standardisé pour toute la charpente. L'effort de mise en charge est appliqué par une console et exerce donc un moment incident sur le noeud; la répartition de ce couple entre les deux autres barres ressort bien des diagrammes de tensions relevées.

Les mêmes observations sont à faire concernant la figure 14, qui résume l'essai d'un noeud à quatre branches. En outre, cette planche reproduit deux diagrammes de variation transversale des tensions dans les ailes courbes, sur les deux faces. On voit que cette variation a une allure générale parabolique et que la tension moyenne est réalisée à peu près vers le quart de la largeur des ailes. Elle diffère moins du maximum sur l'axe que des minimums sur les bords. Il a été procédé à une confrontation avec le calcul, qui sera commentée plus loin.

On peut conclure de ces essais:

- 1° Que les courbes de variations des tensions relevées sur les fibres extérieures des goussets courbes ont des allures analogues à celles obtenues dans les essais précédemment rapportés sur modèles plans, modèle à trois dimensions et noeuds réels rivés ou soudés.
- 2° Que, sauf accident local, les tensions maximums se produisent à une certaine distance de l'enracinement du noeud courbe sur la pièce subissant le plus grand moment fléchissant.
- 3° Que la forme elliptique des goussets assure une certaine uniformité des tensions dans les ailes courbes, ce qui répond à l'intention qui a dicté cette forme. Ces tensions sont aussi plus uniformes que celles relevées sur les tranches des goussets.
- 4° Que les ailes courbes transmettent des efforts très importants.
- 5° Que la transmission des efforts des ailes courbes du noeud aux ailes planes des poutres et colonnes est très progressive et régulière, ce qui répond par-

faitement à la fonction des soudures, calculées d'après le principe d'égalité de résistance.

- 6° Que les tensions dans les ailes courbes varient dans le sens transversal, le maximum ayant lieu sur l'axe et les minimums sur les bords; les moyennes à peu près à mi-distance.

Le rapport étant essentiellement consacré à l'étude de détail des noeuds, l'effet général de renforcement de la construction qu'ils exercent, ainsi qu'il ressort de l'auscultation d'ensemble des charpentes, n'a encore été que simplement effleuré, par la constatation que là où les tensions ont pu être calculées avec sûreté, elles sont généralement inférieures aux tensions mesurées. Cet effet très important des noeuds rigides bien constitués, qui se marque aussi nettement par une diminution des déformations par rapport aux valeurs du calcul, sera considéré plus loin.

## VI. Noeuds soudés et noeuds rivés de la charpente du laboratoire de Thermodynamique au Val-Benoît à Liège.

En 1933, le bureau technique des constructions des nouveaux bâtiments de l'Université de Liège au Val-Benoît mettait en adjudication une charpente pour le Laboratoire de Thermodynamique. Elle était du même type que celle du Génie Civil, c'est à dire continue, entièrement soudée et en acier 58/65 kg/mm<sup>2</sup>. Elle présentait par rapport à la précédente divers perfectionnements dont seuls ceux concernant les noeuds seront exposés ici. Les dimensions et formes de ces derniers sont très analogues à celles des noeuds décrits au paragraphe V. Ils sont également en acier 42/50. La différence caractéristique réside dans la substitution générale aux soudures d'angles de soudures bout à bout, en V ou en X, sauf aux jonctions des ailes courbes aux colonnes, où ce n'est pas entièrement possible. Le but de cette disposition était de pousser la continuité jusque dans ses extrêmes limites, en vue de renforcer la sécurité des noeuds et de préparer la possibilité d'en réduire encore éventuellement les dimensions.

La figure 15 représente le noeud type ainsi conçu. On voit que, comme au pont de Lanaye, les goussets sont soudés aux colonnes à l'atelier. Le joint soudé de montage des poutres aux noeuds est prévu en oblique. Les quantités de soudure sont sensiblement diminuées par rapport aux noeuds décrits dans le paragraphe précédent.

Ces noeuds ne furent pas exécutés. Par suite de circonstances étrangères à l'objet de ce rapport, la firme chargée du travail sollicita de pouvoir substituer des noeuds rivés aux noeuds soudés. Après examen approfondi, cette autorisation fut accordée et la figure 16 reproduit le noeud type rivé, tel qu'il fut exécuté en utilisant les éléments de la charpente et des noeuds soudés déjà approvisionnés ou préparés, complétés par quelques couvre-joints. Le joint de montage fut disposé sensiblement comme dans la charpente rivée décrite dans le paragraphe III et les opérations d'usinage, de montage et d'assemblage au chantier s'effectuèrent de la même manière, sans difficultés.

Il ne fut pas effectué d'essais sur cette charpente, le tonnage étant faible et l'exécution ayant subi un certain retard. Aussi ce type de noeud et ses avatars

ne sont ils rapportés ici que pour exposer l'aboutissement de la conception des noeuds soudés de cette famille de charpentes et pour indiquer aussi la facilité avec laquelle il a été possible de substituer la rivure à la soudure, sans changement de forme. Ceci est dû à l'adaptation particulière du modèle de noeud à la transmission correcte des efforts et au fait que le principe de ces noeuds est indépendant de

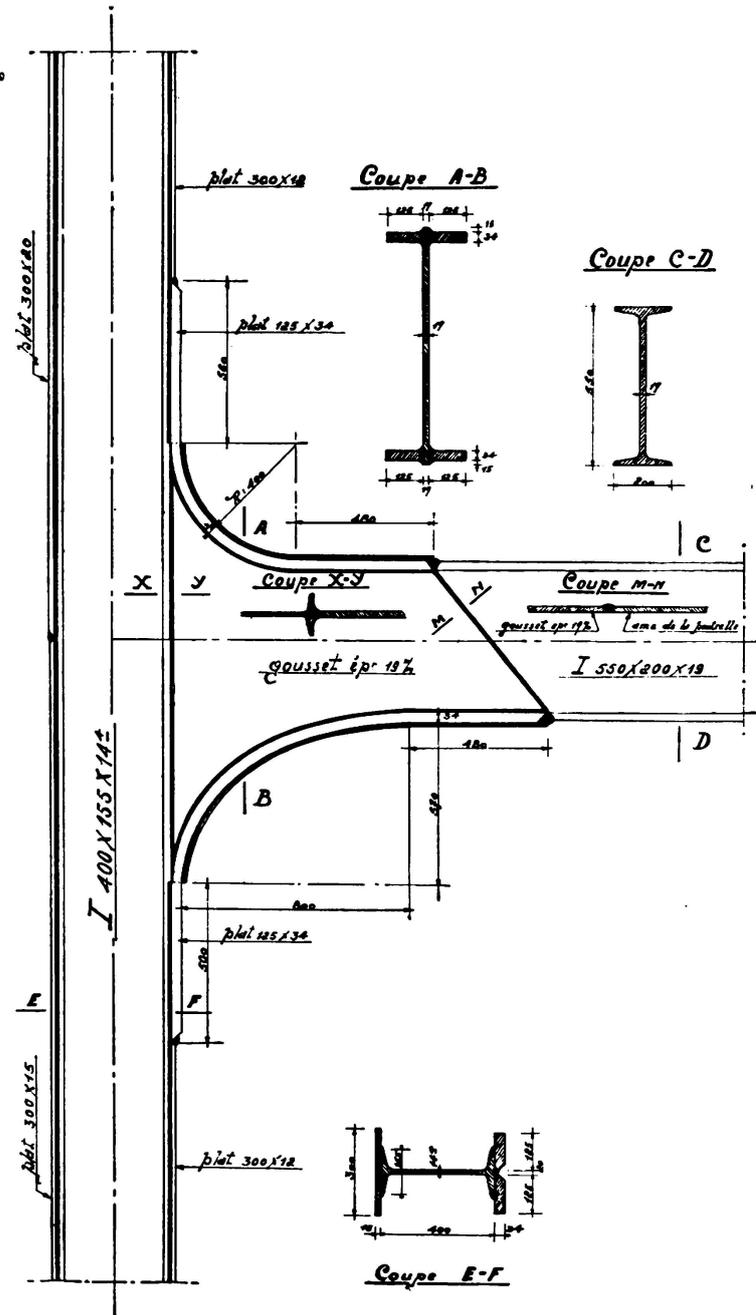


Fig. 15.

l'emploi de la soudure. Leur conception et leur première réalisation concernent d'ailleurs une construction rivée. Mais la soudure est sans conteste très favorable à ce type de noeuds; elle évite notamment le travail à la traction des rivets d'assemblage des ailes courbes aux cornières courbes.

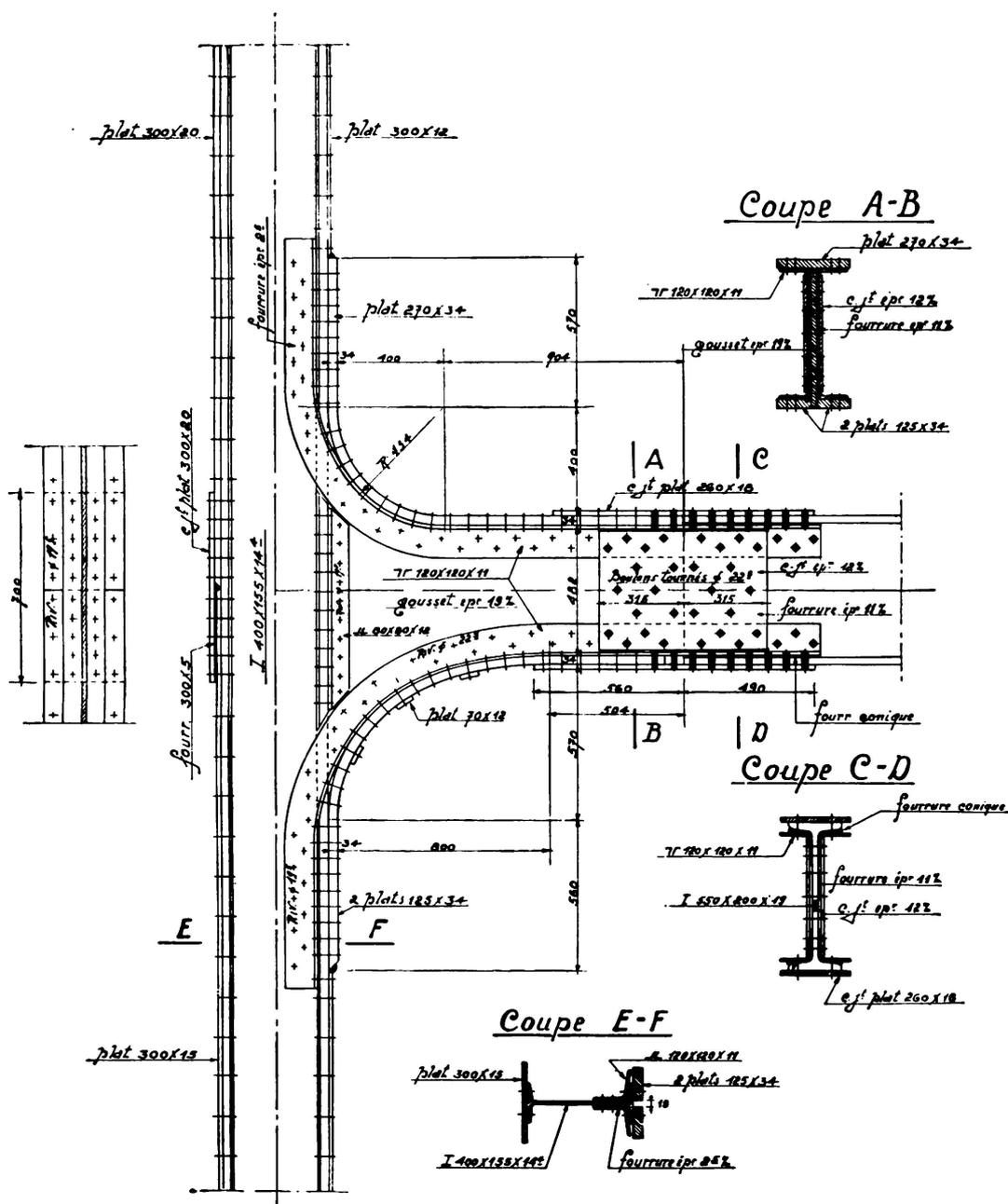


Fig. 16.

### VII. Autres réalisations et études de nœuds rigides.

Tous les nœuds décrits précédemment ont une analogie réelle, ils forment une famille dont on vient d'exposer la genèse, l'évolution et les épreuves. Il serait possible de s'étendre sur la multiplication de ses applications en Belgique et à l'étranger; il suffira d'en donner un bref aperçu. Les ponts-routes *Vierendeel* sont actuellement très usités en Belgique. Ils ont été construits d'abord à nœuds soudés et assemblages rivés du type de Lanaye. Ce système a été notamment appliqué au pont tournant du Muide à Gand,<sup>3</sup> <sup>13</sup> seulement les nœuds y ont été réduits dans la mesure permise par les essais de Lanaye.

<sup>13</sup> M. Storrer: Calcul des poutres Vierendeel du pont tournant du Muide. — A. Spoliasky: Construction du pont tournant du Muide. L'Ossature Métallique 1933.

Un progrès nouveau a été accompli en 1933—34 par la soudure intégrale, à l'instar de celle de la charpente de l'Institut du Génie Civil. Ce progrès est dû principalement à *A. Spoliansky*, auteur du projet des ponts d'Hérenthals.<sup>3, 14</sup> Les noeuds restent sensiblement du type du pont du Muide, de dimensions réduites par rapport aux règles de *Vierendeel* et de forme circulaire. Une quantité considérable d'autres ponts routes *Vierendeel* soudés ont été construits en Belgique pour le compte de l'Administration des Ponts et Chaussées et par divers ateliers. Ils dérivent tous caractéristiquement des ponts de Lanaye et d'Hérenthals,<sup>3, 15</sup> aussi sous le rapport des noeuds, quoique des modifications et perfectionnements de détail y aient été apportés progressivement. En ce qui concerne ces derniers, les constructeurs se sont notamment attachés à réaliser l'assemblage soudé des raccords tangentiels des noeuds en atténuant ou supprimant la lacune des goussets existant aux noeuds du pont de Lanaye (voir paragraphe IV). Entr'autres systèmes, on a soudé sur les membrures et montants des sortes d'amorces de noeud, forgées en sifflet, auxquels les noeuds proprement dits venaient se raccorder par des soudures normales<sup>16</sup> (figure 17). La lacune du gousset subsiste éventuellement. D'autres constructeurs ont adopté la forme des noeuds rivés de *Vierendeel*, sans raccordement tangentiel. Il semble que cet ingénieur ait conservé longtemps une préférence pour ce type de noeud, même soudé. La figure 18 reproduit le noeud type rivé projeté par cet ingénieur pour les ponts d'Hérenthals. Pour les ponts *Vierendeel* rivés, ce modèle à noeuds saillants présente une certaine commodité d'assemblage sans nuire à l'aspect.<sup>17</sup> Cette forme a inspiré aussi le dessin des noeuds des multiples ponts-rails rivés construits en Belgique au cours des dernières années.<sup>18</sup> La conception de ces noeuds semble plus inspirée de considérations pratiques d'assemblage que par la préoccupation d'une adaptation particulière à la transmission des efforts internes. La sécurité est assurée par un dimensionnement très large, caractérisé par des empattements considérables des noeuds sur les membrures, plus prononcés que sur les montants. Cette forme est inverse de celle des noeuds elliptiques du type des paragraphes V et VI; elle est en ce sens irrationnelle. En outre, la discontinuité résultant du raccordement non tangentiel ne correspond pas non plus à l'allure de transmission des efforts. Elle ne doit pas être considérée comme fautive du point de vue des surtensions locales, cet écueil est évité par un dimensionnement surabondant. Il est certain que les efforts internes peuvent se transmettre sans concentrations excessives, grâce à l'allongement considérable des noeuds, dont certaines parties aux extrémités sont nécessairement et apparemment inactives. Dans les noeuds soudés de ce

<sup>14</sup> *A. Spoliansky*: Pont C d'Hérenthals sur le Canal Albert. L'Ossature Métallique 1934.

<sup>15</sup> *A. Braeckman* et *A. Van Gaver*: Ponts de Schooten sur le Canal Albert. L'Ossature Métallique 1934. Le lancement du Pont de Bocholt. L'Ossature Métallique 1935. Le pont de Lanaeken-Smeermaes. L'Ossature Métallique 1935. — *A. Spoliansky*: Les ponts de Dudzele sur les canaux de Schipdonck et de Selzaete. L'Ossature Métallique, mai 1936.

<sup>16</sup> *A. Vierendeel*: Cours de stabilité des constructions, tome IV, 1935, page 378.

<sup>17</sup> *A. Vierendeel*: Cours de stabilité des constructions, tome IV, 1935, page 276. — *P. C. G. Hausser*: The design and applications of the Vierendeel truss. International Congress for steel development. 1934.

<sup>18</sup> Les ponts-rails d'Hérenthals et de Malines à poutres Vierendeel. L'Ossature Métallique 1934. Bulletin de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, n° 3, 1935.

type, le supplément de longueur des goussets doit jouer le même rôle que les soudures d'assemblage des ailes courbes aux membrures et montants dans le type de nœuds du pont de Lanaye. Cependant, en matière de constructions soudées, il semble que ce dernier type mérite et obtienne la préférence. C'est celui que les

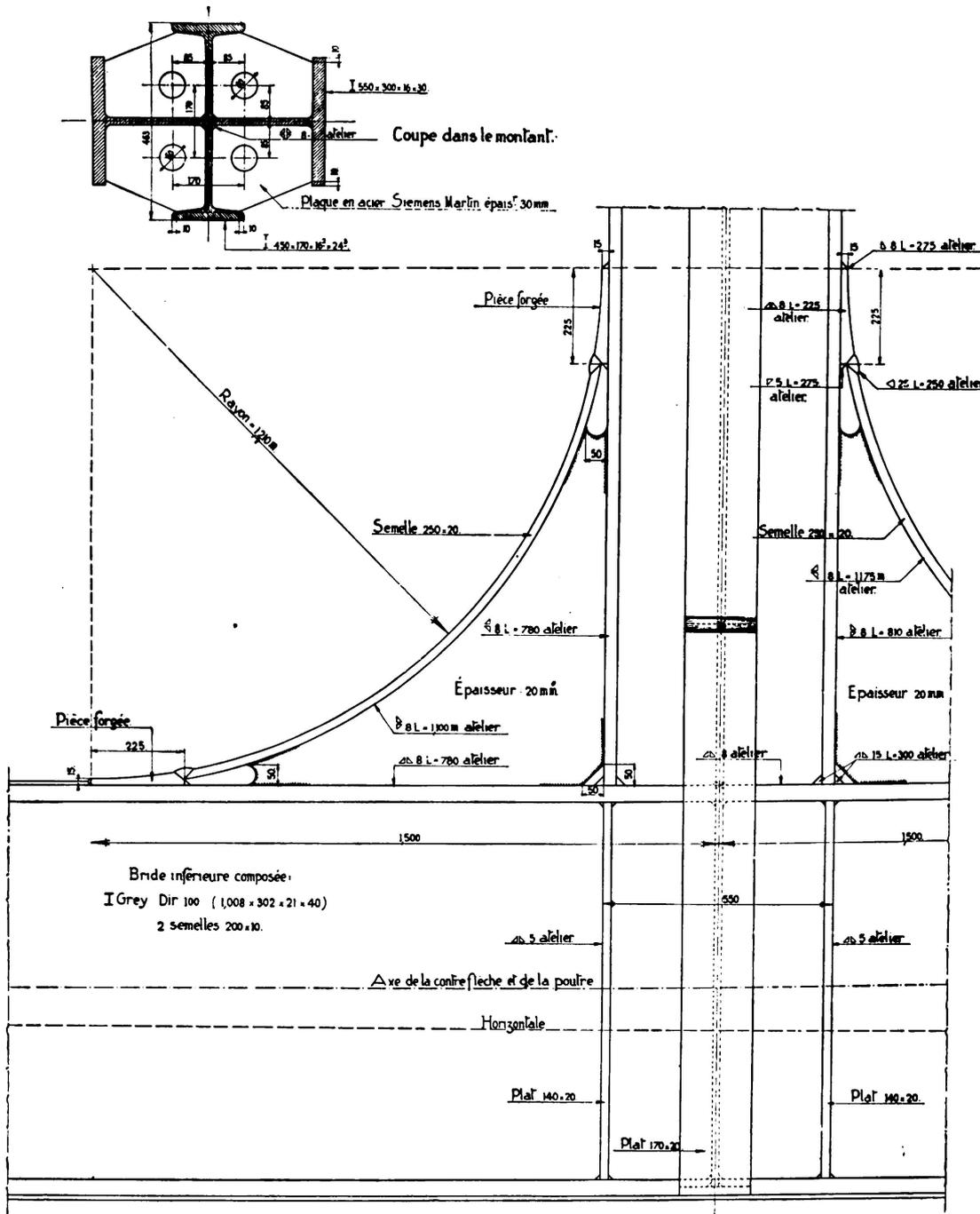


Fig. 17.

ingénieurs néerlandais ont adopté pour le pont-route *Vierendeel* soudé de Nuth.<sup>19</sup> C'est aussi celui que les ingénieurs japonais ont adopté pour le pont levant *Vierendeel* de *Mantetsu-Kawasaki-Futo*.

<sup>19</sup> Bulletin de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, n° 3, 1935.

Au paragraphe IV, il a été fait allusion déjà aux noeuds soudés des poutres *Vierendeel* du poste de concentration de la gare de Stendal (Allemagne).<sup>11</sup> Ces noeuds se distinguent surtout par les précautions exceptionnelles prises dans leur construction pour l'application de la soudure et qui conduisent à de véritables opérations métallurgiques. Ces noeuds revêtent de ce fait un caractère un peu spécial et jusqu'à présent unique, assez étranger au point de vue fonctionnel principalement considéré dans ce rapport. Pour des ponts rivés, il paraît possible de concevoir des noeuds à raccords tangentiels satisfaisants au point de

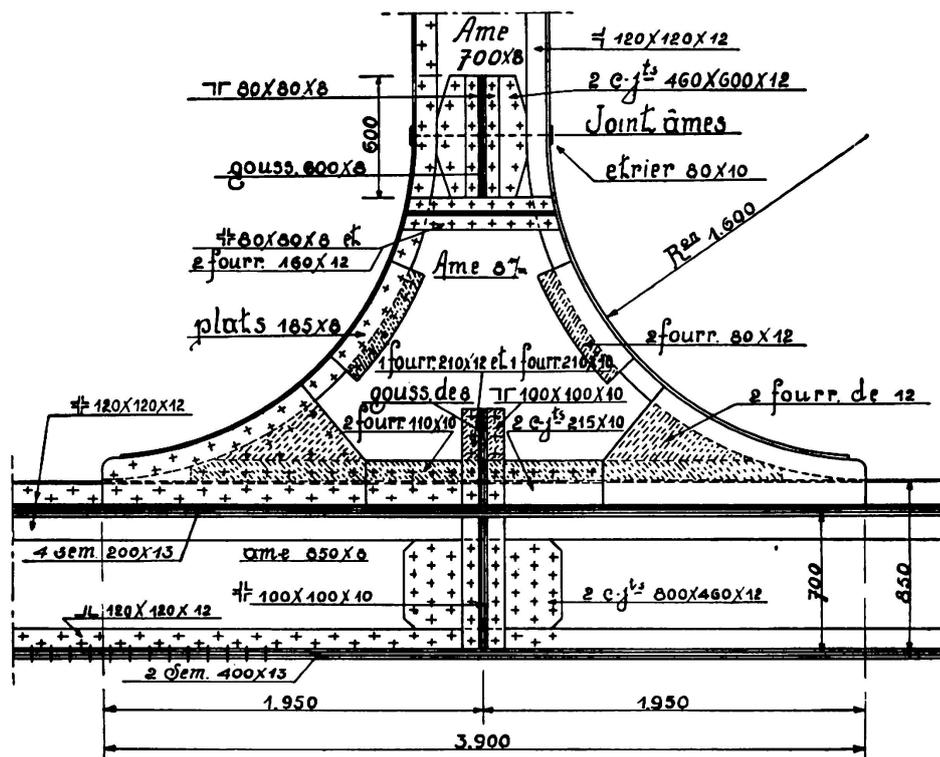


Fig. 18.

vue pratique et différents du type qui a paru le plus convenable pour les charpentes du paragraphe III, que *Vierendeel* appelle le «type de Tervueren». Cette reminiscence du plus ancien des noeuds de ponts *Vierendeel* est un hommage que mérite le protagoniste de ce système. Mais qu'il soit permis à l'auteur d'indiquer que ce sont les essais sur modèles plans rapportés au paragraphe II et les études du projet de charpente du paragraphe III qui l'ont conduit à ressusciter ce type de noeud sous une forme moderne et pour une application à des charpentes différentes de la poutre *Vierendeel* et que la forme des noeuds du pont de Tervueren lui était alors inconnue.

Pour les derniers ponts-rails *Vierendeel* rivés, qui doivent être prochainement jetés sur la Meuse au Val-Benoît, à Liège, les noeuds sont à raccords tangentiels et leurs formes se rapprochent de celles étudiées précédemment. Toutefois, leur développement reste toujours considérable (figure 19).

Dans le domaine des charpentes continues, outre les applications rivées du paragraphe III et les noeuds soudés ou rivés des paragraphes V et VI, d'autres applications d'importance diverses ont été faites en Belgique, principalement par



graphes III, V et VI, tous les contre-projets présentés avec des noeuds ou systèmes différents ne sont pas arrivés en ordre utile.

En Allemagne, les charpentes de la nouvelle gare de Duisburg ont des noeuds circulaires soudés et rivés, d'aspect analogue.<sup>20</sup> Il est possible que d'autres applications similaires aient eu lieu dans divers pays, principalement par l'effet du développement de la construction soudée; l'auteur n'en a pas connaissance.

Les noeuds de la charpente de l'Université de Gand précitée ont un gousset supérieur elliptique très réduit, tandis que le gousset circulaire inférieur est

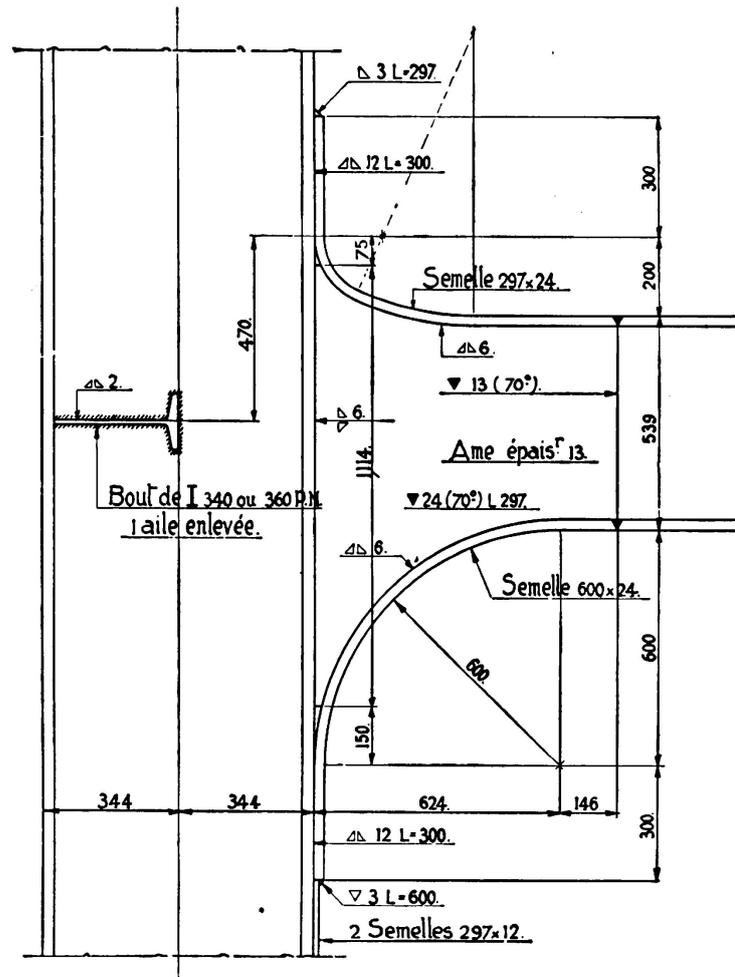


Fig. 20.

assez développé (figure 20). Ces formes sont surtout avantageuses au point de vue de l'architecture.

En ce qui concerne les essais de noeuds, feu le Prof. *H. Dustin* a procédé, avec le concours du Prof. *Gysen*, à des essais dynamiques de noeuds soudés de ponts *Vierendeel* du type général considéré. L'auteur n'a pas été informé d'une publication des résultats de ces essais.

On a publié récemment les premiers résultats des recherches préliminaires entreprises en Amérique par le National Bureau of Standards, en coopération

<sup>20</sup> *Krabbe* et *Ziertmann*: Die Empfangshalle des neuen Empfangsgebäudes auf Bahnhof Duisburg. Die Bautechnik 9. 8. 35.

avec l'American Institute of Steel Construction.<sup>21</sup> Il s'agit d'un modèle en grandeur réelle de noeud à deux branches sans gousset. Ces premiers résultats ne sont pas en contradiction avec ceux de l'auteur, ils confirment au contraire les concentrations de tensions dans l'angle intérieur (voir paragraphe II) et l'inactivité des parties voisines de l'angle extérieur, correspondant à la transmission des efforts par l'âme et à des tensions élevées dans celle-ci (voir paragraphe V, figure 12). Ces essais entrepris suivant un grand style sont à leurs débuts. Il n'est pas possible d'apprécier si le programme comporte l'essai de noeuds à trois et quatre branches. Ses rapports avec les essais décrits dans le présent rapport sont donc encore imprécis.

Un travail important a été publié en 1934 par *C. R. Young* et *K. B. Jackson*, de l'Université de Toronto.<sup>22</sup> Il s'agit également d'une étude d'un autre genre, consistant en essais sur modèles de joints à quatre branches de tronçons de poutres et colonnes, essais sans mesures de tensions mais comportant l'observation des déformations jusqu'à rupture en fonction des charges appliquées. Il ne s'agit pas de noeuds du caractère de ceux exposés ici, mais plutôt de joints simples pour charpentes de portées vraisemblablement modérées. Les auteurs choisissent très judicieusement comme résultats caractéristiques de leurs expériences les degrés d'encastrement réalisés. Les joints ne réalisant aucun renforcement direct des poutres, la valeur la plus favorable du degré d'encastrement est 0.75, réalisant l'égalité des moments d'encastrement et au milieu de la travée pour une charge uniforme complète. On verra plus loin que le même résultat est réalisé par les noeuds de la forme étudiée ici, mais d'une manière différente, en ce sens que ce type de noeud permet de considérer, par le renforcement qu'il produit, une diminution fictive de la portée de la partie prismatique des poutres. Quoique les travaux du National Bureau of Standards et de *Young* et *Jackson* soient de nature assez différente des recherches et conceptions exposées dans le présent rapport, ils ne sont pas sans accointances et ils prouvent à tout le moins que la question est activement étudiée en divers continents. Son intérêt a été aussi souligné par *F. Bleich*.<sup>23</sup> La question est, ainsi qu'il a été dit en introduction, inséparable de celle des ossatures à cadres rigides, qui ont fait aussi l'objet de recherches en Grande Bretagne.

Citons encore une étude du Dr. Ing. *Harry Gottfeldt*<sup>24</sup> qui confirme par des considérations générales les vues de l'auteur concernant les noeuds courbes. Enfin, une étude toute récente de *Kayser* et *Herzog*<sup>25</sup> traite en détail d'un essai sur modèle de noeud à deux branches. Les résultats sont tout à fait compatibles avec ceux de la figure 12 et confirment les observations du paragraphe V au sujet de la forme des noeuds à deux branches. En outre, il est intéressant de noter que

<sup>21</sup> Progress Report n° 1 on Stress distribution in Steel rigid frames. National Bureau of Standards. Washington 1936.

<sup>22</sup> The relative rigidity of welded and riveted connections. Bulletin 143.

<sup>23</sup> *F. Bleich*: La théorie et la recherche expérimentale en construction métallique. L'Ossature Métallique 1934.

<sup>24</sup> *H. Gottfeldt*: Einige Bemerkungen über geschweißte Brückenknoten. Der Bauingenieur, 1934, page 200.

<sup>25</sup> *Kayser* et *Herzog*: Die Untersuchung zweiachsig beanspruchter Konstruktionsglieder mit Hilfe des Reißlackverfahrens. Die Bautechnik, 29 Mai 1936, page 314.

les tensions mesurées sont nettement inférieures aux tensions calculées. Il s'agit cependant d'un modèle assez simple essayé au laboratoire dans des conditions simples et bien définies.

### VIII. Caractères généraux et calcul des noeuds rigides.

Ces noeuds doivent assurer de la manière la plus parfaite possible la liaison rigide des barres à assembler, c'est à dire assurer l'identité des déformations quelconques à leur point de rencontre et transmettre, sans tensions excessives ni déformations locales, les efforts internes correspondants. Cette fonction doit être assurée avec une sécurité au moins équivalente à celle des autres éléments de la construction, c'est à dire que les noeuds ne doivent pas être des points faibles de la construction, en lesquels les ruptures prendraient naissance notablement en deça des charges qui épuiserait la résistance des poutres et colonnes ou membrures et montants. Plus précisément encore, comme les noeuds et assemblages sont, en tout état de cause, des points moins accessibles au calcul et plus exposés aux aléas et malfaçons, il est justifié de formuler la condition que les noeuds doivent être projetés comme des éléments forts de la construction, dans lesquels la rupture ne peut pas s'amorcer sauf exception. Car il est sage et prudent d'appliquer, aux éléments les plus complexes et les plus exposés par leur nature, un coefficient de sécurité plus grand que celui dont on use pour les poutrelles laminées ou les poutres composées, dont la résistance ultime est plus exactement appréciable. Cette règle seule peut assurer une uniformité suffisante de sécurité.

Cette définition complète montre immédiatement les imperfections des noeuds sans goussets, tels que ceux du modèle plan n° 1 (paragraphe II), des essais du National Bureau of Standards et les assemblages des types étudiés par *Young* et *Jackson*, dont toutes les ruptures se produisent dans les joints et indiquent des déformations locales accusées. Seuls de forts goussets doubles peuvent garantir une déformation permanente appréciable des poutrelles avant rupture des joints. Une étude de *M. Rosenthal* à ce sujet<sup>26</sup> conclut aussi que, pour que la résistance des poutres *Vierendeel* soit en accord suffisant avec le calcul, il ne suffit pas d'assembler les montants aux membrures sans goussets, il faut y prévoir des goussets doubles. Des goussets triangulaires simples, de faible développement, tels que ceux essayés par *M. Rosenthal*, parviennent à peine à assurer une concordance suffisante entre les tensions mesurées et les tensions calculées.

Tous les essais effectués sur des noeuds courbes par l'auteur ont dénoté que ces noeuds constituaient des renforcements importants des constructions. Non seulement, on n'y a jamais décelé que des tensions très modérées, mais on a toujours constaté une diminution générale des tensions mesurées par rapport aux tensions calculées dans toute la construction. Cela a été exposé dans les paragraphes précédents, ainsi que dans les publications antérieures<sup>1, 2, 10, 27</sup>.

<sup>26</sup> *D. Rosenthal* et *Charles*: Calcul du joint soudé dans les pièces fléchies. Applications. — *D. Rosenthal*: Etude expérimentale sur modèle réduit d'une poutre *Vierendeel* soudée. Association belge pour l'étude, l'essai et l'emploi des matériaux, n° 1 bis, 1932.

<sup>27</sup> *F. Campus*: Les charpentes métalliques continues. 2<sup>ème</sup> Congrès national des Sciences, Bruxelles 1935.

Pour les cadres métalliques étagés, il a été possible de montrer partiellement par le calcul que ces diminutions de tension étaient bien dues au renforcement provenant des nœuds. On a pu mettre en évidence pour ces charpentes, par les mesures et justifier partiellement par le calcul des diminutions analogues des déformations transversales (flèches) et angulaires (rotations des nœuds). Dans les ossatures métalliques étagées, cela se traduit par un encastrement pratiquement parfait des poutres dans les colonnes <sup>1, 2, 8</sup>. Par suite du développement très modéré des nœuds de ces charpentes, les résultats des auscultations sont en excellent accord théorique avec ceux des calculs. Les écarts, de l'ordre de 20 à 10 % sont les plus petits qu'il ait été donné à l'auteur de constater dans des auscultations. La concordance d'allure des diagrammes des mesures et des calculs est frappante. Pour le pont *Vierendeel* de Lanaye, les écarts sont plus considérables et la concordance théorique avec les calculs est moins apparente. Les nœuds d'un développement énorme doivent avoir une influence très considérable dans ces perturbations; en outre tous les autres éléments susceptibles d'aggraver l'incertitude des calculs, tout en renforçant l'ouvrage dans l'ensemble, doivent intervenir: tablier répartiteur des charges et raidisseur, contreventements importants, etc. Quoiqu'il en soit, les tensions sont très sensiblement inférieures à celles indiquées par le calcul et les déformations sont très faibles.

Que cela soit dû pour une part majeure à l'effet de renforcement des nœuds paraît vérifié d'une manière concluante par *G. Verplancken*.<sup>28</sup> Des études sur modèles en celluloïd par le moyen du micro-influenciomètre de *Magnel* ont mis évidence l'effet réducteur de tension des grands goussets, atteignant jusqu'à 10 % pour certains éléments. Quant aux flèches, elles sont réduites dans une proportion de 3 à 1 par rapport au calcul. Par contre, les poutres sans goussets dénotent des tensions supérieures au calcul (indépendamment des surtensions aux angles) et des flèches supérieures à celles calculées. Cette étude conclut à l'avantage de goussets courbes, à la possibilité de diminuer appréciablement leurs dimensions par rapport à celles des anciens ponts *Vierendeel* et à l'opportunité de goussets elliptiques. Ces conclusions peuvent d'autant plus être suivies en pratique que les essais de l'auteur ont montré que de nombreux autres éléments intervenaient dans les ponts *Vierendeel* bien construits pour augmenter leur résistance et leur rigidité.

Il est donc établi que les nœuds des types décrits, même réduits aux dimensions les plus modérées, lorsqu'ils sont bien construits,

- 1° répondent en tous points à leur objet,
- 2° constituent des points forts des constructions,
- 3° produisent un renforcement général de celles-ci par rapport au calcul.

Ces qualités correspondent au principe de leur conception, qui est celui d'une transmission correcte et rationnelle, des forces internes par l'assemblage. Ce concept n'est pas issu des anciennes règles de la résistance des matériaux ni des dispositions constructives usuelles; il n'est pas davantage inspiré par l'emploi de la soudure. Il résulte pour l'auteur de l'image physique que l'on peut faire du fonctionnement d'un tel assemblage, c'est à dire de la notion des trajectoires

<sup>28</sup> *G. Verplancken*: L'influence des goussets dans les poutres *Vierendeel* à hauteur constante. La Technique des travaux 1934, page 177. — *G. Magnel*: Calcul pratique des poutres *Vierendeel*.

de tensions, illustrée par les expériences et les connaissances élasticimétriques. Cette conception n'est pas bornée aux assemblages des poutres *Vierendeel* et des ossatures métalliques étagées; elle s'applique ipso-facto à tous les noeuds rigides, notamment des poutres triangulées, comme l'auteur l'a exprimé à la séance du 11 mai 1932 de l'Association belge pour l'étude, l'essai et l'emploi des matériaux,<sup>2</sup> anticipant ainsi sur une opinion analogue exposée en 1934 par *H. Gottfeldt*<sup>24</sup> pour les noeuds soudés.

Dans la transmission correcte des efforts internes par les noeuds, l'auteur attache la plus grande importance aux ailes courbes bordant les goussets et raccordées tangentiellement aux ailes des barres droites. Les essais des paragraphes II à V ont montré l'avantage de la forme courbe, mais aussi que les courbes circulaires ne constituent pas une forme rationnelle. Les courbes elliptiques ont montré une supériorité sur les précédentes, par un régularité plus grande des tensions dans toute l'étendue des ailes et ont mis en évidence une transmission d'efforts considérables par ces dernières sans tensions excessives ni sur-tensions. Le raccordement tangentiel des ailes est évidemment essentiel, surtout si l'on veut réduire les empattements des noeuds au minimum. Les exemples qui ont été cités au paragraphe VII prouvent qu'aussi bien en Belgique qu'à l'étranger, cette disposition paraît avoir obtenu finalement la faveur générale.

Pour permettre la pleine appréciation de ces noeuds, il reste à en exposer les principes de calcul, car ils sont calculables sous la seule réserve qu'il faut s'attendre généralement à une résistance supérieure à celle découlant du calcul. Il faut répéter que cela correspond à une saine pratique et à une conception sage de la sécurité, attendu que, dans la construction moderne, les noeuds comportent les aléas majeurs de l'exécution.

La première détermination concerne l'étendue des noeuds. Dans le cas des ossatures métalliques étagées, on considèrera chaque poutre portant ses charges maxima, compte tenu des effets de la continuité. Le plus souvent on pourra, par approximation suffisante, considérer la poutre chargée au maximum comme si elle était parfaitement encastree aux extrémités. L'effet du renforcement des noeuds fait plus que compenser leur légère rotation au point de vue du moment d'encastrement. En rapportant les moments à la poutre considérée comme prismatique sur toute sa longueur, le coefficient d'encastrement réel est, du fait des noeuds, supérieur à l'unité.<sup>1</sup> Pour le calcul, on pourra l'admettre égal à l'unité. On détermine sur les poutres les points voisins des noeuds auxquels le moment fléchissant est égal (et de sens contraire) au moment fléchissant maximum se produisant dans la partie centrale de la travée. Ces deux points limitent la partie prismatique, calculée pour résister à ces moments fléchissants égaux aux extrémités et dans la partie médiane. Ceci réalise le maximum d'économie pour la poutre prismatique et correspond au coefficient d'encastrement 0,75 de *Young* et *Jackson*<sup>22</sup> avec l'avantage supplémentaire que la portée de la partie prismatique est plus petite que l'entredistance des colonnes. Les noeuds proprement dits s'étendent des points ainsi déterminés jusqu'aux colonnes.

Pour les montants des poutres *Vierendeel*, le problème n'est pas si bien déterminé. En effet, les points d'inflexion sur les montants sont quasi invariables et, dès lors, la partie prismatique pourrait être quasi nulle. Les montants seraient à section variable de la région d'inflexion vers chaque membrure et réaliseraient

une transition progressive avec les noeuds. Une forme de montants de ce genre est parfois réalisée en béton armé. Pour le calcul, on considère généralement des montants d'égal moment d'inertie et l'on ne tient pas compte de l'augmentation de rigidité des montants due aux noeuds. On est ainsi conduit à faire choix d'une certaine section de montants prismatiques convenable pour toutes ces barres. On déterminera les points les plus éloignés des points d'inflexion auxquels on atteint les tensions maximums admissibles. Ces points détermineront les naissances des noeuds sur les montants, compte tenu de ce que généralement on donnera à tous les noeuds la même hauteur. On opérerait de même pour les barres de treillis triangulés rigides.

La détermination des empattements sur les colonnes des ossatures étagées ou sur les membrures des poutres *Vierendeel* peut se faire par la même considération: les noeuds renforcent les parties prismatiques à partir des points où les tensions calculées atteignent le maximum admissible. Cette méthode convient plutôt pour les colonnes fortement chargées des ossatures étagées, dans lesquelles la compression prédomine. Elle est moins déterminante pour les membrures des poutres *Vierendeel*, pour lesquelles encore on serait plutôt amené à adopter des sections variables entre les points d'inflexion théoriques et les noeuds. En fait, on déterminera encore les parties prismatiques des membrures par la considération générale des moments d'inertie convenables et on limitera les noeuds aux points où les tensions maximums admissibles sont atteintes. Plus précisément, on sera conduit à opérer par essais successifs, car il se pose un problème d'économie. Si on réduit l'empattement des noeuds sur les membrures, on doit renforcer les parties prismatiques. Inversement, si l'on diminue la section des parties prismatiques, on doit augmenter l'étendue des noeuds. En d'autres termes, dans les poutres *Vierendeel*, le dimensionnement général des noeuds est inséparable de celui des barres. Le fait que le Prof. *Vierendeel* a toujours préféré des noeuds d'assez grandes dimensions prouve que, souci de prudence mis à part, les noeuds de l'espèce ne sont pas économiquement défavorables. En résumé, pour un cas concret de poutre *Vierendeel*, l'ingénieur trouvera dans les éléments du problème la détermination des dimensions limites des noeuds, éventuellement influencée par un facteur personnel. Pour les ossatures métalliques étagées, un optimum précis est définissable, la flexion jouant un rôle modéré dans la sollicitation maximum des colonnes. La forme des noeuds résultera de ces dimensions limites, éventuellement de certaines conditions spéciales, par exemple d'architecture ou de construction (ossatures métalliques étagées), enfin de certains facteurs personnels. Au point de vue technique, l'auteur se borne à rappeler la règle de la courbure croissante vers les barres ayant le plus petit moment de flexion. C'est ce principe qui a conduit aux goussets elliptiques pour les noeuds à 3 branches. D'autres formes peuvent être adoptées selon les nécessités. La parabole pourrait convenir, le raccordement ne doit pas toujours être absolument tangentiel.

Pour les noeuds à deux branches, la courbe circulaire est la meilleure. Ces noeuds devraient d'ailleurs logiquement prendre la forme de pièces courbes. Pour les noeuds à quatre branches et les noeuds faitiers à trois branches, selon la répartition usuelle des moments, on pourrait faire choix de courbes diverses. Généralement, on choisira un ou peu de types pour toute la charpente. Ce ou

ces types doivent alors convenir pour tous les noeuds et non pas être conçus et vérifiés pour un seul.

Une forme de noeuds étant arrêtée, on peut procéder à sa vérification par le calcul, en ayant recours aux formules de *Résal* ou de *Vierendeel*. Ces méthodes sont assez connues, du moins dans les pays de langue française. On les trouvera dans les traités publiés par ces auteurs. *Vierendeel* n'expose toutefois que le cas du noeud symétrique, que l'on généralisera facilement.

Dans la méthode de *Résal*, on ne considère que les tensions normales (moyennes) dans les brides divergentes, supposées uniformes. Les tensions normales de l'âme du gousset sont négligées. Appelant  $\omega$  et  $\omega'$  les sections des deux brides,  $\alpha$  et  $\alpha'$  les angles de ces brides avec l'axe longitudinal de la pièce, enfin  $h$  la distance des axes des deux brides mesurée normalement à l'axe longitudinal de la pièce, on a

$$\sigma_m = \pm \frac{M}{h \omega \cos \alpha} + \frac{N}{\Omega_r}, \quad \sigma'_m = \mp \frac{M}{h \omega' \cos \alpha'} + \frac{N}{\Omega_r}$$

en posant  $\Omega_r = \omega \cos \alpha + \omega' \cos \alpha'$ .

La formule de *Vierendeel* tient compte des tensions dans l'âme du gousset. Les formules suivantes en constituent la généralisation pour le noeud dissymétrique

$$\sigma_m = \pm \frac{Mv}{I_a + v^2 \omega \cos \alpha + v'^2 \omega' \cos \alpha'} + \frac{N}{\Omega_r}, \quad \sigma'_m = \mp \frac{Mv'}{I_a + v^2 \omega \cos \alpha + v'^2 \omega' \cos \alpha'} + \frac{N}{\Omega_r}$$

en posant  $\Omega_r = \omega_a + \omega \cos \alpha + \omega' \cos \alpha'$ .

$I_a$  est le moment d'inertie de l'âme et de toutes les parties de section  $y$  attachées autres que les membrures courbes, par rapport à l'axe central de la section réduite  $\Omega_r$ , les sections des membrures courbes étant supposées concentrées en leurs axes centraux;  $v$  et  $v'$  sont les distances de cet axe central aux axes des membrures (figure 21).

La figure 7 reproduit, pour le modèle réduit de noeud du pont de Lanaye, les tensions calculées par les formules de *Résal* et de *Vierendeel* comparées aux tensions mesurées. Les écarts considérables sont dus en partie au fait que les tensions mesurées près des bords des ailes courbes peuvent être inférieures aux tensions moyennes. Les tensions maximums sur les ailes n'ont pas été mesurées. La formule de *Vierendeel* donne les résultats les moins exagérés. A la figure 14, relative à un essai de noeuds à quatre branches de l'ossature métallique de l'Institut du Génie Civil à Liège, l'on voit figurer les tensions relevées dans toute l'étendue des ailes dans les sections I et II. Ceci a permis une comparaison plus poussée avec le calcul.

### Section I, aile elliptique

$$\text{Tension moyenne mesurée} + \frac{3,70 + 2,66}{2} = + 3,18 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{Tension maximum mesurée} + 5,80 \text{ kg/mm}^2 \text{ d'après le diagramme longitudinal} \\ + 6,30 \text{ kg/mm}^2 \text{ d'après le diagramme transversal}$$

$$\text{Tension moyenne calculée d'après la formule de } \textit{Résal} \quad + 8,95 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{Tension moyenne calculée d'après la formule de } \textit{Vierendeel} \quad + 6,234 \text{ kg/mm}^2$$

Section II, aile elliptique

Tension moyenne mesurée sur la face extérieure de l'aile + 4,92 kg/mm<sup>2</sup>

Tension maximum mesurée + 6,96 kg/mm<sup>2</sup>

Tension calculée d'après la formule de Résal + 9,53 kg/mm<sup>2</sup>

Tension calculée d'après la formule de Vierendeel + 6,70 kg/mm<sup>2</sup>

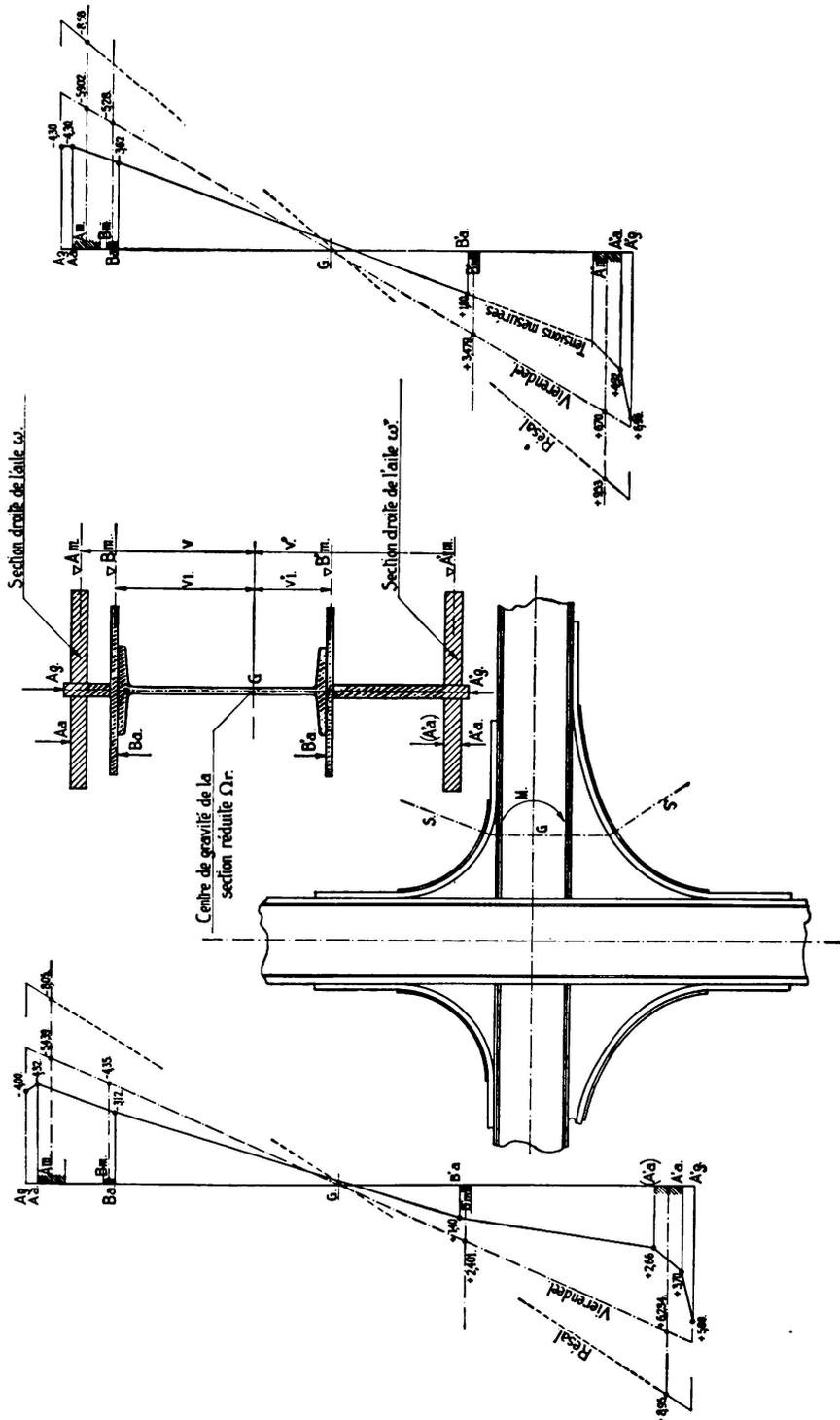


Fig. 21

On peut donc considérer la formule de Vierendeel comme la plus approximative et répondant convenablement aux conditions de sécurité.

La figure 21 donne une comparaison des tensions mesurées et calculées dans les sections I et II. Cette représentation n'a d'autre sens que de montrer que les formules dont on dispose assurent une sécurité suffisante.

Les efforts tranchants s'étudient facilement par les méthodes de *Résal* ou de *Vierendeel*; ils sont atténués par l'obliquité des membrures, ce qui s'exprime par la notion d'effort tranchant réduit de *Résal*. Dans les deux méthodes, on admet que l'âme reprend la totalité de l'effort tranchant.

On a alors, d'après *Résal*

$$\int_{v'}^v \theta d\omega = T - \frac{M}{h} (\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \alpha') = T_r$$

Selon la méthode de *Vierendeel*, on écrira

$$\int_{v'}^v \theta d\omega = T - \omega \sigma_m \sin \alpha - \omega' \sigma_m' \sin \alpha'$$

compte tenu des conventions de signes.

La répartition des tensions tangentielles dans l'âme et les parties y attenantes se fera par analogie avec ce qui est admis pour les pièces à membrures parallèles. Si l'âme est d'épaisseur invariable et faible par rapport aux ailes, on peut admettre la répartition uniforme.

Il y a lieu d'être en plus attentif aux actions normales aux ailes qui s'exercent à la jonction de celles-ci et des goussets, du fait de la courbure. Ces actions ont pour expression, par unité de longueur,  $\frac{\omega \sigma_m}{R}$

$\omega$  représentant la section de l'aile

$\sigma_m$  la tension moyenne dans l'aile

$R$  le rayon de courbure de l'aile.

La résistance du gousset par unité de longueur de tranche et celle des moyens d'assemblage (rivets ou soudure) par unité de longueur, que nous désignerons par  $(e\rho)$ , doit être supérieure ou égale à  $\frac{\omega \sigma_m}{R}$

Donc, l'épaisseur du gousset et son assemblage aux ailes sont conditionnées par

$$(e\rho) \geq \frac{\omega \sigma_m}{R}$$

L'essai du modèle de noeud du pont de Lanaye (paragraphe IV) a établi<sup>2</sup> une bonne concordance entre les valeurs de  $(e\rho)$  mesurées et celles déduites de l'application des formules de *Vierendeel*.

On peut encore considérer cette formule sous la forme

$$R \geq \frac{\omega \sigma_m}{(e\rho)}$$

qui détermine une limite inférieure du rayon de courbe d'après l'épaisseur du gousset ou le mode d'assemblage. On se servira éventuellement de cette formule pour contrôler la courbure satisfaisante des noeuds. En première appro-

ximation, on peut prendre comme valeur de  $\sigma_m$  la tension maximum admissible, ce qui donne une valeur fortement exagérée de la limite de R. Lorsque l'on aura ensuite calculé  $\sigma_m$  par la formule de *Vierendeel*, on pourra éventuellement diminuer la limite de R sous réserve de la considération de la flexion transversale des ailes, étudiée plus loin.

On est ainsi conduit à un calcul par approximations successives qui, finalement, permettra d'établir les dimensions les plus faibles admissibles pour les noeuds.

On voit que l'on peut ainsi vérifier :

- les tensions normales moyennes des ailes,
- les tensions normales exercées par les ailes sur les goussets et les assemblages correspondants,
- les tensions normales et tangentielles dans les goussets,
- les assemblages des goussets aux diverses barres, compte tenu des moments fléchissants, des efforts normaux et tranchants.

Pour les assemblages des ailes courbes aux goussets, si les  $\sigma_m$  des ailes sont assez constantes, il n'y a pas lieu de considérer de résistance à l'effort rasant. Nous avons vu que cela se produit assez sensiblement dans les courbes elliptiques. Sinon, si  $\sigma_m$  varie (courbes circulaires), on en déduit facilement l'effort rasant à reprendre par l'assemblage. Naturellement aux extrémités des ailes courbes, sur la longueur droite d'assemblage de ces ailes aux barres droites,  $\sigma_m$  s'annule vers les extrémités et l'assemblage d'attache est calculé par la notion de l'effort rasant. Les expériences montrent que la variation des efforts est très régulière, notamment en cas d'emploi de soudure. L'auteur envisage d'ailleurs ces calculs à titre de vérification à posteriori des tensions et efforts. Il recommande de procéder autant que possible à la conception des assemblages d'après le principe de l'égalité de résistance.

Quoiqu'il en soit, il est établi qu'il n'y a pas un seul élément de ces noeuds qui ne soit calculable et calculé. Un tel noeud se présente comme un détail important demandant le calcul approfondi de tous ses éléments. Les expériences précitées ont prouvé à suffisance que ces calculs présentent une grande sécurité.

Ce qui vient d'être exposé suffit pour les besoins de la pratique, sous réserve de ce qui sera ajouté plus loin au sujet de la répartition transversale des tensions dans les ailes courbes. Mais, du point de vue théorique, il est intéressant de pousser l'analyse encore un peu plus loin.

Le prof. *Vierendeel* écrit dans son traité que, à l'enracinement du gousset aux membrures,  $\alpha$  tendant vers  $\frac{\pi}{2}$ , l'âme du gousset intervient seule pour reporter les efforts sur la membrure. Ceci revient à considérer le noeud comme un simple renforcement du montant, assemblé à la manière ordinaire à la membrure. Dans la section d'enracinement, le gousset résiste donc seul aux efforts normaux et tranchants et au moment fléchissant (figure 22).

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{eH} + \frac{6M}{eH^2}$$

$$\theta_{\max} = \frac{2}{3} \frac{T}{eH}$$

Une telle conception ne demande pas de noeuds courbes. Un gousset triangulaire aurait l'avantage de la constance de  $\alpha$  et transmettrait de bout en bout des efforts par l'aile, sous réserve d'un assemblage convenable à chaque extrémité, dans lequel gît toute la difficulté. L'annulation de l'effort transmis par l'aile à l'extrémité de l'aile courbe près de la membrure permet la forme d'aile saillante usuelle du Prof. *Vierendeel*. Mais il y a plus. La méthode de *Vierendeel* n'est pas compatible avec le raccordement tangentiel de l'aile, car la tension normale maximum du gousset à l'enracinement devrait se produire à l'endroit où le dit gousset se termine en sifflet et où, par conséquent, la tension est nulle ou quasi. Ceci montre que même la disposition usuelle de *Vierendeel*, avec goussets saillants sur les membrures, ne peut pas correspondre à sa théorie, car les dimensions aux extrémités des goussets près des membrures sont trop faibles pour permettre qu'il s'y développe les tensions maximums envisagées. Il n'est pas possible que de pareilles tensions se développent normalement à la membrure dans ces parties

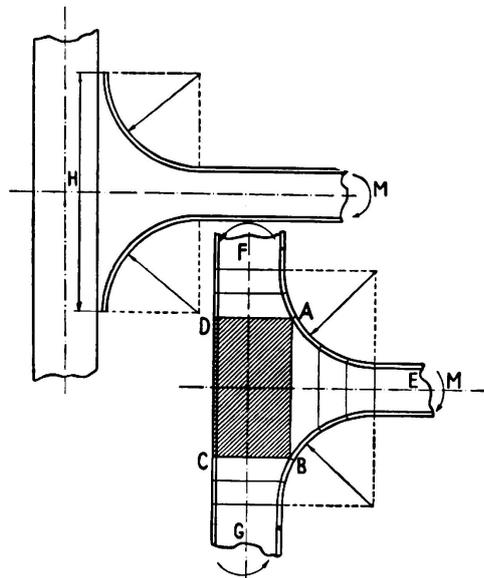


Fig. 22.

du gousset très peu saillantes sur la membrure et il est apparent que les efforts internes doivent se transmettre, que le raccordement des goussets soit tangentiel ou non, d'une manière différente de celle qui correspond au calcul précité. Ainsi qu'il a été dit précédemment, il est apparent que, dans ces noeuds saillants, les extrémités près des membrures participent peu à la transmission des efforts et un résultat satisfaisant ne peut être obtenu que grâce à un empattement H très considérable.

Cette conception dérive de la résistance des matériaux classique; elle n'est pas inspirée par la nature physique de la transmission des efforts internes, c'est à dire par la notion des trajectoires de tensions.

En fait, rien ne permet de particulariser au point de considérer le gousset comme appartenant au montant; il appartient aussi bien aux membrures. Le noeud courbe constitue toute la zone d'assemblage des diverses barres, qui doit permettre aux faisceaux de trajectoire de tensions de se raccorder correctement, sans obstacles, sans étranglements et sans zone mortes excessives. Nous con-

sidèrerons ci-après, dans cet esprit, un noeud à trois branches à raccordements tangentiels.

On peut procéder comme suit pour le cas de la flexion simple. On calcule les tensions  $\sigma_m$  des ailes courbes en progressant du montant vers les membrures, dans le prolongement élastique du montant. On trace le diagramme de variation de  $\sigma_m$  selon les sections. En règle générale,  $\sigma_m$  diminuera au fur et à mesure que l'on s'écarte de l'enracinement au montant.

Ensuite, à partir de l'enracinement à chaque membrure, on procède de même, en progressant vers le montant. Pour la facilité du raisonnement, on suppose le noeud symétrique. Pour un certain point des membrures courbures, on trouve les mêmes  $\sigma_m$  en opérant sur les montants qu'en opérant sur les membrures. On peut alors envisager la représentation élastique approximative suivante du fonctionnement du noeud (figure 22).

- 1° une zone EAB appartiennent au montant, à isostatiques d'allure polygonale,
- 2° deux zones FDA et GCB appartiennent aux membrures, à isostatiques d'allure polygonale également,
- 3° une zone centrale ABCD, constituant un disque sur les tranches duquel agissent des forces internes connues et que l'on peut étudier par diverses méthodes connues,<sup>29</sup> dans l'hypothèse que la plage FAEBGCD est formée par une simple feuille de tôle (noeud type de Tervueren).

Pratiquement, si les ailes droites des montants et membrures sont conservées dans toute l'étendue du noeud, les goussets ne constituant que des renforts d'angles, la zone centrale ABCD sera de section complexe et difficilement calculable, sauf à négliger les nervures que forment les ailes. Dans les noeuds du type de l'Institut de Chimie-Métallurgie du Val Benoît (paragraphe III) la tôle plane du gousset règne sans perturbation sauf les raidisseurs en V.

On pourrait, dans le même système, considérer les effets des divers efforts normaux  $N$ , compte tenu de leurs excentricités par rapport aux sections, enfin les divers efforts tranchants. Superposant tous ces effets et prenant en considération les efforts normaux exercés par les ailes sur les goussets, on pourrait même envisager un tracé grossièrement approximatif de trajectoires de tensions. Sans aller jusqu'à là, l'auteur estime qu'il est peu d'éléments de construction pour lesquels on puisse se faire une idée aussi détaillée et aussi physique de la répartition des tensions.

Pour les noeuds dissymétriques, le problème serait beaucoup plus compliqué, mais la notion subsiste. L'étendue et la forme de la plage ABCD dépendent des sections et des rigidités des barres qui s'assemblent, de la grandeur et de la forme des goussets et des dimensions des ailes courbes. Compte tenu des efforts normaux importants dans les membrures ou colonnes, l'effet des moments fléchissants est généralement majeur sur les montants ou poutres. Il en résulte que la corde AB est généralement assez voisine de l'enracinement du gousset à la membrure ou à la colonne. C'est ce que l'on a constaté sur le modèle réduit du noeud du pont de Lanaye lors des calculs de contrôle. Cependant, AB ne peut jamais devenir égal à l'empattement total H du noeud et la diffé-

<sup>29</sup> S. Timoshenko: Théorie de l'élasticité. Traduction française. Edit. Beranger 1936.

rence entre H et AB constitue précisément le correctif qui doit être apporté à la conception du Prof. *Vierendeel* exposée et discutée ci-dessus. Somme toute, AB constitue l'enracinement du montant, il est moindre que l'empattement H. AD et BC constituent les enracinements des membrures. ABCD est une plage commune, on pourrait dire nodale, qui naturellement est de grande importance. Elle est la partie la moins connue du noeud, celle qui devrait faire l'objet des prochaines investigations. Cependant les essais de l'auteur tendent à établir que, dans un noeud à brides courbes bien constitué, par l'action de ces brides, la plage nodale est sollicitée d'une manière très modérée.

Pour les noeuds à quatre branches symétriques, le problème se présente sous une forme analogue; on étudiera le noeud suivant les quatre directions. L'image de la figure 22 se répètera d'une manière plus ou moins symétrique, selon la répartition des moments entre les quatre branches.

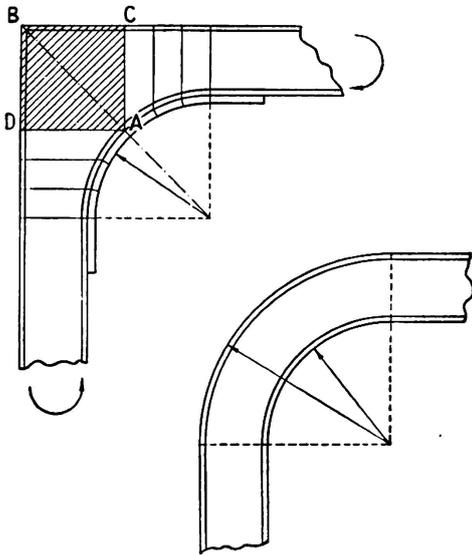


Fig. 23.

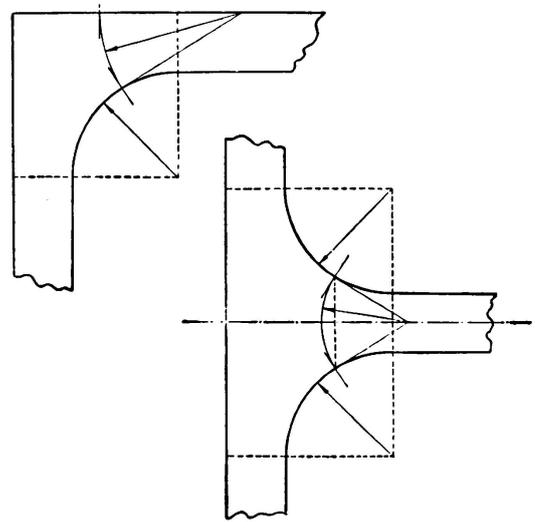


Fig. 24.

Pour les noeuds à deux branches, si l'angle extérieur est sans arrondi, l'image deviendra celle de la figure 23. La forme la plus rationnelle serait celle d'une pièce courbe (même figure), qui se calculerait par les formules connues des pièces à forte courbure. Mais il faut reconnaître qu'elle réserverait souvent des difficultés pratiques concernant les assemblages des longrines, etc., sans parler de l'exécution. Un moyen terme consiste en un arrondi de faible rayon de l'angle droit extérieur.

Une méthode analogue à celle du Prof. *Vierendeel* a été préconisée en Amérique<sup>30</sup> pour le calcul des ailes de cornières soumises à flexion transversale. D'après les indications très sommaires de l'article cité et en absence d'autres informations, l'auteur a compris qu'elle envisage des sections transversales circulaires, aboutissant normalement aux ailes et considérées comme des iso-statiques. L'article cite le cas d'un modèle plan d'angle droit arrondi intérieurement (cornière). Le centre de la section circulaire est à l'intersection de la

<sup>30</sup> *Inge Lyse*: Current Work at Lehigh University. Engineering News Record. April 25, 1935.

tranche droite et de la tangente à l'arrondi (figure 24). Pour l'application de la méthode à un noeud à deux courbes symétriques (3 branches), le centre serait sur l'axe, à l'intersection des deux tangentes. En cas de doubles courbes dissymétriques, la détermination du centre serait arbitraire. Somme toute, cette méthode conduit à une figuration analogue à celle résumée ci-dessus (figure 22), mais serre sans doute la vérité d'un peu plus près, par la substitution d'isostatiques courbes à des polygones. L'auteur ignore si des formules sont établies, mais il est à présumer que les complications inhérentes à cette méthode ne sont pas compensées par leurs avantages par rapport à l'usage des formules de *Résal-Vierendeel*, selon la méthode des figures 22 et 23.

Un point important de calcul reste à traiter, celui de la variation des tensions dans le sens transversal des ailes courbes. Le principe en a été sommairement envisagé dans une étude précédente, malheureusement entachée sur ce point d'une erreur de reproduction. A la page 24 et finale de cette étude,<sup>2</sup> 1<sup>ère</sup> colonne, 19<sup>ème</sup> ligne à partir du bas, il faut lire: «minimum vers les bords, ce qui doit encore atténuer», au lieu de «maximum vers les bords, ce qui doit encore accentuer». Il est essentiel pour le choix des dimensions transversales des ailes en rapport avec la courbure; il conduit à des ailes peu larges mais épaisses plutôt que larges et minces.

Une étude analytique de ce problème a été faite par *H. Bleich*<sup>31</sup> pour les pièces courbes, à ailes concentriques. En ce qui concerne la répartition transversale des tensions dans les ailes, la solution est valable pour les noeuds à ailes courbes. Mais alors que, pour le calcul des tensions de flexion des pièces courbes, *H. Bleich* doit recourir à la notion de la largeur effective des ailes, appliquée à la tension maximum, pour le calcul des tensions des noeuds par les formules de *Résal-Vierendeel*, il est préférable de s'en tenir à la notion de la tension moyenne  $\sigma_m$  pour la section totale et réelle des ailes.

Les calculs de *H. Bleich* montrent que la variation des tensions dans le sens transversal dépend du paramètre  $\frac{b^2}{Rd}$ ,  $b$  désignant la demi largeur libre de l'aile,  $R$  désignant le rayon de courbure de l'aile sur l'axe.

La variation est d'autant plus marquée que  $\frac{b^2}{Rd}$  est plus grand. En employant les notations de *Bleich*

$$\sigma'_{\max} = \frac{\sigma_{\text{moy}}}{\nu}$$

La tension maximum de flexion transversale, à l'encastrement, s'exprime par

$$\sigma'_{\max} = \mu \sigma_{\max} = \frac{\mu}{\nu} \sigma_{\text{moy}}$$

$\nu$  et  $\mu$  sont fonctions de  $\frac{b^2}{Rd}$ , dont le tableau suivant est reproduit d'après *H. Bleich*.

<sup>31</sup> *H. Bleich*: Spannungsverteilung in den Gurtungen gekrümmter Stäbe mit T- und I-förmigem Querschnitt. Der Stahlbau, 6 janvier 1933.

$\frac{b^2}{Rd} = 0.3$	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.10
$\nu = 0.950$	0.917	0.878	0.838	0.800	0.762	0.726	0.693	0.663
$\mu = 0.836$	1.056	1.238	1.382	1.495	1.577	1.636	1.677	1.703
$\frac{b^2}{Rd} = 1.2$	1.3	1.4	1.5	2.00				
$\nu = 0.636$	0.611	0.589	0.569	0.495				
$\mu = 1.721$	1.728	1.732	1.732	1.707				

Dans les noeuds précédemment décrits, dans les régions où les tensions moyennes des ailes sont les plus fortes,  $\frac{b^2}{Rd}$  est généralement voisin de 0,5, même moindre. Dans les ailes elliptiques ou les petits goussets circulaires des ailes dissymétriques (paragraphes III, V et VI)  $\frac{b^2}{Rd}$  atteint jusque environ 1,20, mais les tensions moyennes  $\nu$  sont faibles.

Néanmoins, on reconnaîtra tout l'intérêt de cette notion, notamment au point de vue de la limitation des tensions de flexion transversale de l'aile, qui peuvent atteindre un multiple de  $\sigma_m$ . Par exemple,

$$\text{pour } \frac{b^2}{Rd} = 1,20 \quad \sigma'_{\max} = \frac{1.721}{0.663} \sigma_m \approx 2,60 \sigma_m$$

Cette considération, plus encore que celle des actions normales exercées par les ailes sur le gousset, doit conduire à ne pas adopter des valeurs de R trop faibles ou, plus exactement, à dimensionner convenablement et d'une manière réciproque, R, d, b et e, épaisseur du gousset.

Faisons observer que le problème est en fait plus compliqué et que des atténuations doivent être apportées aux calculs de *H. Bleich*. D'abord, les expériences de *Kayser* et *Herzog*<sup>25</sup> semblent indiquer que les valeurs mesurées sont, dans le problème envisagé, également inférieures aux valeurs calculées. Ensuite, dans les noeuds réels, les ailes courbes sont solidaires des ailes droites à leurs extrémités. Ceci modifie la sollicitation en faisant obstacle à la flexion transversale, précisément dans les régions de maximum de  $\sigma_m$ . La variation de courbure et, enfin, l'emploi éventuel de petits goussets raidisseurs des ailes, perturbe également la notion simple correspondant aux hypothèses de *H. Bleich*. Néanmoins, la considération de cette notion est essentielle et l'emploi des chiffres du tableau précité assure toute sécurité.

Notons que sur les ailes des pièces prismatiques soudées, les tensions ne sont pas non plus uniformément réparties dans le sens transversal. On ne peut expliquer autrement les écarts très considérables relevés entre les tensions mesurées sur les ailes droites et les tensions calculées dans le cas de figures 13 et 14 (paragraphe V).

Ce long exposé, dont il ressort à quel degré a été poussé in Belgique l'étude des noeuds rigides du type décrit, conduit tout naturellement l'auteur à mettre au point d'une manière complète la critique aussi radicale que peu informée du Dr. Ing. *Krabbe* au sujet des noeuds du pont de Lanaye.<sup>12</sup> Peu de constructions

en Belgique ont été entreprises avec autant de prudence. Elle a fait l'objet des préoccupations et des études les plus attentives d'un grand nombre d'ingénieurs du Corps des Ponts et Chaussées, du Prof. *Vierendeel*, de la Société Métallurgique d'Enghien St Eloi et de son état-major technique; l'auteur a été appelé à procéder aux essais décrits et à en établir les procès-verbaux.

Il ressort à suffisance de cette étude qu'il n'y a pas dans ce noeud d'assemblages précaires, que la construction est faite dans l'intention d'assurer une transmission correcte des forces et la réalise et que, enfin, si la concordance entre les tensions mesurées et les tensions calculées n'est pas parfaite et conforme à ce que l'on pourrait concevoir, elle est largement suffisante et toujours dans le sens de la sécurité. C'est une grande illusion de croire que les constructions répondent généralement jusque dans le détail aux calculs des ingénieurs. La pratique des auscultations informe que la sollicitation réelle est parfois différente de la sollicitation présumée. L'auteur n'a pas rencontré jusqu'à présent de constructions répondant mieux aux hypothèses du calcul que les ossatures métalliques à cadres rigides étagés comportant des noeuds de l'espèce étudiée. En fin de compte, c'est le plus grand éloge que l'on puisse en faire.

### Résumé.

L'auteur présente une étude des noeuds rigides de charpentes métalliques continues, telles que les ossatures à cadres multiples étagés et les ponts *Vierendeel*. Ces noeuds sont caractérisés par des renforts d'angles indéformables réalisés au moyen de goussets courbes bordés d'ailes cintrées. L'étude est basée sur des essais préalables sur modèles en métal, des essais effectués sur des constructions réelles, des calculs et dessins de projets de charpentes et les résultats de leur réalisation, tant en ce qui concerne les ossatures de bâtiments que les ponts.

Les caractéristiques techniques des noeuds de ces constructions sont décrites et les résultats principaux sont résumés et comparés, dans certains cas, aux résultats du calcul.

En conclusion, les principes théoriques d'établissement de ces noeuds sont définis et discutés. Certaines critiques de ces noeuds sont mises au point. Des références nombreuses sont données au sujet de la question traitée, notamment au sujet d'essais récents ou encore en cours. Il n'en n'est aucune qui établisse la supériorité d'autres formes de noeuds sur celles qui sont étudiées par l'auteur.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide