

UNIVERSITÉ DE LIÈGE
COURS DE CONSTRUCTIONS DU GÉNIE CIVIL

N° 9

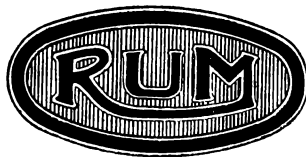
ÉTUDES ET ESSAIS RELATIFS AUX NŒUDS DE CHARPENTE

PAR

F. CAMPUS

Ingénieur A. I. Lg., A. I. Br., A. I. M.
Professeur à l'Université de Liège

Extrait de la *Revue Universelle des Mines*, nos des 1^{er} et 15 Janvier et 1^{er} Février 1933
(8^e série, t. IX, n° 1, 2 et 3)



LIÈGE
H. VAILLANT-CARMANNE, S. A., IMP. DE L'ACADÉMIE, 4, PLACE ST-MICHEL, 4
1933

ÉTUDES ET ESSAIS RELATIFS AUX NŒUDS DE CHARPENTE ⁽¹⁾

par F. CAMPUS, Ingénieur A. I. Lg., A. I. Br., A. I. M.
Professeur à l'Université de Liège

Introduction

Lorsqu'en 1929 nous avons entrepris l'étude de la charpente métallique de l'Institut de Chimie et de Métallurgie du Val Benoît, nous nous sommes proposé d'appliquer à cette charpente, de la manière la plus complète et la plus efficace, le principe de la continuité. La réalisation de ce principe se ramène à une question d'assemblage des barres de la charpente. Il faut que les assemblages assurent une véritable continuité, c'est-à-dire que, en chaque nœud de réunion de plusieurs barres, la solidarité de ces barres soit telle qu'elles y subissent toutes une même déformation angulaire, sans rotation relative des barres les unes par rapport aux autres. Un pareil assemblage constitue l'opposé d'une articulation ; il exclut les caractères d'une articulation partielle et on peut lui attribuer la désignation d'encastrement mutuel, qui n'est pas caractérisé par l'absence de rotation absolue, mais par l'égalité des rotations ou l'absence de rotation relative.

Le principe de la continuité étant supposé réalisé, l'application des méthodes de la résistance des constructions permet le calcul des barres, mais non celui des nœuds d'assemblage, du moins d'une manière quelque peu exacte. Or, les hypothèses de fonctionnement élastique de la charpente sont entièrement fondées sur certaines propriétés attribuées aux nœuds, qui constituent donc les éléments caractéristiques de la charpente. Il est inadmissible que ce soient les seules parties de la construction dont on ignore la résistance et les tensions. Ces nœuds d'assemblage ne peuvent remplir leur fonction que s'ils sont capables de réaliser, en toute sécurité, la transmission d'efforts considérables. Il faut vérifier cette possibilité et la manière dont sont transmis les efforts. En ce qui concerne la sécurité, nous estimons personnellement qu'elle doit être plus grande pour les nœuds que pour le restant de la charpente, ce pour les raisons suivantes. D'abord, nous venons de

constater que les nœuds sont devenus les éléments caractéristiques et même essentiels de la charpente. Ils conditionnent, par la continuité qu'ils réalisent, le mode de résistance de toutes les barres qui, grâce à cette continuité et à sécurité égale, peuvent recevoir des dimensions sensiblement inférieures à celles des barres simplement appuyées aux extrémités ou plus ou moins articulées. Mais si les nœuds cèdent, la continuité est diminuée et une articulation partielle se produit, qui place les barres dans un état de sollicitation non prévu et diminue leur sécurité. La sécurité des barres est en somme au second degré, elle dépend de celle des nœuds, qui est primordiale. Ces considérations sont en relation avec l'adage que les charpentes périssent en général par leurs assemblages, mais cherchent à le mettre en défaut.

Ensuite, nous venons de dire que la continuité des nœuds permet de diminuer sensiblement les dimensions des barres. Celles-ci peuvent être formées en général de barres laminées, sans assemblages, même pour d'assez grandes portées (16,00 m. à l'Institut de Chimie et de Métallurgie de l'Université de Liège). Il en résulte que la sécurité propre de ces barres est naturellement très grande. Les nœuds risquent donc d'être des points faibles ; nous venons de voir que cela n'est pas admissible sans grands risques. Par raison d'uniformité de sécurité, qui est un principe de construction important et trop souvent négligé, il importe de donner aux nœuds une résistance largement suffisante.

Enfin, il reste l'argument économique. Il est probable que des nœuds spéciaux très résistants entraîneront quelque dépense supplémentaire. Seulement, les nœuds ne constituent tout de même qu'une fraction assez faible de la charpente, surtout si les portées sont élevées. Ensuite, nous avons vu que la continuité assurée par les nœuds permet une diminution sensible de prix des barres, par diminution du poids et diminution des prix unitaires, si l'on substitue des barres laminées à des barres assemblées. Enfin, il faut bien ajouter que le facteur économique dépend d'autres circonstances, notamment l'outillage, la standardisation, la quantité, etc. Dans la charpente du Val-Benoît, tous les nœuds sont standardisés, de telle sorte que la plupart de leurs élé-

(1) Communication présentée à la séance du 28 mai 1932 de la Section de Liège de l'A. I. Lg. et à celle du 11 mai 1932 de l'Association belge pour l'étude, l'essai et l'emploi des matériaux.

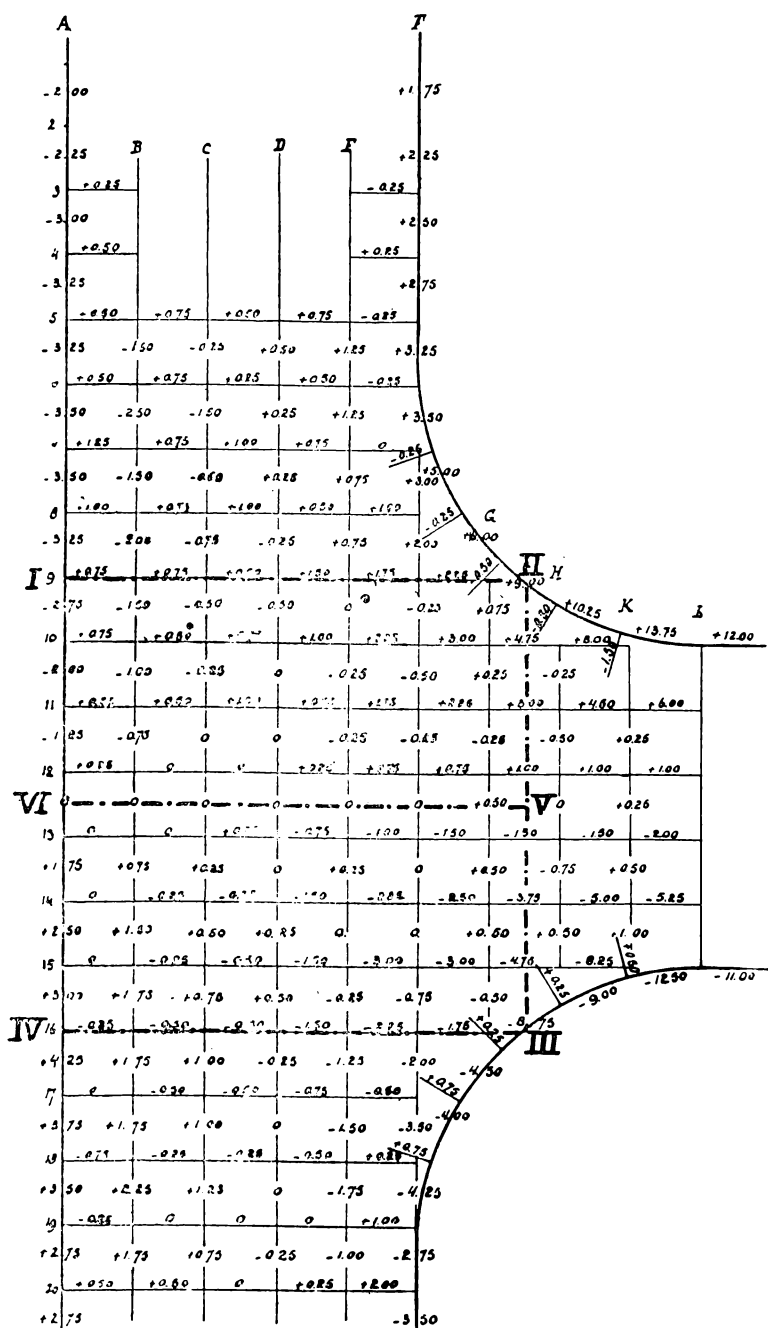


Fig. 1.

ments se répètent un grand nombre de fois et peuvent faire l'objet d'une fabrication systématique. Cela n'exige aucun outillage que ne possède un atelier de constructions métalliques qui se respecte. Aussi croyons-nous que l'emploi des nœuds résistants, tels que nous les concevons, est compatible avec une économie d'ensemble pour tous les ateliers de constructions outillés et organisés d'une manière tout à fait moderne. Nous croyons avoir suffisamment justifié le problème posé.

Nous avons d'ailleurs éprouvé le plaisir, alors que nous l'avions déjà résolu, de voir le Congrès international de la Construction métallique à Liège en 1930

en reconnaître toute l'importance. A cette époque cependant, la publication de nos recherches nous paraissait prématurée.

Essais sur modèles plans en tôle.

En commençant l'étude de la charpente continue de l'Institut de Chimie et de Métallurgie du Val-Benoît nous avons acquis l'impression de l'insuffisance fonctionnelle et de l'empirisme des nœuds d'assemblages usuels. Nous avions connaissance de certaines études qui ont donné des directives pour la suite de nos recherches. Je citerai l'ouvrage de M. Th. Wyss, « Die Kraftfelder in festen, elastischen Körpern ».

On y trouve les résultats d'études élasticimétriques et photoélasticimétriques relatives à certains éléments de construction se rapprochant de nœuds de charpentes. L'influence de la forme des nœuds sur la transmission des efforts et sur les fatigues locales maxima y est mise en évidence. On y constate l'effet bien connu d'augmentation des contraintes dans les angles et l'influence favorable des courbes de transition sur la transmission progressive et uniforme des efforts. Les effets de la flexion sont prédominants dans les essais de M. Wyss.

Dans le même ordre d'idées, un article de M. Vierendeel dans les *Annales des Travaux Publics de Belgique* d'avril 1924, reproduisant un travail de M. Schröder van der Kolk, nous apportait une lueur très vive sur le problème posé pour notre type principal de nœud à 3 branches (rencontre d'une extrémité de poutre et d'un montant continu). M. Schröder van der Kolk a procédé, au moyen d'un appareil Okhuyzen d'un cm de longueur de mesure, à l'étude élasticimétrique complète d'un modèle de nœud de poutre Vierendeel, fait dans une tôle d'acier de 3,7 mm d'épaisseur. Ce modèle a un

gousset à deux courbes identiques d'assez grand rayon. La figure 1 reproduit les résultats publiés par M. Schröder van der Kolk pour un essai de flexion simple. (On peut en effet négliger les efforts normaux de compression que le poids suspendu à l'extrémité de la traverse peut engendrer dans le montant).

Cependant, à vrai dire, cet essai très intéressant ne nous donnait pas une solution toute faite, car les nœuds que nous avions à faire devaient avoir, par raison de construction, des goussets asymétriques et plus petits que ceux d'une poutre Vierendeel. D'autre part, la compression devait jouer un rôle

prédominant dans les montants et il était nécessaire d'en connaître les effets dans le nœud. (Observons qu'il en est de même dans les membrures de poutres Vierendeel et que par conséquent, l'expérience de M. Schröder van der Kolk n'étudie que les effets secondaires, non primaires).

Mais l'essai réussi et révélateur de M. Schröder van der Kolk nous montrait la voie à suivre. Comme

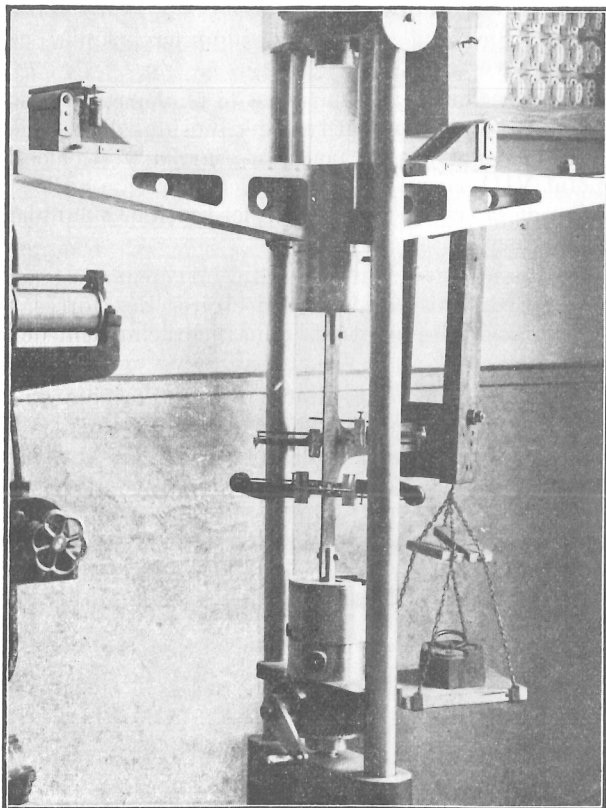


Fig. 2.

nous disposions de plusieurs extensomètres Huggenberger, nous avons décidé de procéder à des essais comparatifs sur différents modèles de nœuds en tôle d'acier de 2,8 mm d'épaisseur, suivant la technique de l'essai néerlandais. Toutefois, nous avons fixé les modèles dans notre machine Amisler de 10 tonnes, afin de pouvoir soumettre la branche continue, figurant les montants, à une traction axiale en même temps que le nœud était fléchi par l'action de poids connus agissant à l'extrémité de la traverse (fig. 2). Il nous était facile de séparer les actions de la force longitudinale et de la flexion. En vertu du principe de superposition, il suffisait d'inverser les signes des tensions provenant de la traction axiale pour obtenir les effets de la compression. Nous avons opéré en général avec une longueur de mesure de 2 cm.

L'erreur systématique provenant de la longueur de mesure est compensée, à notre avis, par une plus grande précision de lecture. Les essais ont été répétés et vérifiés un très grand nombre de fois ; les résultats sont des moyennes qui doivent être considérées

comme très précises. La bonne concordance avec certaines valeurs calculées le prouve d'ailleurs.

Nous n'avons pas systématiquement, comme MM. Wyss et Schröder van der Kolk, ausculté les plages internes du gousset. Pour pouvoir obtenir les tensions principales, comme leurs directions sont inconnues a priori, il aurait en effet fallu mesurer les déformations en chaque point suivant trois directions ⁽¹⁾ et ensuite calculer les tensions. Ce travail aurait été fastidieux et les difficultés de fixation des appareils très grandes. Il ne nous paraissait pas indispensable et nous nous sommes bornés à relever des éléments en nombre suffisant pour permettre une appréciation satisfaisante du problème. Déjà, en nous bornant ainsi, le travail d'essai a été très considérable. Les chiffres indiqués par M. Schröder van der Kolk dans les plages internes du gousset représentent également les déformations de l'état de sollicitation plan, (exprimées en unités de tension, c'est-à-dire en $E\delta$), mais non les vraies tensions. Nous avons déterminé principalement les tensions aux fibres extrêmes libres correspondant à un état de tension linéaire strictement proportionnel aux déformations.

Nous avons aussi déterminé les déformations d'un grand nombre de sections transversales et constaté :

1° que les sections restent sensiblement planes après déformation dans les parties droites des barres, même au voisinage des goussets, mais qu'elles s'incurvent nettement dans l'étendue des goussets.

2° que dans les goussets, les déformations les plus grandes ne se produisent pas toujours au bord, mais parfois quelque peu à l'intérieur.

Nous passerons en revue successivement les divers modèles de nœuds essayés. Indiquons toutefois encore auparavant que tous les modèles étaient exécutés en tôle d'acier de 2,8 mm d'épaisseur soigneusement rectifiée (fig. 3). La hauteur de la branche continue était de 65 mm., celle de la traverse de 50 mm. La branche continue verticale de chaque modèle était renforcée à ses deux extrémités, qui étaient fixées dans la machine de traction par deux broches à frottement très doux. Les poids produisant la flexion étaient placés sur un plateau suspendu par des chaînettes à l'extrémité de la traverse renforcée également. Un guide, formé de 2 pièces de bois fixées à la machine et embrassant la traverse avec un faible jeu, était destiné à éviter les déformations transversales. Les mesures se faisaient d'ailleurs chaque fois par deux extensomètres placés symétriquement et on en prenait la moyenne. Il n'y a jamais eu de déformations transversales caractérisées.

La longueur de la branche verticale entre axes des broches est de 350 mm.

⁽¹⁾ M. Th. Wyss mesure même les déformations suivant quatre directions, alors qu'en réalité les déformations suivant trois directions suffisent. Mais, à titre de contrôle de la précision des mesures, il est recommandable de déterminer quatre déformations. Nous avons constaté, par quelques essais isolés, faits cependant avec grand soin, qu'il est très difficile d'obtenir des résultats concordants.

Le bras de levier de flexion par rapport à l'axe de la grande branche est de 682,5 mm.

L'effort axial de traction s'élevait à 1000 kg. tandis que la force de flexion était de 25 kg.; le moment maximum sur l'axe était donc de 17.062,5 kg.mm.

Le choix de ces dimensions et de ces efforts était inspiré des dimensions et efforts correspondant à l'un des nœuds les plus sollicités de la charpente métal-

dans le montant, participe à la résistance à la compression.

Du fait de cette participation, la compression dans l'étendue du nœud n'est plus axiale mais excentrée. C'est ce que corrobore le diagramme quasi-triangulaire de déformation qui, en l'absence d'actions transversales, doit correspondre assez exactement à celui des tensions. Dans le prolongement des fibres extérieures du montant à l'intérieur du nœud, la tension de compression qui avait augmenté vers le sommet de l'angle doit donc diminuer jusqu'à l'axe de la traverse.

Sur les fibres extérieures de la traverse, au voisinage de l'angle, on constate des tensions d'extension qui sont maxima à peu près sur la verticale du point VIII, correspondant à la compression nulle sur l'axe de la traverse. Au delà, les tensions s'annulent rapidement.

En conclusion, on constate un épanouissement modéré du faisceau des trajectoires des forces de compression des montants dans l'enracinement de la traverse.

Il en résulte nécessairement dans l'origine de la traverse, à l'extérieur de cet épanouissement, des tensions d'extension, d'ailleurs modérées.

Il faut noter aussi, malgré qu'il n'y ait pas de flexion proprement dite, qu'un accroissement sensible de tension se marque déjà aux sommets des angles droits, qui fait que vraisemblablement c'est en ces points que se produisent les fatigues maxima.

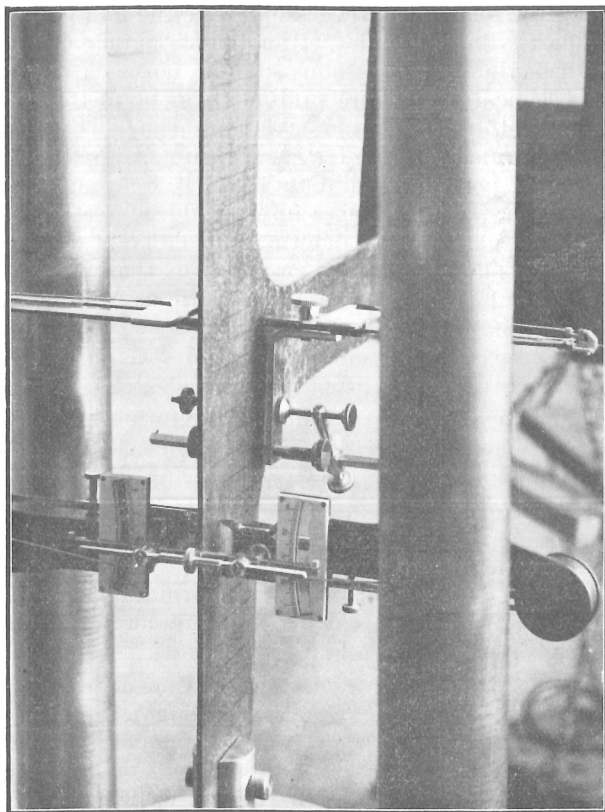


Fig. 3.

lique de l'Institut de Chimie et de Métallurgie du Val Benoît. Le coefficient d'élasticité de la tôle employée a été déterminé par des essais spéciaux et trouvé égal à 21.300 kg/mm².

MODÈLE I. — Ce modèle représente un nœud sans gousset de renforcement (fig. 4).

La compression axiale du montant donne lieu sensiblement à de la compression simple jusqu'aux naissances de la traverse. Dans l'étendue de l'intersection, une légère augmentation de compression se marque sur la fibre extérieure et est maximum au niveau de l'axe de la traverse.

Sur les fibres intérieures, du côté de la traverse, un accroissement important et rapide se marque au voisinage du sommet de l'angle droit.

Nous avons déterminé les déformations de la section horizontale au niveau de l'axe de la traverse. Le diagramme sensiblement triangulaire empiète légèrement sur la traverse et montre quelle est à peu près l'étendue de la traverse qui, à son enracinement

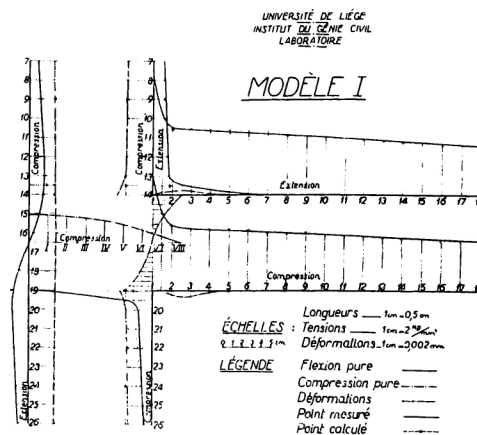


Fig. 4.

En dehors des zones perturbées des angles, il y a nécessairement une très bonne correspondance entre les tensions observées et calculées.

Lorsque la pièce est soumise à la flexion, les diagrammes des tensions relevées sur les fibres extrêmes des montants et de la traverse concordent remarquablement avec les tensions calculées jusqu'au voisinage immédiat du nœud. Du côté de l'enracinement de la

traverse, les tensions subissent des accroissements extrêmement rapides et importants vers les sommets des angles. Sur la fibre droite opposée à l'enracinement se produit la transition progressive de l'extension à la compression, suivant des courbes à inflexion ayant une allure déjà bien connue et définie d'une manière théorique approximative par M. Vierendeel.

Une courbe de déformation relevée dans la section transversale II de jonction du montant et de la traverse montre nettement que la section n'est plus plane après déformation, ce qui n'est pas dû à l'effort tranchant, d'importance relative très faible en l'occurrence, mais bien au nœud. Les déformations sont les plus grandes au sommet de l'angle.

En conclusion, on constate en cas de flexion que l'effet du nœud est strictement localisé à son voisinage immédiat et que les tensions atteignent, aux sommets des deux angles de jonction, des valeurs considérablement supérieures aux valeurs calculées.

MODÈLE II. — Ce modèle représente un nœud renforcé par un gousset inférieur en forme de chanfrein. C'est une forme courante en charpente métallique comme en béton armé (fig. 5).

Pour l'essai de compression axiale du montant, les observations sont analogues à celles du modèle I, avec de légers changements qui sont les suivants.

La zone d'épanouissement de la compression dans l'enracinement de la traverse est augmentée par suite de l'augmentation de surface du nœud par le gousset.

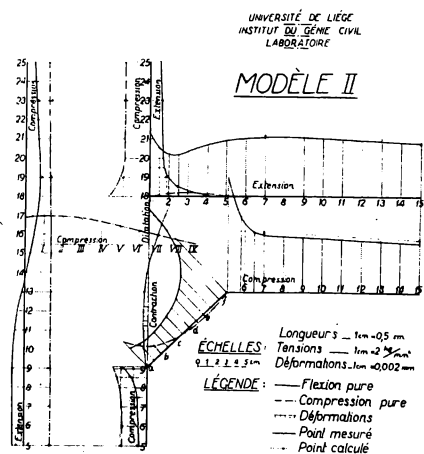


Fig. 5.

L'excentricité corrélatrice de la compression dans l'étendue du nœud est augmentée, le point d'annulation des compressions sur l'axe de la traverse est plus éloigné de l'axe du montant.

Les compressions sont grandes aux sommets des angles de raccord du montant avec le gousset et la traverse, davantage dans l'angle supérieur droit que dans l'angle inférieur obtus.

Des tensions d'extension se développent au voisinage de l'angle supérieur droit à la fibre supérieure de la traverse, dans une zone ayant à peu près la longueur du gousset.

La fibre inférieure du gousset est comprimée d'une manière importante sur la moitié joignante au montant, l'autre moitié étant soumise à de légères extensions.

Donc la zone de compression s'épanouit davantage que dans le modèle I et surtout dans le gousset ; quant à l'effet des angles, il reste toujours sensible. Sauf dans les zones perturbées au voisinage du gousset, les tensions calculées et observées concordent bien.

En cas de flexion, les tensions calculées et observées concordent généralement bien dans les branches droites, mais les différences par rapport au modèle I sont sensibles.

Les écarts entre les tensions observées et les tensions calculées se marquent avant le gousset et à partir d'une distance plus grande que dans le modèle I. Plus même, pour la fibre inférieure de la traverse, sous l'influence éloignée du gousset, les tensions mesurées sont systématiquement plus faibles que les tensions calculées, quoique d'une quantité assez minime.

Les tensions de compression subissent un accroissement brusque et important au voisinage de l'angle obtus *f* de raccord du gousset et de la traverse. À la fibre supérieure, dans l'étendue du gousset, sous l'effet de l'augmentation de hauteur, les tensions diminuent, pour se relever ensuite sensiblement vers le sommet 18 de l'angle droit de raccord. Néanmoins les tensions restent inférieures aux valeurs calculées en l'absence de gousset. Sur la fibre droite extérieure du montant, la transition de l'extension à la compression se fait asymétriquement sur toute la hauteur du nœud, gousset compris.

Dans la section de raccord du montant avec la traverse et le gousset, les déformations dénotent de fortes dilatations dans la partie supérieure sur un peu plus de la moitié de la hauteur de la traverse, et de faibles compressions en dessous, dont le maximum ne correspond pas à la fibre extrême, mais se trouve sensiblement à l'intérieur. Ceci montre comment le renforcement par gousset améliore la transmission des efforts dans le nœud et suggère l'idée qu'il n'y a pas utilité à faire des goussets trop grands, dont les zones extérieures ne participent plus que fort peu à cette transmission.

En conclusion, en cas de flexion les effets du nœud à gousset inférieur en chanfrein se répercutent déjà d'une manière plus éloignée sur la sollicitation des pièces assemblées, la transmission des efforts est améliorée du côté du gousset. L'effet des angles reste très marqué, la section dangereuse est la section 5*f* de naissance du gousset, d'ailleurs inégalement sollicitée et où la fatigue maximum se produit en compression au sommet *f* de l'angle.

MODÈLE III. — Ce modèle représente le même

nœud que le modèle II, mais renforcé par un petit gousset supérieur (fig. 6).

Sous l'effet de ce petit gousset, pour le cas de compression axiale du montant, la zone d'épanouissement des trajectoires des forces de compression dans l'enracinement de la traverse s'est encore notablement agrandie.

Les déformations de compression dans le plan situé au niveau de l'axe de la traverse s'étendent cette fois-ci presque jusqu'au droit de l'extrémité *f* du grand gousset. L'excentricité de la résultante de compression dans le nœud est augmentée. Aussi constate-t-on une augmentation plus importante de la tension de compression le long de la fibre extérieure droite du montant, qui atteint près d'un tiers au niveau de l'axe de la traverse par rapport à la fatigue de compression simple dans le montant. Cette augmentation se manifeste à des distances notables au-dessus et en dessous du gousset.

Sur les fibres extrêmes intérieures du montant, du côté du gousset, les tensions observées et calculées se confondent jusqu'au voisinage assez immédiat des angles supérieurs des goussets, mais subissent ensuite une augmentation brusque beaucoup plus

compression des montants. Ce sont principalement les effets des angles, surtout du gousset supérieur, qui sont défavorables. Ces angles sont cependant obtus. On peut dire, au point de vue de la compression, que ces goussets donnent des nœuds trop grands, qui accentuent l'excentricité de la compression dans le nœud et qui, par leur discontinuité, donnent lieu à des surtensions locales.

Au point de vue de la flexion, l'évolution constatée en passant du modèle I au modèle II se confirme et s'accroît. Sur les deux fibres extrêmes de la traverse, les tensions observées sont nettement inférieures aux tensions calculées, à partir d'une distance considérable avant le nœud. Toutefois, à la fibre inférieure, la tension observée rejoint la tension calculée au sommet 12 de l'angle obtus de raccordement de la traverse et du grand gousset inférieur. Par suite du fait que le grand gousset est plus long que le petit, la tension mesurée à la fibre supérieure ne montre pas d'accroissement brusque sensible, l'effet de l'angle étant compensé par l'augmentation de hauteur due au grand gousset. La fatigue maximum se produit donc encore comme dans le modèle II à la naissance du grand gousset et à la fibre inférieure.

Seulement, elle est sensiblement plus petite que dans le modèle II et semble correspondre exactement avec la tension calculée dans la section 12-12 de la traverse par la formule de Navier.

Le long de la fibre extérieure continue du montant, il y a bonne concordance entre les tensions calculées et mesurées en dehors des limites du nœud, et la transition régulière habituelle dans la hauteur du nœud.

Le long des fibres intérieures du montant, les tensions mesurées paraissent très peu inférieures aux tensions calculées jusqu'au voisinage des naissances des goussets, où les tensions croissent appréciablement pour atteindre un maximum relatif au sommet des angles de raccord, ces maxima sont supérieurs aux tensions calculées.

Le long des fibres extrêmes des goussets, les tensions varient en présentant pour chaque gousset un minimum vers le tiers du gousset à partir du montant. Dans les sommets des angles, les tensions atteignent leurs plus grandes valeurs, les maximums maximums se produisant aux points *f* et *D* de raccord des goussets avec la traverse.

Des diagrammes de déformations relevés dans diverses sections transversales de la traverse montrent ce qui suit. A peu de distance du nœud, les sections transversales restent sensiblement planes (section 13-13). Immédiatement à la naissance du grand gousset et du côté du gousset, la section déformée commence à se courber (section 12-12). Dans l'intérieur du nœud, à la naissance du petit gousset, la section déformée est fortement courbée, surtout dans la partie inférieure où le maximum de déformation se produit sensiblement plus haut que la fibre inférieure du grand gousset (section 10-10). Le caractère s'accroît dans la section 99, dans la zone du double gousset.

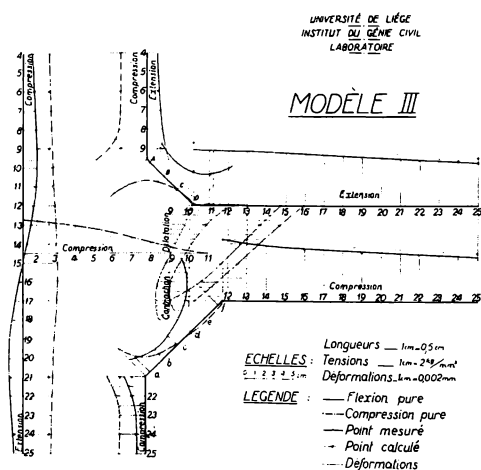


Fig. 6.

prononcée que dans les modèles précédents, surtout au gousset supérieur. Les compressions les plus fortes se produisent au sommet de l'angle du gousset supérieur.

Le long de la fibre extrême du gousset inférieur, les tensions varient comme dans le modèle II : compressions sensibles dans la moitié joignant au montant, légère extension dans l'autre moitié. Au gousset supérieur, la compression décroît rapidement de l'angle B jusque vers l'angle D et se transforme en extension sur le tiers CD ; cette extension très faible se conserve sur la fibre extrême supérieure de la traverse jusqu'au delà de la naissance du nœud.

En conclusion, ce modèle de nœud est plutôt moins favorable que les précédents au point de vue de la

On remarque bien dans le gousset inférieur que les trajectoires des plus grandes déformations ne suivent pas la direction du bord du gousset, mais s'infléchissent plutôt suivant une courbe continue assurant un raccordement progressif entre la traverse horizontale et le montant vertical. Le bord extérieur du gousset est donc, somme toute, une zone mal utilisée du métal.

En conclusion, on peut dire que, quoique asymétrique, le modèle à double gousset est nettement supérieur aux modèles précédents en ce qui concerne la flexion. Les fatigues maxima sont diminuées et ne paraissent dépasser nulle part les fatigues calculées, pas même aux sommets des angles, où elles restent toutefois maxima.

Il est permis d'en inférer que le double gousset symétrique serait encore un peu plus favorable. Il est malheureusement encombrant.

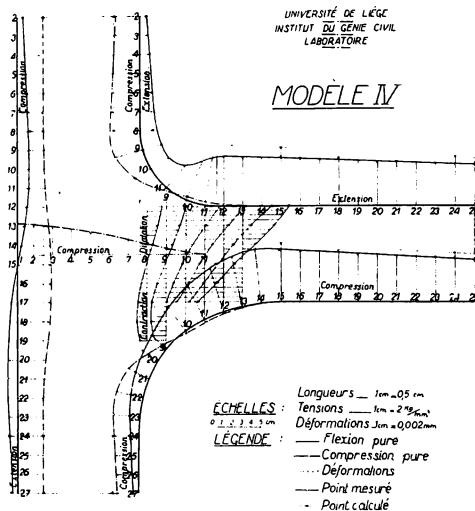


Fig. 7.

MODÈLE IV. — Ce modèle représente un nœud à double gousset courbe, sans aucun angle. Il est asymétrique, le gousset inférieur étant (par raison de construction) plus grand que le gousset supérieur (fig. 7).

Sous l'effet de la compression axiale du montant, l'épanouissement de la zone de compression dans le nœud a la même étendue que dans le modèle III ; elle s'étend suivant l'axe de la traverse jusqu'au droit de la naissance du petit gousset, elle affecte plus de la moitié de la fibre extérieure du petit gousset et plus du tiers de la fibre extérieure du grand gousset. Malgré que l'excentricité de la compression dans le nœud soit donc aussi accentuée que dans le modèle III, les perturbations sont moindres, en ce sens que les courbes des tensions calculées et observées ne s'écartent que sur des longueurs beaucoup moindres et ne dépassent guère les limites du nœud. Si l'accroissement de tension sur la fibre extrême extérieure du montant reste au maximum d'environ un liers, par contre sur les fibres extérieures des

goussets, la tension mesurée ne dépasse la tension calculée qu'à l'origine du petit gousset et d'une quantité sensiblement moindre que dans le modèle III. Ensuite, en se rapprochant de la traverse les compressions sur les fibres extrêmes des goussets décroissent rapidement et se transforment en extensions très faibles, qui règnent jusqu'à l'origine des arrondis sur la traverse.

En conclusion, malgré que l'excentricité de la compression des montants soit aussi grande que dans le modèle III à goussets en chanfreins, l'absence de discontinuité angulaire, réalisée grâce aux goussets courbes, atténue fortement les perturbations, et la compression maximum se produit sur la fibre extérieure continue du montant, donc à l'endroit le plus favorable possible. Cette fatigue maximum est inférieure à celle qui se produit aux sommets des angles dans le modèle III.

Au point de vue de la flexion, l'amélioration constatée dans le modèle III s'accroît caractéristiquement. Les tensions mesurées sont cette fois, dans toute l'étendue du modèle, nettement inférieures aux tensions calculées ⁽¹⁾.

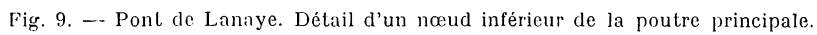
Le maximum se produit immédiatement après le commencement du grand gousset courbe à partir de la traverse.

En ce qui concerne les déformations, nous avons vérifié que, avant le nœud, les sections transversales de la traverse restent pratiquement planes après flexion. Par suite de la transition très progressive, la courbure des sections déformées ne se marque d'ailleurs que très progressivement au début du nœud, comme le montrent les diagrammes relevés dans les sections 13-13, 12-12, 11-11 et 10-10.

Vers la racine du nœud (sections 9-9 et 8) on retrouve, quoique atténuée, la courbure à maximum de déformation éloigné de la fibre extrême. Cela provient en partie de l'asymétrie du nœud et aussi du fait que le gousset inférieur à courbure quasi constante est un peu trop long au contact du montant. Comme le moment de flexion est double dans la traverse par rapport à ce qu'il est dans chaque branche du montant, d'ailleurs plus rigide que la traverse, il serait logique de diminuer progressivement le rayon de courbure depuis la traverse vers le montant. Il faudrait donc plutôt un gousset elliptique que circulaire. De même, dans le modèle III, un triangle rectangle scalène eut été préférable au triangle isocèle pour le gousset inférieur. Cependant il en résulterait vraisemblablement un accroissement de surtension à l'angle de raccord du gousset et du montant.

En conclusion, le modèle IV témoigne au point de vue de la flexion, d'une supériorité marquée sur les modèles précédents. Les tensions mesurées sont

⁽¹⁾ L'explication de ce fait, qui déroge à la loi de Navier dans les branches droites, est que la loi de répartition des tensions résulte de l'intégration des équations aux dérivées partielles de l'élasticité, dont les intégrales particulières sont conditionnées par les conditions aux limites, c'est-à-dire la forme de la pièce dans toute son étendue. La répartition des tensions dans le nœud réagit donc sur celle des tensions dans les branches droites.



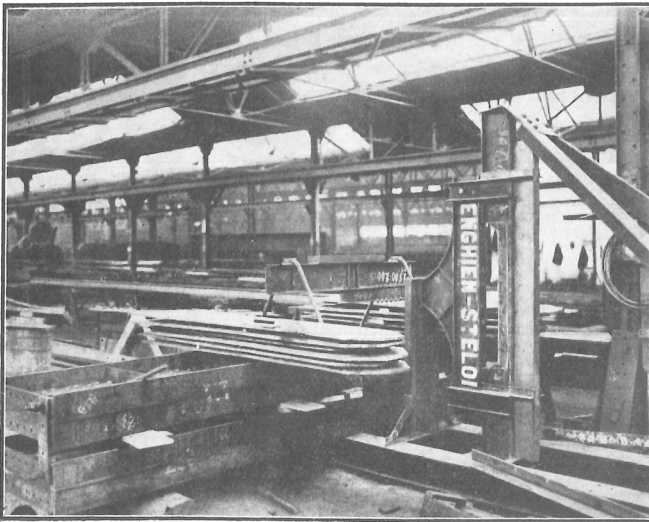


Fig. 10.

un grand intérêt pratique ni même un intérêt théorique avéré.

Essai sur un modèle réduit de nœud réel de charpente rivée et soudée

L'observation précédente suffit à faire comprendre le grand intérêt que présentait pour nous l'auscultation d'un modèle réduit de nœud réel de charpente rivée et soudée, que la Société métallurgique d'Enghien-St-Eloi nous a demandé de faire en ses usines. Il s'agit d'un modèle de nœud d'assemblage des montants aux membrures du pont Vierendeel de 68,00 m de portée en construction pour le franchissement du Canal Albert à Lanaye.

La figure 9 reproduit le nœud tel qu'il était projeté avant les essais. Après, il a subi de légères modifications de cotes, notamment un renforcement des

montants, mais sans changement de forme ou de principe de l'assemblage. La figure 10 donne une photographie du modèle en expérience. Les figures 11 et 12 indiquent les diagrammes des résultats des essais en même temps que le dessin du modèle du nœud.

Le modèle était fixé dans un chevalet, les charges étaient manutentionnées au moyen d'un pont roulant d'atelier. La sollicitation était principalement de la flexion. La compression de la membrure (branche verticale) était insignifiante et sa répartition était d'ailleurs inconnue, du fait de l'incertitude du contact des broches de fixation.

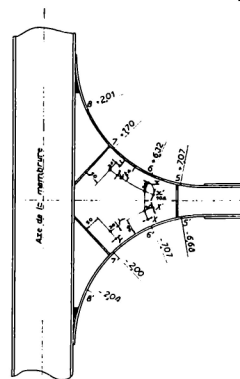
L'échelle métrique du modèle était assez exactement $\frac{1}{4,25}$ et l'échelle des modules de flexion $\frac{1}{55,7}$. Dans ces conditions, les tensions étant les mêmes dans le modèle et dans la réalité, l'échelle des forces en vertu de la formule de Navier était :

$$\left(\frac{I}{v}\right)_{\text{mod}} \times l_{\text{réel}} = \frac{4,25}{55,7} = \frac{1}{13,12}$$

$$\left(\frac{I}{v}\right)_{\text{réel}} \times l_{\text{mod}}$$

UNIVERSITÉ DE LIÈGE
INSTITUT DU GÉNIE CIVIL

Essai effectué sur un modèle de nœud soudé et rivé pour le pont Vierendeel de Lanaye



ÉCHELLE : Longueurs — 1 cm = 4 cm 2,1 2,3 4 5 cm

LEGENDE : — Point ausculté et direction dans laquelle la déformation a été mesurée

DÉFORMATIONS :

Dilatations : +

Contractions : -

X ... 201 mm

Y ... 202 mm

X' ... 220 mm

Y' ... 206 mm

X'' ... 372 mm

Y'' ... 123 mm

X''' ... 379 mm

Y''' ... 992 mm

Fig. 12.

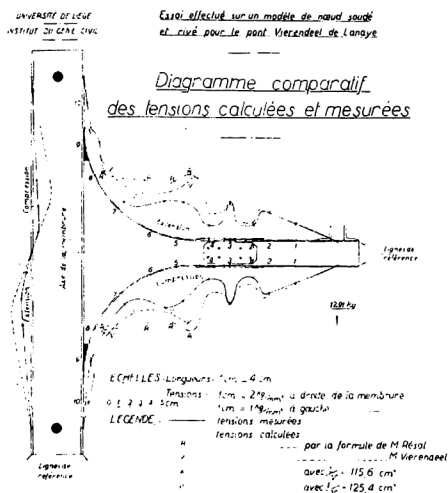


Fig. 11.

Seul le joint rivé présentait des écarts sensibles par rapport à la similitude moyenne. La rivure d'âme, les couvre-joints d'âme et le déformement de l'âme sont trop forts dans le modèle. Par contre le rapport de similitude des rivures d'ailes est $\frac{1}{28}$, trop faible de plus de moitié. Le rapport des couvre-joints d'ailes est $\frac{1}{16,05}$, donc légèrement trop faible (il n'y a qu'un couvre-joint d'aile dans le modèle au lieu de deux dans le nœud réel). Le rapport de déformement des ailes est $\frac{1}{6,50}$, trop fort de près du double. Il en résulte que le rapport des modules de flexion dans la section dangereuse (section de rupture) est $\frac{1}{67}$

et le rapport des forces $\frac{1}{15,75}$, si l'on admet la loi de Navier, et $\frac{1}{15,40}$ si l'on admet que, lors de la rupture, la tension est uniforme dans toute l'aile.

Il est inévitable que les essais sur modèles réduits de nœuds réels présentent quelques écarts par rapport à la similitude parfaite, provenant des défauts de laminage et notamment des éléments d'assemblage. Les cordons de soudure d'assemblage avaient été réduits à trois millimètres d'épaisseur. De la sorte ils étaient peut-être encore géométriquement trop forts, mais on ne peut affirmer que la résistance spécifique d'une pareille soudure soit égale à celle d'un cordon de 10 à 12 mm. J'ai en effet constaté, dans des expériences de rupture de soudures d'angle, que le fond de l'angle est fréquemment non soudé et que parfois même il y a manque d'adhérence des cordons aux tôles sur une certaine distance à partir du sommet de l'angle. Par contre, on peut supposer que pour le dépôt d'un cordon mince, le soudeur se sera ingénié à travailler le mieux possible ; les soudures se sont d'ailleurs très bien comportées.

Les résultats de l'auscultation au moyen d'extensomètres Huggenberger, de 2 cm de longueur de mesure, sont représentés aux figures 11 et 12. La charge appliquée était de 1291 kg. Les valeurs trouvées pour chaque point résultent de la moyenne de lectures répétées (6 ou 7 fois) de deux extensomètres placés symétriquement par rapport au plan de symétrie vertical du modèle ou de part et d'autre du gousset. Avant toute lecture, la charge était appliquée 5 ou 6 fois pour établir le régime des élasticités. Il a été procédé à 133 mises en charge et 504 lectures pour 72 points auscultés, correspondant à 36 points reportés sur les diagrammes. Les résultats peuvent être considérés comme précis.

On constate que les fatigues mesurées sont partout inférieures aux fatigues calculées, par la formule de Navier pour les branches droites, les formules de Résal ou de Vierendeel pour les membrures courbes. Sauf pour la zone perturbée du joint rivé, l'allure des diagrammes de fatigue des membrures est tout à fait analogue à celle des diagrammes relevés sur les tranches des goussets courbes du modèle IV. Les principales perturbations sont les suivantes. Dans l'étendue du joint complet rivé, il y a une variation caractéristique de fatigue, avec maximum dans la section du joint. C'est là que se produit, dans le modèle, la fatigue maximum. Il n'en sera pas de même dans le nœud réel, car les couvre-joints d'ailes y sont relativement plus forts.

Les tensions observées comparées à celles calculées en comptant sur la mise en charge progressive des couvre-joints d'ailes par les rivets, abstraction faite du frottement des tôles, sont notablement plus faibles. Ceci tend à prouver l'excellence du serrage réalisé par la rivure du modèle, qui donne aux couvre-joints leur pleine action dès la première rangée de rivets.

Une autre perturbation se produit aux extrémités des ailes courbes près des membrures (points 9 et 9').

On constate, surtout à la membrure tendue, des fatigues mesurées supérieures aux fatigues calculées. Cet accroissement se répercute d'ailleurs dans les branches jusqu'aux pivots. Ce phénomène semble dû au fait que dans le modèle, l'âme soudée du gousset ne peut arriver jusqu'au raccordement tangentiel des ailes courbes. Il y a donc des vides de forme triangulaire, désignés en noir sur la figure 11. Par suite de ces vides, les ailes courbes ne sont pas soutenues sur cet espace et les tensions mesurées sur les faces extérieures des ailes ne sont pas leurs fatigues moyennes, mais les tensions locales de flexion de ces ailes, nécessairement plus grandes que les tensions moyennes. Dans le nœud réel, ce caractère ne se présentera pas, car ainsi que le montre la figure 9, des petits goussets extérieurs sont soudés de part et d'autre sur les tranches des ailes courbes et droites au droit du vide de l'âme du gousset. Il est intéressant de souligner quelle fidèle révélatrice des perturbations locales constitue l'auscultation élastométrique.

Le modèle représente un tronçon de membrure et le tronçon de montant solidaire limités aux points d'inflexion, figurés par les broches et le point d'application de la charge.

La charge d'essai de 1291 kg appliquée à 1,06 m de l'axe de la membrure du modèle correspond à un effort tranchant de 16.900 kg environ agissant à 4,50 m de la membrure dans le nœud réel. Or, l'effort tranchant dans les montants du pont de Lanaye ne dépasse pas 11.000 kg d'après les calculs.

La fatigue maximum relevée de 7,45 kg/mm² au point 3, dans la section du joint, n'est pas valable pour la réalité, elle est exagérée dans le modèle. Les fatigues maxima se produiront donc dans le nœud réel à l'origine des ailes courbes près du montant, en 5 (extension) et en 6 (compression). Leur valeur est de l'ordre de 7 kg/mm² (7,07 dans le modèle). Je fais abstraction ici de la fatigue dans la section dangereuse (pour la rupture) qui est la section la plus déformée par la rivure, près de l'origine du nœud.

Les déformations relevées dans le gousset sont représentées à la figure 12. Elles ont été mesurées perpendiculairement et parallèlement aux ailes courbes, au voisinage de celles-ci. Ces directions doivent être très voisines des directions principales. Les mesures faites expriment en réalité des déformations résultantes exprimées en tensions. Désignons les par σ'_1 et σ'_2 et supposons qu'elles correspondent aux directions principales.

Dès lors :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma'_1 + 0,3 \sigma'_2}{0,91}$$

et :

$$\sigma_2 = \frac{\sigma'_2 + 0,3 \sigma'_1}{0,91}$$

Dans ces conditions, les tensions réelles seraient à peu près en :

	x	x'	y	y'
extension :	2,40	2,23	2,26	1,79 kg/mm ²
	X	X'	Y	Y'
compression :	3,51	2,80	2,18	1,52 kg/mm ²

Les tensions affectées de l'indice ' sont toutes supérieures aux fatigues calculées par la formule :

$$\rho = \frac{\omega \sigma}{e R} = \frac{600 \sigma}{5 \times 420} = \frac{2}{7} \sigma$$

en se référant aux valeurs de σ mesurées dans les ailes. Mais si l'on se réfère aux valeurs de σ calculées par les formules de Vierendeel, les tensions observées concordent assez bien avec celles du calcul.

En d'autres termes, il semble que le calcul puisse donner une idée assez exacte des efforts agissant normalement aux ailes courbes, ce qui permet le calcul de leurs assemblages, tant par soudure que par rivure. On constate que ces fatigues sont faibles ; les soudures des ailes courbes à l'âme du gousset sont donc très peu sollicitées normalement. Tangentiellement, elles le sont aussi très peu, car il est connu que les efforts rasants sont diminués dans les ailes des poutres à membrures divergentes.

Donc les soudures de l'âme du gousset aux ailes courbes sont très peu sollicitées. Il en est de même d'ailleurs des soudures de l'âme du gousset à l'aile de la membrure, les extensomètres ne décèlent dans ces régions, surtout au centre, que des déformations minimes.

On constate cependant que lorsque l'on chemine dans le gousset depuis le montant vers les membrures, les fatigues des ailes courbes diminuent sensiblement, tandis que dans la partie du gousset voisine de ces ailes, elles conservent sensiblement la même valeur parallèlement à ces ailes. Ce fait est à mettre en rapport avec l'observation similaire faite au sujet du maximum de déformation à l'intérieur du gousset du modèle IV au voisinage de sa base. C'est-à-dire que vers la base du gousset, une partie de plus en plus importante des efforts passe des ailes dans le gousset ; le flux de transmission de forces élastiques s'épanouit dans le gousset vers la base du nœud. Cette répartition est d'ailleurs avantageuse ; elle correspond à l'idée la plus favorable qu'on puisse se faire du fonctionnement du nœud. J'ajouterai d'ailleurs une observation analogue à celle faite à propos du modèle IV. Le nœud du pont de Lanaye semble un peu large à la base, selon la caractéristique de tous les ponts construits par M. Vierendeel. Une courbure de forme elleptique aurait eu vraisemblablement comme effet d'uniformiser davantage les fatigues dans les ailes courbes et de rétrécir le flux de force dans le gousset.

Tout en restant suffisant pour la sécurité, ce dispositif aurait diminué la rigidité sans que l'économie réalisée eût été vraiment appréciable. Nous revenons sur ce point plus loin.

Enfin notons les valeurs plus fortes que les autres des tensions relevées aux points X et X'. Nous pensons que cela peut être attribué à un léger jarret de

courbure existant à la base du raidisseur 55', dû semble-t-il à un affaiblissement de l'aile courbe par la pénétration de la soudure. Ce jarret s'est nettement marqué à la rupture (voir plus loin). Pour mesurer les tensions dans les goussets, de petits trous y ont été percés, ils ont pu influencer les lectures. Celles-ci ont été faites sur les 2 faces de l'âme, ainsi qu'il a été dit. Ces mesures n'ont révélé que de très faibles flexions transversales dans l'âme. Les plus grands écarts par rapport à la moyenne étaient dans la zone comprimée (X et Y), ce qui n'a rien de surprenant. Les petites imperfections de la pièce sont nécessairement mises en évidence par la compression. Mais les écarts sont très modérés et aucune tendance au flambement du gousset ne s'est marquée, même jusqu'à la rupture de la pièce.

Après mises en charge dynamiques répétées de la pièce d'essai (la charge de 1291 kg était soulevée de 45 mm par le pont roulant dont on libérait ensuite le treuil), on a procédé à un essai de charge à outrance. Cet essai a été fait en présence du professeur Vierendeel et de diverses personnalités de l'Administration des Ponts et Chaussées et de la Société Arcos. La rupture s'est produite sous une charge de 4550 kg. par déchirure de l'aile tendue dans la section

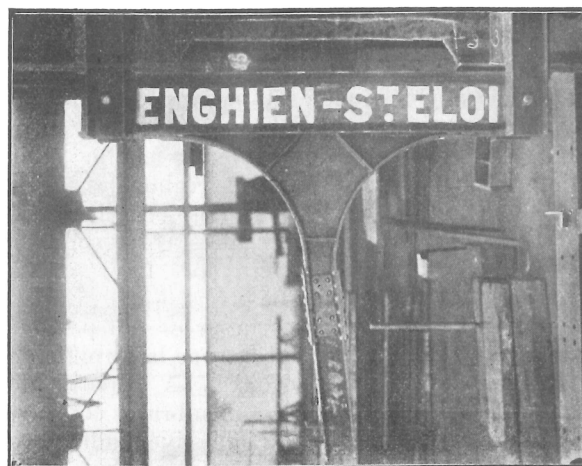


Fig. 13.

dangereuse, c'est-à-dire la rangée de rivets d'ailes la plus voisine du nœud (fig. 13).

La membrure supérieure tendue s'est rompue dans l'axe des trous de rivets, la membrure inférieure a montré un jarret très net à la base du raidisseur près de 5'. Il semble que la tôle y était légèrement déformée par la soudure et formait ainsi une articulation partielle. La soudure de l'âme à l'aile tendue s'est déchirée au droit de la rupture d'aile. La figure 14 représente le schéma de la pièce rompue et ses déformations. La fatigue de rupture calculée dans l'aile est de l'ordre de 58 kg/mm², ce qui ne doit pas étonner, vu l'effet des trous très importants forés dans l'aile. On sait que l'effet de ces trous est analogue à celui des entailles des barreaux d'essai et augmente la charge de rupture au détriment de

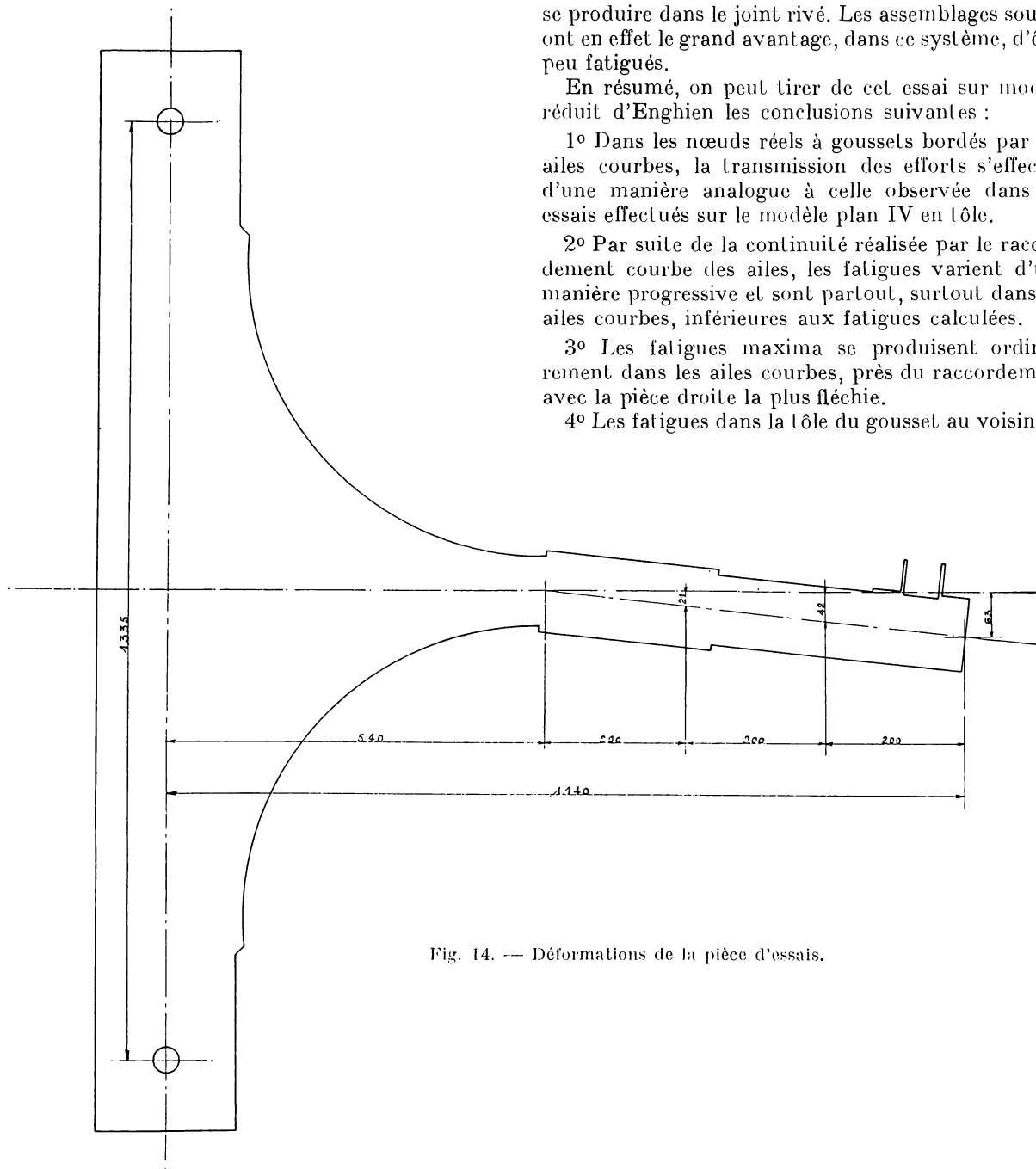


Fig. 14. — Déformations de la pièce d'essais.

l'allongement et de la striction. L'effort tranchant équivalent du nœud réel serait 70.000 kg., correspondant à une sécurité d'environ 6,36.

Mais il importe d'observer que les plats du mont ant réel sont moins déformés que ceux du modèle (rapport de similitude de déformement $\frac{1}{6,50}$, alors que le rapport des forces est $\frac{1}{15,40}$). Donc, le coefficient de sécurité réel est plus grand que 6,36. Néanmoins il n'y a pas de doute que la section dangereuse du nœud réel est la même que celle du modèle et que, selon toute vraisemblance, la rupture doit toujours

se produire dans le joint rivé. Les assemblages soudés ont en effet le grand avantage, dans ce système, d'être peu fatigués.

En résumé, on peut tirer de cet essai sur modèle réduit d'Enghien les conclusions suivantes :

1° Dans les nœuds réels à goussets bordés par des ailes courbes, la transmission des efforts s'effectue d'une manière analogue à celle observée dans les essais effectués sur le modèle plan IV en tôle.

2° Par suite de la continuité réalisée par le raccordement courbe des ailes, les fatigues varient d'une manière progressive et sont partout, surtout dans les ailes courbes, inférieures aux fatigues calculées.

3° Les fatigues maxima se produisent ordinairement dans les ailes courbes, près du raccordement avec la pièce droite la plus fléchie.

4° Les fatigues dans la tôle du gousset au voisinage

des ailes courbes sont modérées. Les fatigues perpendiculaires aux ailes peuvent se déterminer assez approximativement par le calcul. Par suite de ces fatigues modérées, les assemblages des ailes courbes et du gousset sont peu sollicités. Ceci est très favorable à l'emploi de la soudure, qui peut se faire en toute sécurité. La même remarque s'applique à l'assemblage éventuel du gousset avec la membrure continue.

5° Un joint complet de la pièce la plus fléchie avant l'origine du nœud peut se faire avec grande sécurité ; néanmoins c'est dans l'étendue de cet assemblage que se trouvera la section dangereuse s'il est rivé et peut-être aussi s'il est soudé, car la soudure y sera

soumise à de fortes contraintes. Ce joint complet doit donc être tout à fait irréprochable.

6° Moyennant l'emploi judicieux de raidisseurs peu importants, les grands goussets de tôle sont peu exposés à périr par gondolement, les fatigues dans les goussets sont d'ailleurs faibles dans toutes les directions.

7° Les méthodes usuelles de calcul sont en défaut pour la prédétermination des fatigues. Les méthodes de Résal et de Vierendeel donnent des fatigues exagérées dans les ailes courbes. Elles permettent cependant d'évaluer les efforts normaux et tangentiels à transmettre par les assemblages éventuels des ailes courbes aux goussets. En général, sous l'influence des grands nœuds, les fatigues dans les barres droites sont moindres que celles calculées par la formule de Navier et on paraît pouvoir donner comme règle suffisante de sécurité la limitation des tensions à l'origine du nœud à ailes courbes ou dans le joint complet qui le précède, calculées par la formule de Navier appliquée à la barre droite. Cette observation correspond à une diminution sensible des moments fléchissants maxima et permet une forte économie sur les barres droites.

8° Ces formes de nœud conviennent bien pour la charpente rivée, mais se prêtent encore mieux à la charpente soudée, avec grande sécurité.

Applications des conclusions précédentes

Les essais relatés ont été effectués en vue d'applications définies ; on trouvera ci-après un exposé succinct des dispositifs qu'ils ont inspirés pour divers ouvrages réalisés, en construction ou en projet.

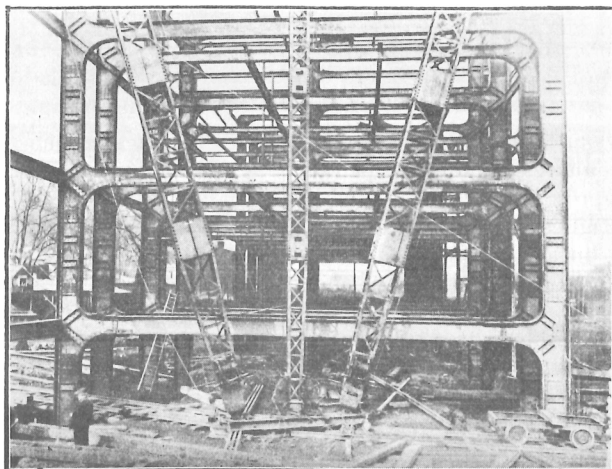


Fig. 15.

I. NŒUDS RIVÉS. — Les premiers essais sur modèles plans ont été faits en vue de la charpente rivée de l'Institut de Chimie et de Métallurgie de

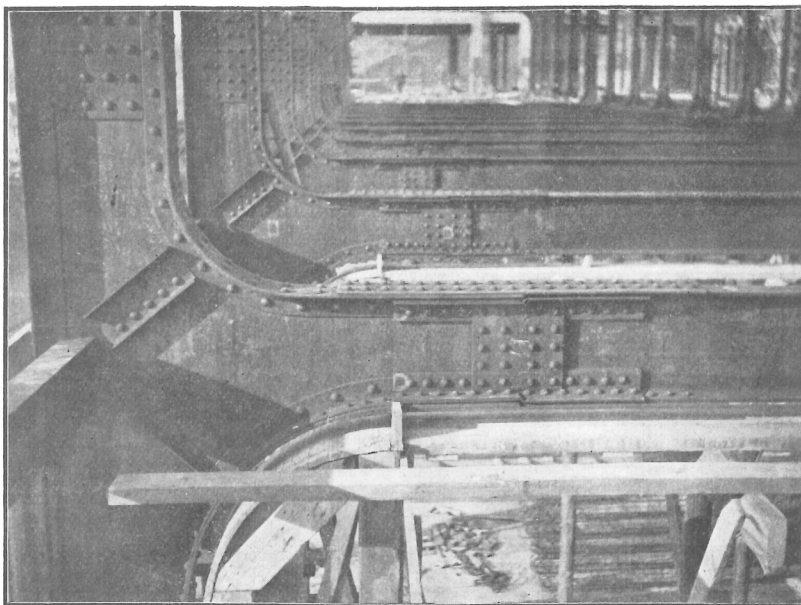


Fig. 17.

l'Université de Liège. La figure 15 représente une partie caractéristique de cette charpente ; la figure 16 reproduit le dessin d'un nœud et d'un assemblage des poutres aux montants.

Le montant a une section en I, composée d'une âme en tôle de 12 mm et de membrures formées de cornières et de plats rivés. L'âme du montant est interrompue à la naissance du gousset, formé d'une tôle spécialement découpée. Des couvre-joints assemblent les âmes du montant et le gousset.

La membrure extérieure du montant n'est pas interrompue. La membrure intérieure ne traverse pas le nœud mais s'incurve haut et bas pour se raccorder par des joints classiques aux membrures d'une poutre horizontale de la ferme. La tôle du gousset s'assemble par couvre-joints avec l'âme de cette poutre, qui est constituée par une barre I laminée à larges ailes.

Dans le projet initial de l'Université, le gousset inférieur était hyperbolique et l'assemblage du gousset et de la poutre horizontale comportait, selon la disposition classique, des joints d'âme, de cornières et de plats disposés en découpe.

A la demande du constructeur, la courbe du gousset inférieur a été rendue circulaire, en vue de permettre le cintrage mécanique des cornières.

En outre, l'envergure des goussets doubles (voir plus loin) dépassait la largeur déjà exceptionnelle de 3,20 m. autorisée pour le transport par voie ferrée. Pour cette raison, à la demande du constructeur, le joint entre le gousset et la poutre horizontale a été rapproché d'environ 0,10 m de l'axe du montant et transformé en joint complet à 1,60 m de l'axe du montant.

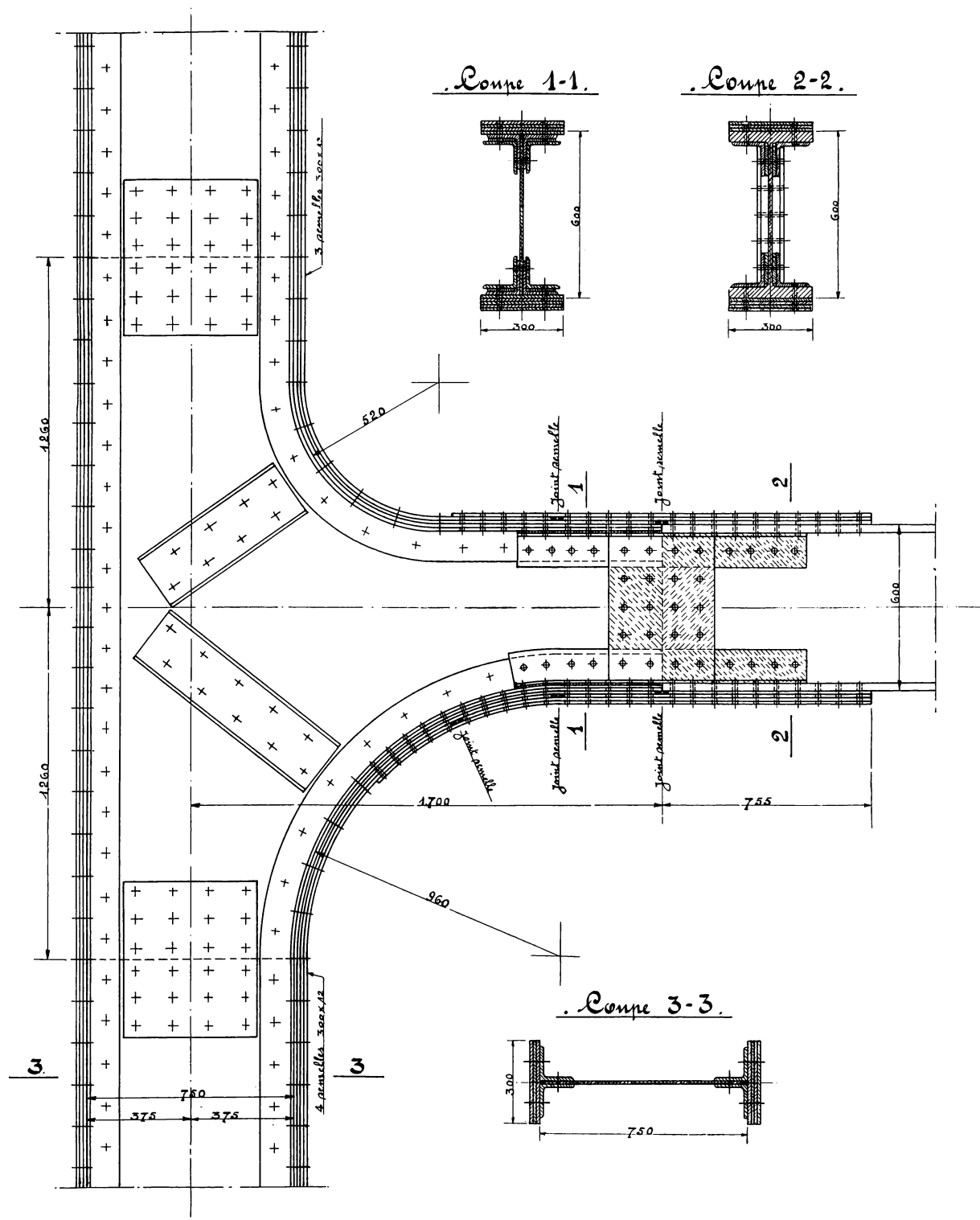


Fig. 16. — Nœud type de la Charpente Métallique de l'Institut de Chimie et de Métallurgie au Val-Benoît.

Dans ces conditions, le profil de la poutre horizontale a été déterminé en vue de la résistance des moments maxima au milieu de la portée et à l'endroit du joint, ce dernier moment étant sensiblement inférieur au moment calculé sur l'axe du montant. Il en résulte une diminution considérable de la portée de cette poutre et une très importante économie de

pooids et de hauteur. L'assemblage du joint complet jusqu'à l'entrée en courbe des ailes est calculé par la formule de Navier pour les moments correspondants. Au point de vue de la flexion, qui prédomine du côté de la poutre horizontale, on a ainsi une sécurité parfaite, alliée à une grande économie et une grande rigidité.

En ce qui concerne le montant, il est essentiellement comprimé. La zone de compression tend à s'épanouir dans le gousset. Mais du fait que la membrure extérieure est continue, tandis que les membrures internes s'incurvent, l'excentricité de la compression dans le nœud observée sur les modèles plans n'existe pas notablement dans le modèle réel, vu la grande importance des ailes par rapport à l'âme.

Ce nœud est donc aussi favorable pour la compression. De petits raidisseurs existent dans l'intérieur du gousset, à titre de précaution nullement indispensable. En fait, ils étaient destinés plutôt, ainsi que les petits raidisseurs horizontaux sur les âmes des montants, à augmenter l'adhérence du béton d'enrobage à la charpente.

L'exécution de ces nœuds et assemblages n'a présenté aucune difficulté. Les cornières ont été courbées à la forge sur gabarit, la courbure circulaire n'est donc pas indispensable. Tous les trous de rivets

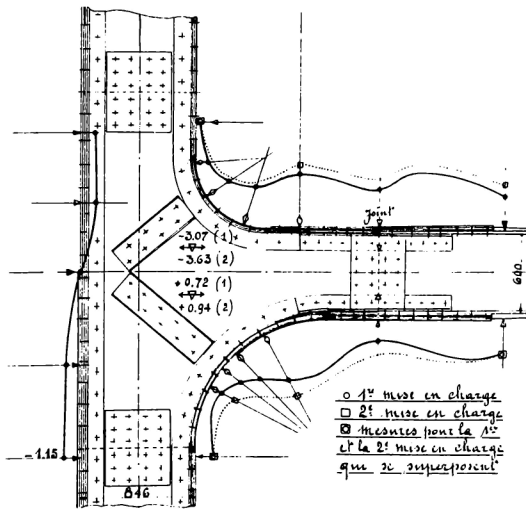


Fig. 18.

ont été forés à l'usine, sur pièces assemblées, sauf pour les poutres, dont les trous ont été forés directement à l'aciérie, d'après les plans. Le montage de ces poutres entre les montants pourvus de leurs goussets a été fait avec une facilité et une précision surprenantes. La figure 17 représente la photographie d'un nœud achevé. La construction a été faite par la Société métallurgique d'Enghien-St-Eloi d'une manière excellente. Ces nœuds ont donc donné satisfaction au point de vue de la construction, tant en ce qui concerne l'usinage que le montage. Les résultats des essais effectués sur la charpente achevée, dont il sera rendu compte ultérieurement, ont démontré les qualités réellement remarquables de ces nœuds au point de vue de la résistance. La figure 18 reproduit les diagrammes des tensions mesurées sur un nœud réel au cours de ces essais. Leur allure est tout à fait analogue à celle des essais sur modèles, malgré les discontinuités résultant des trous de rivets.

Cette description succincte et cette appréciation sommaire des résultats obtenus font bien saisir les

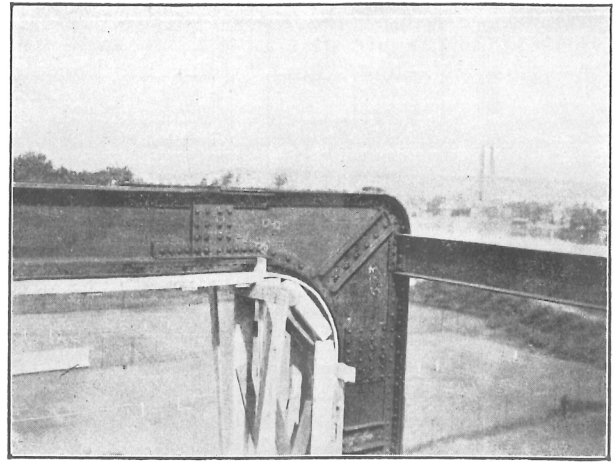


Fig. 19.

principes de ces assemblages qui visent avant tout, par la liaison des ailes par une courbe continue, à assurer une transmission rationnelle et progressive des efforts, à éviter des surtensions, à diminuer le plus possible les fatigues des éléments d'assemblages (rivets, boulons ou soudures) et à tirer le maximum d'effet utile des encastresments réalisés en vue de l'économie et de la sécurité des barres assemblées.

On remarquera bien, à ce point de vue, la différence par rapport aux goussets ordinaires de raidissage des nœuds, simples plaques de tôle sans ailes, qui ajoutent aux discontinuités angulaires de forme des discontinuités de sections, évidemment très peu favorables à la transmission des flux de forces élastiques et qui provoquent doublement des surtensions. Des essais à outrance montreront sans conteste que de pareils goussets sont préférables à l'assemblage sans goussets, selon le modèle I, mais ils ne peuvent justifier le calcul des barres droites fléchies d'après les valeurs des moments calculés à l'origine des goussets, c'est-à-dire qu'ils n'entraînent aucune économie sur le poids de ces barres. Convenables pour la routine des petites charpentes ordinaires, ils nous paraissent

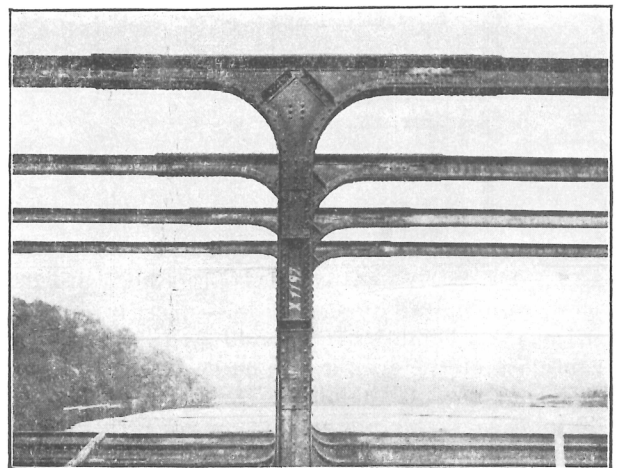


Fig. 20.

trop sommaires pour des ouvrages importants, de grandes portées et fortement sollicités.

Dans la charpente de l'Institut de Chimie et de Métallurgie du Val Benoit, il n'y a pas seulement des nœuds du type de celui décrit ci-dessus, et qui est le type principal. Il y a aussi d'autres types ci-après énumérés.

A la jonction des montants extérieurs et des poutres supérieures, il y a des nœuds de portiques simples, à 2 branches (fig. 19). La sollicitation est analogue à celle des modèles étudiés par M. Th. Wyss. L'exécution est directement dérivée de celle du type principal à 3 branches.

A la jonction de certains montants intermédiaires et des poutres supérieures, il y a des nœuds à trois branches, très analogues par leurs formes aux nœuds principaux, mais dont la répartition des moments fléchissants et la sollicitation sont très différentes (fig. 20). L'élément important dans ces nœuds est la continuité complète des ailes supérieures tendues.

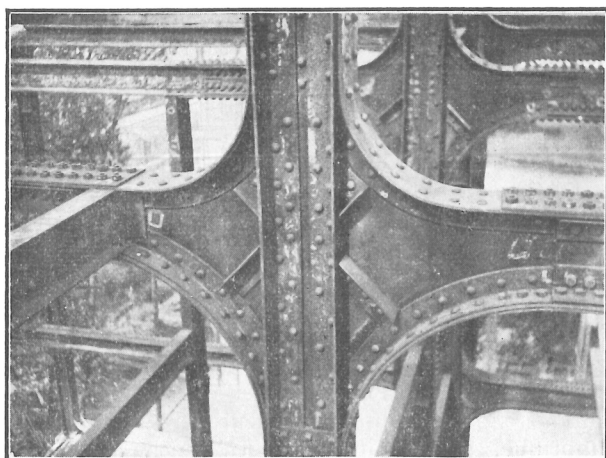


Fig. 21.

Nos essais sur modèles n'ont pas envisagé encore de sollicitation pareille, mais ils vont être poursuivis en ce sens, pour compléter nos résultats.

A la jonction des montants intermédiaires et des poutres supérieures, il y a des nœuds à quatre branches, qui ne sont d'ailleurs pas totalement symétriques, à cause des portées variables (l'asymétrie est même souvent accusée). La figure 21 représente un de ces nœuds. La conception et l'exécution sont toujours conformes à celles du type principal. Cependant, il faut noter que dans ces poteaux intermédiaires, les moments fléchissants de part et d'autre se compensent au moins partiellement tandis que les compressions s'ajoutent. La compression est donc prédominante et, par suite de l'importance relativement très grande des ailes des montants par rapport à l'âme, malgré l'épanouissement de la zone de compression dans les goussets, des gondolements et des tensions élevées sont à craindre. En outre, pour le transport, la manutention et le montage, l'interruption des ailes verticales à travers les goussets donnait lieu à des véritables articulations élastiques

transversales. Les raidisseurs ordinaires ont donc été remplacés par de fortes cornières assurant une continuité au moins partielle des ailes verticales des montants au travers du gousset.

Ces nœuds aussi se sont très bien comportés, tant au point de vue de la construction que des résultats d'essais. Une étude expérimentale sur modèles de pareils nœuds à quatre branches est commencée, en vue de compléter les résultats antérieurement obtenus.

II. Nœuds soudés et rivés. — M. Spoliansky, ingénieur en chef de la Société métallurgique d'Enghien St-Eloi, qui avait collaboré, en qualité d'assistant, aux essais préalables sur modèles et, en qualité d'ingénieur, à l'étude des nœuds de la charpente rivée précédente, a étudié pour le pont Vierendeel soudé de Lanaye, sur le Canal Albert, une forme de nœud soudé et rivé répondant à la même conception. La figure 9 représente le projet primitif de ce nœud.

Les membrures, éléments soumis à de fortes charges axiales, sont des barres laminées en I à larges ailes, elles sont ininterrompues à l'endroit des nœuds. Un gousset en tôle est soudé sur ces membrures, il se raccorde par un joint complet rivé à l'âme du montant, qui est une poutrelle I à larges ailes. Des plats courbes, soudés au gousset, raccordent d'une manière continue les ailes des membrures et du montant. De petits raidisseurs consolident le grand gousset de tôle.

Les avantages de ce système de nœud ont été montrés à propos des résultats de l'essai sur modèle à échelle réduite. Le principal est, outre sa simplicité, le fait que toutes les soudures sont très peu sollicitées. Seulement, le joint complet du montant reste un point faible, par suite du déformement inévitable des ailes du montant. Il est vrai que dans le nœud réel, ce déformement est fortement réduit et que les essais de la charpente du Val Benoit ont montré que ces joints peuvent recevoir une très grande résistance et sont inébranlables en service normal.

Le joint rivé est une nécessité, du moment que l'on veut éviter la soudure au montage. Remplacer la rivure par la soudure pour ce joint paraît encore aléatoire au constructeur, à cause de la sollicitation importante et de la difficulté de réalisation des soudures.

Au point de vue de la transmission des efforts normaux dans les membrures, le fait que les ailes intérieures ne sont pas interrompues à l'endroit des goussets est plutôt avantageux. Il ne paraît pas susceptible de provoquer une augmentation appréciable de l'excentricité de l'effort normal dans le nœud, il raidit considérablement le gousset et aussi la membrure. Il est certain que l'interruption partielle des ailes de la longue membrure comprimée supérieure du pont nuirait à sa rigidité transversale, ce qui n'est pas désirable, malgré le contreventement partiel.

Ce système doit vraisemblablement procurer la même facilité et la même précision de montage qu'au Val Benoit ; il ne semble pas, vu la rigidité des profils

employés, que des déformations soient à craindre du fait de la soudure.

Tous les nœuds sont à trois branches et du même système. A l'extrémité de la poutre Vierendeel parabolique les deux membrures se rejoignent et sont reliées par un grand gousset, d'ailleurs dérivé du système des nœuds à trois branches. Nous avons fait antérieurement une réserve quant au développement considérable des nœuds suivant les membrures, conformément à la pratique courante de M. Vierendeel.

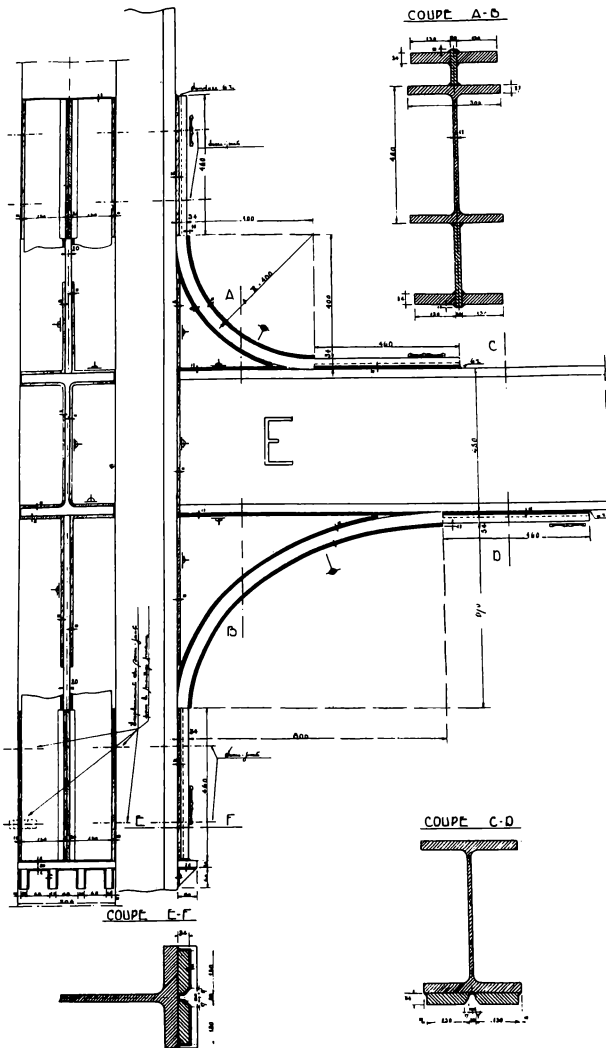


Fig. 22.

III. NŒUDS ENTIÈREMENT SOUDÉS. — Pour la charpente métallique des ailes des laboratoires et salles de dessin de l'Institut du Génie Civil du Val Benoit à l'Université de Liège, nous avons prévu que tous les assemblages, y compris ceux réalisés au montage sur le chantier, seraient soudés.

Nous avons supprimé à cet effet le joint complet des poutres horizontales au début du nœud, à sa partie la plus étroite, où les fatigues sont grandes, pour le reporter à la jonction du nœud et du montant, où sa largeur est la plus grande et où la sollicitation de l'assemblage est faible. Bien entendu le

nœud est bordé d'ailes courbes soudées qui réunissent les ailes des poutres horizontales aux montants. Ces derniers, ainsi que les poutres, sont des barres laminées I à larges ailes. Les ailes des montants ne sont jamais interrompues, non plus que celles des poutres, qui viennent buter contre les montants. Le nœud est donc fortement raidi et tout façonnage des pièces laminées est évité.

La figure 22 représente le type du nœud principal à trois branches. Des goussets supérieurs et inférieurs sont soudés sur les extrémités des poutres. Les ailes courbes sont divisées en deux plats soudés de part et d'autre des goussets par une double soudure (externe et interne). L'attache des extrémités de ces ailes aux poutres et montants se fait aussi à quadruple soudure, en vue de réaliser une résistance égale à celle de la section assemblée sans longueur excessive d'assemblage.

La poutrelle, façonnée avec ses goussets et ses ailes à l'usine, est assemblée, lors du montage, au montant, qui vient directement de l'aciérie et qui, réserve faite de son extrémité supérieure, n'exige aucun façonnage. La charpente ne contient pas un seul trou. De petites consoles soudées aux montants sur le chantier servent à supporter les poutres et à régler leur position ; on serre ensuite les ailes des nœuds sur les montants par des serre-joints ou des clames.

Les soudures de chantier sont uniquement les soudures verticales d'assemblage des goussets et de l'âme de la poutre au montant, ainsi que les soudures verticales d'assemblage des extrémités des ailes courbes au montant. Elles ne sont pas difficiles à faire et elles sont peu fatiguées en majeure partie.

Par raison de construction, le gousset supérieur est plus petit que l'inférieur, sa courbure est circulaire. Le grand gousset inférieur a reçu une forme elliptique, pour uniformiser les tensions dans les ailes. Au point de vue du façonnage, comme il ne s'agit que de cintrer de larges plats, il n'y a pas de difficultés et nous préférons évidemment le cintrage à chaud sur gabarit qu'un cintrage mécanique à froid, accompagné d'érouissage.

Ce nœud conserve tous les caractères fonctionnels et résistants des précédents ; il résout le problème de la soudure totale et améliore la position du joint complet, qui n'est plus l'endroit dangereux. Celui-ci doit être certes à l'origine la plus étroite du nœud, façonnée à l'usine avec le maximum de soin et renforcée par les plats soudés sur la poutre.

La nouvelle charpente du Val Benoit présente comme la précédente, des nœuds à deux branches, des nœuds faïtières à trois branches et des nœuds à quatre branches. Les solutions qui ont été adoptées pour ces divers types de nœuds sont directement dérivées de celle du nœud principal.

La continuité des ailes des montants comprimés est complète dans tous ces nœuds, la transmission des forces est idéale et toute surlension est évitée.

Aussi cette charpente est-elle caractérisée en général par des dimensions très faibles des éléments en proportion des portées et des charges.

Ainsi qu'il est mentionné dans la « Chronique » du

fascicule I de 1932 des *Annales des Travaux Publics de Belgique* (pages 153 à 158), des nœuds du type de ceux du pont de Lanaye ou de la charpente nouvelle du Val Benoît sont beaucoup plus simples que ceux de la poutre Vierendeel soudée qui a été construite en Allemagne pour le nouveau poste de concentration de la gare de Stendal (*Der Bauingenieur* 6 novembre 1931). Ce nœud est d'une complication extrême, non seulement par la conception, mais surtout par l'exécution. L'usinage doit être extrêmement coûteux et long, les soudures très nombreuses sont beaucoup moins favorablement disposées que dans les nœuds belges et affectent les sections les plus fatiguées, enfin les chances de tensions internes sont beaucoup plus grandes. En comparaison, les nœuds présentés ci-dessus sont des modèles de simplicité et d'efficacité.

Comparaison des résultats et conclusions avec les études d'autres auteurs et considérations théoriques

J'ai cité déjà le traité de M. T. Wyss. Il contient une étude approfondie et comparative de nœuds de portique simple (à 2 branches) à angle vif et à angle arrondi, d'après les essais faits sur modèle plan. Les tensions et déformations y sont données d'une manière très complète, avec les trajectoires complètes et les valeurs. Nos essais sont en accord avec ces résultats.

M. Wyss donne aussi deux figures de trajectoires des tensions normales dans un nœud à trois branches, analogue à celui de notre modèle I. Il semble que ces figures ne résultent pas d'essais, mais d'un tracé semi-théorique des trajectoires. Là encore il y a parfait accord, mais l'intérêt de la comparaison est atténué par le caractère non expérimental des figures.

Les essais de M. Schröder van der Kolk, rapportés par M. Vierendeel, ont été publiés dans un article de M. N. C. Kist (actuellement professeur à Delft) intitulé « De vereischte dikte van knooppunten van Vierendeelligers » (*De Ingenieur*, 15 avril 1916). En reproduisant les résultats de ces essais, M. Kist avait surtout en vue de les comparer à une théorie publiée par M. Grüning dans la revue *Der Eisenbau* en 1914. Nous n'avons pu nous procurer l'article original de M. Kist qu'après achèvement de nos essais.

Enfin, alors que nos essais sur modèle étaient en principe achevés et la charpente du Val Benoît quasi terminée, nous avons en avril 1931 pris connaissance de l'ouvrage « Der Stahlskelettbau » de M. A. Hawranek, professeur à Brunn, qui venait de paraître. Il consacre un paragraphe au calcul des nœuds rigides de cadres continus, basé sur un résumé sommaire des formules extraites de l'article précité de M. Grüning. Il cite aussi quelques expériences de Preuss sur modèles plans (1912) et des essais sur modèles à ailes (1913), selon Mecklenbeck et Ehrlich, ces derniers toutefois d'un type différent et non comparable. M. Marcus (1913) en a déduit une formule de caractère semi-empirique pour des nœuds de portiques simples (à 2 branches) et plans (c'est-à-dire en tôle, sans ailes).

Somme toute, de l'exposé de M. Hawranek, qui est plutôt une revue rapide de travaux de langue allemande publiée sur le sujet, il ne ressort aucune méthode concrète et valable. L'auteur indique, sans justification, qu'il faut apporter une grande attention aux tensions tangentielles et que les expériences autant que les calculs effectués conseillent la plus grande prudence.

Nous reproduisons ci-après, d'après l'ouvrage de M. Hawranek, la théorie élémentaire de Grüning. Le nœud est symétrique. Il semble que l'on se rapporte à la section $b'c'$ comme section de base et que l'on y admette la loi linéaire de répartition des tensions. Appelons I_v son moment d'inertie et S_v le moment statique central de la moitié de la section. La figure 23, qui est reproduite photographiquement, ne permet pas de se rendre compte comment on tient compte dans cette section $b'c'$ des ailes qui bordent le nœud.

On écrit :

$$\sigma_y = -\frac{2Pe}{I_v}x$$

dans la section $b'c'$.

Considérons une section hh' d'abscisse x . Cette section est arrêtée à $b'c'$ et n'a pas d'aile en h' . Le

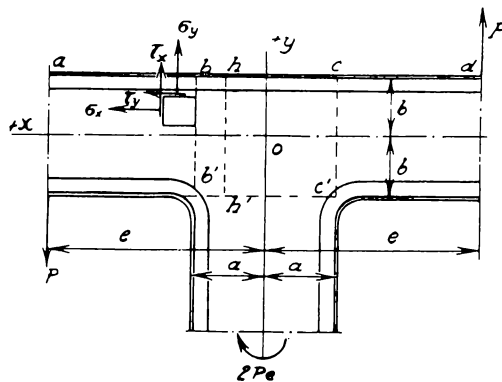


Fig. 23.

moment fléchissant dans cette section, d'après les équations d'équilibre, est :

$$Mx_0 = -P(e-x_0) + \frac{2Pe}{I_v} \left[\int_{x_0}^a x^2 dF_v - x_0 \int_{x_0}^a x dF_v \right]$$

dF_v étant l'élément de section. L'effort tranchant est :

$$Qx_0 = P \left[\frac{2e}{I_v} \int_{x_0}^a x dF_v - 1 \right]$$

Si j'appelle I_g , S_g et F_g les éléments de la section hh' et y' l'ordonnée de son axe neutre, on a dans cette section :

$$\begin{aligned} \sigma_x &= -\frac{Mx_0}{I_g}(y-y') \\ &= \frac{Qx_0}{I_g} \int_{y_0}^b (y-y') dF_g \end{aligned}$$

(en admettant les formules usuelles de la résistance des matériaux).

Mx_0 est maximum lorsque :

$$\int_{x_0}^a x dF_v = \frac{I_v}{2e}$$

En O, $Mx_0 = 0$ et Qx_0 est maximum

$$Q_{\max} = P \left(2 e \frac{S_v}{I_v} - 1 \right)$$

Si δ est l'épaisseur de la tôle

$$\mathfrak{Q}_{\max} = P \left[2 e \frac{S_v}{I_v} - 1 \right] \frac{S_g}{I_g} \delta$$

Si les rivets de l'aile supérieure sont écartés de l , l'effort maximum de cisaillement qu'ils supportent est :

$$T_{\max} = P \left[2 e \frac{S_v}{I_v} - 1 \right] \frac{S_w}{I_g} l$$

en appelant S_w le moment statique de la section des ailes par rapport à l'axe neutre d'une section telle que $h h'$.

Telle est la théorie élémentaire de Grüning, qui semble se référer à la zone rectangulaire du nœud définie par l'intersection des branches droites et négliger les zones des arrondis, tout en indiquant

cependant de légers arrondis, pour éviter sans doute les surtensions.

Ainsi que nous l'indiquons précédemment, l'objectif de M. Kist, dans son article, était surtout de comparer les résultats expérimentaux de M. Schröder van der Kolk à ceux de M. Grüning. Examinons cette comparaison, qui facilitera une opinion d'ensemble. La figure 1 reproduit celle de M. Kist et constitue un résumé com-

passant l'imprécision que M. Grüning laisse exister quant à la position de ces points. M. Kist détermine ensuite, d'après les chiffres expérimentaux, les tensions dans II III et les compare aux valeurs calculées par la formule de Grüning (fig. 24). Ensuite, il effectue la même comparaison entre les tensions tangentielle dans la section d'effort tranchant maximum V VI, en ce qui concerne les tensions déduites par des considérations d'équilibre interne à partir des tensions expérimentalement relevées et celles déduites du raisonnement de Grüning (fig. 25).

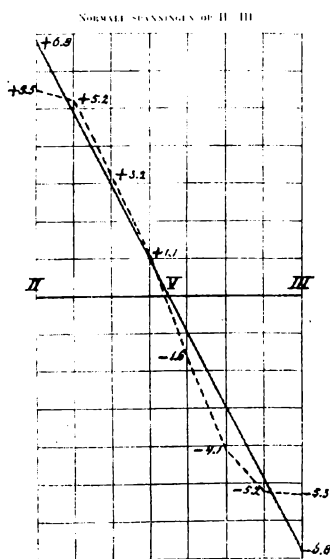


Fig. 24.

plet de l'essai de M. Schröder van der Kolk. Les chiffres reproduisent les déformations réduites en tensions⁽¹⁾, soient $E \delta x$ et $E \delta y$. Les tensions réelles s'obtiennent par :

$$\sigma_x = \frac{E \delta x + m E \delta y}{1 - m^2} \quad \text{et} \quad \sigma_y = \frac{E \delta y + m E \delta x}{1 - m^2}$$

M. Kist en calcule quelques-unes. Il détermine ensuite son rectangle de référence qu'il fixe au contour I II III IV, qui ne correspond nullement à l'intersection des barres droites. M. Kist a naturellement éprouvé le besoin de placer les points II et III sur les tranches courbes du nœud et indique en

(1) On observera que les résultats de M. Schröder van der Kolk accusent des variations très irrégulières, malgré que le nœud soit symétrique. Nous n'avons pas constaté de pareilles perturbations dans nos essais, qui ont été faits avec un très grand soin et consciencieusement contrôlés.

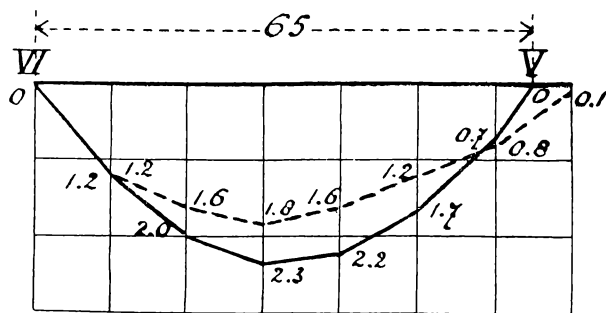


Fig. 25.

Je ne crois pas utile de reproduire les détails de la comparaison dans laquelle entre M. Kist, qui semble conclure à une assez bonne concordance entre la méthode de Grüning et les résultats expérimentaux et aussi à la possibilité du calcul de l'épaisseur de la tôle du gousset. Il semble que ce soit d'après le calcul des tensions tangentielles. Aucun exemple n'est donné, mais l'auteur semble mettre en garde aussi au sujet des tensions tangentielles.

Somme toute, les conclusions de M. Kist paraissent assez peu nettes et peu enthousiastes. Pour notre part, nous n'avons reproduit la théorie de Grüning et l'examen de M. Kist que pour conclure à la carence cette théorie.

On remarquera en effet, comme le fait d'ailleurs M. Kist, que pour un nœud réel, à arrondi prononcé, elle définit très mal la position de la section de référence $b' c'$ ou II III. On ne sait comment il faut tenir compte des ailes du gousset dans cette section. Enfin, si le nœud n'est pas symétrique, rien ne va plus.

Si cependant la section $b' c'$ ou II III est supposée connue, on y détermine la tension normale maximum. Mais l'étude de M. Schröder van der Kolk et la comparaison de M. Kist montrent que cette tension est sans signification. Elle est plus petite que la tension principale maximum aux mêmes points II et III qui est à son tour plus petite que la plus grande des tensions mesurées dans le modèle de M. Schröder van der Kolk. En valeur, la tension maximum calculée en II ou III par la méthode de Grüning est la moitié de la tension maximum mesurée, qui se produit, comme dans nos essais, à l'origine du nœud.

En ce qui concerne la tension tangentielle maximum calculée dans la section V VI, elle est égale au sixième de la tension maximum mesurée dans le modèle.

Il est vrai que, dans un nœud réel, compte tenu des ailes, cette tension tangentielle maximum semble pouvoir devenir plus importante. Mais notre essai sur nœud réel montre précisément que les tensions dans les ailes, en des points tels que II et III, sont en réalité très modérées, de telle sorte que leur résultante n'aggrave pas dans une proportion considérable l'équation de Grüning :

$$\bar{\sigma}_{\max} = P \left[2 e \frac{S_v}{I_v} - 1 \right] \frac{S_g}{I_g \delta}$$

On peut même supposer qu'il y a diminution, car toutes choses égales d'ailleurs, en tenant compte des ailes, $\frac{I_v}{S_v}$ doit augmenter et $\frac{2 e S_v}{I_v} - 1$ doit donc diminuer ainsi que $\bar{\sigma}_{\max}$.

Remarquons d'ailleurs que des tensions tangentielles élevées dans l'étendue de la zone centrale du gousset doivent se déceler par de fortes tensions principales. Or, il est avéré que les tensions normales y sont toujours modérées et que les valeurs les plus fortes se produisent à l'origine du gousset à la pièce la plus fléchée. Nous considérons donc les formules de Grüning comme dénuées d'efficacité.

Dans les nœuds des cadres à étage, dont les poutres horizontales sont fortement chargées, les tensions tangentielles seront maxima dans les âmes de ces poutres, également à l'origine du nœud et notamment dans le joint complet d'assemblage de la poutre au nœud, si ce joint existe. Même dans les poutres Vierendeel usuelles, avec des nœuds de dimensions normales, les tensions tangentielles dans les montants ne seront pas ou seulement peu inférieures à celles qui pourraient résulter de la théorie de Grüning.

Notons enfin que la théorie de Grüning ne donne aucune indication sur le calcul coordonné du nœud et des barres qui y aboutissent. Nous résumons ci-après les méthodes que nous préconisons pour un tel calcul, susceptible de donner le maximum d'économie et de sécurité.

Les barres sont calculées pour les moments maxima en considérant ceux-ci jusqu'à l'origine du gousset ou jusqu'au joint complet d'assemblage à ce gousset, si ce joint existe.

Pour les poutres Vierendeel, cela revient à diminuer sensiblement les moments de flexion maxima des barres.

Pour les poutres horizontales de fermes continues à étages, cela revient à réduire fictivement la portée des poutres prismatiques. Les origines des nœuds ou les joints seront placés le plus favorablement en des points tels que les moments maxima qui s'y produisent soient égaux (et de sens contraire) aux moments maxima dans l'intérieur de la travée. L'économie est ainsi maximum s'il n'en résulte pas des nœuds trop grands.

Ces barres sont calculées par la limitation des tensions normales et tangentielles, suivant les méthodes et taux de travail ordinaires.

Les dimensions et formes des sections de ces barres influent déjà sur les éléments du nœud, dont ils con-

ditionnent les dimensions initiales, l'épaisseur du gousset, la forme et les dimensions des ailes. Il faut ajouter à cela d'autres conditions ou limitations constructives éventuelles, résultant de l'espace disponible, des attaches de traverses, ou des dispositions de plancher, etc. Enfin, il faut ajouter encore les longueurs nécessaires pour l'assemblage des extrémités des ailes courbes aux poutres, suivant le principe de l'égale résistance. Souvent, ces conditions suffisent pour déterminer le tracé du nœud, qu'il faut ensuite vérifier ainsi qu'il est dit ci-après. Sinon, si une liberté plus grande est laissée, on peut pour se guider déterminer l'ordre de grandeur du rayon minimum de courbure à l'extrémité du nœud, près de la pièce

la plus fléchée, par la formule $e \rho = \frac{\omega \sigma}{R}$ où :

ω désigne la section des ailes courbes,

σ leur taux de travail maximum,

R le rayon minimum de courbure,

$e \rho$ la résistance maximum, par unité de longueur de l'aile courbe, des éléments d'assemblage de l'aile au gousset (rivure ou soudure).

Cette formule étant établie suivant les hypothèses de la constance de ω , σ et de R , il n'y a pas d'effort rasant à considérer.

Si nous appliquons cette formule au modèle essayé à Enghien, nous obtenons :

$$\omega = 6 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$e \rho = \frac{1400}{3} = 467 \text{ kg/cm (2 soudures de 3,5 mm., suivant la Société Arcos).}$$

$$R_{\min} = \frac{6 \times 1200}{467} = 15,4 \text{ cm.}$$

En fait, dans le modèle, $R = 42 \text{ cm.}$

Pour les nœuds de la nouvelle charpente soudée du Val Benoit :

$$\omega = 78 \text{ cm}^2; \sigma = 1400$$

$$e \rho = 1250 \text{ ou } 2500 \text{ (suivant qu'il s'agit de 2 ou 4 cordons de soudure de 10 mm., suivant la Société Arcos).}$$

$$R_{\min} = \frac{78 \times 1400}{1250} = 82,3 \text{ cm.}$$

ou :

$$R_{\min} = \frac{78 \times 1400}{2500} = 41,15 \text{ cm.}$$

Le rayon maximum de l'ellipse, à l'origine du gousset est 112,3 cm ; le rayon minimum au raccordement avec les montants est 40,6 cm.

On voit donc que la formule indiquée est respectée.

La valeur minimum trouvée de R inspire confiance et semble ne pas devoir être affectée d'un coefficient multiplicateur attendu que nous avons trouvé que σ est toujours inférieur au taux maximum admissible. Ce rayon minimum correspond à l'extrémité du nœud près de la pièce la plus fléchée. Pratiquement le rayon sera fréquemment plus grand en cette origine, mais pourra décroître progressivement vers la pièce la moins fléchée.

Quoi qu'il en soit, lorsque le nœud sera dessiné sur la base de ces considérations, on pourra appliquer au calcul des tensions dans les ailes les formules de Résal de préférence en les complétant par le terme de la résistance de flexion du gousset selon Vierendeel. On sait que les fatigues réelles sont inférieures aux fatigues calculées. La sécurité est donc grande. On vérifiera ensuite les assemblages par les efforts normaux et rasants qu'ils supportent, déduits de la formule $e \rho = \frac{\omega \sigma}{R}$ et des formules d'efforts tranchants déduites de celles de Résal ou Vierendeel. Pour l'assemblage éventuel du gousset à la membrure ou au montant continu, on cherchera à réaliser autant que possible une résistance égale à celle de la tôle même.

Il n'est pas inutile de faire observer que la sollicitation des ailes courbes est plus complexe qu'on imagine et est effectivement triple. Les actions transversales agissant sur les ailes dans le plan du gousset, d'importance $\frac{\omega \sigma}{R}$ par unité de longueur, se répartissent en effet sur toute la largeur de l'aile et tendent à y provoquer de la flexion transversale. Si l'on admettait une répartition uniforme de la fatigue dans une aile de largeur b et d'épaisseur d , e étant l'épaisseur du gousset, la fatigue maximum de flexion transversale serait :

$$\sigma' = \frac{3}{4} \frac{(b - e)^2}{d R} \sigma$$

σ étant la fatigue longitudinale de l'aile.
 σ' serait souvent un multiple de σ .

Seulement remarquons que, en général, σ n'est pas très élevé dans les ailes courbes et ensuite que la flexion transversale, si elle se produisait ainsi librement, entraînerait un accroissement sensible de déformation longitudinale des ailes, variable depuis le bord jusqu'à l'âme. Il en résulte nécessairement une répartition non uniforme de la tension longitudinale dans toute la largeur de l'aile ; elle doit être maximum vers les bords, ce qui doit encore accentuer la tendance à la flexion transversale. Celle-ci serait finalement limitée par atteinte de la plasticité du métal, donc l'action résistante des ailes trop fortement courbées et trop larges serait bornée. Naturellement, la situation est améliorée aux extrémités des ailes courbes, par suite de l'assemblage aux plats des barres. Néanmoins, pour les goussets très importants, il serait recommandable et très simple de raidir les ailes courbes par quelques petits goussets pour augmenter leur efficacité. Les raidisseurs soudés sur les goussets des nœuds du pont de Lanaye soutiennent aussi les ailes courbes. Dans les nœuds des charpentes du Val Benoît, les ailes sont soutenues par le béton d'enrobage.

Nous croyons que l'on obtiendra ainsi des nœuds répondant aux conditions imposées, c'est-à-dire assurant une sécurité surabondante et garantissant donc une pleine continuité et une grande rigidité.

Pour terminer, indiquons qu'il nous semble que l'on peut s'inspirer de ces expériences, de ces conclusions et de ces conceptions, tant en ce qui concerne les formes constructives que le calcul, pour les nœuds de triangulation des constructions importantes.

Schaper, dans son grand ouvrage « *Eiserne Brücken* », indique avec raison que le calcul des goussets ordinaires est inexistant. Il expose un certain nombre d'erreurs et de dispositions erronées provenant de cette carence du guide le plus précieux de l'ingénieur constructeur pour la conception des ouvrages.

Si l'on admet que, actuellement, pour un pan de charpente triangulée important, on ne peut pas se dispenser de calculer les moments secondaires dus à la rigidité des nœuds, on dispose après ce calcul des éléments nécessaires pour appliquer aux nœuds de triangulation les principes exposés ci-dessus.

En choisissant notamment des dispositions et des profils permettant d'assurer la continuité des ailes avec raccords courbes, on pourra créer des nœuds qui échapperont aux critiques de M. Schaper et assureront une transmission correcte des efforts. Une certaine complication des nœuds, qui sera réduite au minimum par l'emploi de la soudure, assurera non seulement la sécurité indispensable, mais sera sans doute compensée par d'autres économies, notamment sur les barres et l'étendue des goussets, mais aussi par un aspect plus esthétique et plus rationnel au point de vue constructif. Nous pensons que l'application de la soudure aux très grands ouvrages sera peut-être subordonnée à de pareilles dispositions.

* * *

Il me reste à rendre l'hommage qui est dû au dévouement et à l'intelligence des collaborateurs de ce travail de plusieurs années, à savoir :

M. A. Spoliansky, ingénieur en chef à la Société métallurgique d'Enghien-St-Eloi, ancien assistant à l'Université de Liège, qui a participé activement à tous les essais relatés et à l'étude de la charpente rivée du Val Benoît.

M. R. Dantinne, chef de travaux du laboratoire du génie civil à l'Université de Liège (essais sur modèles).

M. J. Lamoën, ingénieur des constructions civiles et aspirant du F. N. R. S., qui a participé activement à tous les essais.

M. J. Perelman, ingénieur des constructions civiles, qui a participé à l'étude de la charpente rivée du Val Benoît et à celle de la charpente soudée.

M. N. Selezneff, assistant à l'Université de Liège, qui a participé aux essais sur modèles, au dépouillement des résultats et qui a tracé les diagrammes.

Ces concours ont seuls permis de mener à bonne fin une étude à laquelle le soussigné n'aurait non seulement pu consacrer le temps nécessaire, mais aussi toute l'attention et le soin indispensables pour assurer la correction des résultats et leur exploitation aussi complète que possible.