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

Band: 2 (1936)

Artikel: Steife Knotenpunkte bei Rahmenkonstruktionen

Autor: Campus, F.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-2727

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 16.12.2025

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

V 4

Steife Knotenpunkte bei Rahmenkonstruktionen.

Noeuds rigides de charpentes métalliques continues.

Rigid Panel Points of Framed Constructions.

F. Campus,*
Professeur à l'Université de Liége,
Directeur du Laboratoire d'essais du Génie Civil.

I.

Im Jahre 1929 hat der Verfasser dieses Berichtes ein Projekt für einen durchlaufenden Stockwerkrahmen von 1817 t in Stahlkonstruktion ausgearbeitet, worüber er in mehreren Veröffentlichungen Bericht erstattet hat.[1] Projekt, Ausführung und Versuche bei diesem Bau haben die strenge Anwendung des Kontinuitätsprinzips auf Stahlskelettbauten und die Fortschritte für ihre Konstruktion bewiesen. Diese Auffassung ist in Belgien durch verschiedene ähnliche Bauten mit einzelnen Verbesserungen bestätigt worden. Diese Ausführungen stellen in Bezug auf technische Vollendung in diesem Gebiete die größten Fortschritte dar. Anderseits traten die beträchtlichen Ersparnisse bei dieser Ausführungsart durch kennzeichnende Erfolge bei Vergebungswettbewerben zwischen den besten Eisenbauwerkstätten des Landes zutage. Ähnliche Ausführungen wurden auch in andern Ländern in den letzten Jahren erstellt, die zu verschiedenen Untersuchungen Anlaß gaben. Es ist nicht der Zweck dieses Berichtes, die Prinzipien dieser durchlaufenden Stahlbauten zu entwickeln; das zu erwähnen schien aber notwendig, um die Bedeutung dieser Frage zu zeigen und wie der Verfasser zur Untersuchung der starren Verbindungen geführt wurde. Diese stellen das Hauptproblem der Idee und der Ausführung dieser Bauart dar, als notwendige Bedingung, einzige Schwierigkeit wie auch ihr Merkmal und der Grund ihrer Vorteile. Die Berechnung dieser Bauten ist kein Hindernis oder ein wesentliches Element; wichtiger ist, daß die Gestaltung der Berechnung angepaßt ist, und das hängt einzig von der Beschaffenheit der Knoten ab. Andererseits sind die einzelnen Teile und die Arbeiten bei einer Durchlaufkonstruktion sowohl in der Werkstätte als auch auf dem Bauplatz sehr einfach, wenn die Knoten gut entworfen sind; aus diesem Grunde erfordern sie gewiß die Hauptberücksichtigung in dieser Untersuchung. Sie umfassen mittelbar und unmittelbar die Gründe für die technischen und wirtschaftlichen Vorteile des Systems. Der weitere Bericht wird das genügend beweisen.

---

* Wörterverzeichnis der Figurentexte siehe Schluß dieser Arbeit.

[1] Revue Universelle des Mines, 8e série, tome IX, no 5, 6 et 7 (1933) Premier Congrès International des Ponts et Charpentes, Paris 1932, Rapport final, pp. 529—540.

Eigentlich war diese Frage im Jahre 1929 nicht neu. Ein hervorragender Landsmann des Verfassers, Ingenieur und Professor *A. Vierendeel,* hat sie schon im Jahre 1896 aufgestellt und auch praktisch mit der Konstruktion der nach ihm benannten Träger gelöst. Nur war diese Technik eine ganz persönliche Erfahrung von Herrn *Vierendeel* geblieben. Er hatte keine Untersuchungen über die Knoten seiner Balken unternommen. Gewisse theoretische und experimentelle Studien wurden zwar im Auslande gemacht, ließen aber wichtige Lücken und Unvollständigkeiten. Andererseits gab Herr *Vierendeel* seinen Knoten beträchtliche Abmessungen, die durch die Bezeichnung „Arkadenträger" für sein Brückensystem gut gekennzeichnet sind, entsprechend dem Anblick der großen Knotenbleche. Die Bedingungen der starren Knoten in Stockwerkrahmen sind nicht dieselben wie diejenigen in den Vierendeelträgern. Indessen machte gerade eine zu große Ausdehnung derselben das System architektonisch unmöglich. Es waren die Abmessungen und Formen von annehmbaren Knoten für Stockwerkrahmen von 16×5 m und großer Belastung zu suchen (diese Dimensionen waren größer als die der größten starren Rahmen), und zwar mußte ihre Ausdehnung auf alle Fälle beträchtlich unter den gewöhnlichen Abmessungen der Vierendeelträger gehalten werden. In diesem besonderen Falle mußten die Knoten aus architektonischen Gründen dazu noch unsymmetrisch angeordnet werden.

Das war die Ursache einer Reihe von Untersuchungen, von denen einige schon bekanntgegeben worden sind,[2] während andere noch unveröffentlicht sind. Das ist ferner der Grund für eine Reihe von Anwendungen nicht nur an durchlaufenden Stahlskelettbauten, sondern auch an Vierendeelträgern. Diese Forschungen über die Knoten hatten eine rasche Rückwirkung auf die Form verschiedener Brücken System *Vierendeel,* die seither in Belgien und auch im Auslande erbaut worden sind. In den meisten Fällen wurden die Knotenabmessungen merklich vermindert.[3]

Der Zweck des vorliegenden Berichtes ist der, den gegenwärtigen Stand dieser Frage unter Berücksichtigung der schon veröffentlichten Studien auseinanderzusetzen, wo die noch nicht veröffentlichten Studien bekanntgegeben werden und verschiedene Ausführungen mit ihrer Entwicklung erklärt werden.

II. Versuche an ebenen Modellen.

Die ersten unter der Leitung des Verfassers ausgeführten Versuche wurden mit ebenen Modellen von steifen Knoten durchgeführt, die aus Stahlblech von 2,8 mm Stärke geschnitten waren, entsprechend der vom holländischen Chef-Ingenieur *J. Schroeder van der Kolk*[4] angewendeten Technik. Diese Arbeiten waren außer den weiter unten angeführten von *Wyß*[5] für den Verfasser die einzig bekannten. Man findet auch andere Arbeiten in deutscher Sprache in einem

---

[2] Revue Universelle des Mines, 8e série, tome IX, n° 1, 2, 3 — 1933.

[3] *A. Spolianšky:* Les ponts soudés en Belgique. Rev. Univ. des Mines 8e série, tome XI, n° 8 — 1935. — Mémoires de l'A.I.P.C. 3e vol. 1935.

[4] *N. C. Kist:* De vereischte dikte van knoopplaten van Vierendeellingers. De Ingénieur, 15. avril 1916 — La Haye.

[5] *A. Vierendeel:* Annales des Travaux Publics de Belgique, IV. 1924.
Th. Wyss: Die Kraftfelder in festen, elastischen Körpern. Ed. Springer 1926.

Werk von Professor *A. Hawranek*[6] angeführt. Ferner findet man einige Untersuchungen über ebene Modelle mit einer gewissen Übereinstimmung zu den Rahmenknoten in der Arbeit von *Th. Wyß*.[5]

Die Gründe für die Ausführung neuer Versuche waren folgende:

1. Alle dem Verfasser bekannten Versuche wurden nur an Knotenmodellen oder entsprechenden mit querwirkenden Kräften, d. h. durch Biegung, ausgeführt. Nun sind aber sowohl in den Stützen von Stockwerkrahmen als auch in den Gurtungen von Vierendeelträgern die Längskräfte von ähnlicher Wichtigkeit wie die Biegung. Die senkrechten Achsendrücke in den vertikalen Stützen rufen an der Verbindung mit einem horizontalen Querträger (Knoten mit 3 Armen) keine einfachen Drücke hervor. In Wirklichkeit ist der Normaldruck bei der Ausdehnung des Knotens ausmittig und ruft selber einer Biegungswirkung. Die Erfahrungen haben das gut gezeigt. In den Vierendeelträgern muß das ähnlich sein.

Es schien ferner nützlich, die Modelle getrennt auf Zug und auf Biegung zu beanspruchen. Die Ergebnisse wurden darauf nach dem Superpositionsprinzip zusammengesetzt, da die Spannungen unter der Elastizitätsgrenze lagen. Diese Überlagerung wurde mit dem Verhältnis der Normalkräfte zu den Querkräften (Biegung) durchgeführt, das sich aus den vorbereitenden Rechnungen vom Jahre 1929 an den Hauptknoten der betrachteten Ausführung ergaben. Die zu betrachtenden Normalkräfte in den Stützen waren Druckkräfte. Um jede Spannungserhöhung durch Knickung des Bleches zu vermeiden, wurden auf das Modell Zugkräfte ausgeübt und dann die Vorzeichen der Spannungen und entprechenden Verformungen umgekehrt. In diesem Sinne unterschieden und ergänzten sich diese Versuche von den früheren von *J. Schroeder van der Kolk*. Sie zeigten, daß die Wirkung der Normalkräfte für die Form und die Abmessungen der Knoten ernstlich in Betracht zu ziehen waren.

2. Die Versuche hatten einen bestimmten und keineswegs allgemeinen Sinn; sie sollten die Abmessungen und Formen für die vorliegende Ausführung ergeben. Die Arbeit von *Schroeder van der Kolk* und *Kist*[4] bezog sich auf einen Knoten eines Vierendeelträgers mit symmetrisch ausgerundeten Knotenblechen. Im Werk von *Th. Wyß*[5] fand sich nur ein theoretisches Beispiel von Spannungstrajektorien in einem dreiarmigen Knoten ohne Knotenbleche.

Der Verfasser hatte über die dem Knoten zu gebende Form keine vorgefaßte Idee. Die oben genannten Grundlagen konnten nur als Wegleitung dienen, da bei der Anwendung von Knotenblechen vom Architekten unsymmetrische Knoten verlangt werden. Man mußte auch beurteilen, ob diese Asymmetrie im Hinblick auf die Festigkeit keine ungünstige Wirkung zeige.

Die Versuche wurden aus diesem Grunde an vier Knotenmodellen nach Fig. 1 durchgeführt. Darin sind die Versuchsresultate durch Spannungslinien entlang den Modellrändern für die Zusammenwirkung von Normalkräften und Biegung eingetragen.

Da durch die Fortschritte der Projektstudien die Versuche sehr dringend waren und wenig Zeit und Personal für die große Arbeit an den 4 Modellen zur Verfügung war, hielt man eine vollständige Untersuchung des Knotens wie bei *Schroeder van der Kolk* nicht für möglich und nötig. Die Versuche zeigten

[6] *A. Hawranek:* Der Stahlskelettbau. Ed. Springer 1931.

übrigens, daß hohe Spannungen nur entlang den Rändern auftraten. Man zog deshalb eine sorgfältige Spannungsaufnahme an den Rändern durch viele gleichzeitige Messungen vor. Es wurden dennoch im Innern des Knotens an einigen Querschnitten die E δ-Werte der Biegung bestimmt. Der Verfasser war glücklich, die oben den Spannungsmessungen an den Rändern zugeschriebene Wichtigkeit durch Prof. *C. G. I. Vreedenburgh*[7] bestätigt zu sehen. In seinem Bericht über

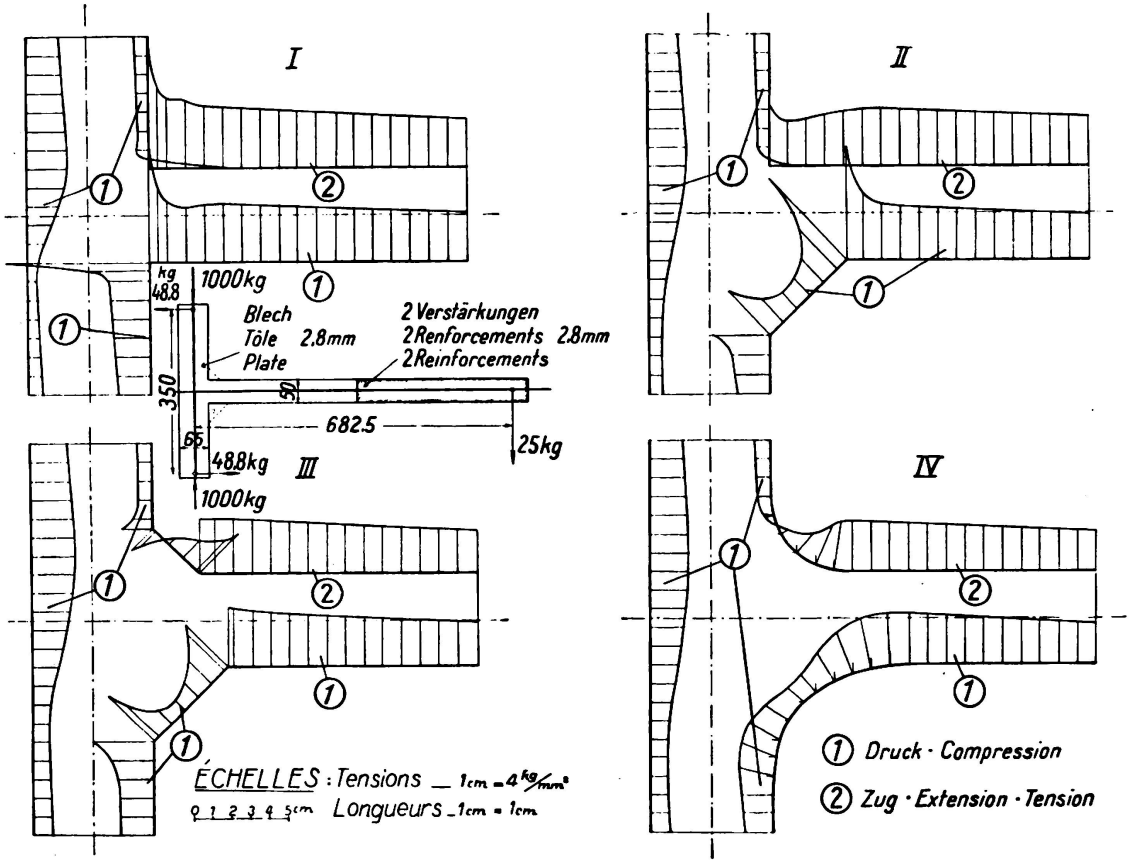

Fig. 1.

das Institut für optische Spannungsmessung an der Technischen Hochschule in Bandoeng (Niederländisch Indien) schreibt er, daß es für die meisten Untersuchungen genügt, die Spannungen an den Rändern zu messen, da sie die größten und kennzeichnendsten sind. An Stahlblechmodellen bereiten diese Messungen keine Schwierigkeiten bei Anwendung von Dehnungsmessern System Okhuizen *(J. Schroeder van der Kolk)* oder System *Huggenberger* (eigene Versuche). Diese Bestätigung kann auch zum vorneherein für die später beschriebenen dreidimensionalen Versuche als gültig angesehen werden.

Die Ergebnisse der vergleichenden Versuche an ebenen Modellen waren folgende:

1. Die Wirkungen der Normalkräfte sind ebenso wie die der Querkräfte (Biegung) zu berücksichtigen.
2. Unstetigkeiten geben zu Spannungsspitzen Anlaß sowohl bei Längs- als auch bei Querkräften.

[7] *C. G. I. Vreedenburgh:* De Ingenieur. 15. juillet 1932. — La Haye.

3. Die Knoten mit Knotenblechen sind günstiger als diejenigen ohne solche; doppelte Knotenbleche sind besser als einfache.
4. Die Knoten mit doppelten ausgerundeten Blechen sind denen mit doppelten dreieckigen überlegen. Sie verursachen eine allgemeine Spannungsermäßigung.
5. Unsymmetrische Knotenbleche sind nicht ungünstig.
6. Knotenbleche in 45° und selbst solche von Kreisform haben einen zu großen Übergang in die Stützen oder Gurtungen. Knotenbleche unter 30° oder von elliptischer Form scheinen möglicherweise besser.

Bei Punkt 4 ist nach Fig. 1 anzufügen, daß die bestimmten Biegungsspannungen längs des gebogenen Balkens für das Modell IV kleiner als für die andern und auch geringer als nach der gewöhnlichen Materialwiderstandsformel sind. Was durch die Festigkeitslehre schwer verständlich ist, muß sich durch die genauere Auffassung der Elastizitätstheorie erklären lassen, wie das der Verfasser schon gezeigt hat.[2] Diese Tatsache hängt mit der Verstärkungswirkung von Knoten mit abgerundeten Blechen zusammen, was in der Folge noch mehrmals zu Tage tritt.

Wegen der schwierigen Verhältnisse infolge der unsymmetrischen Knoten wurde kein Versuch einer Spannungsberechnung und Vergleich mit den Meßresultaten unternommen. Einzig der Fall I war dafür zugänglich. Er blieb aber rein theoretisch, da die am meisten interessierenden Spitzenspannungen in den Winkeln doch durch die Rechnung schlecht erfaßt werden konnten.

Die verwendeten Modelle hatten einigermaßen angenäherte Änlichkeitsverhältnisse mit dem vorgesehenen Bau, dessen Balken und Stützen I-Querschnitte hatten und deren Knotenbleche durch Flanschen begrenzt waren. Dennoch ist es sicher, daß mit Rücksicht auf die beträchtlichen Formunterschiede in der dritten Dimension (quer) die Resultate dieser Modellversuche nur der Beschaffenheit nach zu werten sind. Die weiter unten folgenden Ergebnisse an dreidimensionalen Modellen und ausgeführten Knoten zeigen eine genügende Übereinstimmung. Vielleicht wären diese Resultate in mengenmäßiger Hinsicht für Knotenbleche ohne Flanschen zutreffender. Eine Meinungsäußerung über diesen Gegenstand scheint dem Verfasser schwierig, da er keine Gelegenheit für Versuche an solchen Knotenblechen hatte und die Übertragung der Kräfte ihm in einer solchen Verbindung nicht leicht begreiflich erscheint.

III. Knoten der genieteten Stahlkonstruktion für das Chemisch-Metallurgische Institut in Val-Benoît (Lüttich).

Wie oben gesagt wurde dieser Bau schon anderswo beschrieben.[1]

Die Fig. 2 zeigt einen Musterknoten (dreiarmig) dieser Ausführung. Für ihn wurden die im vorhergehenden Abschnitt genannten Untersuchungen an ebenen Modellen ausgeführt. Der Ausrundungsradius des obern Knotenbleches von 520 mm war durch die Forderung der Unsichtbarkeit in Wänden und Böden der größtmögliche. Infolge einiger Fehler verschiedener Natur springen einige Knotenbleche leicht vor. Ihre Verkleidung durch Platten und Wandleisten bot keine Schwierigkeiten. Bei einigen freistehenden Stützen war das Hervortreten ausgesprochener infolge von Fehlern im Abstecken. Dort hat man sich mit kleinen Unterlagen von moderner und angenehmer Form geholfen. Die späteren

Versuche haben ergeben, daß man den Radius noch mehr hätte verkleinern können. Das Hervortreten an Böden und Wänden kann immer durch passende Wahl der Betondecke und gebogenen Knotenblechen vermieden werden. Man

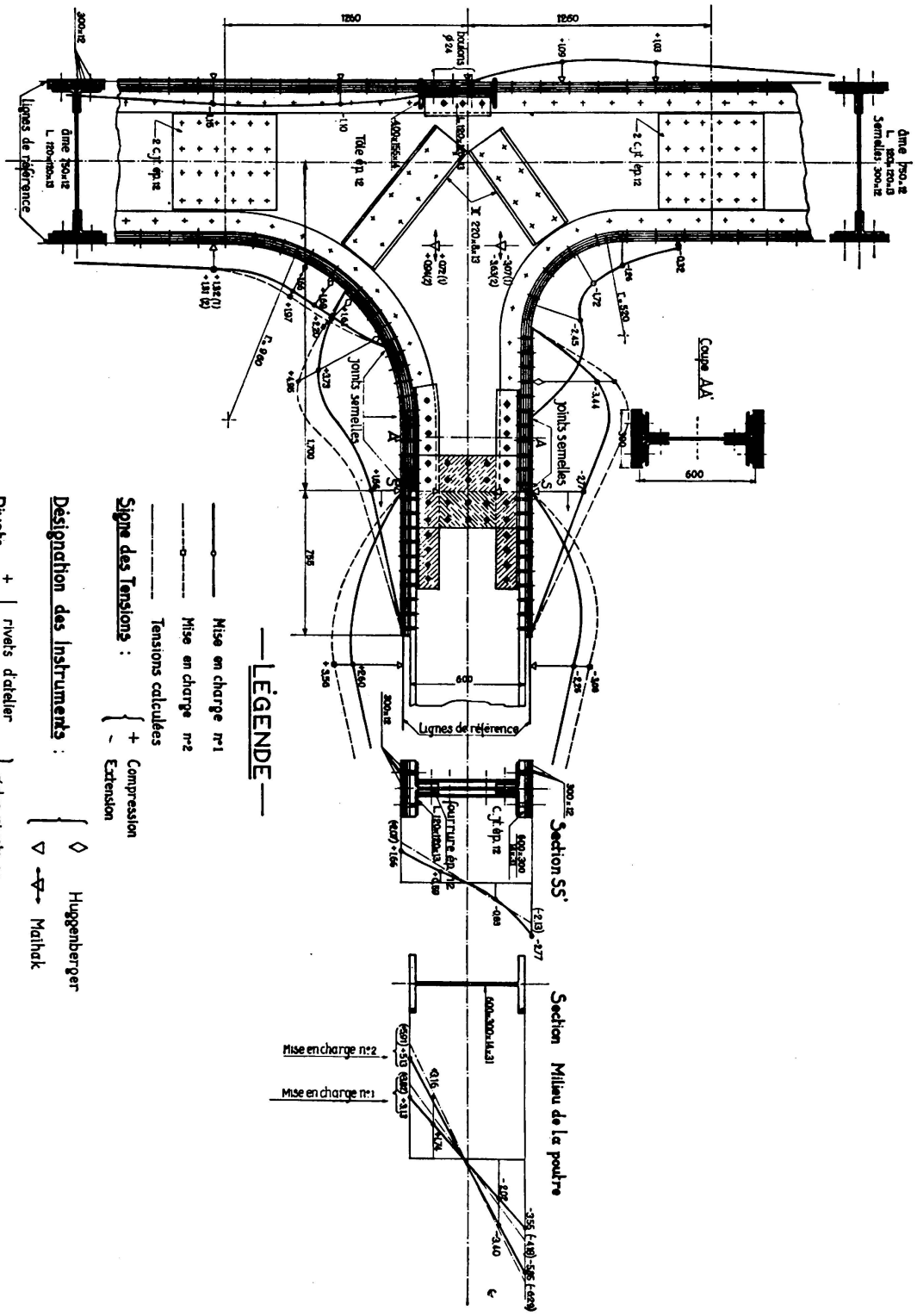

Fig. 2.

bemerkt, daß die Gesamtbreite des Knotens an den Säulen 2052 mm beträgt bei einem Achsabstand der Balken von 5000 mm. Nach den Empfehlungen von Herrn *Vierendeel* hätte man 3333 mm gebraucht. Schließlich war die

Säulenentfernung 16 m und die größte Knotenbreite 1335 mm von der Säulenachse aus. Als erste Anwendung schien diese Anordnung reichlich kühn und es erscheint als sicher, daß man auch mit Rücksicht auf die Nietung nur geringe Änderungen daran anbringen könnte.

Die Versuchsergebnisse an ebenen Modellen stellten selbstverständlich nur einen Teil bei der endgültigen Wahl der Form des Knotens dar. Die Modelle wurden ganz aus Eisenblech geschnitten ohne Unterbrechung und Verbindung. Im Projekt handelte es sich um die Verbindung von flachen oder zusammengesetzten Stücken von verschiedenen Querschnitten mit Nieten, um auf diese Weise eine mit den Modellen vergleichbare Zusammenarbeit zu gewährleisten, d. h. eine wirkliche Einspannung des Balkens in den Säulen. Ferner mußte darauf Rücksicht genommen werden, daß einige dieser Verbindungen als Baustöße auszuführen waren. Im Hinblick auf die Zusammensetzung der Stützen und Träger erschienen die doppelten Knoten mit Ausrundungen aus Gründen der einfachen und richtigen Verbindung und Montage für die Planung des Bauwerkes noch vorteilhafter als nur durch die günstigen Modellversuche. Diese Folgerung war in der Tat keine Überraschung. Die Neuigkeit der Anordnungen verlangte aber alle mögliche Vorsicht; man mußte eine gewisse Sicherheit über die Möglichkeit haben, die Ausbreitung der Knoten unabhängig von ihrer Form verkleinern zu können.

Die Fig. 2 stellt einen wirklich ausgeführten Knoten dar. Er weicht von dem unter der Leitung des Verfassers ausgearbeiteten Projekt nur durch zwei dem Konstrukteur zugestandene Erleichterungen ab. Die Knotenbleche wurden kreisförmig ausgeführt, während das Projekt unten gleichseitige Hyperbeln vorsah. Der Gestalter wollte die Winkel mit der Maschine krümmen. In Wirklichkeit hat er sie auf einer Lehre warm gebogen. Die ursprüngliche Form hätte so gut gewahrt werden können. Trotzdem muß die Kreisform als passend bezeichnet werden. Ferner wurde der Stoß zwischen Knotenblech und Balken in den Winkeln, den Stegblechen und allen Gurtplatten mit einer Ausnahme vollständig durchgeführt. Das war aus Gründen des Transportes und der Montage nötig gewesen. Der ursprüngliche Plan sah die klassische Anordnung der Stöße vor. Diese Änderung hat keine Nachteile gezeigt, dafür aber eine genaue und angenehme Montage ermöglicht.

Wie schon gesagt wurden die gebogenen Winkel auf einer Lehre warm gekrümmt. Die Knoten des ganzen Baues von 1817 t waren gleich. Die Bleche wurden mit dem Schneidbrenner abgeschnitten und die Ränder dann mit dem pneumatischen Meißel behandelt. Alle Nietlöcher wurden durch Blechpakete mit Mehrfachbohrern hergestellt. Infolgedessen gab es auf dem Bau fast keine Nacharbeiten.

In der Beschreibung dieses Bauwerkes[1] erwähnt der Verfasser die Leichtigkeit der ganzen Bauausführung. Die Knotenanordnung hat viel dazu beigetragen und keine Widerwärtigkeiten verursacht. Sie hat auch die Baunietung auf das kleinste Maß beschränkt und bedeutend erleichtert. Fig. 2 zeigt, daß dieses Knotensystem die Durchführung des inneren Gurtes der gedrückten Stütze unterbricht, was vielleicht in Bezug auf die Quersteifigkeit ein Nachteil ist. Man hat das während des Transportes und der Aufstellung der Stützen beachtet.[1] Diese Anordnung wurde aber notwendig gemacht durch die architek-

tonische Unzulässigkeit, Verbindungen mit Winkeln aus den Flanschen der Stützen und Balken hervortreten zu lassen. Diese möglichen Nachteile wurden durch die Rechnung als zu gering befunden, um innere Winkel für eine gewisse

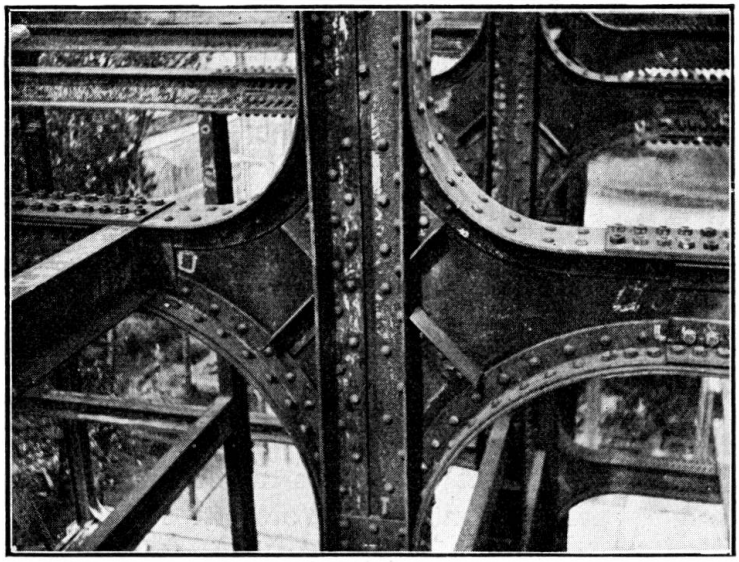

Fig. 3.

Weiterführung der Flanschen anzuwenden, da die Versteifung durch die angenieteten U-Eisen und die spätere Betonummantelung genügend erschien.

Im Gegensatz dazu wurden bei den vierarmigen Knoten (Fig. 3) aus Gründen der Steifigkeit bei Transport und Bau wie auch der Festigkeit die zwei Gurte

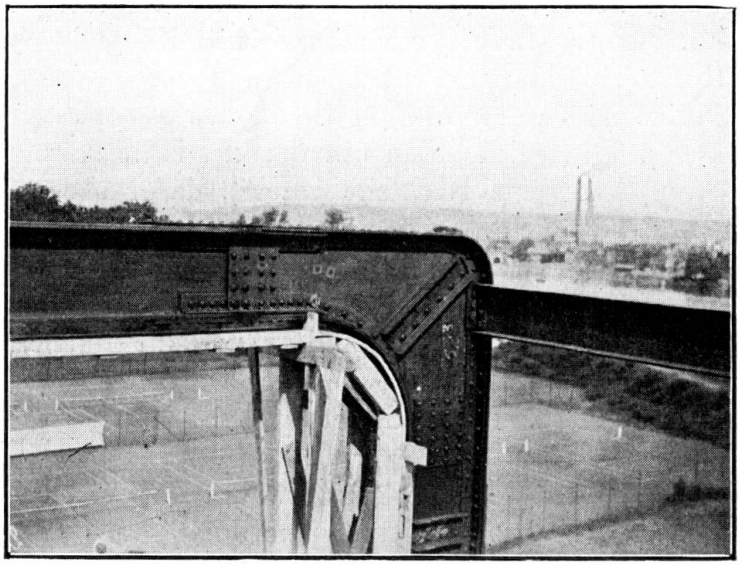

Fig. 4.

der Zwischensäulen auf die ganze Länge des Knotens durchgeführt. Die Fig. 4 und 5 zeigen die obersten Knoten der äußern und der Zwischenstützen. Fig. 6 stellt einen Musterknoten dar. Eine schon veröffentlichte Figur läßt den geringen

Platzverbrauch desselben beurteilen (siehe Fig. 1, Seite 530, Schlußbericht des 1. Kongresses, Paris 1932).

Im Jahre 1931 wurden an diesem Bau Belastungsversuche ausgeführt, die in der schon genannten Beschreibung enthalten sind.[1] Bei dieser Gelegenheit wurde ein einzelner Knoten untersucht. Die Fig. 2 gibt die Resultate im einzelnen und richtiger in Bezug auf Zusammensetzung der Verbindung wieder als die früheren Veröffentlichungen.

Die Spannungen wurden mit zwei symmetrischen Lasten von 12,5 t erzeugt. Diese waren in einem Abstand von 5,36 m für die erste Belastung und von 3,60 m für die zweite Belastung symmetrisch am 16 m-Balken aufgehängt. Man erkennt, daß die bestimmten Spannungen sehr niedrig sind und ihre

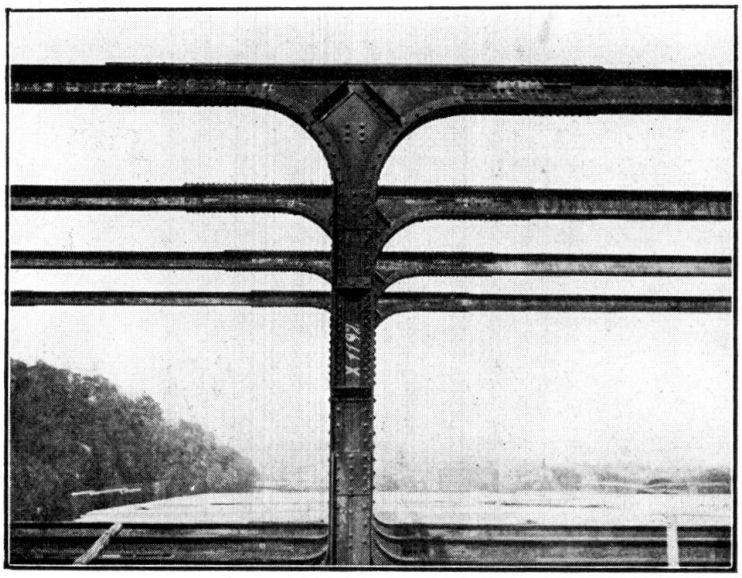

Fig. 5.

Verteilung trotz dem Unterbruch in den Stößen derjenigen der ebenen Modelle entspricht. Die Dehnungsmesser wurden nach der Längsrichtung der Flanschen aufgesetzt (Fig. 6) und ergaben Größtspannungen.

Über diese Knoten wurden verschiedene Äußerungen gemacht. *A. Vierendeel*[8] glaubt, daß diese Knoten gewiß sehr stark seien, aber teure Handarbeit bedingen. Nach ihm wäre die Anwendung der bisher üblichen Vierendeel-Knoten besser gewesen, deren Winkel also von den Stützenflanschen abstehen und nicht in sie übergehen. Weiter oben wurde gesagt, daß das aus Stilgründen nicht möglich war. Ich erlaube mir die Anfügung, daß die Wirkungen der Unstetigkeiten an den Vierendeel-Knoten nur bei sehr großen Breiten vernachlässigt werden können. Wo eine solche Lösung möglich ist, wie bei einer Brücke, und Ersparnisse bringen kann, braucht sie nicht verworfen zu werden. Zweifel an der Stichhaltigkeit dieser Kritiken über eine Einsparung sind umso eher angebracht, als in den meisten Fällen die zahlreichen sehr schwachen und gleich-

[8] Calcul d'une ossature gratte-ciel. Bulletin technique de l'Union des Ingénieurs de Louvain, n° 4. 1932.

artigen Knoten einen geringeren Anteil am Bau als an einem Vierendeel-Träger bilden.

Professor *A. de Marneffe*[9] hätte dreieckige Knotenbleche vorgezogen und glaubt an Ersparnisse bei ihrer Anwendung. Im Gegensatz zu der Kritik von *Vierendeel,* die sich auf eine persönliche Kenntnis stützt und übrigens nichts an der Rundung der Bleche aussetzt, ist diejenige des Verfassers rein theoretisch.

Die Form der verschiedenen untersuchten Modelle bewies, wie schon oben angeführt, daß die Knoten ohne vorgefaßte Meinung untersucht wurden und

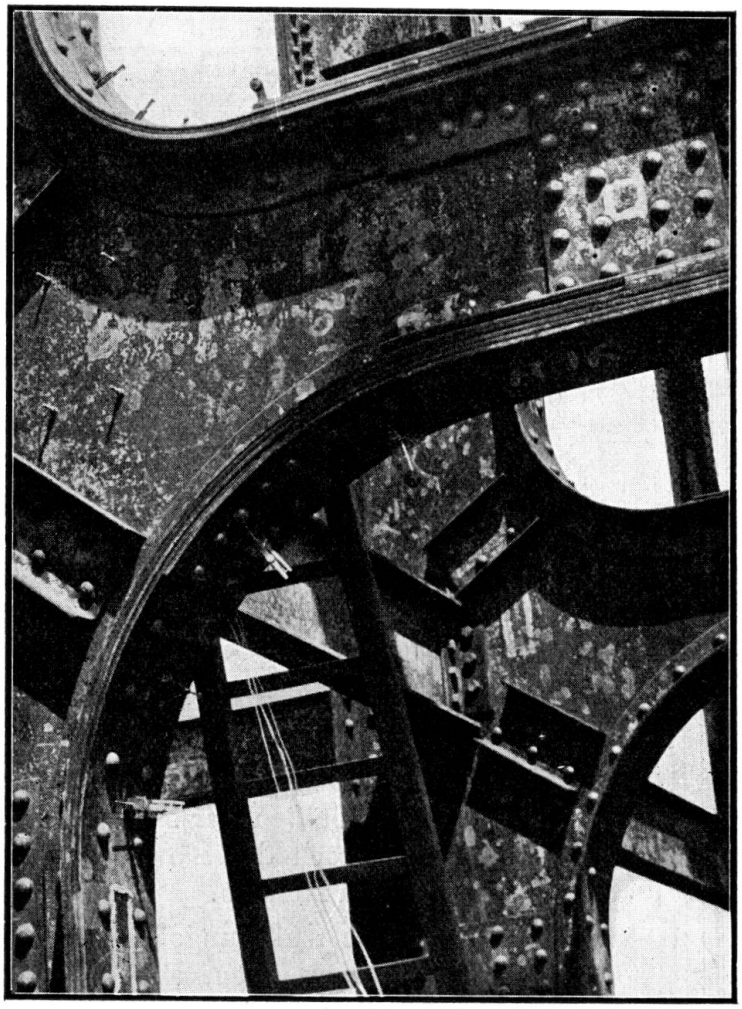

Fig. 6.

auch die dreieckigen Knotenformen in Betrachtung gezogen wurden. Die runde Blechform ist nach vollständiger Untersuchung des genau zu lösenden Problems mit Rücksicht auf alle Teile der Frage nach praktischen Gesichtspunkten gewählt worden. Es darf auch nicht vergessen werden, daß man eine vollkommene Kontinuität erreichen wollte, um alle Vorteile daraus zu ziehen. Dieses Ziel wurde auch gänzlich erreicht, was auch von *Vierendeel*[8] anerkannt und gewürdigt

[9] *A. de Marneffe:* Les réactions de l'acier vis à vis de la concurrence du béton armé. Revue Universelle des Mines, 8e série, tome X, no 5 et 6. 1934.

wurde. Es wurde durch keine genauen Studien bewiesen, daß dieses Ergebnis billiger mittels dreieckiger Knotenbleche unter den gleichen Bedingungen hätte erreicht werden können. Deshalb wurde der Verfasser durch seine Untersuchungen veranlaßt, diese mehr aus praktischen als theoretischen Gründen zu vermeiden. *A. de Marneffe* führt übrigens als wichtigen Beweggrund an, daß die Konstrukteure einfachere und billigere Verbindungen angewendet hätten, wenn sie frei gewesen wären. Obgleich das nicht bewiesen ist, kann auch nicht gesagt werden, ob die im freien Wettbewerb angebotenen Verbindungen den gleichen, dem Problem angepaßten, Bedingungen genügten. Übrigens hat das Pflichtenheft den vorgeschlagenen Knoten keineswegs verlangt, sondern lud die Bewerber ausdrücklich zu andern Vorschlägen ein. Acht bekannte belgische, luxemburgische und deutsche Konstrukteure haben am Wettbewerb mitgemacht, wovon fünf Gegenprojekte vorlegten. Einige derselben wiesen dreieckige Knotenverbindungen auf von schwierigerer Form als die vorgeschlagenen und mit ziemlichen Gewichts- und Preiserhöhungen. Im Gegensatz dazu verwendeten alle billigeren Angebote genau nur die vorgeschlagene Verbindung. Der Beweggrund ist also durch die Erfahrung selbst widerlegt. Die oben genannten Einwendungen waren nicht stichhaltig und haben deshalb den Verfasser zu keinen Abänderungen veranlaßt. Das hat seinen Grund darin, daß eine genaue und ausgedehnte Untersuchung beim Entwurf eine ernst zu nehmende Lösung ergeben muß. In diesem Sinne hatten die Erfahrungen des Verfassers ihn zu einigen Abänderungen angeregt, ohne aber die Grundlagen und die Form zu berühren. Es ist nicht außer acht zu lassen, daß die Art der Nietverbindungen verschiedene Bedingungen stellt, denen der beschriebene Knoten gerecht wird.

Es ist bemerkenswert, daß ein einziger Konstrukteur von der Möglichkeit eines geschweißten Gegenprojektes Gebrauch machte, und zwar mit einem ganz ungünstigen Resultat: Preis und Gewicht waren am größten. In der Folge sollte sich dieser Widerspruch durch die kennzeichnenden Erfolge dieses Bausystems und der Knoten bei Stahlskelettbauten bestätigen.

IV. Geschweißte Knoten an der Straßenbrücke, System Vierendeel, in Lanaye.

Eine erste Art geschweißter Knoten wurde durch Herrn *Spoliansky*, dem Mitarbeiter beim vorher beschriebenen Bau und den Modell-Versuchen, als geschweißtes Gegenprojekt für die obengenante Brücke entworfen, die 1931 durch das Ministerium der öffentlichen Bauten ausgeschrieben wurde. Dieser Bau war Gegenstand einiger Veröffentlichungen.[2], [3], [10].

Die Verbindung der starren Pfosten mit den Gurtungen hat wie der vorige Bau gerundete Knotenbleche und Flanschen mit gleichmäßigem Übergang. Sie wurden vollständig in der Werkstätte geschweißt. Die Flanschen der Gurtungen sind nicht unterbrochen. Die Montagestöße wurden genietet. Zum bessern Verständnis dieser Frage soll auf die schon wiedergegebenen Einzelheiten des Knotens verwiesen werden. (Siehe Fig. 1, Seite 255, Schlußbericht des 1. Kon-

[10] *Campus et Spoliansky:* Schlußbericht des 1. Kongresses für Brückenbau und Hochbau Paris 1932, Seiten 254 ff. — *Santilman:* Le nouveau pont de Lanaye sur le Canal Albert. Annales des Travaux Publics de Belgique, Dezember 1933.

gresses, Paris 1932.) Dieser Entwurf wurde nach den unten beschriebenen Versuchen bei der Ausführung in der Größe etwas abgeändert (vor allem wegen der Verstärkung der Pfosten, aber ohne Abänderung des Prinzips). Ein vorläufiger Versuch an einem dreidimensionalen Modell von kleinerem Maßstab wurde im Januar 1932 auf Verlangen der zuständigen Behörde im Werk des Konstrukteurs ausgeführt. Darüber wurde schon Bericht erstattet.[2], [10]

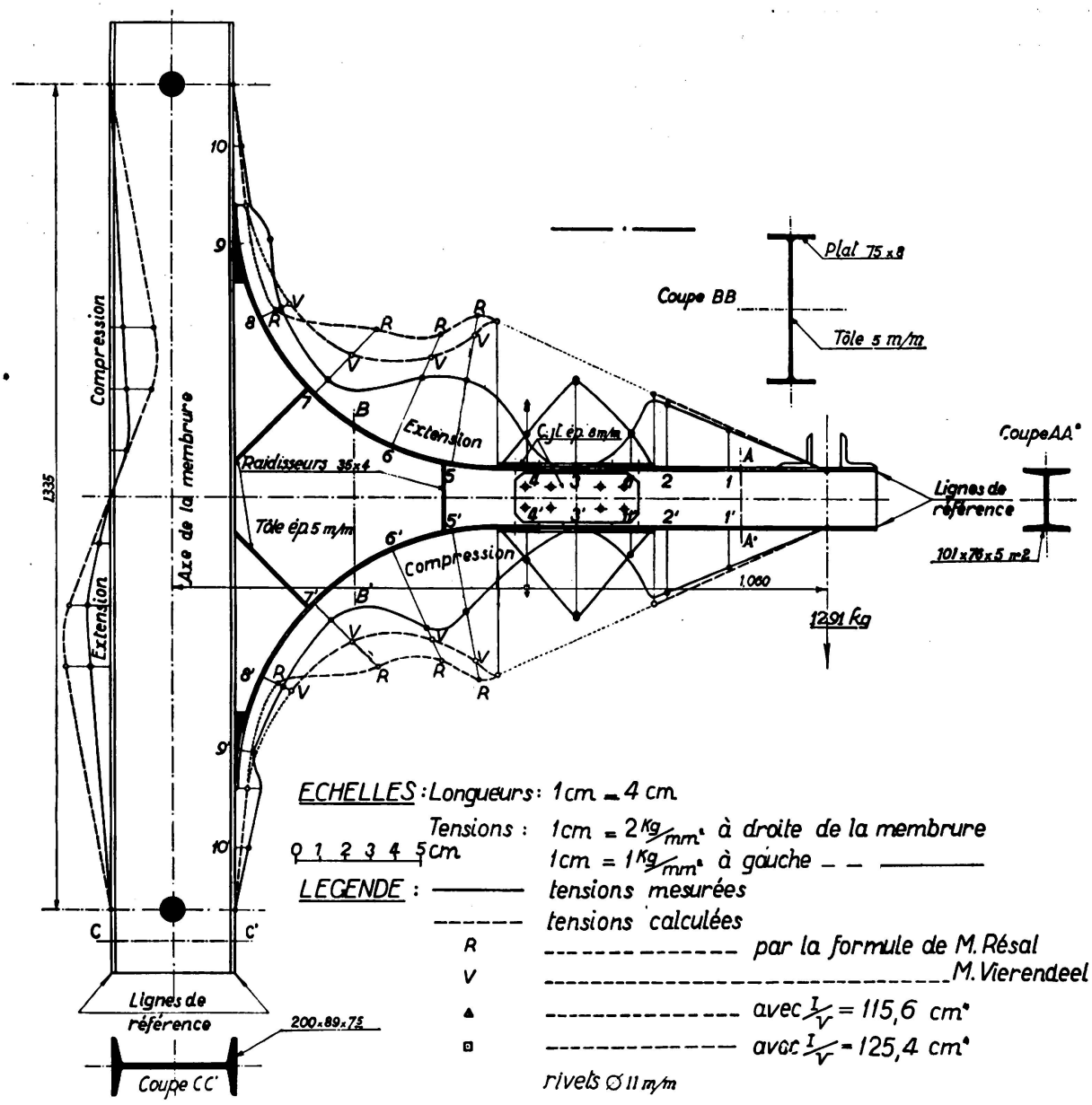

Fig. 7.

Die Fig. 7 gibt die verglichenen Resultate von Versuch und Rechnung wieder. Wie in der Fig. 2 wurde ihre Darstellung mit Berücksichtigung der Nietverbindung gewählt. Das ändert an den Ergebnissen für den eigentlichen Knoten nichts. Im Modellmaßstab entsprach die aufgebrachte Last der 1,53-fachen größten Beanspruchung des Pfostens. Die gemessenen Spannungen sind meistens klein; auf alle Fälle sind sie unter den berechneten, wo sie am größten sind.

Daran tragen zum größten Teil die unvollkommenen Rechnungsmethoden von *Vierendeel* und von *Résal* die Schuld. Weiter unten wird die Frage der Berechnung erwähnt werden. Etwas anderes mußte als Grund dieser Abweichungen auftreten. Die Messungen wurden mit Huggenberger-Dehnungsmessern ausgeführt, die paarweise symmetrisch zur Längsachse des Modelles aufgesetzt wurden. Diese waren also nicht an der Längsache der Flanschen angebracht. sondern zwischen ihr und dem Rand. Sie ergaben deshalb nicht Größtspannungen, sondern kleinere.

Man wird weiter unten sehen, daß die Spannungen in den gebogenen Flanschen nicht gleichmäßig sind, sondern von der Achse gegen die Ränder kleiner werden. Die Formeln von *Résal* und *Vierendeel* müssen mit den mittleren Werten dieser Spannungen übereinstimmen. Die Meßpunkte konnten innerhalb derjenigen sein, wo die mittleren Spannungen auftreten. Infolge der geringen Abmessungen des Modelles konnte dieser Fehler im Verhältnis zum Mittel nicht beträchtlich sein. Er kann sicher den großen Unterschied zwischen den gemessenen und den berechneten Werten nicht erklären, dessen Hauptgrund der erstgenannte sein muß.

Gerade beim Fuß des Knotens am Gurt werden die berechneten Spannungen kleiner als die gemessenen, die übrigens beide sehr klein sind. Das ist die Folge der Unstetigkeit des Knotenbleches im Flanschenanlauf. Der gebogene Flansch ist auf eine gewisse Strecke frei und nicht mit dem Blech verbunden. Daraus muß eine sekundäre Biegung entstehen, die sich durch eine Vergrößerung der gemessenen Spannungen bemerkbar macht und das Vorhandensein von Normalkräften zwischen den Flanschen und ihrer Verbindung mit dem Blech beweist. Bei der Ausführung wurden auf diese Lücke des Hauptknotenbleches kleine äußere Laschen auf beiden Seiten an die Flanschen angeschweißt. Sie müssen naturgemäß die obengenannte Erscheinung zurückdrängen, halten aber leider die Feuchtigkeit und den Staub zurück und begünstigen die Rostbildung. Das läßt sich aber durch Ausfüllung des kleinen Hohlraumes mit Zement oder Asphaltkitt vermeiden. Aus Gründen der Untersuchungsbedingungen und der Modellabmessungen wurde die Wirkung der Normalkräfte der Gurtung nicht betrachtet. Einzig Querkräfte traten auf, d. h. Biegung.

Spannungsmessungen wurden auch an beiden Seiten der Knotenbleche vorgenommen. Daraus leitete man die Hauptspannungen ab. Sie ergaben sich als sehr gering und unterhalb der Flanschspannungen, aber ziemlich mit der Berechnung übereinstimmend.

Zum Schluß wurde das Modell mehrfach dynamisch belastet und zuletzt bis zum Bruch. Dieser trat in der Nietung des Stoßes und nicht im Knoten auf. Der daraus sich ergebende Sicherheitsgrad war 6,36. Da die Verschiebungen im Modell größer als am wirklichen Knoten waren, muß der wahre Sicherheitsgrad noch größer sein.[2]

Belastungsversuche an der Brücke wurden im Mai 1933 unter Leitung des Ministeriums der öffentlichen Bauten und Mitwirkung des Verfassers und seiner gewöhnlichen Mitarbeiter durchgeführt. Es wurden Spannungsmessungen an den Pfosten und Knoten vorgenommen. Bis jetzt wurde darüber nur ein kurzer

Bericht von Herrn *Santilman,* Ingénieur principal des Ponts et Chaussées,[10] herausgegeben.

Bei diesen Versuchen wurde die Brücke mit Walzen und Lastwagen im

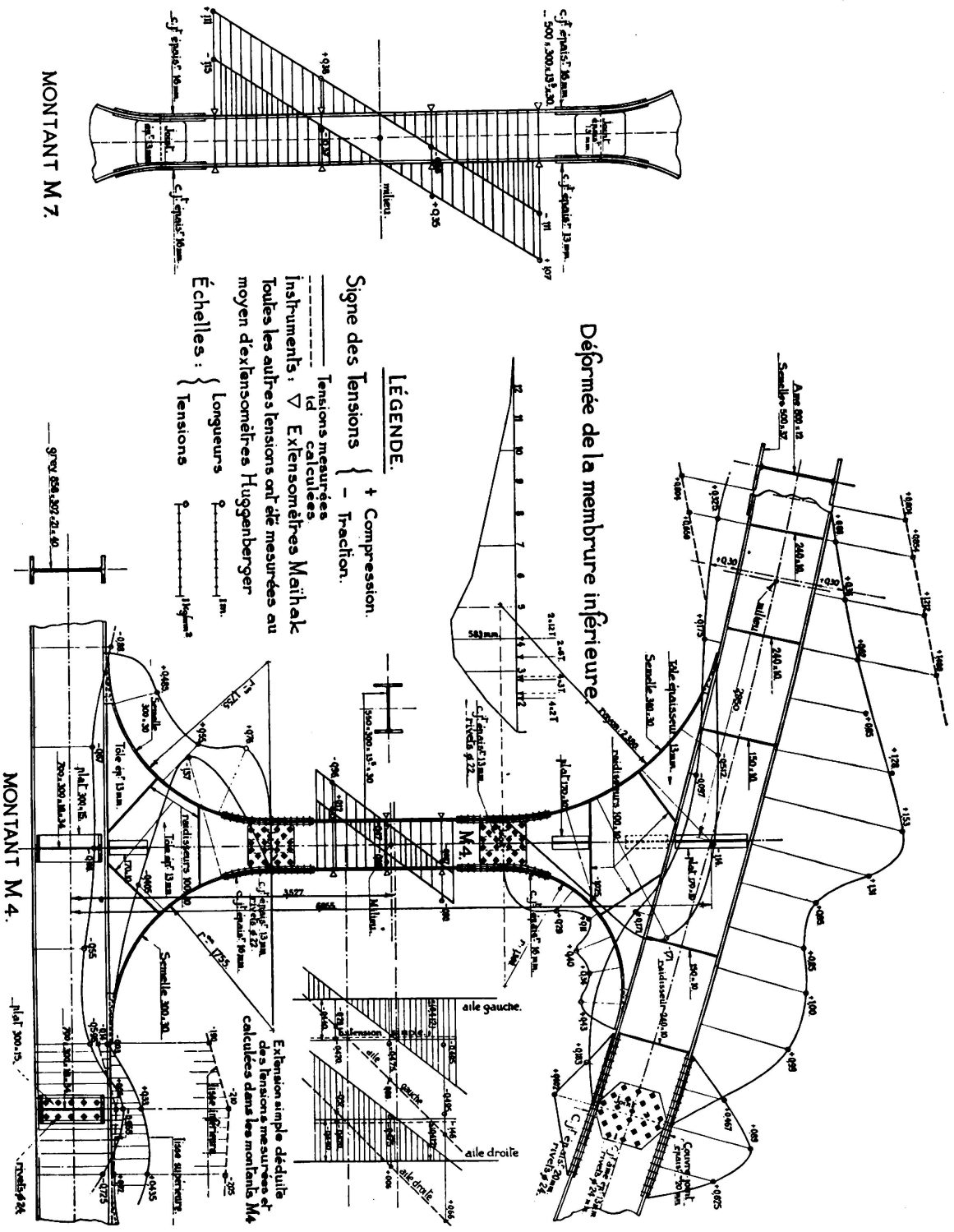

Fig. 8.

Gesamtgewicht von 56 t an den Stellen belastet, wo sie die größten Querkräfte im hauptsächlich untersuchten Pfosten M. 4 hervorriefen. Die vom Verfasser des Projektes, Herrn *Spoliansky,* berechneten Spannungen des Pfostens

und einiger Abschnitte der anstoßenden Gurtungen außerhalb der Knotenbleche sind in der Fig. 8 dargestellt; dort finden sich auch die Ergebnisse der Spannungsmessungen an den Stäben und Knoten unter Berücksichtigung der Verbindungen. Es ist zu beachten, daß an den Pfosten die Spannungen mit Dehnungsmessern System *Mahiak* in der Längsrichtung der Flanschen bestimmt wurden. Für die andern Teile wurde das System *Huggenberger* verwendet und ebenfalls in der Längsrichtung aufgestellt, wo sie überall Größtspannungen ergaben (Fig. 9).

Die gemessenen wie die berechneten Spannungen rühren von der Zusammenwirkung von Normal- und Querkräften (Biegung) her, was für den Modellknoten nicht der Fall war. Man bemerkt, daß die berechneten und gemes-

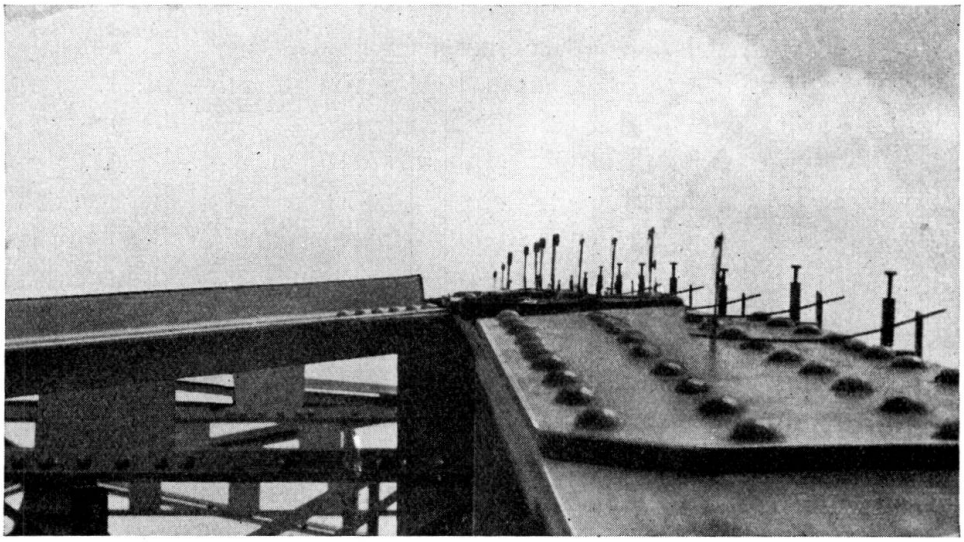

Fig. 9.

senen Achsspannungen beinahe gleich sind (gemessen 0,440 kg/mm², berechnet 0,412 kg/mm²). Im Gegensatz dazu sind die gemessenen Biegungsspannungen am selben Pfosten kleiner als die berechneten. Die Knoten vermindern diese also. Die Momentennullpunkte der Pfosten M. 4 und M. 7 befinden sich ganz nahe ihrer Mitte, während die Rechnung ihnen eine Lage näher der unteren Gurtung zuschreibt. Wegen der versteifenden Wirkung der Knoten und der Fahrbahn ist diese Verschiebung nach oben erklärlich. Die Brückentafel besaß zwar keine Längsträger. Die gemessenen Spannungen an den Gurtflanschen sind bedeutend kleiner als die berechneten. Die größten an den gebogenen Flanschen bestimmten Spannungen erreichen sehr geringe Werte, trotz der Überlastung der Brücke. Man bemerkt auch die sehr regelmäßige Spannungsänderung auf die Länge der Flanschen, was auf eine sehr regelmäßige Beanspruchung der Schweißnähte entsprechend der Berechnung hinweist. Die aus den Messungen abgeleiteten Achsspannungen der beiden Gurten befinden sich beträchtlich unter denjenigen der Rechnung. Für den Obergurt 4—5 ergibt die Rechnung + 0,804 kg/mm², die Messung + 0,300 kg/mm² (Druckspannung). Für den Untergurt 3—4 sind die entsprechenden Werte — 1,022 kg/mm² und — 0,312 kg/mm² (Zugspannung). Das läßt sich sehr schwer erklären. Man muß

annehmen, daß diese Messungen für die Bestimmung der Normalkräfte in den Flanschen nicht vollständig genug sind, was übrigens nicht ihr Ziel war. Außer dem wichtigen Einfluß der Knoten muß die verteilende Wirkung der Fahrbahn erwähnt werden; sie muß die Berechnung bei Anwendung von Einflußlinien und Einzellasten merklich stören. Es gibt ferner noch andere störende Gründe für die Verminderung der Spannungen und Verformungen. Insgesamt hat sich die Brücke als sehr steif erwiesen. Die größte beobachtete Durchbiegung unter der Last von 56 t hat 8 mm nicht überschritten, was bei einer Spannweite von 68 m ungefähr ein Zehntausendstel beträgt.

Es ist auffallend, daß zwischen den Versuchsergebnissen an Modellen und an wirklichen Knoten eine große Ähnlichkeit besteht, da bei letztern die Wirkung der Längskräfte in den Gurten und Pfosten auch erfaßt werden.

In Bezug auf die Knoten ist die Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Fig. 1, Modell IV mit gebogenen Knotenblechen ausgezeichnet. Man kann feststellen, daß die größten Spannungen in Fig. 8 wie in den Fig. 1, 2 und 7 an den äußersten Fasern der runden Knoten in geringem Abstand vom Beginn derselben am Riegel mit dem größten Moment auftreten. Diese Tatsache hat die Eigenschaft einer konstanten Regel.

Versuche am Modell und an der fertigen Brücke zeigen die Überbemessung der Knoten an der Lanaye-Brücke deutlich; im weitern beweisen sie durch die Gleichmäßigkeit der Ergebnisse die Güte der Form der Knoten und ihrer Ausführung.

Diese Knoten haben eine besondere Bedeutung, da sie die ersten starren und geschweißten Knoten darstellen, als wichtigste Teile der größten im Jahre 1933 bestehenden geschweißten Brücke. Zusammen bilden sie die wesentliche Eigenheit der ersten geschweißten Brücke für schweren Verkehr mit einer Spannweite von nahezu 70 Meter. Ihr großer Widerstand gegen bewegliche Belastung wurde durch die Versuche bestätigt. Sie hat sich seit drei Jahren im Betrieb sehr gut bewährt.

Man erkennt, daß diese Knoten viel einfacher, besser und billiger als diejenigen des kurz vorher gebauten Stellwerks im Bahnhof von Stendal sind.[11]

Die Knoten der Brücke von Lanaye wurden von Dr. Ing. *Krabbe*[12] nach einem sehr kurzen Bericht von Dr. phil. *Ihlenburg*[12] über den oben genannten Aufsatz von *Santilman*[10] sehr ungünstig beurteilt.

Diese Auffassung rührt von einer ungenügenden Kenntnis her, da ihr Verfasser sich vorstellt, daß an der oberen Gurtung auf beiden Seiten des Pfostens M. 4 Zugspannungen gemessen worden seien, während es in der Tat Druckspannungen waren. Das Urteil des Dr. Ing. *Krabbe* beruht auf einem Unterschied der Vorzeichenbedeutung. Wir werden später auf die Hauptpunkte dieser Kritik zurückkommen.

V. Geschweißte Knoten am Stahlskelettbau des Institutes für Bauwesen in Val-Benoît in Lüttich.

Dieser Bau wurde anfangs 1932 ausgeschrieben und Ende 1933 fertiggestellt. Die Versuche über die geschweißten Knoten fanden im Februar/März 1933 vor den Versuchen an ausgeführten Knoten der Brücke in Lanaye statt.

---

[11] Der Bauingenieur, 6. November 1931. Annales des Travaux Publics de Belgique, février 1932.

[12] Der Bauingenieur, 1934, Seiten 307 und 460.

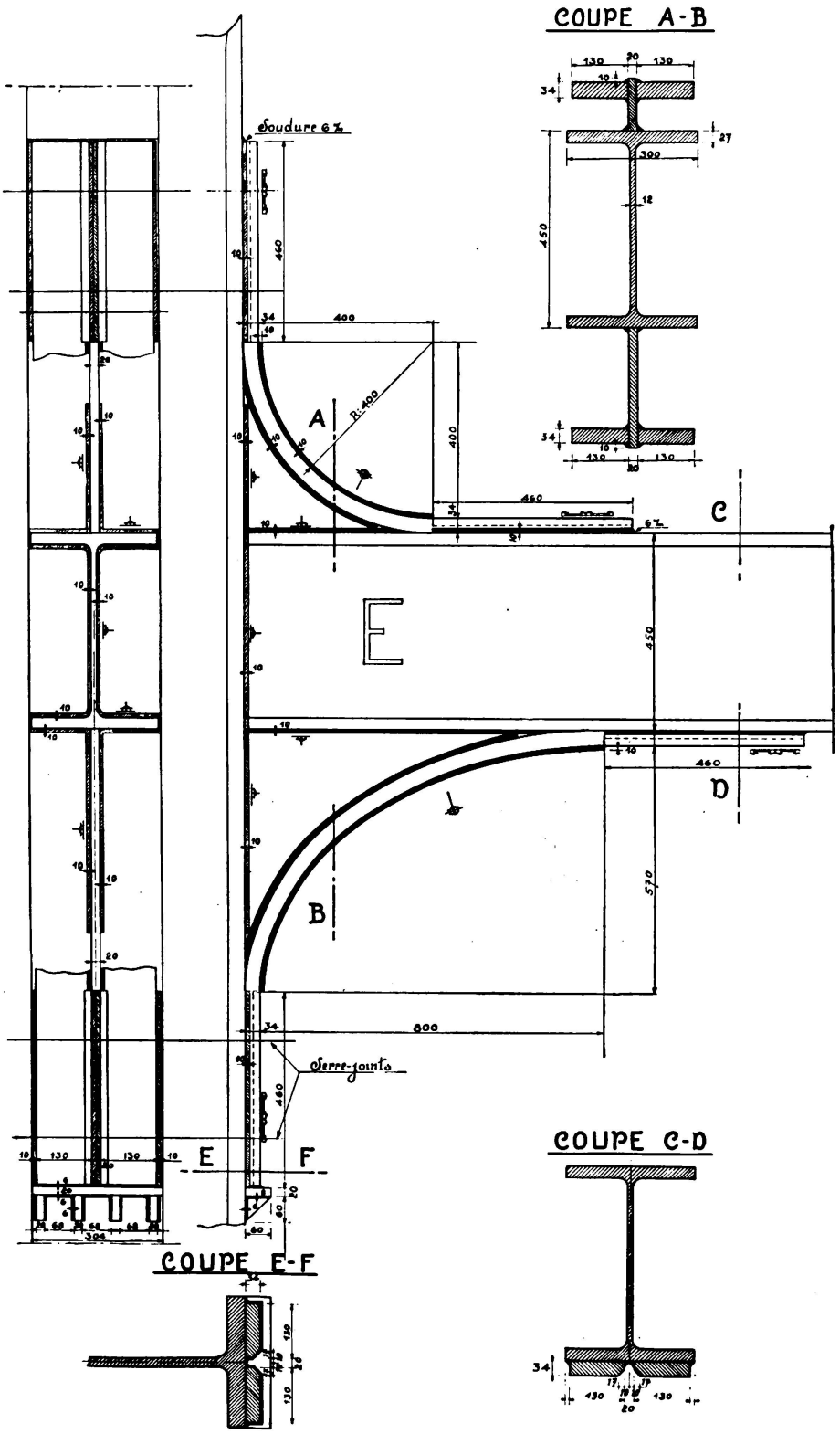

Fig. 10.

Die Fig. 10 gibt den dafür entworfenen Knotentyp wieder, der als Grundlage für die Ausschreibung diente. Seine Merkmale sind die folgenden:

1. Der Radius des gerundeten oberen Knotenbleches ist auf 400 mm vermindert worden.

2. Das untere Knotenblech ist elliptisch mit den Halbachsen 800 mm und 570 mm. (Die Ausdehnung auf den Stützen ist so auf 1488 mm beschränkt, was weniger als $^1/_3$ anstatt $^2/_3$ der normalen Balkenentfernung ausmacht.)
3. Alle Verbindungen sind geschweißt; der Baustoß ist bei der Verbindung der Stützen mit den Balken und den an diesen angeschlossenen Knoten. Ein kleines auf die Stütze aufgeschweißtes Konsolauflager unter dem Knoten dient als Richtunterlage. Alle Bauschweißungen sind senkrecht.
4. Die gebogenen Flanschen am Rande der Bleche sind in zwei Teilen mit doppelten Nähten daran angeschweißt. So verhindert man jede Unterbrechung beim Übergang der Bleche und Flanschen und erhält eine vollkommene Schweißung.

Gegenüber den früher beschriebenen Knoten stellen sie auf Grund der Versuche der Abschnitte II und III einen bemerkenswerten Fortschritt dar.

In Bezug auf die Schweißung stellen sie eine besondere, schon sehr entwickelte Form dar, obschon es sich um einen von der Knotenform der Brücke in Lanaye unabhängigen Entwurf handelt. Man könnte vielleicht die Anhäufung von Schweißnähten am Stoß der gebogenen Flanschen und des Bleches beanstanden. Es handelt sich um Nähte mit 10 mm Grundlinie. Ihre spiegelgleiche Anordnung ist günstiger mit Rücksicht auf Wärmespannungen. Im Gegensatz dazu muß die große Steife der Flanschen und Knotenbleche anerkannt werden (bei letzteren wegen ihrer geringen Ausdehnung). Man wollte eine leichte Montage und eine einfache Bauschweißung erreichen, was auch vollständig gelungen ist. Diese Aufzählung zeigt, daß beim Entwurf für einen solchen Knoten sehr viele technische Faktoren zu berücksichtigen waren, außer den für das Ganze wichtigen architektonischen und wirtschaftlichen Überlegungen. Man erkennt, daß für das Projekt nur einfache Walzträger vorgesehen sind. Ferner wurden alle Knoten des Baues gleich ausgebildet.

Es war für dieses Gebäude Stahl vom Typ Etat Belge 42/50 geplant; die Träger waren breitflanschige Differdinger-Profile. Im Wettbewerb schlug die Sté. Ame. d'Ougrée-Marihaye eine Variante in Spezialstahl 58/65 vor, deren Balken und Säulen aus Normalprofilen mit aufgeschweißter Flanschverstärkung bestanden. Die Vorteile technischer und wirtschaftlicher Art führten zur Annahme dieses Angebotes. Weder an den Hauptabmessungen der Binderentfernungen noch an den Abmessungen, Formen und Grundlagen der Knoten wurde etwas abgeändert. Es wurde einzig abgemacht, daß die runden Flanschen und die eigentlichen Knotenbleche in Stahl 42/50 auszuführen seien.

Die Schweißarbeiten im Werk wie auf dem Bau wurden sorgfältig überwacht. Die Ausführung der Knoten gestaltete sich dank einer ausgezeichneten Arbeitseinteilung sehr leicht. Die Flanschen wurden auf Lehren gekrümmt und die Knotenbleche wie bei der Nietkonstruktion des Abschnitts III behandelt. Durch Anwendung von sinnreichem Befestigungsmaterial ließ sich eine Reihenherstellung erzielen. Die Säulen und die mit ihren Knotenblechen versehenen Balken kamen ohne Unfall auf dem Bauplatz an. Die Montage und die Schweißung der Knoten an den Säulen geschah auf dem Bau mitten im Winter ohne Schwierigkeiten und mit großer Genauigkeit.

Diese Arbeit wurde etwa gleichzeitig mit der an der Brücke von Lanaye ausgeführt; sie wurde zwar später angefangen, aber früher beendigt. Die Versuche

darüber fanden im Februar/März 1933 statt, während die entsprechenden dort im folgenden Monat Mai zur Durchführung kam.

In konstruktiver Hinsicht bestätigte sie nicht nur den Erfolg bei der Lanaye-Brücke, sondern ergänzte ihn durch einen neuen Fortschritt, nämlich der vollständigen Schweißung ohne ein einziges Loch, Niet oder Bolzen, neben der teilweisen Schweißung der Brücke. Andererseits bewiesen auch die Versuche an diesem Gebäude (worüber noch kein Bericht vorliegt), die Lehren der früher wiedergegebenen Erfahrungen.

Diese Versuche konnten in der fertigen Konstruktion mit großer Genauigkeit und wegen der Belastung durch eine hydraulische Presse mit großer Einfachheit durchgeführt werden. Die Wiederholung der Messungen war sehr erleichtert, die Kraftwirkung stark zunehmend und stoßfrei, was Unregelmäßigkeiten der Meßgeräte vermied; die Kraftwirkung sowie ihr Angriffspunkt waren genau bekannt und erlaubten eine einfache Berechnung. Die Prüfung der verschiedenen Knotentypen konnte deshalb sehr weit getrieben werden.

Die zulässigen Spannungen der Rechnung betrugen 20 kg/mm². Im Verlaufe der Versuche überschritt man in den Balken die Spannungen von 15 kg/mm² nicht, die 16 kg/mm² der Rechnung entsprechen. Unter diesen Bedingungen erreichte die Spannung an den Knotenblechen ungefähr 10 kg/mm²; nur ausnahmsweise betrug sie 12 kg/mm².

Die Fig. 11 gibt die Ergebnisse eines Belastungsversuches am Verbindungsknoten eines Zwischenträgers mit einer äußeren Stütze wieder. Die Kurven stellen die an verschiedenen Orten des Knotens bestimmten Spannungen dar: Äußerer Rand der gebogenen Knotenbleche, gebogene Flanschen, Flanschen der Balken und Stützen. Es läßt sich feststellen, daß die Spannungen an den Blechrändern gewiß örtlich größer sind, als an den Flanschen. Diese letztern sind aber viel gleichmäßiger und wenig unterhalb der aufgenommenen mittleren Randspannungen. Die zunehmende Übertragung der Beanspruchungen durch die Ränder der gebogenen Flanschen ist sehr umstritten. Wenn berücksichtigt wird, daß die an den Flanschen bestimmten Spannungen meistens unterhalb ihrer Mittel liegen (wegen der Veränderlichkeit in der Breitenrichtung) und daß die Flanschen einen großen Querschnitt haben, erklärt es sich, daß diese beträchtliche Beanspruchungen richtig übertragen können.

Die gleichen Schlußfolgerungen gelten auch für die Flanschen der zweiarmigen Knoten (Fig. 12); die Spannungen an den Blechrändern sind dort nur wenig höher als die der Flanschen, die sehr beträchtliche Kräfte übertragen. Diese Figur zeigt, daß trotz der oberen Abrundung der Rahmenecke die Spannungen in der oberen Decklasche sehr klein sind. Das hat dazu geführt, die Spannungen im Knotenblech auf der Winkelhalbierenden zu messen. Man findet dort die größten Verformungen in einem gewissen Abstand von der oberen abgerundeten Decklasche: Zugspannungen in der Diagonale und Druckspannungen senkrecht dazu. Die obere Ausrundung ist deshalb zu gering und sollte für eine günstigere Kraftübertragung so vergrößert werden, daß die Rahmenecke ganz gebogen erscheint.

Diese Bemerkung ist interessant, da verschiedene Personen dem Verfasser ihre Zweifel über die Notwendigkeit dieser Abrundungen geäußert haben. Ihre Überflüssigkeit scheint in der Tat theoretisch leicht zu beweisen. Man hielt sich

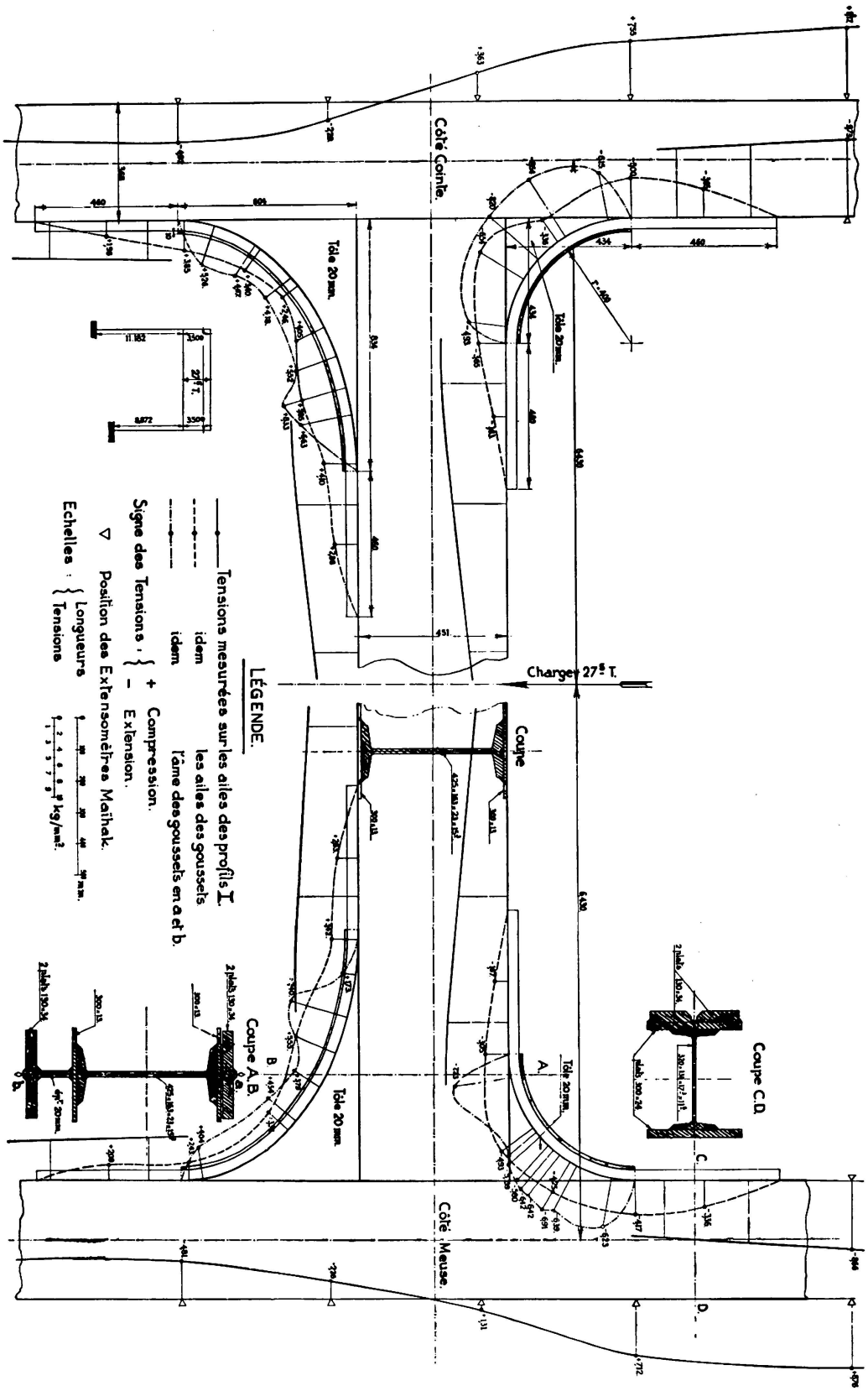

Fig. 11.

mit Rücksicht auf das Aussehen und die Wirtschaftlichkeit praktisch an ein vernünftiges Maß und erreichte anscheinend eine genügende Festigkeit. Die Fig. 13 enthält die Spannungen in einem dreiarmigen Firstknoten, die, wie die vorher-

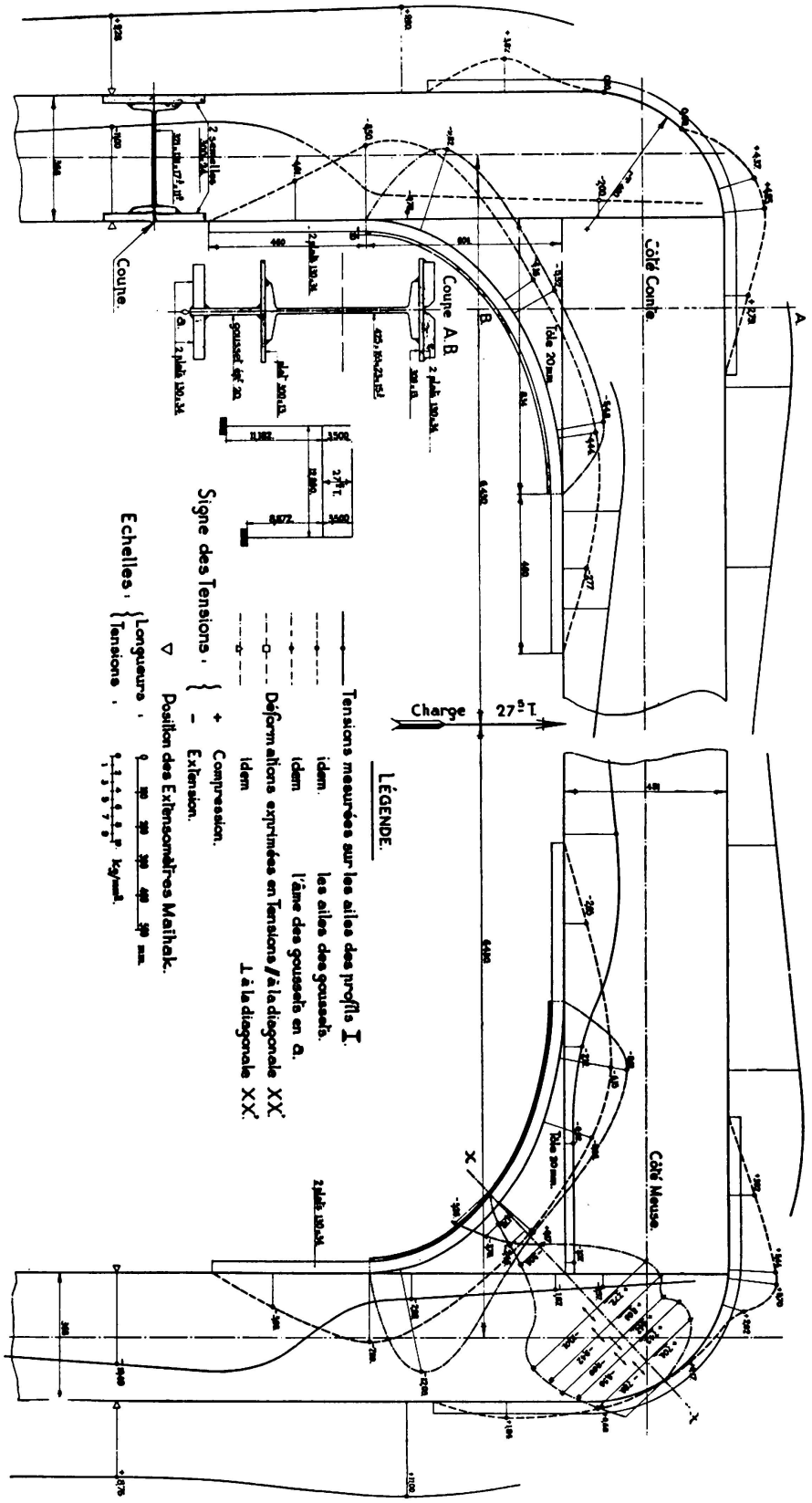

Fig. 12.

gehenden, zufriedenstellend waren. Der Knoten scheint hier zwar etwas zu groß wegen der Gleichheit der Ausführung im ganzen Bau. Die Belastung erfolgte auf einen Kragträger und übte ein Moment auf den Knoten aus; die Verteilung

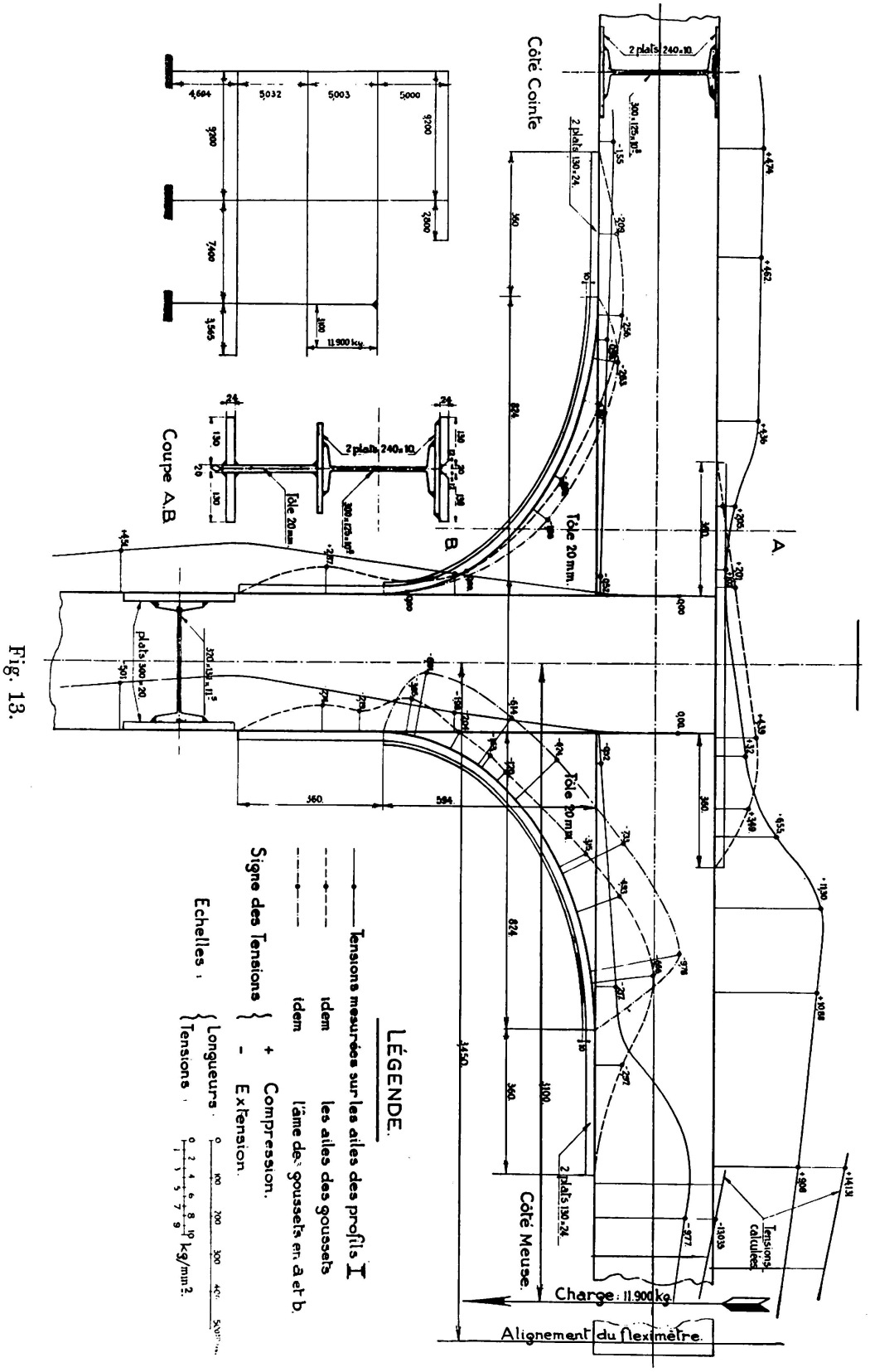

Fig. 13.

dieses Kräftepaares auf die beiden andern Balken geht gut aus den gemessenen Spannungskurven hervor.

Dieselben Beobachtungen lassen sich an der Fig. 14 bei einem vierarmigen

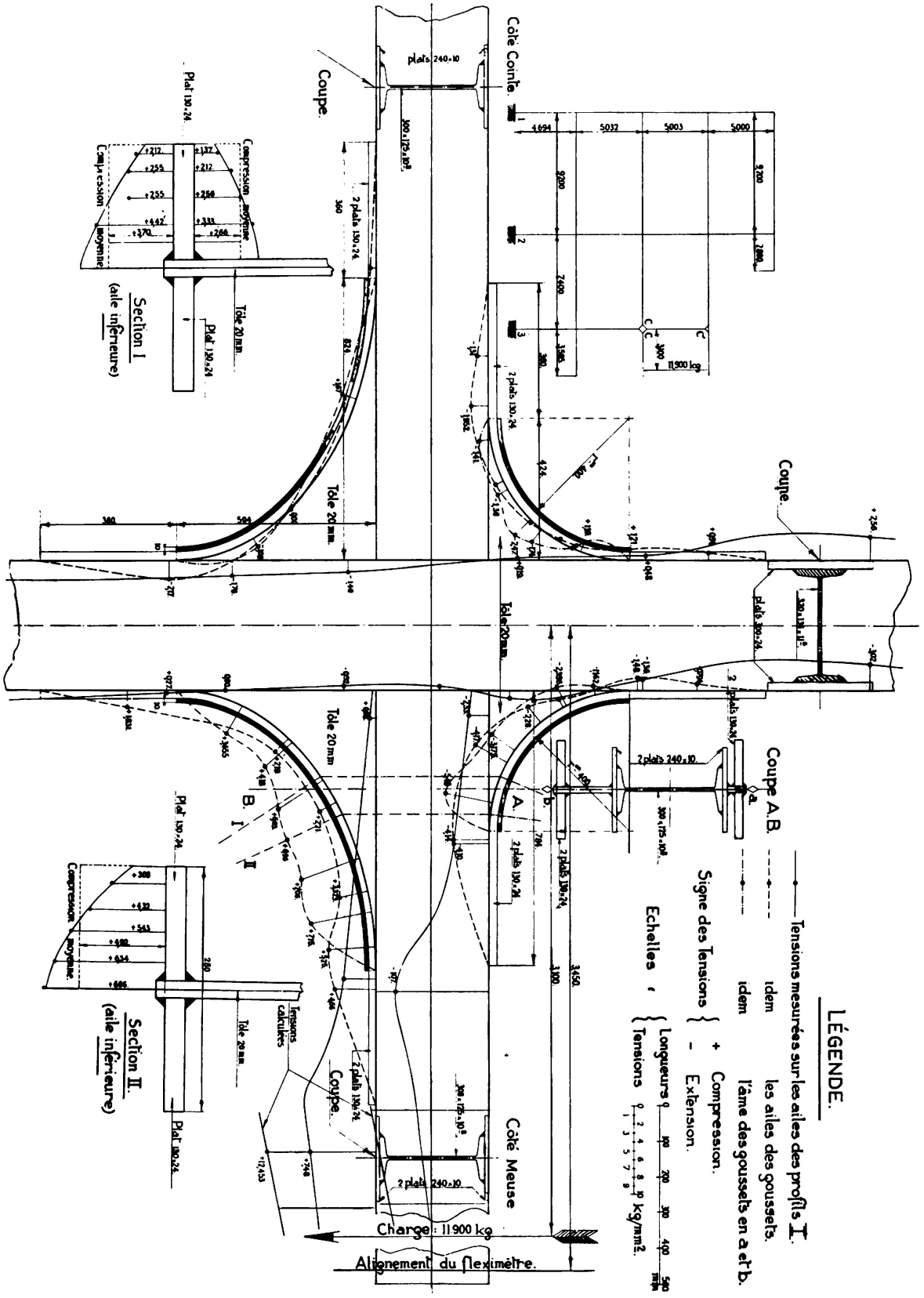

Fig. 14.

Knoten machen. Im weitern gibt sie zwei Kurven über die Spannungsänderung in der Querrichtung auf beiden Seiten der gebogenen Flanschen wieder. Man ersieht daraus, daß diese Änderung im allgemeinen parabolisch verläuft und die

mittlere Spannung ungefähr im Viertel der Flanschbreite auftritt. Sie unterscheidet sich weniger vom Maximum in der Achse als vom Minimum an den Rändern. Ein Vergleich mit der Berechnung wird später behandelt werden.

Aus diesen Versuchen läßt sich folgern:

1. Die an den äußersten Blechrändern erhobenen Spannungskurven haben einen ähnlichen Verlauf wie in den früher geschriebenen Versuchen.
2. Die Größtspannungen treten in einem gewissen Abstand vom Anfang des gebogenen Knotens am Stab mit dem größten Biegemoment auf.
3. Die elliptische Form der Knotenbleche sichert eine gewisse Gleichförmigkeit der Spannungen in den krummen Flanschen entsprechend ihrem Zweck. Diese Spannungen sind auch viel gleichmäßiger als die an den Blechrändern bestimmten.
4. Die krummen Flanschen übertragen bedeutende Kräfte.
5. Die Übertragung der Kräfte von den gebogenen Flanschen des Knotens in die ebenen Flanschen der Träger und Stützen geschieht in großem Maße und sehr regelmäßig. Die Schweißnähte sind nach dem Grundsatz gleichen Widerstandes berechnet.
6. Die Spannungen der gebogenen Flanschen ändern in der Querrichtung: Der Größtwert liegt in der Achse und die Kleinstwerte an den Rändern, während die Spannungsmittel ungefähr dazwischen in der Mitte liegen.

Da der Bericht hauptsächlich der Untersuchung der Knoten gewidmet ist, wurde ihre allgemeine Verstärkungswirkung, wie sie aus der Untersuchung des gesamten Bauwerkes hervorgeht, nur mit der Feststellung gestreift, daß da, wo die Spannungen mit Sicherheit berechnet werden können, sie im allgemeinen unter den gemessenen liegen.

VI. Geschweißte und genietete Knoten am Gebäude der Thermodynamischen Versuchsanstalt in Val-Benoît in Lüttich.

Im Jahre 1933 schrieb das technische Büro für die neuen Universitätsbauten die Erstellung dieses Gebäudes aus. Es war von derselben Art wie das Bauinstitut, d. h. durchlaufend, gänzlich geschweißt und in Stahl 58/65 kg/mm². Von seinen verschiedenen Verbesserungen werden hier nur diejenigen an den Knoten behandelt. Abmessungen und Formen derselben sind ganz denen in Abschnitt V ähnlich. Auch sie bestehen aus Stahl 42/50. Ihr Hauptunterschied besteht im Ersatz von Kehlnähten durch Stumpfnähte mit V- oder X-Form, ausgenommen bei der Verbindung der gebogenen Flanschen mit den Säulen, wo das ganz unmöglich ist. Der Zweck dieser Anordnung war, die Zusammenwirkung bis an die äußerste Grenze zu treiben, um die Sicherheit der Knoten zu erhöhen und die Möglichkeit einer Verkleinerung vorzubereiten.

Die Fig. 15 zeigt den so entworfenen Knoten. Man sieht, daß die Knotenbleche im Werk an die Stützen angeschweißt worden sind, wie bei der Brücke in Lanaye. Der geschweißte Baustoß der Balken mit den Knoten ist schief angeordnet. Gegenüber den früher beschriebenen Knoten ist die Zahl der Schweißungen merklich vermindert worden.

Diese Knoten wurden nicht ausgeführt. Infolge für diesen Bericht unwesentlicher Umstände stellte die beauftragte Firma das Gesuch, statt der geschweißten Knoten genietete ausführen zu können. Nach einer genauen Prüfung wurde diese Bewilligung erteilt; die Fig. 16 stellt den ausgeführten Knoten dar, wie

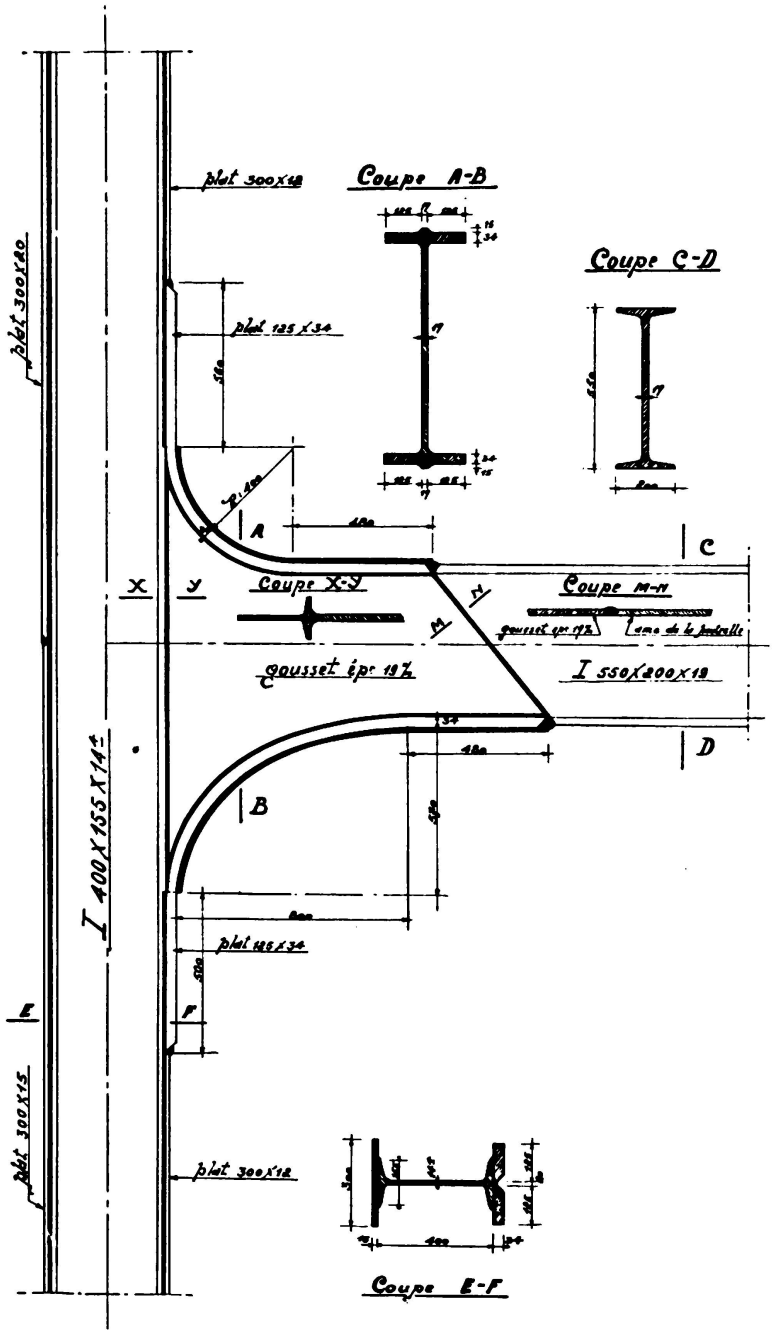

Fig. 15.

er mit den schon für die Schweißkonstruktion gelieferten und vorbereiteten Einzelteilen, durch einige Decklaschen ergänzt, ausgeführt wurde. Der Baustoß wurde ungefähr wie am genieteten Bau des Abschnitts III angeordnet und die Arbeiten und Verbindungen auf dem Bauplatz wurden ohne Schwierigkeit durchgeführt.

Wegen des geringen Gewichts und dem Rückstand der Arbeiten wurden keine Versuche ausgeführt. Auch der Knotentyp und seine Umwandlung werden hier nur erwähnt, um die Richtung des Entwurfes geschweißter Knoten für diese Bauart zu zeigen und die Leichtigkeit der Ersetzung von Schweißung durch

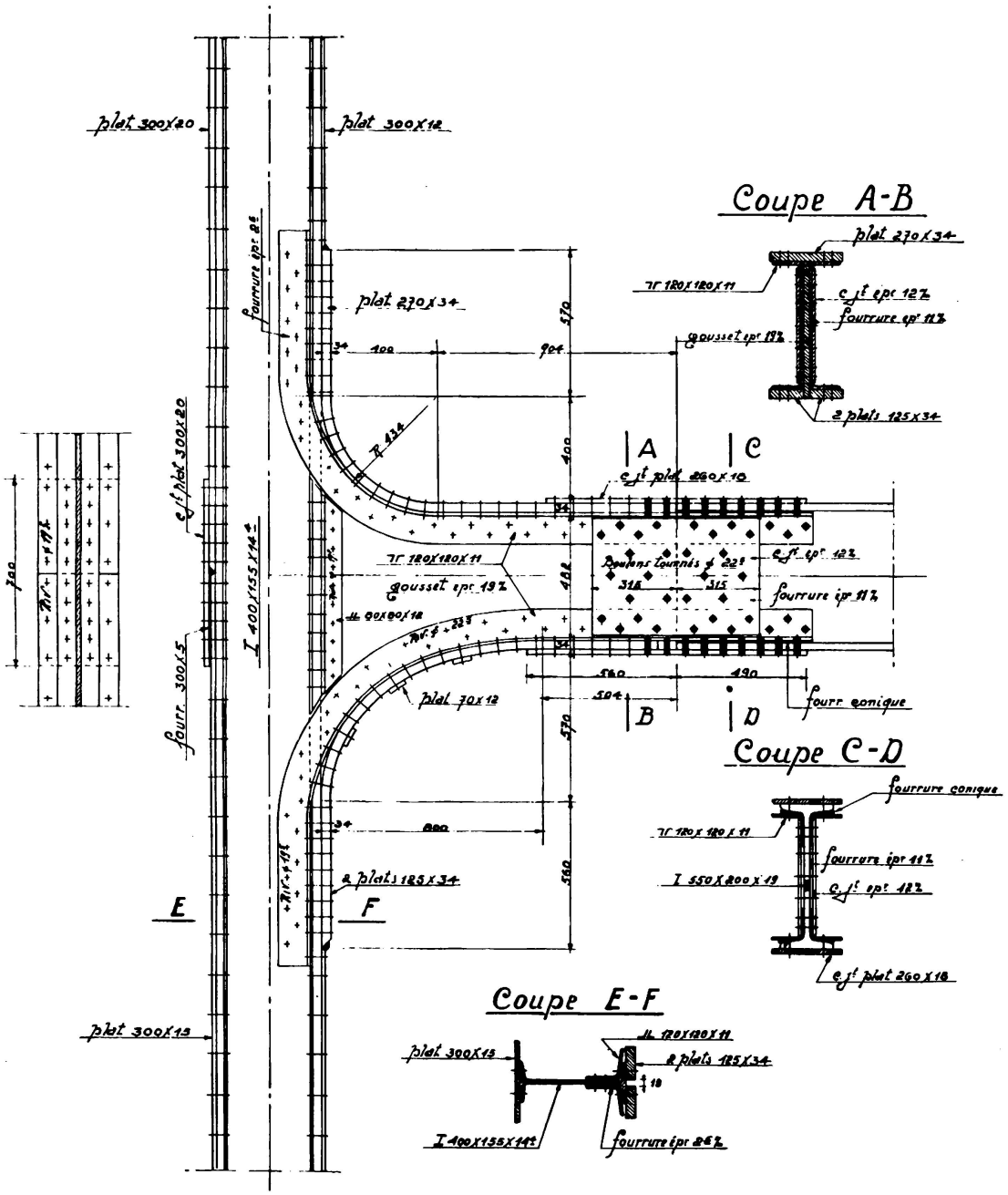

Fig. 16.

Nietung ohne Änderung der Form zu erwähnen. Das beruht auf der besonderen Anpassung des Musters an eine gute Übertragung der Kräfte und der Tatsache, daß das Prinzip dieser Knoten unabhängig von der Schweißung ist. Ihr Entwurf und erste Ausführung betraf übrigens eine Nietkonstruktion. Die Schweißung ist aber ohne Zweifel für diese Art Knoten sehr günstig; sie vermeidet die Zugbeanspruchung der Niete zwischen den gebogenen Flanschen und Winkeln.

VII. Weitere Ausführungen und Untersuchungen von steifen Knoten.

Alle vorher beschriebenen Knoten haben eine tatsächliche Ähnlichkeit und einen Zusammenhang, deren Entstehung, Entwicklung und Prüfung erklärt werden. Man könnte viel über die Vermehrung der Anwendungen in Belgien und dem Ausland anführen; es genügt, darüber einen kurzen Überblick zu geben. Die Straßen-Brücken System *Vierendeel* werden gegenwärtig in Belgien viel angewendet. Vorerst wurden sie mit geschweißten Knoten und genieteten Verbindungen erstellt nach dem Typ von Lanaye. Dieses System wurde kürzlich bei der Muide-Drehbrücke in Gent angewendet[3], [13], wo nur die Knoten verkleinert wurden, wie es die Versuche von Lanaye gestatteten.

Ein neuer Fortschritt wurde 1933—34 durch die gänzliche Schweißung wie beim Bauinstitut erzielt. Er ist hauptsächlich *A. Spoliansky*, dem Verfasser des Projektes für die Brücke in Hérenthals, zuzuschreiben[3], [14]. Die Knoten bleiben vom Typus der Muide-Brücke, mit runder Form und gegenüber den Regeln *Vierendeels* kleineren Abmessungen. Eine bedeutende Zahl anderer geschweißter Vierendeel-Straßen-Brücken wurde in Belgien für das Ministerium der öffentlichen Bauten durch verschiedene Werkstätten ausgeführt. Sie sind alle den Brücken von Lanaye und Hérenthals[3], [15] auch in Bezug auf die Knoten nachgebildet, obschon fortwährend Veränderungen und Verbesserungen von Einzelheiten dazukamen. Die Konstrukteure versuchten, die geschweißten Verbindungen des Knotenüberganges unter Vermeidung der Lücke im Blech wie bei der Lanaye-Brücke (Abschnitt IV) auszuführen. Unter anderm hat man an die Gurtungen und Pfosten geschmiedete Knotenanfangsstücke geschweißt, an die die eigentlichen Knotenbleche angeschweißt wurden.[16] (Fig. 17). Die Lücke im Knotenblech ist aber teilweise noch vorhanden. Andere Gestalter haben die Form der genieteten Knoten von *Vierendeel* ohne Übergang übernommen. Es scheint, daß dieser Ingenieur lange eine Vorliebe für diesen Knotentyp bewahrte, selbst den geschweißten. Die Fig. 18 gibt einen genieteten Musterknoten dieses Ingenieurs wieder, entworfen für die Brücken von Hérenthals. Für die genieteten Vierendeel-Brücken stellt dieser Typus mit abstehenden Knoten eine gewisse Einfachheit für die Verbindung dar, ohne den Anblick zu stören.[17] Diese Form hat auch die Knotenentwürfe bei den verschiedenen genieteten Eisenbahnbrücken beeinflußt, die in den letzten Jahren in Belgien erstellt worden sind.[18] Dabei wurden mehr praktische Gesichtspunkte als eine besonders

[13] *M. Storrer:* Calcul des poutres Vierendeel du pont tournant du Muide.

A. Spoliansky: Construction du pont tournant du Muide. — L'Ossature Métallique 1933.

[14] *A. Spoliansky:* Pont C d'Hérenthals sur le Canal Albert. L'Ossature Métallique 1934.

[15] *A. Braeckman et A. Van Gaver:* Ponts de Schooton sur le Canal Albert. L'Ossature Métallique 1934. Le lancement du Pont de Bocholt. Oss. Métal. 1935. Le pont de Lanaeken-Smeermaes. Oss. Métal. 1935.

A. Spoliansky: Les ponts de Dudzeele sur les canaux de Schipdonck et de Selzaete. L'Ossature Métallique, mai 1936.

[16] *A. Vierendeel:* Cours de stabilité des constructions, tome IV, 1935, page 378.

[17] *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.

[18] 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.

gute Übertragung der Kräfte berücksichtigt. Die Sicherheit ist durch eine sehr große Bemessung gewährleistet, was durch die sehr beträchtlichen Verbreiterungen der Knoten besonders an den Gurtungen gekennzeichnet ist. Diese Form

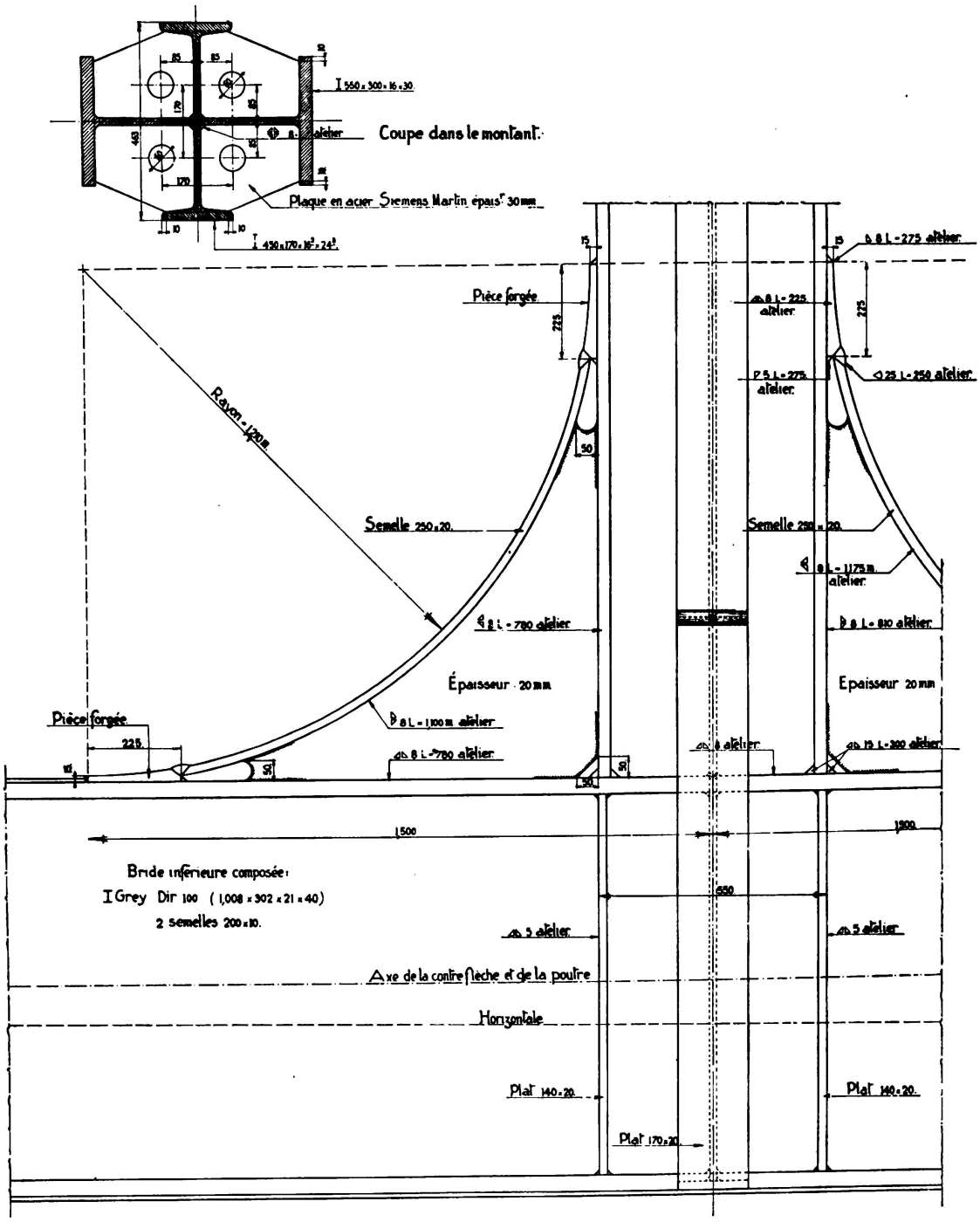

Fig. 17.

ist das Gegenteil zu derjenigen der elliptischen Knoten des Abschnitts V und VI und in diesem Sinne unverständlich. Ferner stimmt die Unstetigkeit des Anschlusses nicht mit dem Verlauf der Kraftübertragung überein. Wegen örtlichen Spannungsspitzen ist sie nicht zu verwerfen, da diese Klippe durch übergroße

Abmessungen umgangen ist. Die inneren Kräfte können sich gewiß ohne übertriebene Häufung dank der beträchtlichen Verlängerung der Knoten übertragen; davon sind gewisse Teile an den Enden notwendigerweise anscheinend unwirksam. Bei diesem geschweißten Knoten spielt die zusätzliche Länge des Knotenbleches die gleiche Rolle, wie die Verbindung der gebogenen Flanschen mit den Gurtungen und Pfosten bei der Lanaye-Brücke. Bei Schweißausführungen scheint indessen diese Knotenart den Vorzug zu verdienen und zu erhalten. Die niederländischen Ingenieure haben ihn bei der geschweißten Straßenbrücke in Nuth

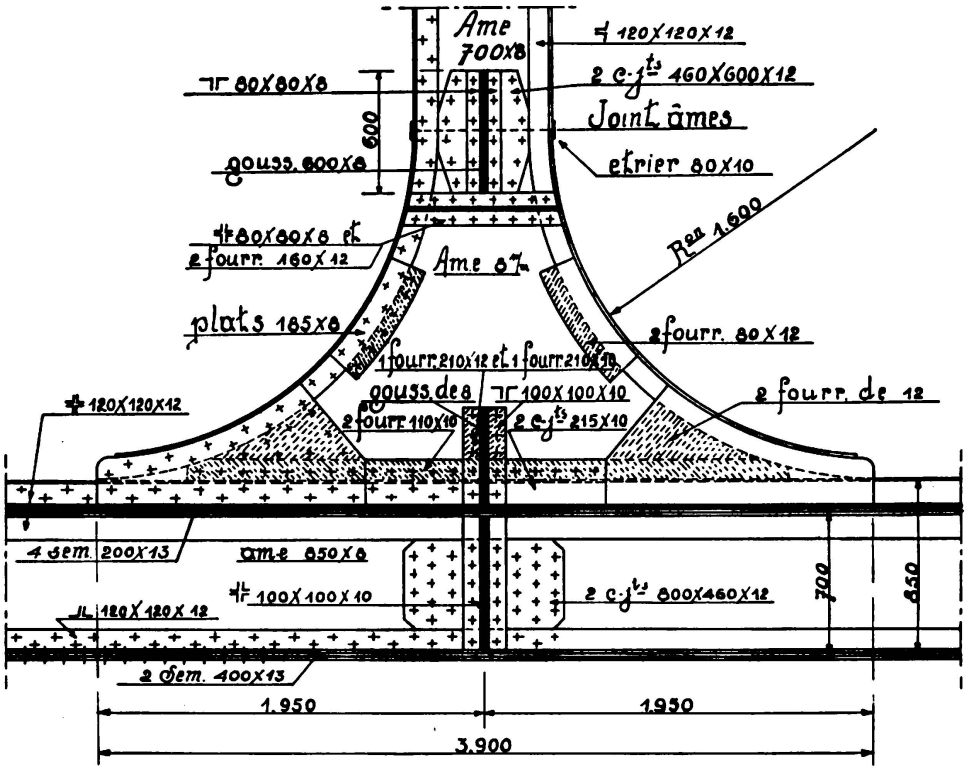

Fig. 18.

angewendet[19], wie auch die Japaner bei der Vierendeel-Hubbrücke in Mantetsu-Kawasaki-Futo.

Schon im Abschnitt IV sind die geschweißten Knoten der Vierendeel-Träger am Stellwerk im Bahnhof Stendal (Deutschland) erwähnt worden.[11] Sie unterscheiden sich vor allem durch die außergewöhnlichen Maßnahmen für die Schweißanwendung, die zu eigentlichen metallurgischen Arbeiten führten. Diese Knoten haben eine etwas besondere und bis heute alleinstehende Gestalt, auch in Bezug auf die in diesem Bericht hauptsächlich betrachtete Wirkung. Für genietete Brücken scheint ein den praktischen Ansprüchen genügender Knoten mit allmählichem Übergang ausführbar zu sein, der auch vom passendsten Typ für die Bauten des Abschnitts III abweicht, den *Vierendeel* den „Typ von Tervueren" nennt. Diese Erinnerung an den ältesten Knoten ist eine Ehrung für den Vorläufer dieses Systems. Der Verfasser erlaubt sich aber die Angabe, daß ihn die Modellversuche (Abschnitt II) und die Projektstudien im Abschnitt III dazu ge-

[19] Bulletin de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, n° 3. 1935.

führt haben, diese Form wieder aufzunehmen für eine andere Anwendung als die Vierendeel-Träger. Die Knotenform der Brücke von Tervueren war ihm damals unbekannt.

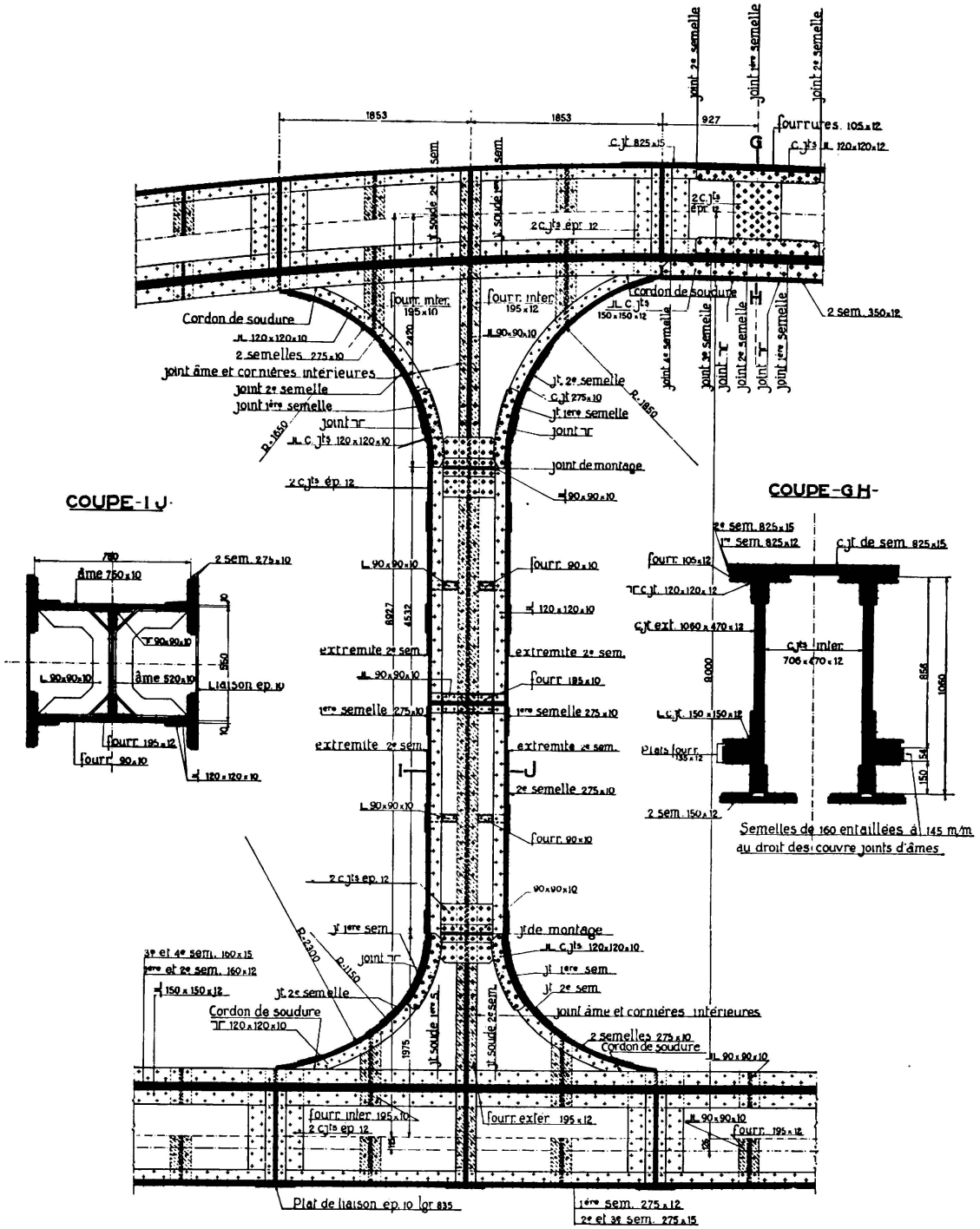

Fig. 19.

Bei den neuesten Vierendeel-Eisenbahnbrücken, die in nächster Zeit über die Maas in Val-Benoît in Lüttich erstellt werden, haben die Knoten allmähliche Übergänge und nähern sich den vorher untersuchten. Ihre Ausdehnung ist dennoch sehr beträchtlich geblieben (Fig. 19).

Auf dem Gebiete der Stockwerkrahmen wurden außer den in den Abschnitten III, V und VI genannten auch wichtige Anwendungen besonders durch Schüler des Verfassers ausgeführt. Die letzte ist das neue Laboratorien-Gebäude der Universität Gent (1934—1935). Ein anderes bemerkenswertes Gegenprojekt wurde für den wissenschaftlichen Dienst in Brüssel 1936 ausgearbeitet. Sein Verfasser ist *A. Spoliansky*. In beiden Fällen handelt es sich um Wettbewerbsprojekte oder Gegenprojekte, die zu Folge großer technischer und wirtschaftlicher Vorteile alle andern Projekte klar aus dem Felde geschlagen haben. Diese unzweideutigen Ergebnisse stimmen gut überein mit der Tatsache, daß bei den Wettbewerben für die oben beschriebenen Bauten (Abschnitt III, V und VI) alle vorgelegten Projekte mit andern Knoten und Systemen nicht berücksichtigt wurden.

In Deutschland haben die Stahlbauten des neuen Bahnhofs Duisburg geschweißte und genietete Kreisknoten mit ähnlicher Form.[20] Es ist möglich, daß andere ähnliche Ausführungen in verschiedenen Ländern besonders durch die Entwicklung der Schweißung gemacht wurden. Der Verfasser hat davon keine Kenntnis.

Die Knoten beim obengenannten Bau der Universität Gent haben oben ein sehr kleines elliptisches Knotenblech, während das untere kreisförmige Blech ziemlich ausgedehnt ist (Fig. 20). Diese Formen sind besonders in stilistischer Hinsicht vorteilhaft.

Der verstorbene Professor *H. Dustin* hat unter Mitwirkung von Professor *Gysen* Schwingungsversuche mit geschweißten Knoten des betrachteten allgemeinen Typs von Vierendeel-Brücken durchgeführt. Der Verfasser hat durch keine Veröffentlichungen die Resultate dieser Versuche erfahren.

Kürzlich wurden die ersten Resultate der Vorversuche bekannt gegeben, die in Amerika durch das National Bureau of Standards in Zusammenarbeit mit dem American Institute of Steel Construction[21] unternommen werden. Es handelt sich um ein Modell in wahrer Größe eines zweiarmigen Knotens ohne Bleche. Diese ersten Ergebnisse stehen mit denen des Verfassers nicht in Widerspruch, sondern bestätigen im Gegenteil die Spannungshäufungen am innern Winkel (siehe Abschnitt II) und die Unwirksamkeit der Teile um den äußeren Winkel, entsprechend der Kraftübertragung durch den Steg und den erhöhten Spannungen darin (siehe Abschnitt V, Fig. 12). Diese großzügigen Versuche sind an ihrem Anfang. Es kann nicht beurteilt werden, ob das Versuchsprogramm auch die Prüfung von drei- und vierarmigen Knoten umfaßt. Seine Beziehungen zu den in diesem Bericht beschriebenen Versuchen sind noch unklar.

Eine wichtige Arbeit wurde 1934 durch *C. R. Young* und *K. B. Jackson* von der Universität Toronto veröffentlicht.[22] Diese Studien ebenfalls anderer Art an Modellen von vierteiligen Stößen mit Stücken von Balken und Säulen betreffen keine Spannungs-, sondern Deformationsmessungen bis zum Bruch in Abhängigkeit von der Last. Es handelt sich nicht um Knoten der hier erklärten Art, sondern eher um einfache Stöße bei Balken mit wahrscheinlich kleinen Spann-

[20] *Krabbe und Ziertmann:* Die Empfangshalle des neuen Empfangsgebäudes im Bahnhof Duisburg. Die Bautechnik 9. 8. 35.

[21] Progress Report n° 1 on Stress distribution in Steel rigid frames. National Bureau of Standards. Washington 1936.

[22] The relative rigidity of welded and riveted connections. Bulletin 143.

weiten. Die Verfasser wählten klugerweise als charakteristische Ergebnisse ihrer Versuche die wirklichen Einspannungsgrade. Da die Stöße keine unmittelbare Verstärkung der Balken darstellen, ist der günstigste Einspannungsgrad 0,75, was der Gleichheit der Momente bei der Einspannungsstelle und der Balkenmitte für eine gleichmäßig verteilte Last entspricht. Man wird später sehen, daß gleiche Resultate durch die Form der hier untersuchten Knoten auf andere Weise erreicht werden. Diese Knotenart erlaubt durch die daraus entstehende Verstärkung eine gedachte Spannweitenverminderung der Balken. Obgleich die Arbeiten

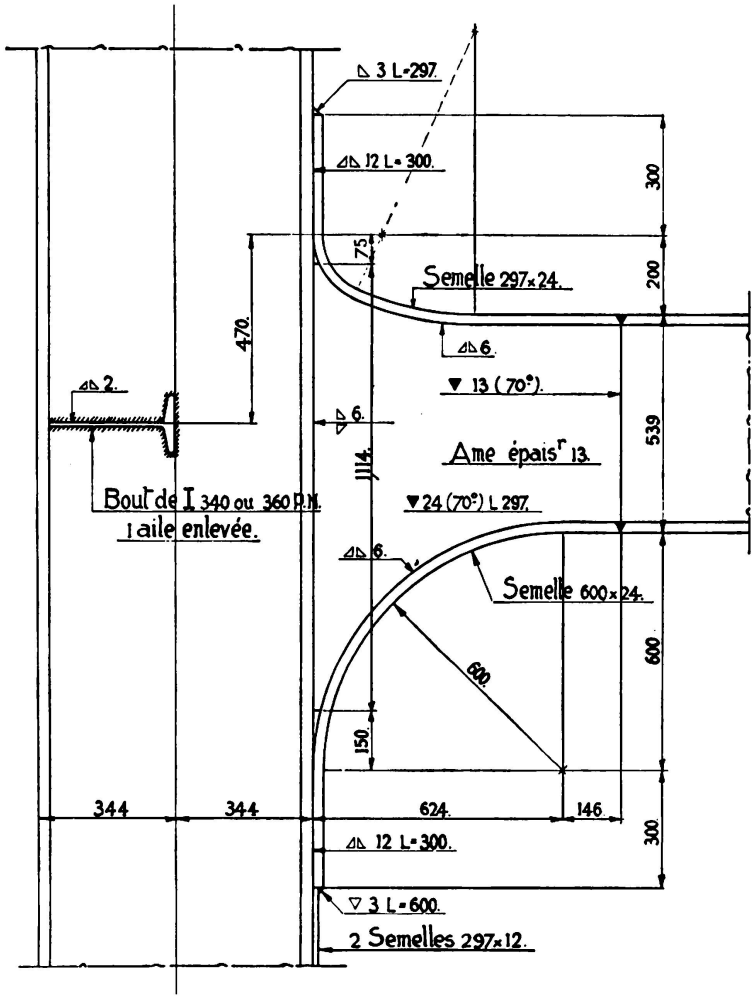

Fig. 20.

des National Bureau of Standards und von *Young* und *Jackson* ziemlich von den Forschungen und Auffassungen dieses Berichtes verschieden sind, beweisen sie zum mindesten die Erforschung der Frage in verschiedenen Kontinenten. Seine Wichtigkeit wurde auch durch *F. Bleich*[23] unterstrichen. Dieser Gegenstand ist von den Rahmenbauten untrennbar, die auch in England untersucht werden.

Eine Untersuchung des Dr. Ing. *Harry Gottfeldt*[24] möge erwähnt werden, die

[23] *F. Bleich:* La théorie et la recherche expérimentale en construction métallique. L'Ossature Métallique 1934.

[24] *H. Gottfeldt:* Einige Bemerkungen über geschweißte Brückenknoten. Der Bauingenieur, 1934, Seite 200 ff.

durch allgemeine Betrachtungen die Ansicht des Verfassers über die gerundeten Knoten bestätigt. Endlich behandelt eine ganz neue Studie von *Kayser* und *Herzog*[25] einen Modellversuch an zweiarmigen Knoten sehr eingehend. Die Ergebnisse stimmen mit denen der Fig. 12 sehr gut überein und bezeugen die im Abschnitt V über die Knotenform gemachten Beobachtungen. Ferner sind die gemessenen Spannungen durchwegs unterhalb der gerechneten. Es handelt sich indessen um ein im Prüfraum bei gut bekannten Bedingungen untersuchtes Modell.

VIII. Allgemeine Merkmale und Berechnung der steifen Knoten.

Diese Knoten müssen auf möglichst vollkommene Weise die steife Verbindung der Teile gewährleisten, d. h. die Gleichheit irgendwelcher Verschiebungen und Übertragung der innern Spannungen ohne übertriebene Beanspruchungen und örtliche Verformungen. Diese Wirkung muß mit mindestens ebenso großer Sicherheit wie die der andern Bauteile erreicht werden; die Knoten dürfen also keine schwachen Teile bilden, von denen aus der Bruch beträchtlich unterhalb der Bruchbelastung der Balken und Säulen oder Gurtungen und Pfosten beginnt. Da sie der Rechnung weniger zugänglich und den Fehlern und Zufällen mehr ausgesetzt sind, kann mit einer gewissen Berechtigung die Bedingung aufgestellt werden, daß die Knoten „starke" Teile bilden müssen ohne Gefahr für einen Bruchanfang. Vorsichtigerweise ist den unübersichtlichsten und ausgesetztesten Teilen ein größerer Sicherheitsgrad zu geben als den gut bekannten Walzprofilen oder zusammengesetzten Trägern. Nur auf diese Weise läßt sich eine gleichmäßige Sicherheit erreichen.

Diese vollständige Bestimmung zeigt deutlich die Unvollkommenheit der Knoten ohne Bleche wie vom Modell I (Abschnitt II), der Versuche des National Bureau of Standards und der untersuchten Verbindungsarten von *Young* und *Jackson*, wo der Bruch in den Stößen auftritt und örtliche Verformungen verrät. Nur starke doppelte Knotenbleche können eine wesentliche bleibende Verformung vor dem Bruch der Stöße sicherstellen. Eine diesbezügliche Untersuchung von Herrn *Rosenthal*[26] folgert auch, daß für eine genügende Übereinstimmung des Widerstandes der Vierendeel-Träger mit der Berechnung sogar doppelte Knotenbleche bei der Verbindung von Gurt und Pfosten notwendig sind. Kleine dreieckige Bleche, wie sie Herr *Rosenthal* untersucht hat, genügen kaum den genannten Anforderungen.

Alle Versuche des Verfassers an gerundeten Knoten zeigten dadurch eine bedeutende Verstärkung der Bauten. Es wurden nicht nur mäßige Spannungen gefunden, sondern auch eine allgemeine Erniedrigung der gemessenen gegenüber den berechneten im ganzen Bauteil festgestellt. Das wurde in den vorhergehenden Abschnitten wie in weiteren Veröffentlichungen auseinandergesetzt[1], [2], [10] und [27].

---

[25] *Kayser & Herzog:* Die Untersuchung zweiachsig beanspruchter Konstruktionsglieder mit Hilfe des Reißlackverfahrens. Die Bautechnik, 29. Mai 1936, Seite 314 ff.

[26] *D. Rosenthal und 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 matériauxi, n° 1 bis, 1932.

[27] *F. Campus:* Les charpentes métalliques continues. 2ème Congrès national des Sciences; Bruxelles 1935.

Bei den Stockwerkrahmen konnten diese Spannungserniedrigungen durch die Rechnung auf die Knotenverstärkung zurückgeführt werden. Man hat durch Messungen und bestätigende teilweise Rechnung ähnliche Verminderungen der Querverschiebungen (Durchbiegungen) und Winkeländerungen (Drehung der Knoten) festgestellt. Bei den Stahlskelettbauten zeigt sich das in einer fast vollständigen Einspannung der Balken in den Stützen[1] [2] und [8]. Infolge der sehr mäßigen Knotengröße stimmen die Untersuchungsergebnisse mit der Rechnung gut überein. Die Abweichungen in der Größe von 20 bis 10 % sind die kleinsten, die bis jetzt vom Verfasser bei Untersuchungen festgestellt worden sind. Auch die Ähnlichkeit des Spannungsverlaufes bei den Messungen und der Berechnung ist hervorragend. Bei der Brücke von Lanaye sind die Abweichungen beträchtlicher und die Übereinstimmung mit der Rechnung weniger ersichtlich. Die Knoten mit großer Ausdehnung müssen einen sehr großen Einfluß auf diese Störungen haben; ferner treten alle übrigen, die Rechnung unsichermachenden, die Baute im gesamten aber doch verstärkenden Gründe dazu: Lastverteilende Wirkung der Fahrbahn und beträchtliche Windverbände usw. Dessen ungeachtet sind die Spannungen merklich unter den berechneten und die Verformungen sind sehr gering.

G. Verplancken[28] hat schlüssig bewiesen, daß das zur Hauptsache die Folge der Knoten ist. Untersuchungen an Zelluloidmodellen mittels Magnel-Geräten zeigten die bis 10 % betragende Spannungserniedrigung durch die großen Knoten. Die Durchbiegungen sind im Verhältnis 3 : 1 gegenüber der Rechnung verkleinert. Im Gegensatz dazu weisen die Balken ohne Knotenbleche höhere als Rechnungsspannungen auf (unabhängig von den Überspannungen in den Winkeln) und auch größere Durchbiegungen. Diese Untersuchung ergab den Vorteil der gebogenen Knotenbleche, die Möglichkeit einer Verkleinerung gegenüber den alten Vierendeel-Brücken und die Zweckmäßigkeit der elliptischen Ausrundungen. Diese Folgerungen können umsomehr in der Praxis angewendet werden, als die Versuche des Verfassers gezeigt haben, daß verschiedene andere Einflüsse die Festigkeit und Steifigkeit der gut geplanten Brücken System *Vierendeel* vergrößern. Es ist so, daß die beschriebenen Knotentypen bei gutem Entwurf und sogar sehr mäßigen Abmessungen

1. in jeder Beziehung ihren Zweck erfüllen,
2. „starke" Stellen in der Ausführung darstellen und
3. eine allgemeine Verstärkung derselben gegenüber der Rechnung erzielen.

Diese Eigenschaften stehen im Einklang mit ihrer Entwurfsgrundlage, die eine richtig angepaßte Übertragung der inneren Kräfte durch die Verbindung erreichen will. Diese Auffassung stammt nicht von den alten Regeln der Materialfestigkeit oder den gewöhnlichen Anordnungen ab. Sie ist mehr durch die Anwendung der Schweißung angeregt. Für den Verfasser folgt sie aus dem physikalischen Bild der Wirkungsart einer solchen Verbindung, wie es durch die Elastizitätsmessungen mit den Spannungstrajektorien dargestellt ist. Diese Auffassung ist nicht auf die Vierendeelträger und Stockwerkrahmen begrenzt.

---

[28] *G. Verplancken:* L'influence des goussets dans les poutres *Vierendeel* à hauteur constante. La Technique des travaux 1934, Seite 177 ff.

G. Magnel: Calcul pratique des poutres *Vierendeel*.

Sie läßt sich selbstverständlich auf alle starren Knoten wie auch dreieckige Balken anwenden, wie das der Verfasser an der Sitzung vom 11. Mai 1932 der «Association belge pour l'étude, l'essai et l'emploi des matériaux[2]» ausgedrückt hat. Dabei hat er eine ähnliche Meinung vorweggenommen, die von *H. Gottfeldt*[24] im Jahre 1934 über die geschweißten Knoten auseinandergesetzt wurde.

Bei der richtigen Übertragung der innern Beanspruchungen durch die Knoten mißt der Verfasser das größte Gewicht den gebogenen Flanschen an den Rändern der Knotenbleche bei, die gleichmäßig in die Flanschen der geraden Stäbe übergehen. Die Versuche der Abschnitte II—V haben den Vorteil der gekrümmten Formen gezeigt, aber auch die Unzweckmäßigkeit der Kreisform. Die elliptischen Kurven haben eine Überlegenheit über die vorigen durch eine größere Gleichmäßigkeit der Spannungen auf der ganzen Länge der Flanschen gezeigt; sie lassen eine beträchtliche Kraftübertragung derselben ohne zu hohe Spannungen erkennen. Der allmähliche Übergang der Flanschen ist wesentlich, besonders wenn man die Ausdehnung der Knoten auf ein Mindestmaß beschränken will. Die Beispiele des Abschnittes VII beweisen, daß sowohl in Belgien wie im Ausland diese Anordnung ziemlich die allgemeine Gunst erlangt zu haben scheint.

Um die vollständige Beurteilung dieser Knoten zu ermöglichen, sind noch die Berechnungsgrundlagen anzuführen. Sie sind mit dem Vorbehalt berechenbar, daß man allgemein eine höhere Festigkeit erwarten kann, als es sich aus der Rechnung ergeben würde. Es muß wiederholt werden, daß dies einer gesunden Praxis und einer vorsichtigen Sicherheitsauffassung entspricht, da die Knoten in der heutigen Bauart den größten Zufällen bei der Ausführung ausgesetzt sind.

Die erste Bestimmung befaßt sich mit der Größe der Knoten. Im Falle der Stahlstockwerkrahmen wird jeder Balken mit der Größtlast unter Berücksichtigung der Durchlaufwirkung betrachtet. Meistens wird man mit genügender Annäherung den Balken als vollständig eingespannt betrachten können. Die Verstärkungswirkung durch die Knoten wiegt ihre leichte Drehung im Hinblick auf das Einspannungsmoment mehr als auf. Wenn die Momente auf einen prismatisch auf die ganze Länge betrachteten Balken bezogen werden, ist der Einspannungsgrad in Wirklichkeit infolge der Knoten größer als die Einheit.[1] Für die Berechnung wird man ihn zu 1 annehmen können. Man bestimmt an den Balken in der Nähe der Knoten diejenigen Punkte, wo das Biegemoment entgegengesetzt gleich dem größten Moment im Mittelteile der Spannweite ist. Diese beiden Punkte begrenzen den prismatischen Teil, der für die gleichen Momente an den Enden und in der Mitte berechnet wird. Das stellt die größte Einsparung für den prismatischen Balken dar und stimmt mit dem Einspannungsgrad von 0,75 von *Young* und *Jackson*[22] überein. Das hat dazu noch den Vorteil, daß die Spannweite des prismatischen Teiles kleiner als die Zwischendistanz der Säulen wird. Die eigentlichen Knoten erstrecken sich von den so bestimmten Punkten bis zu den Säulen.

Bei den Pfosten der Vierendeelträger ist das Problem nicht so gut bestimmt. In Wirklichkeit sind ihre Momentennullpunkte fast unveränderlich und deshalb wäre ihr prismatischer Teil sehr klein. Die Pfosten hätten einen veränderlichen Querschnitt von der Momentenumkehrung an gegen jede Gurtung und würden einen zunehmenden Übergang mit den Knoten darstellen. Eine solche Pfostenform wird im Eisenbeton angewendet. Für die Berechnung betrachtet man

allgemein die Pfosten mit gleichem Trägheitsmoment und stellt die Vermehrung der Steifigkeit derselben durch die Knoten nicht in Rechnung. Man muß so einen gewissen für alle Stäbe passenden Querschnitt wählen. Man wird die äußersten Momentennullpunkte bestimmen und bei ihnen die zulässige Spannung anwenden. Diese Punkte werden den Anfang der Knoten an den Pfosten bestimmen bei im allgemeinen gleich hohen Knotenbeginn. Man würde ähnlich vorgehen bei den steifen Fachwerkdiagonalen.

Die Bestimmung der Ausdehnung auf den Säulen der Stockwerkrahmen oder den Gurtungen der Vierendeelträger ist durch dieselbe Betrachtung möglich: Die Knoten verstärken die prismatischen Teile von dem Punkte an, wo die berechneten Spannungen die zulässige Spannung erreichen. Dieses Vorgehen paßt besser für die stark belasteten Säulen in Skelettbauten mit vorwiegender Druckbeanspruchung. Sie ist weniger geeignet für die Gurtung der Vierendeelträger, für die man eher veränderliche Querschnitte zwischen den theoretischen Momenten-Nullpunkten und den Knoten anwenden würde. In Wirklichkeit wird man noch die prismatischen Gurtteile durch die allgemeine Betrachtung der passenden Trägheitsmomente bestimmen. Man wird die Knoten bei den Punkten mit der zulässigen Spannung beginnen lassen. Man muß also wegen der wirtschaftlichen Seite mehrere Versuche machen. Wenn man die Breite der Knoten an den Gurtungen verkleinert, muß man die prismatischen Teile verstärken. Wenn man umgekehrt den Querschnitt der prismatischen Teile verringert, muß die Ausbreitung der Knoten größer werden. Bei den Vierendeelträgern ist mit anderen Worten die allgemeine Bemessung der Knoten nicht von derjenigen der Stäbe zu trennen. Die Tatsache, daß Prof. *Vierendeel* die Knoten mit sehr großen Abmessungen vorgezogen hat, beweist, daß, neben Sicherheitsgründen, seine Knoten nicht unwirtschaftlich sind. Bei einem bestimmten Vierendeelträger wird der Ingenieur mit den Grundlagen des Problems die Knotenabmessungen bestimmen können, möglicherweise mit gewissem persönlichem Einfluß. Bei den Stahlstockwerkrahmen läßt sich ein genauer Bestwert bestimmen, da die Biegung in der größten Beanspruchung der Säulen nur eine geringe Rolle spielt. Die Knotenform wird aus diesen Grenzabmessungen bestimmt, mit vielleicht einigen besonderen Bedingungen wie architektonische und konstruktive oder gewissen persönlichen Gründen. In technischer Hinsicht beschränkt sich der Verfasser auf die Wiederholung der Regel von der wachsenden Krümmung gegen den Stab mit dem kleinsten Biegungsmoment. Es ist der Grundsatz, der zu den elliptischen Knotenblechen bei den dreiarmigen Knoten geführt hat. Andere Formen können nach den Bedürfnissen angewendet werden. Auch die Parabel könnte passen. Der Übergang muß nicht vollkommen berührend sein.

Bei den zweiarmigen Knoten ist die Kreisform am besten. Diese Knoten müssen übrigens vernünftigerweise die Form von gebogenen Stücken annehmen. Bei den vierarmigen Knoten und den dreiarmigen Firstknoten würde man bei der gewöhnlichen Verteilung der Momente unter verschiedenen Kurven wählen können. Im allgemeinen wird man einen oder wenige Typen für den ganzen Bau wählen. Dieser oder diese Typen müssen dann für alle Knoten passen und dürfen nicht für einen einzigen entworfen und nachgerechnet werden.

Wenn eine Knotenform gewählt ist, kann die Nachprüfung mit Hilfe der Formeln von *Résal* und *Vierendeel* erfolgen. Diese Verfahren sind genügend

bekannt, wenigstens in den Ländern französischer Zunge. Man findet sie in den Abhandlungen dieser Verfasser. *Vierendeel* erläutert zwar nur den Fall des symmetrischen Knotens, den man aber leicht verallgemeinern kann.

Beim Verfahren von *Résal* werden nur die Normalspannungen (mittlere) in den auseinandergehenden und als gleichförmig angesehenen Flanschen betrachtet. Die Normalspannungen im Steg des Knotens sind vernachlässigt. Wenn ω und ω' die Querschnitte der beiden Flanschen, α und α' die Winkel derselben mit der Längsachse, h der senkrecht dazugemessene Abstand derselben bedeutet, ist

$$\sigma_m = \pm \frac{M}{h\,\omega \cos\alpha} + \frac{N}{\Omega_2}, \quad \sigma'_m = \mp \frac{M}{h\,\omega' \cos\alpha'} + \frac{N}{\Omega_2}$$

mit Einsetzung von $\Omega_2 = \omega \cos\alpha + \omega' \cos\alpha'$.

Die Formel von *Vierendeel* berücksichtigt die Spannungen im Knotenblech. Die folgenden Formeln stellen die Verallgemeinerung für den unsymmetrischen Knoten dar:

$$\sigma_m = \pm \frac{M\,v}{I_a + v^2 \omega \cos\alpha + v'^2 \omega' \cos\alpha'} + \frac{N}{\Omega_2}, \quad \sigma'_m = \mp \frac{M\,v'}{I_a + v^2 \omega \cos\alpha + v'^2 \omega' \cos\alpha'} + \frac{N}{\Omega_2}$$

mit Einsetzung von $\Omega_2 = \omega_a + \omega \cos\alpha + \omega' \cos\alpha'$.

I_a ist das Trägheitsmoment des Steges und aller daran angeschlossenen Teile außer den gebogenen Flanschen in Bezug auf die Schwerachse des reduzierten Querschnittes Ω_2; die Querschnitte der gebogenen Gurtungen werden in ihrer Schwerachse zusammengefaßt gedacht; v und v' sind die Abstände dieser Schwerachsen von den Flanschenachsen (Fig. 21).

Die Figur 7 gibt für das Knotenmodell der Brücke von Lanaye die nach den Formeln von *Résal* und *Vierendeel* gerechneten Spannungen im Vergleich zu den gemessenen wieder. Die beträchtlichen Abweichungen rühren teilweise von der Tatsache her, daß die gemessenen Spannungen bei den Rändern der gebogenen Flanschen kleiner als die mittleren sein können. Die größten Spannungen an den Flanschen wurden nicht gemessen. Die Formel von *Vierendeel* gibt die am wenigsten abweichenden Resultate. In der Figur 14 von einem Versuch am vierarmigen Knoten des Stahlskeletts im Bauinstitut in Lüttich sind die in den Querschnitten I und II über die ganze Länge aufgenommenen Spannungen dargestellt. Das hat einen besseren Vergleich mit der Rechnung zugelassen

Querschnitt I, elliptischer Flansch:

Mittlere gemessene Spannung $+ \frac{3.70 + 2.66}{2} = + 3.18$ kg/mm².

Größte gemessene Spannung + 5.80 kg/mm² nach dem Längsdiagramm.
+ 6.30 kg/mm² nach dem Querdiagramm.

Mittlere berechnete Spannung nach der Formel von *Résal* + 8.95 kg/mm².

Mittlere berechnete Spannung nach der Formel von *Vierendeel* + 6.234 kg/mm².

Querschnitt II, elliptischer Flansch:

Mittlere gemessene Spannung an der äußeren Flanschseite + 4.92 kg/mm².

Größte gemessene Spannung + 6.96 kg/mm².

Berechnete Spannung nach der Formel von *Résal* + 9.53 kg/mm².

Berechnete Spannung nach der Formel von *Vierendeel* + 6.70 kg/mm².

Man kann also die Formel von *Vierendeel* als beste Näherung betrachten, die auch den Sicherheitsbedingungen gut entspricht.

Die Figur 23 gibt einen Vergleich der gemessenen und berechneten Span-

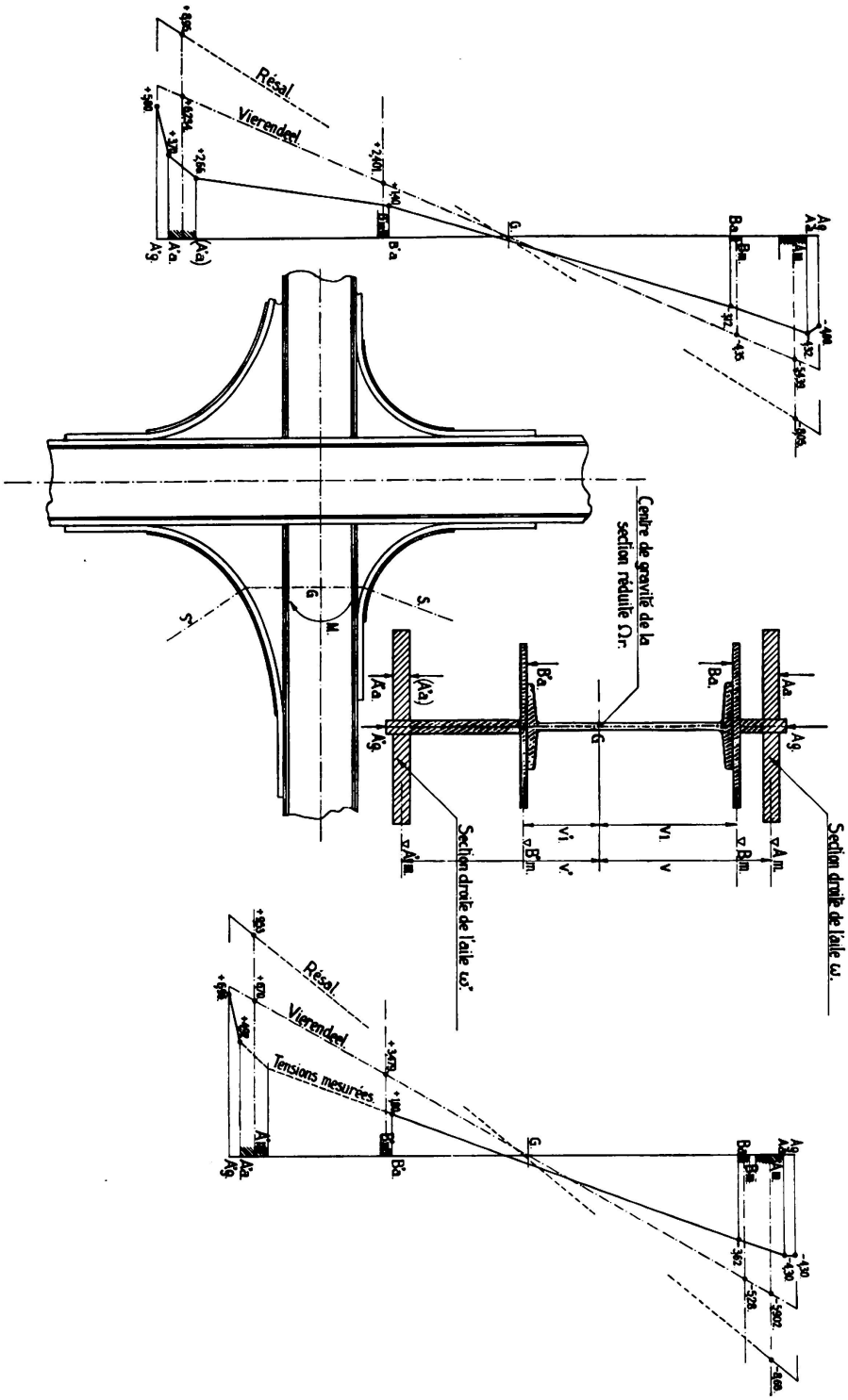

Fig. 21.

nungen in den Schnitten I und II. Diese Darstellung soll nur zeigen, daß die verfügbaren Formeln einen genügenden Sicherheitsgrad gewährleisten.

Die Querkräfte lassen sich leicht mit den Verfahren von *Résal* oder *Vierendeel* untersuchen; sie sind durch die Schiefe der Gurtungen vermindert, was sich

durch den Begriff der reduzierten Querkraft ausdrückt. Bei beiden Verfahren wird angenommen, daß der Steg die gesamte Querkraft übernimmt. Nach *Résal* ergibt sich

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

Nach dem Verfahren von *Vierendeel* kann man anschreiben

$$\int_{v'}^{v} \vartheta \, d\omega = T - \omega \, \sigma_m \sin \alpha - \omega' \, \sigma'_m \sin \alpha'$$

unter Berücksichtigung der Vorzeichenbedeutung.

Die Verteilung der Tangentialspannungen im Steg und den damit zusammenhängenden Teilen wird gleich ausgeführt, wie es für die Teile mit gleichlaufenden Gurtungen angenommen worden ist. Wenn der Steg von unveränderlicher und im Vergleich zu den Flanschen geringer Stärke ist, kann eine gleichmäßige Verteilung angenommen werden.

Hier müssen die senkrechten Kräfte zwischen den Flanschen und den Knotenblechen infolge der Krümmung beachtet werden. Diese Kräfte werden für die Längeneinheit ausgedrückt durch $\frac{\omega \sigma_m}{R}$, wo ω den Querschnitt des Flansches, σ_m die mittlere Spannung und R den Krümmungsradius des Flansches bedeuten.

Die Festigkeit des Knotenbleches auf die Einheit der Schnittlänge und diejenige der Verbindungsmittel (Niete oder Schweißung) auf die Längeneinheit, die wir mit $(e\,\rho)$ bezeichnen, muß größer oder gleich $\frac{\omega \sigma_m}{R}$ sein. Deshalb sind die Stärke des Knotenbleches und seiner Verbindung mit den Flanschen durch die Gleichung

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

bedingt. Der Modellversuch am Knoten der Brücke von Lanaye (Abschnitt IV) hat eine gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen Werten $(e\,\rho)$ und den aus der Formel von *Vierendeel* bestimmten ergeben.

Man kann diese Formel auch in der Form

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

betrachten, die eine untere Grenze des Krümmungsradius nach der Blechstärke oder der Verbindungsart bestimmt. Man wird möglicherweise diese Formel für die Prüfung einer genügenden Krümmung der Knoten benützen. In erster Annäherung kann für σ_m die zulässige Spannung angenommen werden, was einen stark übertriebenen Wert als Grenzradius ergibt. Wenn man σ_m nach der Formel von *Vierendeel* berechnet hat, wird man mit dem Vorbehalt der später untersuchten Querbiegung der Flanschen die Grenze von R möglicherweise erniedrigen können.

So wird man zu einer Berechnung mit aufeinanderfolgenden Näherungen geführt, die schließlich die kleinsten zulässigen Abmessungen der Knoten zu bestimmen gestattet.

Es lassen sich so nachrechnen:

Die senkrechten mittleren Flanschen-Spannungen,

die senkrechten Spannungen zwischen den Flanschen und den Knotenblechen und entsprechenden Verbindungen,

die senkrechten und Tangentialspannungen in den Knotenblechen,

die Verbindungen der Knotenbleche an die verschiedenen Stäbe unter Berücksichtigung der Biegemomente, der Längs- und Querkräfte.

Wenn bei den Verbindungen zwischen den gebogenen Flanschen und den Knotenblechen die σ_m der letzteren genügend gleichmäßig sind, braucht man die Festigkeit auf Schubkräfte nicht zu untersuchen. Wir haben gesehen, daß sich das in den elliptischen Knoten genügend genau einstellt. Wenn wie bei Kreisformen σ_m ändert, kann man daraus leicht die von der Verbindung aufzunehmenden Schubkräfte ableiten. Natürlich verschwindet σ_m gegen die Enden der gebogenen Flanschen auf die gerade Verbindungslänge derselben mit den geraden Stäben. Die Verbindung wird mit den Schubkräften berechnet. Die Erfahrungen zeigen, daß die Änderung der Beanspruchungen sehr regelmäßig ist, besonders bei Anwendung der Schweißung. Der Verfasser bedient sich übrigens dieser Rechnung zur Nachprüfung der Spannungen und Kräfte. Er empfiehlt, so viel als möglich die Verbindungen nach dem Grundsatz des gleichen Widerstandes zu entwerfen.

Es ist also erwiesen, daß kein einziger Knotenteil nicht berechenbar oder berechnet sei. Ein solcher Knoten stellt eine wichtige Einzelheit dar, die eine genaue Berechnung seiner Teile verlangt. Die erwähnten Versuche haben genügend bewiesen, daß diese Berechnungen eine ausreichende Sicherheit bieten.

Das soeben Erläuterte genügt für die Zwecke der Praxis mit dem später angefügten Vorbehalt der Querverteilung der Spannungen in den gebogenen Flanschen. In theoretischer Hinsicht aber findet auch eine etwas weitergehende Untersuchung ihre Berechtigung.

Prof. *Vierendeel* schreibt in seiner Abhandlung, daß beim Übergang des Knotenbleches in die Gurtungen $\left(\alpha \longrightarrow \frac{\pi}{2}\right)$ einzig der Steg des Knotens die Beanspruchungen auf die Gurtungen überträgt. Das führt auf die Betrachtung des Knotens als einfache Pfostenverstärkung hinaus, da er auf gewöhnliche Weise mit dem Gurt verbunden ist. Im Übergangsschnitt wird also das Knotenblech allein durch die Längs- und Querkräfte sowie das Biegemoment beansprucht (Fig. 22).

$$\sigma_{max} = \frac{N}{e\,H} \pm \frac{\sigma\,M}{e\,H^2}$$

$$\vartheta_{max} = \frac{2}{3}\,\frac{T}{e\,H}$$

Eine solche Auffassung erfordert keine gekrümmten Knoten. Ein dreieckiges Knotenblech hätte den Vorteil eines gleichen α und würde die Kräfte direkt

in den Flansch übertragen, unter Vorbehalt einer passenden Verbindung an jeder Seite, worin die ganze Schwierigkeit liegt. Das Verschwinden der durch den gebogenen Flansch am Ende übertragenen Kraft erlaubt die gewöhnliche hervorspringende Flanschenart von Prof. *Vierendeel*. Das Verfahren von *Vierendeel* ist mit dem allmählichen Übergang des Flansches nicht vereinbar, da die größten Normalspannungen an der Stelle des Knotenbleches auftreten sollten, wo es aufhört und die Spannung deshalb beinahe Null ist. Das zeigt, daß nicht einmal die gewöhnliche Anordnung von Vierendeel mit vorstehenden Knoten an den Gurtungen mit seiner Theorie übereinstimmen kann, da die Abmessungen an den Enden der Bleche dort zu klein sind, um die größten Spannungen auftreten

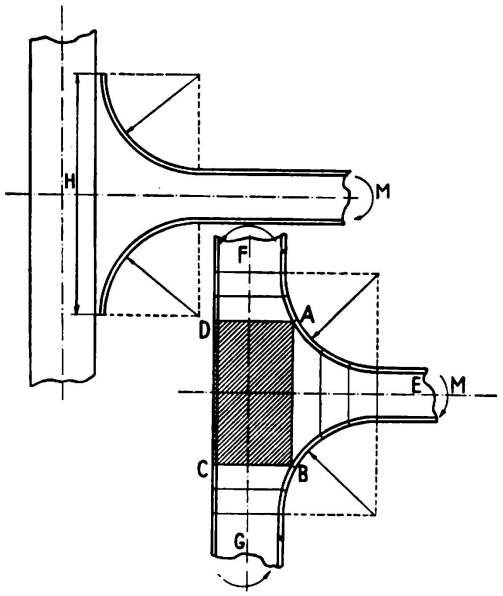

Fig. 22.

zu lassen. Es ist unmöglich, daß sich solche Spannungen normalerweise am Gurt bei diesen wenig darüber vorspringenden Teilen entwickeln. Es ist klar, daß die innern Kräfte sich anders als nach der vorgenannten Rechnung übertragen müssen, ob der Übergang allmählich sei oder nicht. Wie schon vorher gesagt wurde, ist es einleuchtend, daß bei den vorspringenden Knoten die Enden auf die Gurtungen nur geringe Kräfte übertragen; ein genügendes Ergebnis kann nur dank der sehr beträchtlichen Breite H erzielt werden.

Diese Auffassung leitet sich von der klassischen Festigkeitslehre ab; sie ist nicht angeregt durch die physikalische Natur der innern Kraftübertragung, d. h. durch die Auffassung mit Spannungstrajektorien.

In der Tat erlaubt nichts so weit zu gehen und das Knotenblech als zum Pfosten gehörend anzusehen. Es gehört ebenso zum Pfosten wie zur Gurtung. Der gerundete Knoten umfaßt die ganze Verbindungszone der verschiedenen Stäbe, die dem Spannungstrajektorienbündel erlaubt, sich richtig, ohne Hindernisse, Einschnürungen und übergroßen toten Winkeln zu vereinigen. Wir werden nachher in dieser Art einen dreiarmigen Knoten mit allmählichem Übergang betrachten.

Man kann für den Fall der einfachen Biegung wie folgt vorgehen: Man berechnet die Spannungen σ_m der gebogenen Flanschen fortschreitend vom Pfosten zum Gurt in der elastischen Verlängerung des Pfostens. Man zeichnet das Dia-

gramm der σ_m in den verschiedenen Querschnitten. Im allgemeinen verringert sich σ_m in dem Maße wie man sich vom Anfang im Pfosten entfernt.

Darauf geht man gleich vor mit Beginn in jedem Gurt und fortschreitend gegen den Pfosten. Zum besseren Verständnis nehmen wir den symmetrischen Knoten. Für einen gewissen Punkt der gebogenen Gurtung findet man dieselben σ_m in beiden Richtungen. Man kann sich nun folgende angenäherte elastische Darstellung der Knotenwirkung denken (Fig. 22):

1. Eine zum Pfosten gehörende Zone E A B mit vieleckigem Verlauf der Spannungslinien.
2. Zwei zu den Gurtungen gehörende Zonen F D A und G C B mit ebenfalls vieleckigem Verlauf der Spannungslinien.
3. Eine Mittelzone A B C D als Scheibe, an deren Seite die bekannten innern Kräfte wirken und die durch verschiedene bekannte Verfahren[29] untersucht werden können, in der Annahme, daß die Fläche F A E B G C D durch ein einfaches Blech gebildet werde (Knotentyp von *Tervueren*).

Wenn in Wirklichkeit die geraden Flanschen der Pfosten und Gurtungen auf die ganze Ausdehnung der Knoten bewahrt werden, stellen die Knotenbleche nur Winkelverstärkungen dar; die Mittelzone A B C D wird von schwierigerer Form und schwerer berechenbar, wenn die durch die Flanschen gebildeten Rippen nicht vernachlässigt werden. Bei den Knoten vom Typ des Chemisch-Metallurgischen Institut in Val-Benoît (Abschnitt III) herrscht das ebene Blech ohne Störung mit Ausnahme der V-förmigen Verstärkungen vor.

Man könnte im selben System die Wirkungen von verschiedenen Normalkräften N mit Berücksichtigung ihrer Ausmittigkeit im Verhältnis zum Querschnitt und auch die verschiedenen Querkräfte untersuchen. Nach Überlagerung aller dieser Wirkungen unter Einbezug der von den Flanschen auf die Knotenbleche ausgeübten Normalkräfte könnte man sich sogar einen groben angenäherten Verlauf der Spannungstrajektorien vorstellen. Ohne so weit zu gehen, vermutet der Verfasser, daß es wenige Bauteile gibt, über die man sich eine so genaue und auch physikalische Anschauung über die Spannungsverteilung machen kann.

Bei den unsymmetrischen Knoten wäre das Problem noch viel verwickelter, aber die Grundauffassung bleibt bestehen. Die Ausdehnung und die Form der Zone A B C D hängt von den Querschnitten und Steifigkeiten der zusammenstoßenden Stäbe, der Größe und Form des Knotenbleches und der Abmessungen der gebogenen Flanschen ab. Da die Normalkräfte in den Gurtungen oder Säulen sehr bedeutend sind, ist die Wirkung der Biegemomente gewöhnlich bei den Pfosten und Balken größer. Daraus ergibt sich, daß die Sehne A B gewöhnlich sehr nahe dem Beginn des Knotenbleches bei der Gurtung oder der Säule liegt. Das hat man am Modell der Brücke von Lanaye bei der rechnerischen Nachprüfung festgestellt. Indessen kann A B niemals gleich der ganzen Breite H des Knotens werden, und der Unterschied zwischen H und A B stellt genau die Verbesserung dar, die an der oben auseinandergesetzten und besprochenen Auffassung angebracht werden muß. Im ganzen stellt also A B den Fuß des Pfostens

[29] *S. Timoshenko:* Théorie de l'élasticité. Traduction française. Edit. Beranger 1936.

dar, der kleiner ist als die Ausbreitung H. A D und B C stellen die Verbreiterung der Gurtungen dar. A B C D ist eine gemeinsame Zone, gleichsam eine Kernfläche, die natürlich von größter Wichtigkeit ist. Sie ist der unbekannteste Teil des Knotens, der zunächst untersucht werden sollte.

Die Versuche des Verfassers scheinen indessen zu beweisen, daß in einem Knoten mit gutgestalteten gebogenen Flanschen durch die Wirkung derselben dieser Kern sehr mäßig beansprucht ist.

Bei den Knoten mit vier symmetrischen Armen stellt sich das Problem in einer ähnlichen Form. Man wird den Knoten in den vier Richtungen untersuchen. Das Bild der Fig. 22 wird sich mehr oder weniger symmetrisch wiederholen, je nach der Verteilung der Momente auf die vier Stäbe.

Wenn bei einem zweiarmigen Knoten der äußere Winkel nicht abgerundet ist, wird sich ein Bild nach Fig. 23 ergeben. Die vernünftigste Form würde die-

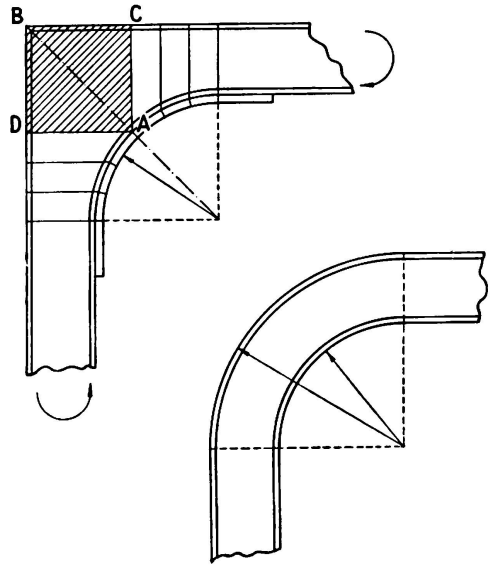

Fig. 23.

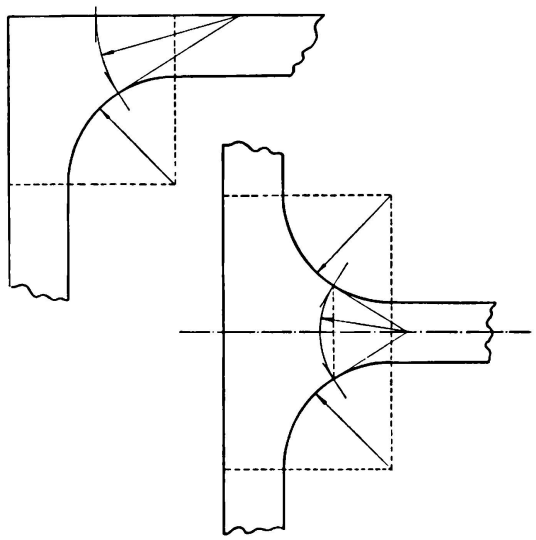

Fig. 24.

jenige eines gebogenen Stabes sein (gleiche Figur), der sich nach den bekannten Formeln für starke Krümmung berechnen lassen würde. Es ist aber anzuerkennen, daß er oft praktische Schwierigkeiten beim Längsträgeranschluß etc. hervorruft, ohne von der Ausführung zu sprechen. Ein Mittelweg besteht in einer Ausrundung des äußeren rechten Winkels mit einem kleinen Radius.

Ein entsprechendes Verfahren zu dem von Professor *Vierendeel* wurde in Amerika[30] für die Berechnung der Winkelflanschen auf Querbiegung empfohlen. Nur nach sehr kurzen Angaben dieses Artikels und ohne weitere Kenntnisse hat der Verfasser verstanden, daß dieses Verfahren kreisrunde Querschnitte anwendet, die senkrecht zu den Flanschen stehen und als Spannungslinien betrachtet werden. Der Aufsatz erwähnt den Fall eines ebenen Modelles mit einem abgerundeten inneren rechten Winkel (Winkeleisen). Der Mittelpunkt des Kreisschnittes liegt im Schnitt des geraden Teiles und der Abrundungstangenten (Fig. 24). Bei der Anwendung des Verfahrens auf einen Knoten mit symmetrischen

[30] *Inge Lyse:* Current Work at Ledigh University. Engineering News Record. April 25, 1935.

Kurven (dreiarmig) wäre der Mittelpunkt auf der Achse im Schnitt der beiden Tangenten. Beim Fall von doppelten unsymmetrischen Kurven müßte die Bestimmung durch Schätzung erfolgen. Dieses Verfahren führt also im gesamten zu einer ähnlichen Vorstellung wie oben zusammengefaßt wurde (Fig. 22), und kommt der Wirklichkeit durch Ersetzung von eckigen durch gebogene Spannungslinien ohne Zweifel näher. Der Verfasser besitzt keine Kenntnis, ob Formeln aufgestellt wurden; es ist aber zu vermuten, daß die Schwierigkeiten dieses Verfahrens ihre Vorteile gegenüber den Formeln von *Résal-Vierendeel* nach den Figuren 22 und 23 nicht aufwiegen werden.

Ein wichtiger Punkt der Berechnung muß noch behandelt werden, nämlich die Spannungsänderung in der Querrichtung der gebogenen Flanschen. Die Grundlagen davon wurden in großen Zügen in einer früheren Studie (2) aufgestellt, die aber unglücklicherweise an dieser Stelle durch einen Wiedergabefehler verändert ist. Auf der Seite 24 dieser Untersuchung sollte es in der ersten Spalte, 19. Zeile von unten heißen: «minimum vers les bords, ce qui doit encore atténuer» anstatt «maximum vers les bords, ce qui doit encore accentuer». Das ist wichtig für die Wahl der Breitenabmessungen der Flanschen im Verhältnis zu der Krümmung; es führt mehr zu schmalen aber dicken, als zu breiten und dünnen Flanschen.

Eine analytische Untersuchung dieses Problems wurde von *H. Bleich*[31] für solche krumme Körper mit konzentrischen Flanschen durchgeführt. In Bezug auf die Querverteilung der Spannungen in den Flanschen ist die Lösung für unsere Knoten gültig. *H. Bleich* muß für die Berechnung der Biegungsspannungen in den gekrümmten Teilen zu dem auf die Größtspannung angewendeten Begriff der wirklichen Flanschbreite zurückgreifen. Für die Berechnung der Spannungen in den Knoten durch die Formeln von *Résal-Vierendeel* ist es indessen vorzuziehen, sich an den Begriff der mittleren Spannung σ_m des ganzen und wirklichen Flanschenquerschnitts zu halten.

Die Berechnungen von *H. Bleich* zeigen, daß die Spannungsänderung in der Querrichtung vom Wert $\frac{b^2}{Rd}$ abhängt, wo b die halbe freie Breite des Flansches, d seine Stärke und R den Krümmungsradius der Flanschenachse bedeuten. Die Änderung ist um so ausgeprägter, je größer $\frac{b^2}{Rd}$ ist.

Nach *Bleich* ist

$$\sigma'_{max} = \frac{\sigma_{mittel}}{\nu}.$$

Die größten Querbiegungsspannungen bei der Einspannung sind durch

$$\sigma'_{max} = \mu\,\sigma_{max} = \frac{\mu}{\nu} \cdot \sigma_{mittel}$$

dargestellt. ν und μ sind Abhängige von $\frac{b^2}{Rd}$, die in folgender Tabelle nach *H. Bleich* wiedergegeben sind.

[31] *H. Bleich:* Spannungsverteilung in den Gurtungen gekrümmter Stäbe mit T- und I-förmigem Querschnitt. Der Stahlbau, 6. Januar 1933.

$\frac{b^2}{Rd}$ =	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
ν =	0.950	0.917	0.878	0.838	0.800	0.762	0.726	0.693
μ =	0.836	1.056	1.238	1.382	1.495	1.577	1.636	1.677

$\frac{b^2}{Rd}$ =	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0
ν =	0.663	0.636	0.611	0.589	0.569	0.495
μ =	1.703	1.721	1.728	1.732		

Bei den früher beschriebenen Knoten ist in den Teilen, wo die mittleren Flanschenspannungen am größten sind, $\frac{b^2}{Rd}$ gewöhnlich ungefähr 0,5 oder etwas geringer. In den elliptischen Flanschen oder den kleinen kreisförmigen Knotenblechen mit den unsymmetrischen Flanschen (Abschnitte III, V und VI) erreicht $\frac{b^2}{Rd}$ den Wert 1,20, die mittleren Spannungen darin sind aber gering.

Dennoch wird man die Wichtigkeit dieses Begriffes anerkennen müssen, besonders im Hinblick auf die Begrenzung der Querbiegungsspannungen des Flansches, die ein mehrfaches von σ_m erreichen können. Zum Beispiel ist für

$$\frac{b^2}{Rd} = 1{,}20\ \sigma_{max} = \frac{1{,}721}{0{,}663}\ \sigma_m = \sim 2{,}60\ \sigma_m.$$

Mehr durch diese Betrachtung als durch diejenige der Normalkräfte zwischen Flanschen und Knotenblechen wird man dazu geführt, keine zu kleinen Werte von R zu wählen oder genauer, R, d, b und e (Knotenblechstärke) gegenseitig passend zu bemessen.

Beachten wir noch, daß dieses Problem in der Tat verwickelter ist und daß an der Berechnung von *H. Bleich* Abminderungen vorgenommen werden müssen. Außerdem scheinen die Versuche von *Kayser* und *Herzog*[24] zu zeigen, daß die gemessenen Werte beim betrachteten Problem ebenfalls kleiner als die berechneten sind. Ferner sind bei den wirklichen Knoten die gebogenen Flanschen an den Enden mit den geraden zusammenhängend. Dieses Hindernis ändert die Beanspruchung besonders in den Teilen mit größtem σ_m. Die Krümmungsänderung und die mögliche Anwendung kleiner die Flanschen versteifender Bleche stört ebenfalls die einfache Auffassung nach der Theorie von *H. Bleich*. Dennoch ist die Betrachtung dieses Begriffes wesentlich und die Anwendung der vorstehenden Tabelle gewährt jede Sicherheit.

Wir bemerken, daß in den Flanschen von geraden geschweißten Bauteilen die Spannungen auch nicht gleichmäßig über die Querrichtung verteilt sind. Man kann sich die beträchtlichen Abweichungen in den Fig. 13 und 14 (Abschnitt V) zwischen den gemessenen und berechneten Spannungen sonst nicht erklären.

Aus diesem langen Aufsatz geht hervor, bis zu welchem Grade in Belgien die Untersuchung der starren Knoten von der beschriebenen Art fortgeschritten ist; er führt den Verfasser natürlicherweise dazu, die ebenso radikale wie schlecht informierte Kritik des Dr. Ing. *Krabbe* über die Knoten der Lanaye-Brücke[12] aufzuzeigen. Wenige Bauten in Belgien wurden mit ebenso viel Sorgfalt unternommen. Ihre Vorbereitungen und Studien wurden durch eine große Zahl von Ingenieuren des Bauingenieurverbandes, Prof. *Vierendeel*, der Société Metal-

lurgique d'Enghien St. Eloi und seinem technischen Stabe auf das Umsichtigste durchgeführt. Der Verfasser wurde für die Ausführung der Versuche zugezogen.

Aus dieser Untersuchung folgt zur Genüge, daß es an diesen Knoten keine schlechten Verbindungen hat, daß die Planung mit der Absicht einer richtigen Kraftübertragung geschah und diesen Zweck auch erreichte. Wenn ferner die Übereinstimmung zwischen gemessenen und gerechneten Spannungen nicht vollkommen dem entspricht, was man sich vorstellen könnte, so ist sie dennoch genügend und immer auf der sicheren Seite. Es ist ein großer Irrtum zu glauben, daß die Konstruktionen immer bis in Einzelheiten den Berechnungen des Ingenieurs entsprechen. Die praktische Untersuchung zeigt, daß die wirkliche Beanspruchung oft von der vorgesehenen abweicht. Der Verfasser hat bis jetzt keine Bauten gefunden, die den Berechnungsannahmen mehr entsprechen, als die Stahlskelettrahmen mit Knoten der untersuchten Art. Das ist schließlich das größte Lob, das man machen kann.

Wörterverzeichnis.

Französisch	Deutsch
A	**A**
à droite de la membrure	rechts der Gurtung
à gauche de la membrure	links der Gurtung
aile droite	rechter Flansch
aile gauche	linker Flansch
aile inférieure	unterer Flansch
alignement du fleximètre	Aufstellung der Biegungsmesser
âme	Stegblech
âme de la poutrelle	Steg des Balkens
assemblages rivés	Nietverbindungen
atelier	Werk
avec	mit
axe de la contre flèche et de la poutre	Achse der Überhöhung und des Balkens
axe de la membrure	Achse des Gurtes
B	**B**
boulons	Bolzen
boulons tournés	gedrehte Bolzen
bout de I 340 ou 360 PN 1 aile enlevée	Ende des I 34 oder I 36 einseitig ausgeflanscht
bride inférieure composée	Untergurt zusammengesetzt aus
C	**C**
centre de gravité de la section réduite	Schwerpunkt des reduzierten Querschnittes
charge	Belastung
comparaison des modèles	Vergleich der Modelle
compression	Druck
compression moyenne	mittlerer Druck
cordon de soudure	Schweißnaht
côté	Seite
coupe	Schnitt
coupe dans le montant	Schnitt durch den Pfosten
couvre-joint ... épaisseur (c. jt. ép.)	Decklasche . . . stark
D	**D**
déformations exprimées en tensions	Verformungen durch Spannungen ausgedrückt
déformée de la membrure inférieure	Biegellinie des Untergurtes
désignation des instruments	Bezeichnung der Instrumente

E

échelles
épaisseur
étage inférieur
étage supérieur
étrier
extension
extension simple
extension simple déduite des tensions mesurées et calculées dans les montants
extensomètre
extrémité 2eme semelle

E

Stärke
Maßstäbe
unteres Geschoß
Obergeschoß
Bügel
Zug (Dehnung)
einfache Dehnung
Zug aus den gemessenen und berechneten Spannungen der Pfosten
Dehnungsmesser
Ende der 2. Lamelle

F

ferme
flexion composée
fourrure conique
fourrure épaisseur ...
fourrure extérieure
fourrure intérieure

F

Binder
zusammengesetzte Biegung
kegelförmiges Futter
Futter ... stark
äußeres Futter
inneres Futter

G

gousset
gousset épaisseur 19 mm

G

Knotenblech
Knotenblech 19 mm dick

H

horizontale

H

waagerecht

J

Institut du Génie Civil
joint âmes
joint âmes et cornières intérieures
joint de montage
joints semelles
joint soudé 1^{ere} sem.

J

Institut für das Bauwesen
Stegblechstoß
Stoß des Stegbleches und der inneren Winkel
Baustoß
Lamellenstöße
geschweißter Stoß der ersten Gurtplatte

L

légende
liaison
lignes de référence
lisse inférieure
lisse supérieure
longueurs

L

Legende
Bindung
Bezugslinien
unterer Flansch
oberer Flansch
Längen

M

Meuse
milieu de la poutre
milieu
mise en charge
montant

M

Maas
Balkenmitte
Mitte
Belastung
Pfosten

N

noeud-type de la Charpente de l'Institut du Génie Civil
Noeud E
Noed à 4 branches
cc-colonne 3
nouveau Laboratoire Technique

N

Musterknoten am Stahlskelett des Institutes für das Bauwesen
Knoten E
4-armiger Knoten
cc-Stütze 3
neues technisches Laboratorium

P

par la formule de ... plat
pièce forgée
plaque en acier Siemens-Martin épais ...

P

mit der Formel von ... Flacheisen
Schmiedstück
Platte aus Siemens-Martinstahl ... stark

plat de liaison	Bindeblech
plats fourrure	Futterbleche
pont route	Straßenbrücke
pont du Val-Benoît à Liège	Brücke in Val-Benoît in Lüttich
R	R
raidisseurs	Aussteifungen
rayon	Radius
renforcements	Verstärkungen
rivets d'atelier	Werkniete
rivets de montage	Bauniete
S	S
section	Schnitt
section droite de l'aile	normaler Schnitt des Flansches
semelle	Lamelle
semelles de ... entaillées à ... au droit des couvre-joints d'âmes	Gurtplatten von ... eingekerbt ... über den Steglaschen
serre-joints	Klammer
signe des tensions	Vorzeichen der Spannungen
soudure	Schweißnaht
sur les ailes des profils I	an den Flanschen der I-Profile
sur les ailes des goussets	an den Flanschen der Eckaussteifung
sur l'âme des goussets en a et b	am Blech der Eckaussteifung in a und b
T	T
tensions	Spannungen
tensions calculées	berechnete Spannungen
tensions mesurées	gemessene Spannungen
tôle	Blech
tôle épaisseur ...	Blech-Stärke ...
U	U
Université de Gand	Universität Gent

Zusammenfassung.

Der Verfasser legt eine Untersuchung der steifen Knoten an durchlaufenden Stahlhochbauten vor, wie sie Stockwerkrahmenskelette und Vierendeel-Brücken erstellen. Diese Knoten sind durch starre Winkelverstärkungen gekennzeichnet, die aus runden Knotenblechen mit Begrenzung durch gekrümmte Flanschen bestehen. Die Studie ist auf vorhergehende Versuche an Metallmodellen, Versuche an ausgeführten Bauten, Berechnungen und Projekte und Ergebnisse ihrer Ausführung gegründet, sowohl an Hochbauten wie an Brücken.

Die technischen Eigenschaften der Knoten werden beschrieben und die wichtigen Resultate werden zusammengefaßt und in einigen Fällen mit der Berechnung verglichen.

Als Schlußfolgerung werden die theoretischen Grundlagen dieser Knoten bestimmt und einer Prüfung unterzogen. Gewisse Kritiken daran werden aufgezeigt. Mehrere Hinweise über die behandelte Frage, besonders über gegenwärtige und neueste Versuche werden gegeben. Darunter sind keine, die die Überlegenheit anderer Knotenformen als die vom Verfasser untersuchten zeigten.