

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

**Band:** 5 (1956)

**Rubrik:** IV. Structures in steel and light alloys

### **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:** 30.12.2025

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

## **IV**

Construções de aço e de ligas leves

Constructions en acier et en alliages légers

Structures in steel and light alloys

Tragwerke aus Stahl und aus Leichtmetall

**Relator Geral**  
**Rapporteur Général**  
**General Reporting Member**  
**Generalreferent**

**JOHN I. PARCEL**  
St. Louis, Mo

#### **IVa**

Construções ligeiras de aço  
Constructions légères en acier  
Light construction in steel  
Leichtbauten in Stahl

#### **IVb**

Construções de ligas leves  
Constructions en alliages légers  
Constructions in light alloy  
Bauwerke aus Leichtmetall

#### **IVc**

Estruturas diversas (antenas, etc.)  
Ossatures diverses (Pylônes, etc.):  
Various structures (Power transmission poles, a. s. o.)  
Verschiedene Tragwerksformen (Masten und Türme, usw.)

#### **IVd**

Conservação das construções metálicas  
Entretien des constructions métalliques  
Maintenance of metal structures  
Unterhalt von Stahlbauten

## IV a 1

### Zur Bemessung von Leichtbauten aus Stahl

### Dimensionamento de estruturas ligeiras de aço

### Dimensionnement des structures légères en acier

### Design of light steel structures

PROF. DR. F. STÜSSI

*E. T. H.*

Zürich

Bei der Bemessung von dünnwandigen auf Druck oder Biegung beanspruchten Leichtbau-Elementen geht man normalerweise davon aus, dass mit der kritischen Spannung  $\sigma_{kr}$ . (Ausbeulen) die Tragfähigkeitsgrenze nicht immer erreicht ist, sondern dass auch für den ausgebeulten Stab eine oberhalb der Beulspannung  $\sigma_{kr}$ . liegende Tragfähigkeitsgrenze  $\sigma_{Er}$ . («Erschöpfungslast») besteht.

Eigene Versuche an Platten aus einer Aluminiumlegierung <sup>(1)</sup> unter gleichmässig verteiltem Längsdruck zeigen (Fig. 1), dass zwischen der Stabilitätsgrenze  $\sigma_{kr}$ . und der Erschöpfungslast  $\sigma_{Er}$ . ein einfacher Zusammenhang

$$\sigma_{kr} \cdot \sigma_F = \sigma_{Er}^2 \quad (1)$$

besteht, wobei  $\sigma_F$  grundsätzlich die Fließgrenze bedeutet. Bei Aluminiumlegierungen ist allerdings die Fließgrenze nicht eine eindeutig bestimmte physikalische, sondern eine fiktive Grösse, deren Wert übrigens auch vom Auswalzungsgrad (Plattenstärke  $t$ ) abhängt.

Durch Einführung einer «reduzierten» mitwirkenden Plattenbreite  $b_r$  mit

$$b_r \cdot \sigma_F = b \cdot \sigma_{Er} \quad (2)$$

---

<sup>(1)</sup> F. STÜSSI, C. F. KOLLBRUNNER und M. WALT — Versuchsbericht über das Ausbeulen der auf einseitigen, gleichmässig und ungleichmässig verteilten Druck beanspruchten Platten aus Avional M Last vergütet. Mitt. Institut für Baustatik, Nr. 25, Zürich 1951.

bei der somit die Erschöpfungslast durch örtliches Erreichen der Fließgrenze charakterisiert ist, kann aus Gleichung (1) die Beziehung

$$\frac{b_r}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{kr.}}{\sigma_F}} \quad (3)$$

gewonnen werden. Diese Gleichung 3 stimmt überein mit der von Th. v. Kármán, E. E. Sechler und L. H. Donnell<sup>(2)</sup> für den Sonderfall gelenkig gelagerter Längsränder ( $k_{min} = 4,0$ ) angegebenen Beziehung für die mitwirkende Breite  $b_r$

$$b_r = 1,9 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_F}}; \quad (3a)$$

dabei ist die Querdehnungszahl mit  $\nu = 0,3$  eingesetzt.

Prof. G. Winter<sup>(3)</sup> hat im Vorbericht zum Kongress Lüttich 1948 der IVBH eine Reihe sehr schöner Versuche an Stahlstäben mit  $b/t$  von

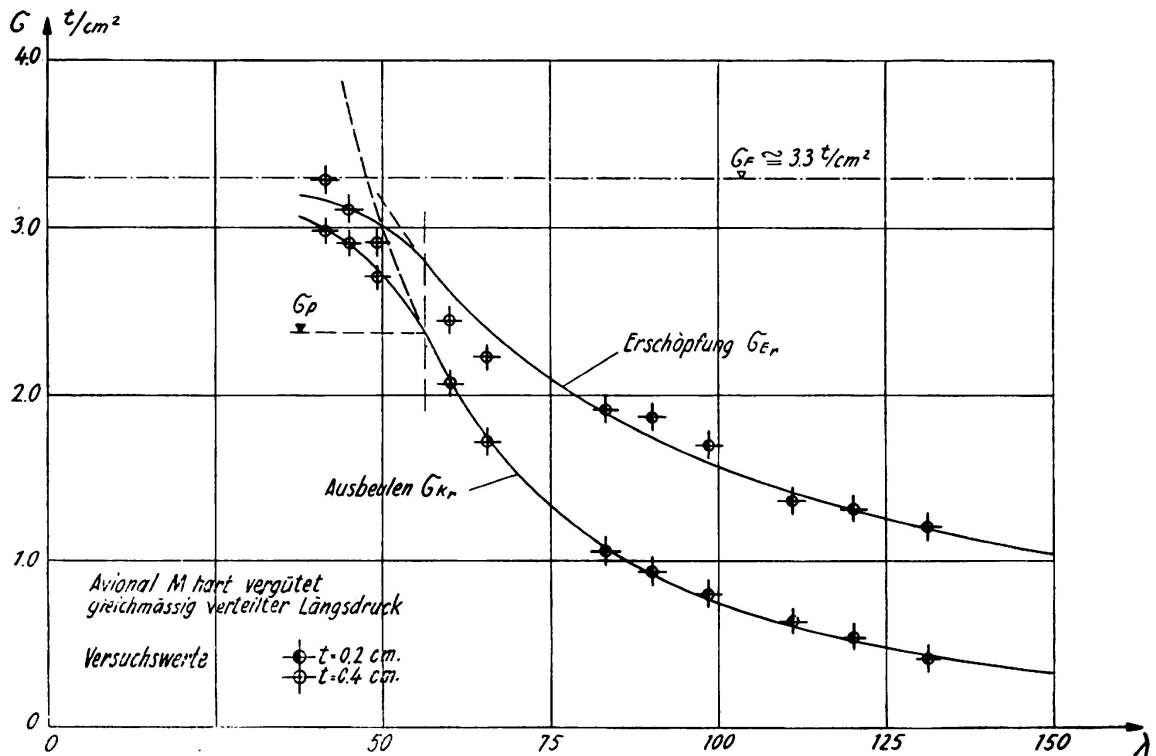


FIG. 1

86 bis 344 und Werten  $\sigma_F$  von 1,74 bis 4,00 t/cm<sup>2</sup> veröffentlicht. Diese Versuche haben ihm zur Aufstellung einer eher konservativen Bemessungsformel gedient.

Die Ergebnisse der eigenen Versuche haben mich veranlasst, die Versuche von Prof. Winter nochmals zu überprüfen; in Figur 2 sind seine

(<sup>2</sup>) TH. v. KÁRMÁN, E. E. SECHLER, L. H. DONNELL — The strength of thin plates in compression. Trans. Amer. Soc. Mech. Eng., vol. 54. 1932, p. 53.

(<sup>3</sup>) G. WINTER — Performance of thin steel compression flanges. 3. Kongress der IVBH, Lüttich 1948, Vorbericht p. 137.

Versuchswerte in geänderter Darstellung aufgetragen. Dabei zeigt sich, dass auch diese Versuche für  $\sigma > \sigma_{kr}$  im Mittel die Gleichung 3 bzw. 3a mit

$$b_r = 1.92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}}$$

sehr schön bestätigen; die festzustellenden «echten» Streuungen dürfen mit Rücksicht auf die Unsicherheiten der Versuchsauswertung Berechnung der mitwirkenden Plattenbreite aus der durch Dehnungsmessungen ermittelten Nulllinie, Unsicherheit der Einspannung der Längsränder, Einfluss anfäng-

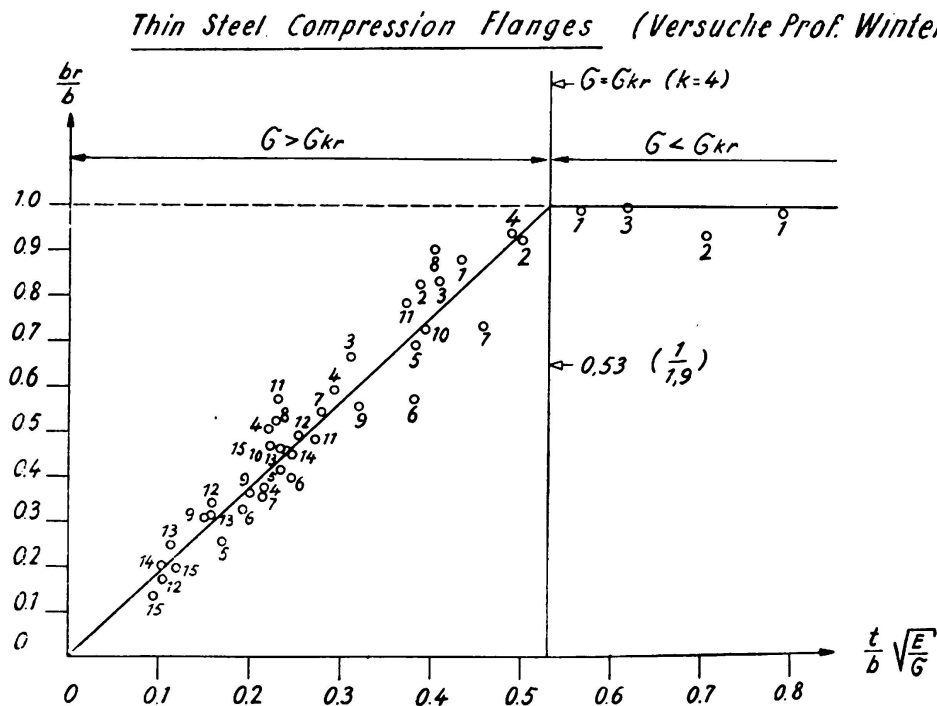


FIG. 2

licher kleiner Ausbeulungen) eher als klein bezeichnet werden. An den Versuchen von Prof. Winter ist besonders wertvoll, dass jeder Versuch mit drei Laststufen durchgeführt wurde; dadurch erlauben sie eine Verallgemeinerung von Gleichung 3 für Grösstwerte  $\sigma$  der Beanspruchung auch auf den Fall  $\sigma < \sigma_F$ , bei dem noch keine Erschöpfung eintritt.

ZUSAMMENFASSUNG

Beulversuche an Platten aus einer Aluminiumlegierung zeigen für überkritische Beanspruchung  $\sigma_{Er}$  den einfachen Zusammenhang

$$\sigma_{kr} \cdot \sigma_F = \sigma_{Er}^2,$$

der auf die von Th. v. Kármán, E. E. Sechler und L. H. Donnell erstmals angegebene mitwirkende Breite  $b_r$  für überkritische Beanspruchungen

führt. Eine Ueberprüfung der von C. Winter im Vorbericht Lüttich 1948 mitgeteilten Versuchsergebnisse führt zur Feststellung, dass auch diese Versuche die angegebenen Beziehungen sehr schön bestätigen.

#### RESUMO

Ensaio de deformação de placas de liga de alumínio permitiram determinar, para uma tensão  $\sigma_{Er}$  superior à tensão crítica, a relação simples:

$$\sigma_{kr} \cdot \sigma_F = \sigma_{Er}^2.$$

Esta relação conduz à determinação da largura fictícia  $b_r$ , para solicitações superiores ao valor crítico, determinada pela primeira vez por Th. v. Kármán, E. E. Sechler e L. H. Donnell. Uma verificação dos valores experimentais apresentados por G. Winter na Publicação Preliminar de Liège, em 1948, mostra que os referidos valores também verificam muito satisfatoriamente essa relação.

#### RÉSUMÉ

Des essais de déformation de plaques en alliage d'aluminium ont permis de déterminer, pour une contrainte  $\sigma_{Er}$  supérieure à la contrainte critique, la relation simple suivante:

$$\sigma_{kr} \cdot \sigma_F = \sigma_{Er}^2.$$

Cette relation conduit à la détermination de la largeur fictive  $b_r$ , pour des sollicitations supérieures à la valeur critique, et qui a été établie pour la première fois par Th. v. Kármán, E. E. Sechler et L. H. Donnell. Une vérification des valeurs expérimentales présentées par G. Winter dans la Publication Préliminaire de Liège, en 1948, montre que ces valeurs satisfont cette relation.

#### SUMMARY

Deflection tests, carried out on Aluminium alloy plates, showed, for an over-critical stress  $\sigma_{Er}$ , the following simple relation:

$$\sigma_{kr} \cdot \sigma_F = \sigma_{Er}^2.$$

This relation leads to the determination of a reduced width  $b_r$ , for over-critical loads, that was determined for the first time by Th. v. Kármán, E. E. Sechler and C. H. Donnell. A verification of the experimental values presented by G. Winter in the Liège Preliminary Publication in 1948, shows that these values also very satisfactorily verify the relation.

## **IV b 1**

### **Besonderheiten von Bauwerken aus Leichtmetall**

#### **Particularidades das estruturas de ligas leves**

#### **Particularités des structures en alliage léger**

#### **Peculiarities of light alloy structures**

PROF. DR. F. STÜSSI

*E. T. H.*

Zürich

Zwischen der Leichtmetallbauweise und dem Stahlbau bestehen einerseits weitgehende Analogien in bezug auf allgemeine Bauformen und Herstellungsverfahren, andererseits aber auch grundsätzliche Unterschiede, die in der Verschiedenheit von Eigenschaften und Verhalten des Baustoffes begründet sind. Auf einige dieser Unterschiede und ihre Auswirkungen auf Konstruktion und Bemessung von Leichtmetalltragwerken wird nachstehend hingewiesen.

#### ***Das Spannungsdehnungsdiagramm***

Das Verhalten des Baustoffes unter einaxiger statischer Belastung ist durch das Spannungsdehnungsdiagramm charakterisiert. In Figur 1 sind diese Diagramme für normalen Baustahl St. 37 und eine Aluminiumlegierung der Gruppe Al-Cu-Mg mit gleicher Zugfestigkeit  $\sigma_z = 3,7 \text{ t/cm}^2$  einander gegenübergestellt. Der für die Bemessung wesentliche Unterschied besteht darin, dass der Baustahl eine physikalisch ausgeprägte Fließgrenze  $\sigma_f$  besitzt, die Aluminiumlegierungen dagegen nicht. Ausgehend von der grossen Bedeutung, die die Fließgrenze für die Sicherheit von Stahltragwerken besitzt, hat man bei Aluminiumlegierungen eine konventionelle Fließgrenze einzuführen gesucht, die durch die Grösse der bleibenden Dehnung (0,1 % oder 0,2 %) festgelegt wird, und die zulässigen Beanspruchungen von dieser konventionellen Grösse, z. B.  $\sigma_{0,2}$ , aus bestimmt. Ich halte eine solche Regelung deshalb für gefährlich, weil sie die Sicherheit von Leichtmetalltragwerken im Vergleich zu Stahlbauten überschätzt.



Eine Sicherheit  $n$ , gegen Fließen bedeutet zunächst, dass bleibende Formänderungen im Tragwerk vermieden werden. Wesentlich ist aber, eine genügende Sicherheit gegen Bruch zu gewährleisten und hier liegt die wesentliche Bedeutung der Fließgrenze im Stahlbau: die Fließgrenze

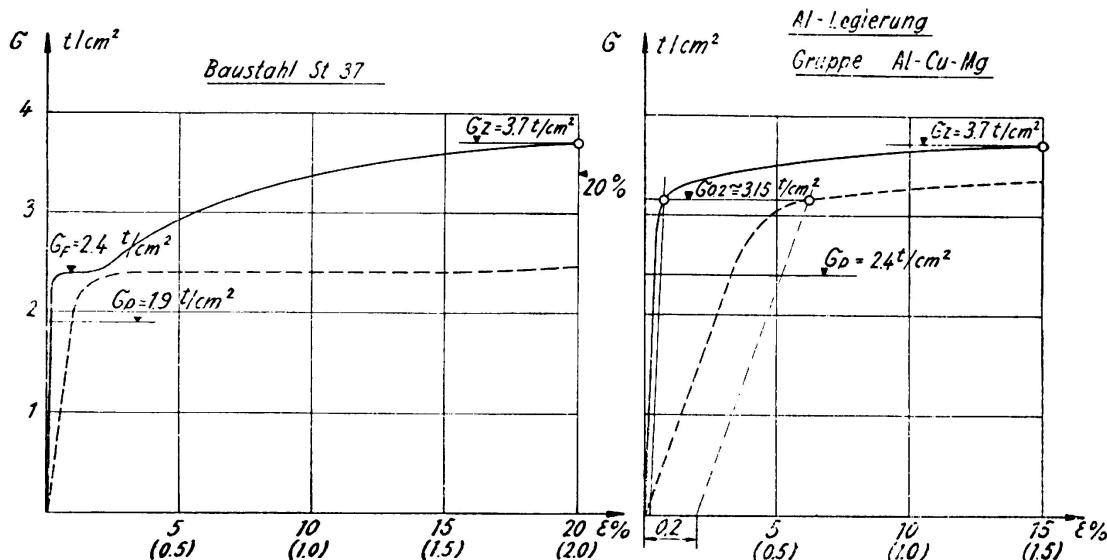


FIG. 1

bedeutet vor allem einen Schutz gegen örtliche Ueberbeanspruchungen vor Erreichen der Bruchgrenze. Diese Wirkung ist bei Leichtmetall mit der in Wirklichkeit nicht vorhandenen, sondern nur konventionellen Fließgrenze nicht vorhanden; die 0,2 % - Dehngrenze ist eben nicht eine physikalische Fließgrenze. Dazu kommt noch ein weiterer Unterschied: bei den Baustählen ist im Mittel

$$\sigma_F = \frac{2,4}{3,7} \cdot \sigma_Z \cong 0,65 \cdot \sigma_Z,$$

während bei den meisten für Bauzwecke verwendeten Aluminiumlegierungen das entsprechende Verhältnis etwa

$$\sigma_{0,2} \cong 0,85 \cdot \sigma_Z$$

beträgt. Um gleiche Sicherheit gegen Bruch zu gewährleisten, müsste somit die Sicherheit gegen Fließen bei Aluminiumlegierungen um mindestens

$$\left( \frac{0,85}{0,65} - 1 \right) \cdot 100 \cong 30\%$$

größer gewählt werden als bei Stahl; ferner ist, im Sinne einer weiteren Erhöhung, das Fehlen der ausgleichenden Wirkung von  $\sigma_F$ , die normalerweise geringere Bruchdehnung sowie das Kriechen bei Aluminiumlegierungen zu beachten.

Ein zweiter Unterschied, der aus dem Spannungsdehnungsdiagramm der beiden Baustoffe ersichtlich ist, liegt im Wert des Elastizitätsmoduls

E, der für Stahl  $E \cong 2100 \text{ t/cm}^2$ , für Aluminiumlegierungen dagegen etwa  $E \cong 700 \text{ t/cm}^2$  beträgt. Aluminiumtragwerke besitzen somit gegenüber Stahltragwerken gleicher Form rd. dreifache Durchbiegungen und sie sind deshalb entsprechend stärkeren dynamischen Wirkungen unterworfen. Dies bedeutet aber, dass schon bei der Wahl des Tragsystems und der Gliederung Unterschiede zwischen den beiden Bauweisen bestehen; bei Aluminium werden besonders Tragwerke mit kleiner Durchbiegung (durchlaufende Balken, Rahmen, Bogen, Fachwerkträger) zu wählen sein.

Besondere Bedeutung besitzt der niedrige Elastizitätsmodul von Aluminium gegenüber Stahl bei den Stabilitätsproblemen. Als Beispiel sind in Figur 2 die Knickspannungslinien  $\sigma_{kr}$  für die beiden Spannungs-

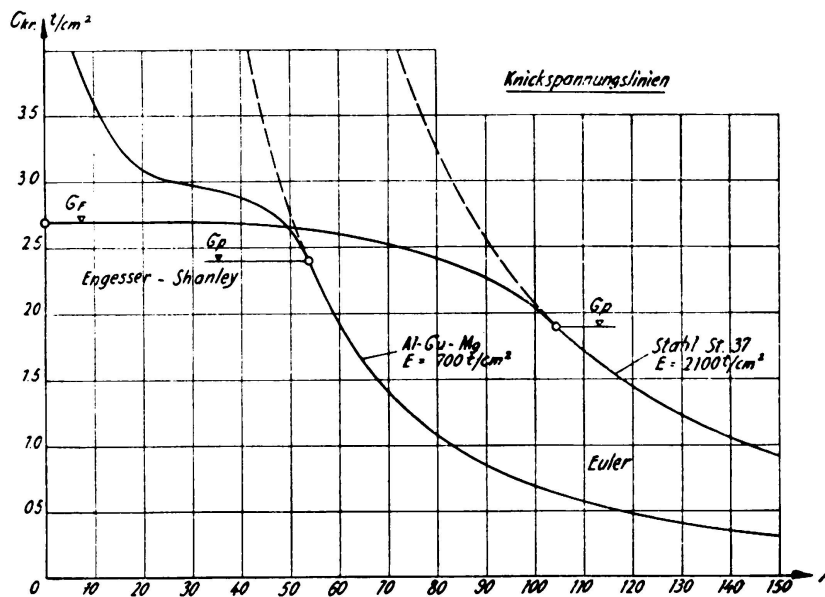


FIG. 2

dehnungsdiagramme der Figur 1 aufgetragen. Während wir im Stahlbau bei Druckstäben für grössere Kräfte Schlankheitsgrade  $\lambda$  von  $\lambda < 100$  anstreben, werden wir bei Aluminiumtragwerken Schlankheiten von  $\lambda > 60$  aus wirtschaftlichen Gründen zu vermeiden haben. Dieser Tendenz nach gedrunenen Stäben kommt die leichte Herstellungsmöglichkeit von Rohr- und Kastenquerschnitten in willkommener Weise entgegen.

**Dauerfestigkeit.**

Aus der Auswertung zahlreicher Versuche ergibt sich, dass die beiden grundlegenden Beziehungen

$$\Delta \sigma = \frac{\sigma_w \cdot \sigma_z \cdot (\sigma_z - \sigma_m)}{\sigma_z \cdot (\sigma_z - \sigma_m) + \sigma_w \cdot \sigma_m}$$

und

$$\log \frac{\sigma_{oz} - \sigma_w}{\sigma_w - \sigma_{aw}} = p \cdot i + \log c_w$$

der in der I. Arbeitssitzung skizzierten Theorie der Dauerfestigkeit (s. diesen Schlussbericht) auch für Aluminiumlegierungen gültig sind. In Figur 3 sind als Beispiel die im Alcoa Structural Handbook für die Legierungen 14 S-T, 17 S-T und 24 S-T angegebenen Dauerfestigkeitswerte mit den berechneten Kurven verglichen. Dagegen zeigt sich (übereinstimmend mit anderen Versuchsauswertungen), dass die Zugfes-

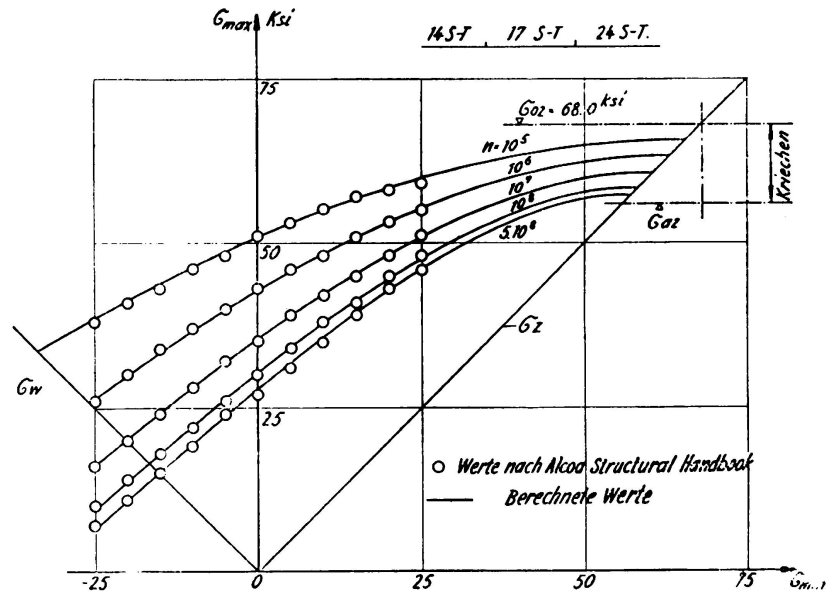


FIG. 3

tigkeit  $\sigma_z$  mit wachsender Lastwechselzahl  $n = 10^i$  abnimmt; diese Besonderheit von Aluminium gegenüber Stahl muss als Folge des Kriechens gedeutet werden: einer grösseren Lastwechselzahl entspricht eine längere Belastungsdauer. Nach diesen Versuchen kann die Zugfestigkeit bei normaler Raumtemperatur im Laufe der Zeit bis zu 20 % und mehr abnehmen; es scheint, dass diese Kriechwirkung bei thermisch vollvergüteten Legierungen stärker ist als bei teilvergüteten.

In Figur 4 sind Versuchswerte nach Versuchen der Aluminium Laboratories Limited Kingston mit den nach unserer Theorie berechneten Wöhlerkurven der Wechselfestigkeit  $\sigma_w$  verglichen. Für das Grundmaterial der untersuchten Legierung 65 S zeigt sich, dass der Festigkeitsunterschied zwischen dem thermisch vollvergüteten Zustand (65 S-T) und der teilvergüteten Legierung (65 S-W) mit wachsender Lastwechselzahl abnimmt; wenn auch die Bestimmung des Endwertes  $\sigma_{aw}$  (für  $n = \infty$ ) als Extrapolation wegen der Streuungen der Versuchswerte mit einer gewissen Unsicherheit belastet ist, so zeigt sich doch eindeutig, dass der Wert von  $\sigma_{aw}$  für die beiden Vergütungszustände nicht sehr stark verschieden ist. Es ist durchaus möglich, dass dieser Endwert  $\sigma_{aw}$  für 65 S-T und 65 S-W überhaupt gleich gross wird, doch lässt sich dies aus den vorliegenden Versuchen nicht eindeutig entscheiden.

Von den beiden Legierungen liegen die Ergebnisse von Versuchen an geschweissten Probestäben vor, die in Figur 4 zusammen mit der

Auswertung ebenfalls eingetragen sind. Es zeigt sich deutlich, dass der Einfluss der Vergütung durch die Schweissung wieder aufgehoben wird und zwar derart, dass sowohl das vollvergütete wie das teilvergütete Material in geschweisstem Zustand praktisch die gleiche Wechselfestigkeit

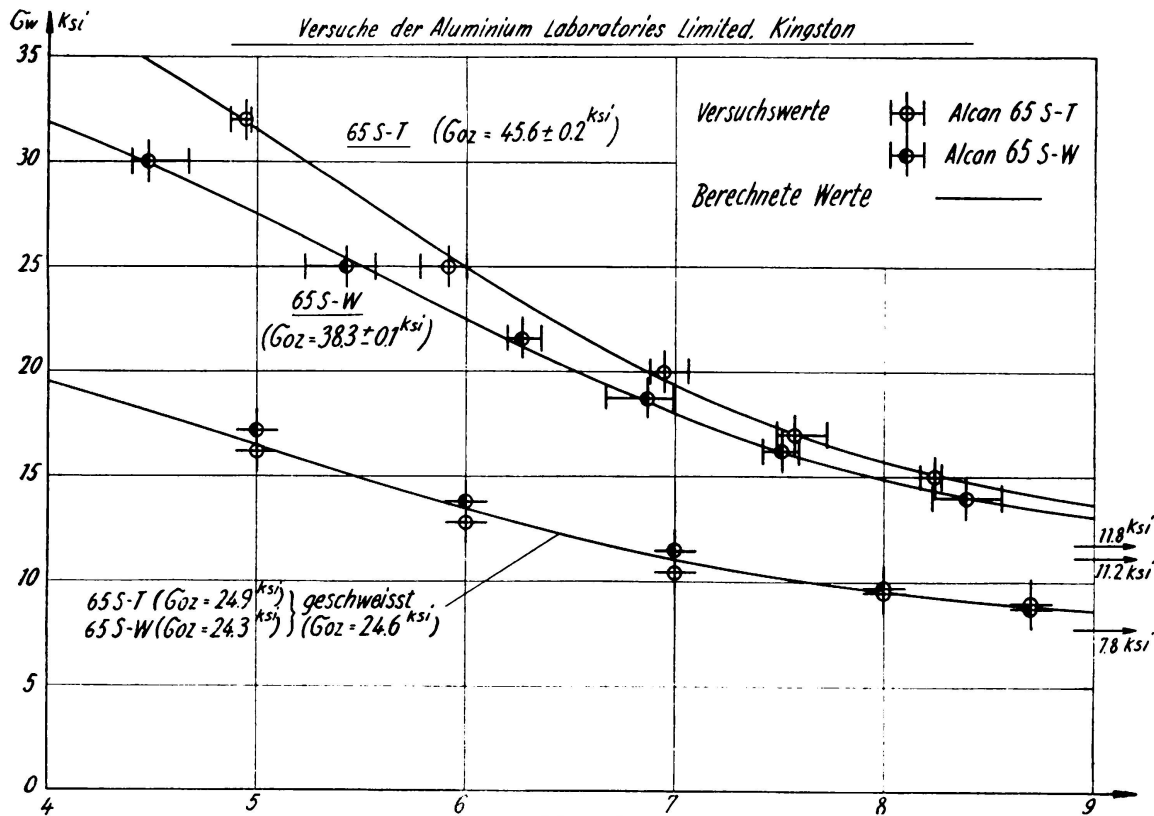


FIG. 4

besitzen. Dagegen scheint sich bei diesen Versuchen eine Kerbwirkung infolge der Schweissung nicht bemerkbar zu machen, was offenbar auf die sehr sorgfältige Bearbeitung der Probestäbe zurückzuführen ist.

*Wirtschaftliche Fragen*

Bei der heutigen Marktlage genügt normalerweise das geringere Gewicht von Leichtmetalltragwerken nicht, um Stahlbauten erfolgreich konkurrenzieren zu können, doch kann sich in Sonderfällen die Wirtschaftlichkeit von Leichtmetall heute schon entscheidend verbessern, wenn schwierige Transport- oder Montageverhältnisse vorliegen oder wenn, bei ungünstigem Baugrund, teure Fundationen notwendig sind. Ebenso wird sich, zusammen mit diesen Faktoren, die bessere Korrosionsbeständigkeit von Leichtmetall gegenüber Stahl durch geringere Unterhaltskosten günstig auswirken, doch muss festgehalten werden, dass auch bei Leichtmetall eine absolute Korrosionsbeständigkeit, die einen Unterhalt überhaupt überflüssig machen könnte, nicht besteht.

Wirtschaftlich günstig wirkt sich auch die leichtere Bearbeitbarkeit von Leichtmetall gegenüber Stahl aus, doch ist andererseits wesentlich, dass Leichtmetall eine besondere Sorgfalt der Verarbeitung (Vermeidung von Oberflächenbeschädigungen usw.) erfordert.

Für einen allgemeinen Erfahrungsaustausch ist die Uneinheitlichkeit der heute vorhandenen Legierungen und ihrer Bezeichnungen ungünstig; im Interesse der zukünftigen Entwicklung ist eine internationale Regelung dieser Fragen, wie sie schon am Kongress in Cambridge 1952 gefordert wurde, nach wie vor dringend.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Die Besonderheiten von Bauwerken aus Leichtmetall gegenüber dem Stahlbau sind in den Unterschieden der beiden Baustoffe begründet. Diese Unterschiede liegen hauptsächlich im niedrigeren Elastizitätsmodul (Stabilitätsprobleme, Durchbiegungen, Schwingungen), im Fehlen einer physikalisch ausgeprägten Fließgrenze, die durch einen Konventionswert nicht ersetzt werden kann, und in der grösseren Empfindlichkeit gegenüber oft wiederholten und langdauernden Belastungen begründet. Die Entwicklung wird nur dann auf die Dauer erfolgreich sein können, wenn diese Besonderheiten beim Entwurf, bei der konstruktiven Ausbildung und bei der Herstellung berücksichtigt werden. In besonderen Fällen (schwierige Transport- und Montageverhältnisse, bewegliche Anlagen) ist heute schon die Wettbewerbsfähigkeit mit dem Stahlbau erreichbar. Eine internationale Regelung der Legierungsarten und ihrer Bezeichnungen ist nach wie vor dringend.

#### R E S U M O

As particularidades próprias das estruturas de ligas leves em relação às estruturas de aço, provem das diferenças que existem entre os dois materiais. Estas são fundamentalmente, um módulo de elasticidade mais baixo (problemas de estabilidade, flexão, vibrações), ausência de um limite de fluência fisicamente bem determinado e que não pode ser substituído por um valor convencional, e uma maior sensibilidade às solicitações repetidas de grande duração. Só será possível progredir neste tipo de estruturas quando estas particularidades forem tomadas em consideração no cálculo, no projecto e na execução. Em certos casos particulares (dificuldade de transporte e de montagem, instalações móveis) já é hoje possível entrar em concorrência com o aço. Uma regulamentação internacional das ligas e da sua designação continua, ainda, a ser necessária.

#### R É S U M É

Les particularités des structures en métal léger par rapport aux structures en acier proviennent des différences qui existent entre les deux matériaux. Ces différences sont, fondamentalement, un module d'élasticité plus faible (problèmes de stabilité, flexion, vibration), absence d'une

limite de fluage bien déterminée et qui ne peut être remplacée par une valeur conventionnelle, et une plus grande sensibilité aux sollicitations répétées de longue durée. Il ne sera possible de faire des progrès dans ce genre de construction que lorsque ces particularités seront prises en considération dans le calcul, le projet et l'exécution. Dans certains cas particuliers (difficultés de transport et de montage, installations, mobiles) il est déjà possible, aujourd'hui d'entrer en concurrence avec l'acier. La nécessité d'un règlement international des alliages et de leur désignation, continue, comme dans le passé, à se faire sentir.

#### S U M M A R Y

The peculiarities of light alloy structures as compared to steel structures are due to the actual differences between both metals. These are basically, a lower yield stress (stability and deformation problems, vibrations), absence of a physically well determined creep point which cannot be replaced by a conventional value, and a greater sensitivity to long time loading. It will only be possible to improve on that type of structure, when these peculiarities are taken into account in computation, design and fabrication. In certain cases (transport and erection difficulties, mobile installations) it is already possible to compete favourably with steel structures. International standards for light alloys and their classification are, still, urgently needed.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## **IV c 1**

### **Ausgezahnte Stahlbauten**

*Diskussion*

### **Construção Ameiada**

*Discussão*

### **La Construction Crénelée**

*Discussion*

### **Castellated Construction**

*Discussion*

PROF. DR. ING. F. FALTUS

Prag

Viele Erfindungen wurden fast gleichzeitig an verschiedenen Stellen gemacht. Weniger häufig ist der Fall, dass dieselbe «Erfindung» nach längeren Zeitetappen immer von neuem auftaucht. Zu dieser Gruppe gehören die «gezahnten» (oder besser «durchbrochenen») Stahlbauten, die H. Saunders beschreibt.

Im Jahre 1929 war ich der Meinung, diese wirtschaftliche Trägerform erfunden zu haben. Sie wurde zum Patent angemeldet, wobei in der Patentanmeldung alle die von H. Saunders in Abb. 2. gezeigten Formen enthalten waren, u. a. jedoch auch die Möglichkeit der Erzeugung von Bogenträgern. Seit dieser Zeit wurden die durchbrochenen Träger von den Skodawerken in Pilsen und später von anderen Firmen sehr oft ausgeführt.

Ich verwies hier auf Abb. 2, 3 und 6 des Aufsatzes Faltus. «Neuere vollständig geschweisste Stahlkonstruktionen» (Der Stahlbau 1932 S. 23, 24 Jg. 5) bzw. den Beitrag von Kopeček und Faltus auf dem ersten AIPC Kongress in Paris 1932 (Siehe Vorbericht «L'application de la soudure aux constructions métalliques», S. 343 – 358, Abb. 1, n. 3).

Die neue Trägerform wurde bei uns studiert und im Jahre 1931 im Laboratorium der Skodawerke und der technischen Hochschule in Prag mit Belastungsprüfungen bis zur Zerstörung und mit Spannungsmessungen geprüft. Die Ergebnisse der Prüfungen und eine Berechnungsmethode wurden aus naheliegenden Gründen allerdings erst im Jahre 1942 (Faltus: Prolamované nosníky. – «Durchbrochene Träger» in der Zeitschrift Technický obzor 1942 Heft 10 u. 11) veröffentlicht.



Ein Patent wurde auf die neue Konstruktion jedoch *nicht* erteilt; es wurde ein deutsches Patent, wenn ich mich richtig erinnere, aus dem Jahre 1911 eines gew. Herrn Hess aus dem Rheinlande entgegeng gehalten, der eine gleiche Trägerteilung mit nachträglicher genieteteter Verbindung der Zähne vorgesehen hatte. Der Ersatz der Nietverbindung durch eine Schweissnaht wurde vom Patentamt als naheliegende Massnahme betrachtet. Von einer wirklichen Ausführung der genieteten Träger wurde nichts bekannt und so können die durchbrochenen geschweissten Träger der Skodawerke wohl die Priorität für sich beanspruchen.

Im Laufe der Jahre sind mit dem Aufschwung der Schweissttechnik nach 1930 noch verschiedene weitere Patentanmeldungen bezw. «Erstanwendungen» desselben Gegenstandes in verschiedenen Zeitschriften aufgetaucht, was jedoch, wie man sieht, nicht gehindert hat, dass im Jahre 1937 neuerlich ein Patent erteilt wurde und im Jahre 1956 über diese interessante Konstruktionsformen nochmals berichtet wird.

Auch in der ČSR wird heute diese Trägerform noch oft verwendet; die Berechnungsweise wurde in Lehrbücher aufgenommen.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Im Diskussionsbeitrag wird darauf hingewiesen, dass das System der «ausgezahnten» oder «durchbrochenen» Träger schon vor längerer Zeit untersucht und bei verschiedenen Ausführungen verwendet wurde. Schon im Vorbericht zum 1. Kongress der I. V. B. H. in Paris 1932 wurde über diese Trägerart berichtet.

#### RESUMO

Na discussão mostra-se que o sistema de vigas «ameiadas» ou «recortadas» já foi experimentado e utilizado há largo tempo em diversas aplicações. Já na «Publicação Preliminar» do 1.º Congresso da A. I. P. E., em Paris, em 1932, se mencionou este tipo de vigas.

#### RÉSUMÉ

L'auteur montre dans la discussion, que la construction «crenelée» ou «découpée» a été essayée et utilisée depuis longtemps dans diverses applications. Dans la «Publication Préliminaire» du 1<sup>er</sup> Congrès de l'A. I. P. C., à Paris, en 1932, ce type de poutres avait déjà été mentionné.

#### SUMMARY

It is shown, in the discussion, that the «castelated» or «cut-away» beam construction has been tried and used for a long time in various applications. This type of beam has already been mentioned in the «Preliminary Publication» of the 1st. Congress of the I. A. B. S. E. in Paris in 1932.

## IV c 2

### Traglastversuche an zweiachsig aussermittig gedrückten Stäben aus Stahl

### Ensaio de carga de vigas de aço submetidas à compressão com excentricidade biaxial

### Essais de charge de poutres en acier soumises à une compression à excentricité bi-axiale

### Load tests of steel beams submitted to a bi-axial excentric compression

PROF. DR. - ING. E. h. K. KLÖPPEL  
Darmstadt

Im Institut des Verfassers (Ingenieurlabor der Technischen Hochschule Darmstadt) sind im vergangenen Jahr «Traglastversuche an zweiachsig aussermittig gedrückten Stäben aus Stahl» im Rahmen eines Forschungsprogrammes der Deutschen Forschungsgemeinschaft, Bad-Godesberg, durchgeführt worden. Die Aufgabenstellung ist in Bild 1 erläutert. In der Praxis tritt dieser Fall bei Stützen räumlicher Rahmengebilde, so beispielsweise im Stahlskelettbau oft auf.

Für den ersten Versuchsabschnitt, über den hier berichtet wird, wurden die Aussermittigkeiten  $e_x$  und  $e_y$  parallelförmiger I-Profile von unterschiedlichen Schlankheitsgraden  $\lambda$  variiert. Die Anzahl der Traglastversuche betrug:

1 Versuch mit Profil IP	14: $\lambda_x = 36, \lambda_y = 60,$
12 Versuche mit Profil IP	16: $\lambda_x = 34, \lambda_y = 57,$
15 Versuche mit Profil I	10.10: $\lambda_x = 48, \lambda_y = 83.$

Für die Bemessung zweiachsig aussermittig gedrückter Stäbe aus Stahl sind in den deutschen Vorschriften über Stabilitätsfälle DIN 4114 die Formeln I und II

$$\sigma_{zul} \geq \omega \frac{P}{F} + 0,9 \left( \frac{W_x}{W_x} + \frac{W_y}{W_y} \right) \quad (I)$$

$$\sigma_{zul} \geq \frac{P}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \quad (II)$$

massgebend. Für Belastungsfall 1 und 2 betragen die zulässigen Spannungen  $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$  und  $\sigma_{zul} = 1600 \text{ kg/cm}^2$ .

Das Ziel der Versuche war es, den Sicherheitsgrad der mit diesen Formeln ermittelten zulässigen Lasten  $P_{zul}$  gegenüber der experimentellen Traglast  $P_{Br}$  festzustellen.

Bild 2 zeigt die Versuchseinrichtung. Die Belastung erfolgte über je ein Kugellager. Die Grösse der Last war durch die Anzeige der Prüf-

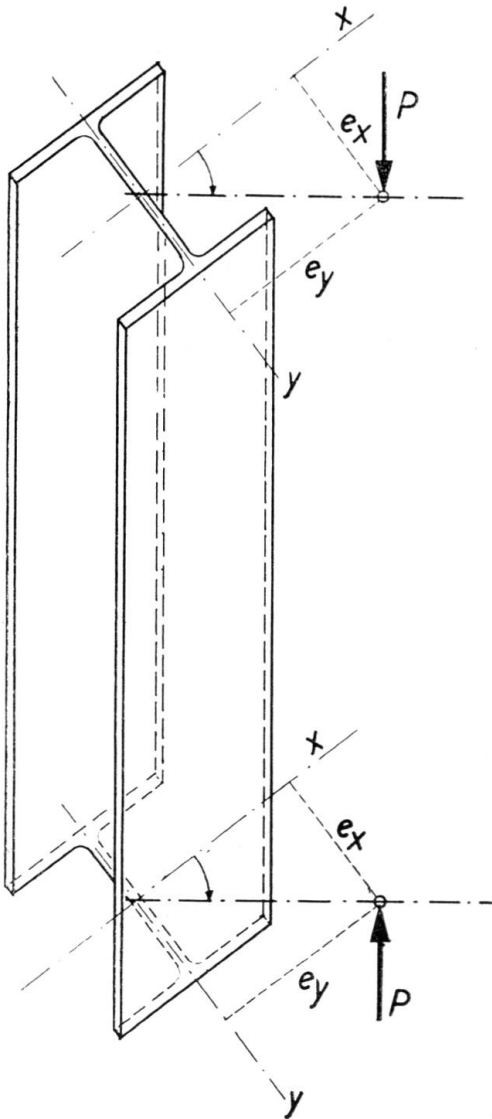


BILD 1. Aufgabenstellung

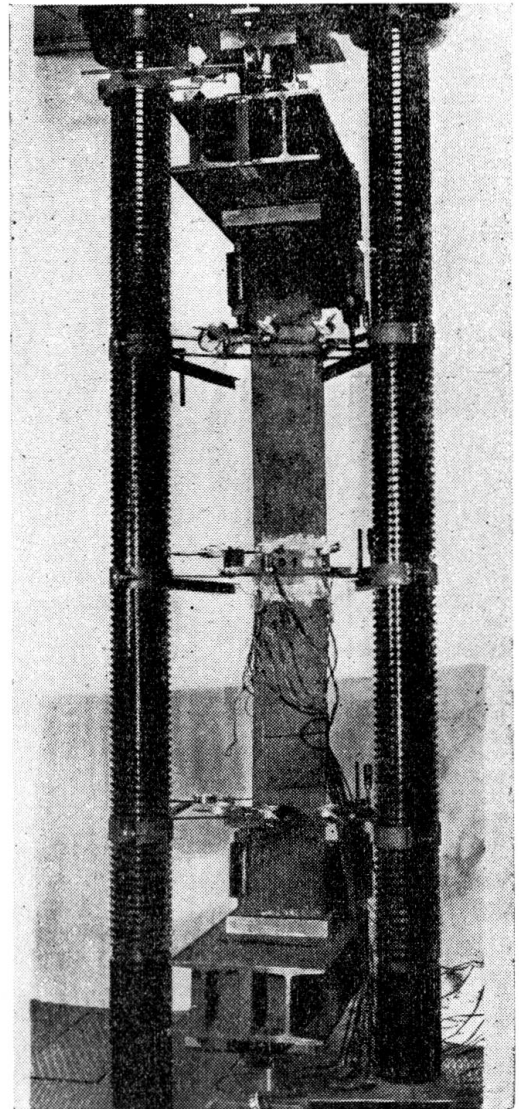


BILD 2. Versuchseinrichtung

maschine auf  $\pm 168 \text{ kg}$  gegeben, so dass die Messgenauigkeit bei der kleinsten Bruchlast unter allen Versuchen 1,5 % war. Zum Teil wurden die Lasten durch Einschalten eines Maihak-Zylinders kontrolliert. Während der Belastung sind Dehnungen und Verschiebungen gemessen worden.

Für Dehnungsmessungen wurden Philips-Dehnungsmessstreifen verwendet mit einer Messgenauigkeit von  $\epsilon = \pm 0,005 \text{ ‰}$ , was in Spannungen

ausgedrückt  $\sigma = \pm 10,5 \text{ kg/cm}^2$  entspricht. Ihre Anordnung war bei den einzelnen Versuchen unterschiedlich. Bei zwei Versuchen wurde die Verteilung der Dehnungen über den Querschnitt untersucht (Bild 3).

Hierbei zeigte sich, dass die Euler-Bernoulli'sche Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte im plastischen Bereich nicht mehr streng erfüllt ist. Da die Abweichungen für den Zweck der vorliegenden Aufgabe jedoch nicht als erheblich anzusprechen waren, wurden durch geradlinige Interpolation auf rein geometrischem Wege die Punkte bestimmt, wo die

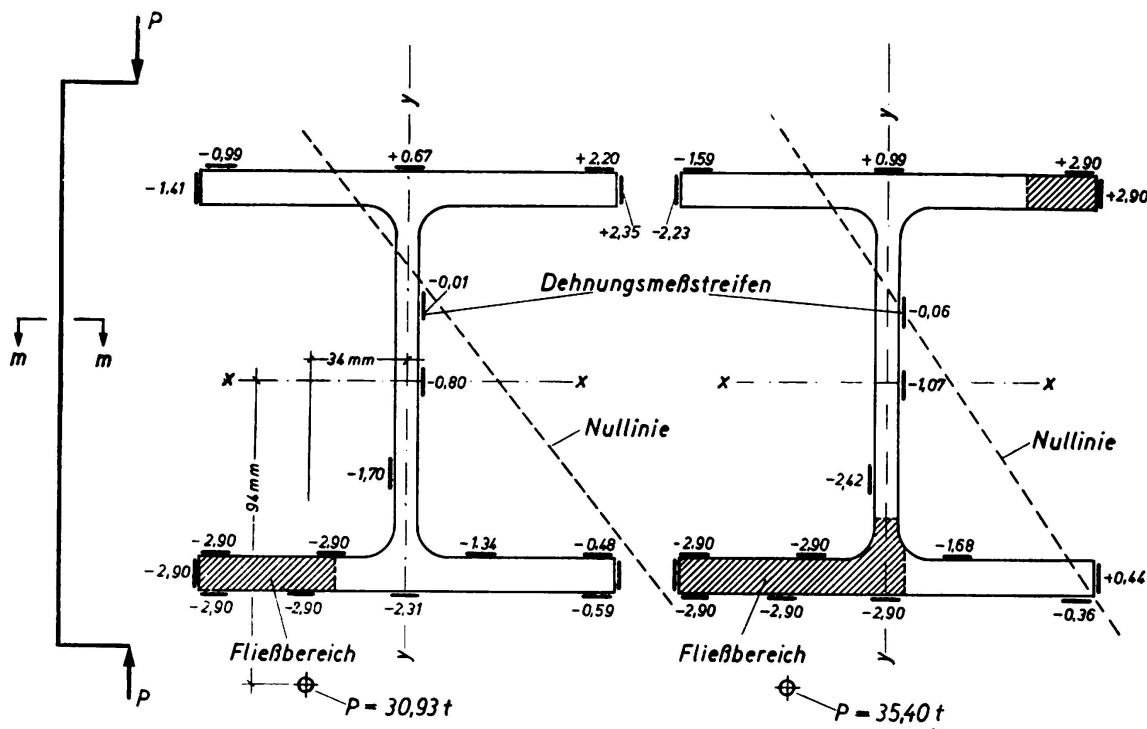


BILD 3. Ausdehnung des Fließgebietes im Querschnitt m-m

Dehnungen aus dem Biegungsanteil Null sind. Diese Punkte liegen nahezu auf einer Geraden, die also als Nulllinie deklariert werden kann. Die Zuverlässigkeit ihrer Lage liess sich nun prüfen, indem die Dehnungen unter Zugrundelegung eines idealelastisch-idealplastischen Spannungs-Dehnungs-Diagrammes und der tatsächlichen Fließspannung  $\sigma_F$  in Spannungen umgerechnet und über die drei in Betracht kommenden Gleichgewichtsbedingungen  $\Sigma V = 0, \Sigma M_x = 0, \Sigma M_y = 0$  die Grösse der Traglast  $P$  und der beiden Exzentrizitäten  $e_x$  und  $e_y$  berechnet wurden. Diese Kontrolle befriedigte. Für die beiden Laststufen  $P = 30,93 \text{ t}$  und  $P = 35,40 \text{ t}$  sind in Bild 3 die Fließgebiete schraffiert. Bei der zweiten Laststufe ist bereits im Zugbereich ein Fließgebiet entstanden. Da sich die Querschnittsteile, in denen die Fließgrenze überschritten ist, an der weiteren Lastaufnahme nicht beteiligen, ändert sich mit fortschreitender Ausdehnung des Fließgebietes die Lage der Nulllinie, wobei die Frage,

ob auch dann die Nulllinie noch als Gerade angenommen werden kann, unbeantwortet bleiben muss.

Bild 4 zeigt einen Träger nach dem Versuch. Die weissen Markierungen geben die vermutete Ausdehnung der einzelnen Fliessgebiete an, worüber später noch zu berichten sein wird.

In Bild 5 sind die Traglasten  $P_{Br}$  aller Versuche mit I 10.10 und einheitlicher Knicklänge angegeben; die Schlankheitsgrade sind  $\lambda_x = 48$  und  $\lambda_y = 83$ . Die Grösse der Traglasten ist dort eingetragen, wo die Wirkungsgerade der jeweiligen Last die Querschnittsebene der Stütze durchsties. Für nur einachsige Aussermittigkeit der Last auf der  $x - y$ -Achse (Hauptachsen) konnte die kritische Last nach Jäger — Jezek berechnet werden. Um den Anschluss an diese rechnerischen Werte zu finden, wurden noch zwei Versuche mit nur einachsiger Aussermittigkeit durchgeführt. Nachdem sich hier unter Zugrundelegung der jeweils tatsächlichen Fliessgrenze Übereinstimmung auf maximal  $\pm 4,6\%$  = ergab, wurden auch die rechnerischen Werte der Traglast für weitere Exzentrizitäten auf den Hauptachsen eingetragen. Die hierbei zugrundeliegende Fliessgrenze  $\sigma_F = 2,62 \text{ t/cm}^2$  ist das arithmetische Mittel der Fliessgrenzen aller Stützen I 10.10, deren Traglasten in Bild 5 eingetragen sind.

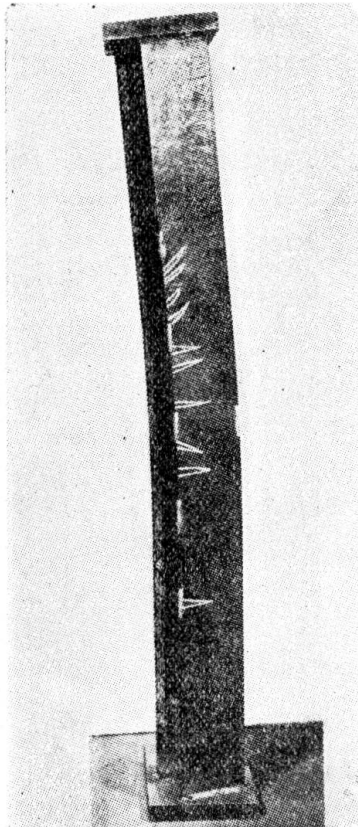


BILD 4. Verteilung und Ausdehnung der Fliessgebiete

Anschliessend wurden jeweils Punkte mit gleicher Traglast durch Kurven verbunden.

Um nun die Frage nach der Tragsicherheit gegenüber den Bemessungsformeln der deutschen Stabilitätsvorschrift DIN 4114 beantworten zu können, wurden als nächstes die nach DIN 4114 zulässigen Lasten  $P_{zul}$  nach den Formeln I und II ermittelt.

Bild 6 zeigt wiederum einem Querschnitt der Stütze, in dem jeweils Punkte gleicher zulässiger Last  $P_{zul}$  miteinander verbunden sind. Es ergeben sich auf diese Weise parallele Geraden. Hierzu ist noch zu erläutern, dass nach der DIN 4114 bei der Bemessung der Stützen auf planmässige Exzentrizität, abgesehen vom Biegedrillknicken, von den zwei zu führenden Nachweisen der ungünstigere massgebend ist. In Bild 6 ist die Grenze für den Gültigkeitsbereich der beiden Formeln angegeben. Für kleinere Exzentrizitäten ist Formel I, für grosse Formel II zuständig.

Überträgt man nun die im vorhergehenden Bild 5 gezeigten Kurven gleicher experimentell ermittelter Traglasten  $P_{Br}$  in das Diagramm gleicher zulässiger Lasten  $P_{zul}$ , so kann man für jeden Punkt das Ver-

hältnis  $\nu_{Br} = P_{Br} : P_{zul}$  bestimmen, das ist das Verhältnis der tatsächlichen Traglast  $P_{Br}$  zur (nach DIN 4114) zulässigen Last  $P_{zul}$ .

Bild 7 zeigt für zwei Kurven die Bestimmung der einigen Punkten zugeordneten Tragsicherheiten  $\nu_{Br}$ , wobei die nur geringe Abweichung der vorhandenen Fließgrenze von der den  $P_{zul}$  zugrundeliegenden Fließ-

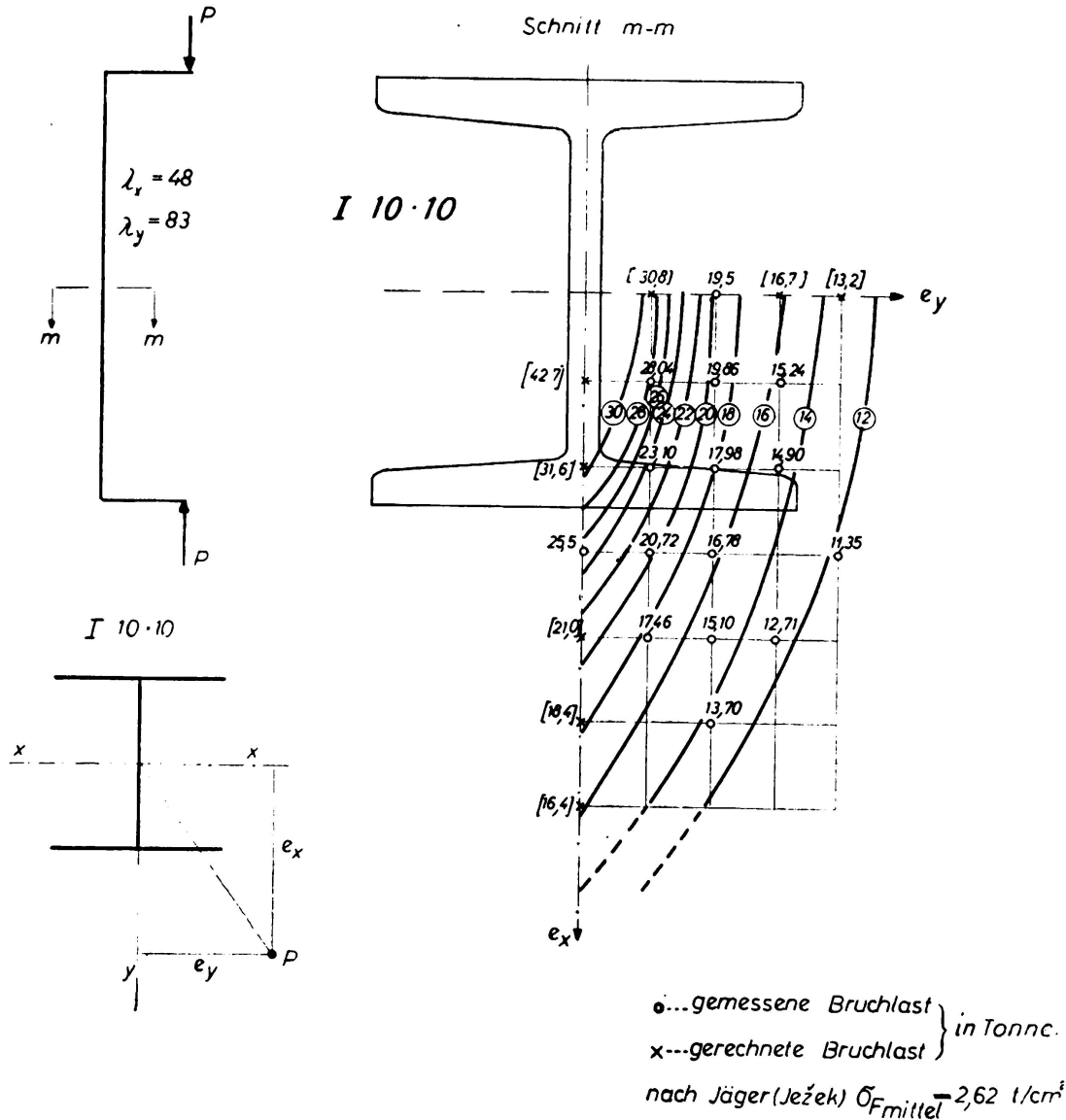


BILD 5. Kurven gleicher Traglast für I 10.10

grenze  $\sigma_F = 2,4 \text{ t/cm}^2$  ausser Betracht geblieben ist. Aus der Tatsache, dass die Kurven gleicher Traglast gekümmert sind, folgt, dass die Sicherheiten der auf Grund von Formel I oder II ermittelten  $P_{zul}$  nicht überall gleich gross sind. Bei Betrachtung einer einzelnen Kurve gleicher Traglast erkennt man, dass die Tragsicherheit dort am grössten ist, wo der

Abstand der Kurve von der Verbindungsgeraden ihrer auf den Hauptachsen gelegenen Endpunkte am grössten ist. Da dieser Abstand auf den Hauptachsen gleich Null ist, ist also die Tragsicherheit bei Bemessung nach DIN 4114 bei zweiachsiger Aussermittigkeit erwartungsgemäss grösser als bei einachsiger Aussermittigkeit.

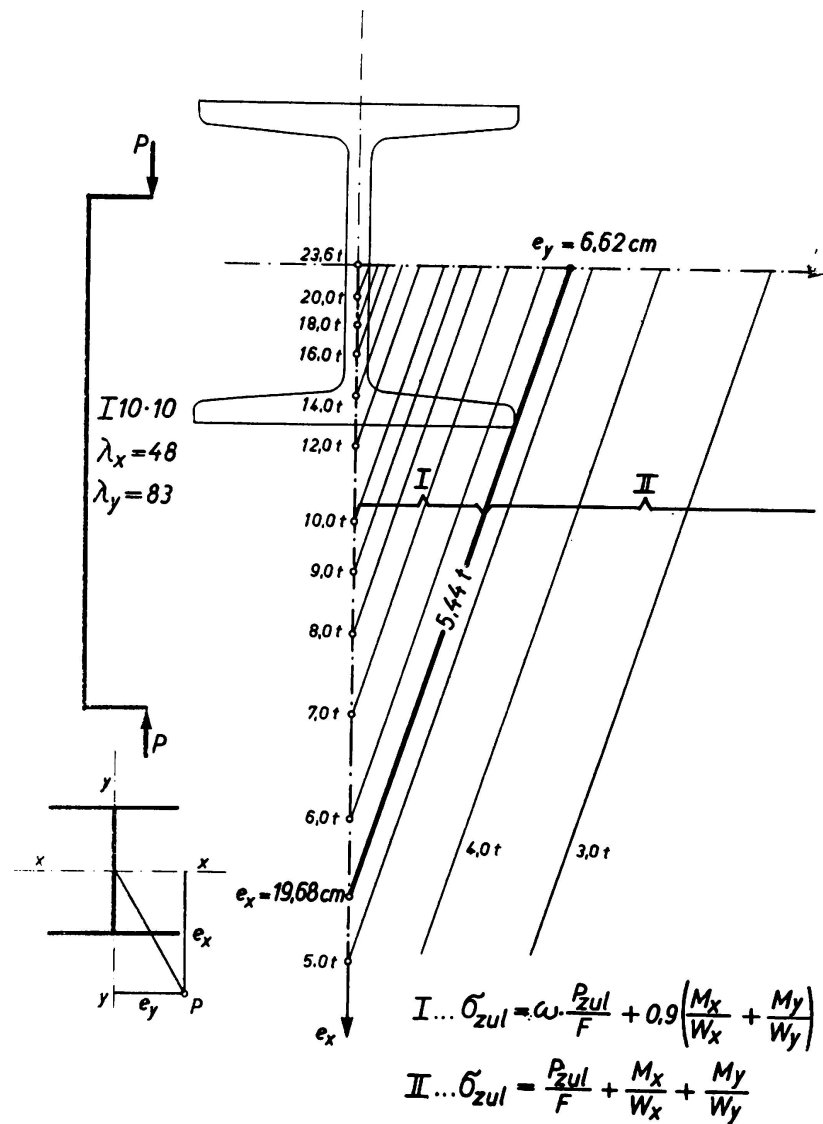


BILD 6. Zulässige Last ( $P_{zul}$ ) nach DIN 4114

In Bild 9 sind nun die nach Bild 7 ermittelten Tragsicherheiten  $\nu_{Br}$  wieder über den Durchstossungspunkten der Lastwirkungsgeraden aufgetragen und alle Punkte gleichgrosser Tragsicherheit durch Kurven verbunden. Es ergibt sich ein «Sicherheits-Hügel», dessen Abhänge nach den Hauptachsen zu abfallen. Die in Bild 9 gezeigten Kurven gelten für das Profil I 10.10 mit den Schlankheitsgraden  $\lambda_x = 48$  und  $\lambda_y = 83$ .

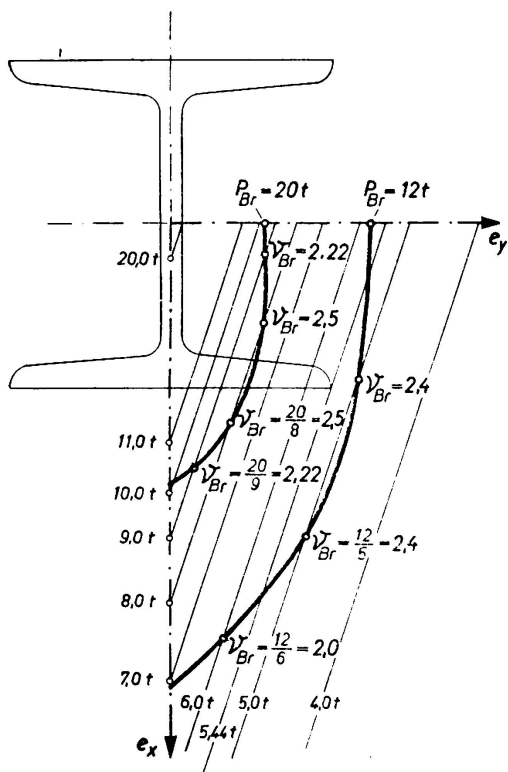
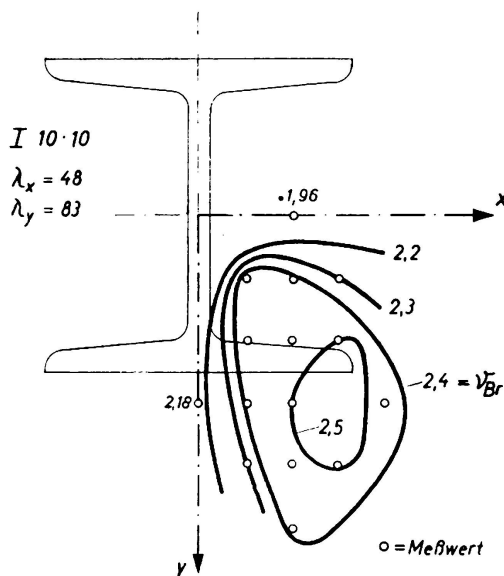


BILD 7. Bestimmung der Tragsicherheit  $v_{Br} = \frac{P_{Br}}{P_{zul}}$



$$v_{Br} = \frac{P_{Br}}{P_{zul}} \text{ mit } \sigma_{zul} = 1,4 \text{ t/cm}^2$$

BILD 8. Kurven gleicher Tragsicherheit  $v_{Br} = \frac{P_{Br}}{P_{zul}}$

### ZUSAMMENFASSUNG

Nach der deutschen Stabilitätsvorschrift DIN 4114 werden zur Zeit zweiachsig aussermittig gedrückte Stäbe (abgesehen vom Biegedrillknicken) nach den Formeln I und II bemessen.

Die zunächst nur für zwei verschiedene Schlankheitsgrade mit I Profilen durchgeführten Versuche zeigen, dass Stützen, die nach diesen Formeln dimensioniert werden, gegenüber der tatsächlichen Traglast  $P_{Br}$  Sicherheitsgrade  $v_{Br}$  aufweisen, die soviel grösser als diejenigen für einachsige Aussermittigkeiten sind, dass hierfür eine bessere Ausnutzung des Stahles gerechtfertigt wäre.

Als Beispiel sei ein Profil I 10.10 gewählt mit Schlankheitsgraden  $\lambda_x = 48$  und  $\lambda_y = 83$ . Wenn bei diesem die Exzentrizitäten  $e_x = 6,0$  cm und  $e_y = 3,0$  cm betragen, so ergibt sich im Belastungsfall 1 als zulässige Last nach Formel I  $P_{zul} = 6,70$  t. Der Versuch lieferte  $P_{Br} = 16,78$  t, dabei war aber die Fließgrenze  $\sigma_F = 2,50$  t/cm<sup>2</sup>, so dass die mit  $P_{zul}$  zu vergleichende Traglast genügend genau durch Abminderung im Verhältnis von 2,4 durch 2,5 zu 16,2 t erhalten wird. Wenn die der Formel I für einachsige Aussermittigkeit zugrundeliegende Sicherheit von 1,5 auch hier als ausreichend angesehen wird, so wäre in diesem Einzelfalle eine



Erhöhung der zulässigen Last von 6,70 t auf 10,7 t, also um fast 60 % möglich.

Die Durchführung der Versuche lag in den Händen von Herrn Dipl.-Ing. Knud Ackermann.

### RESUMO

Pelo regulamento de estabilidade alemão DIN 4114, as vigas de aço submetidas à compressão com excentricidade biaxial (desprezando a encurvatura por flexo-torsão) serão calculadas pelas fórmulas I e II.

Os primeiros ensaios efectuados com perfis I PN para dois coeficientes de esbeltez diferentes mostraram que as colunas dimensionadas com estas fórmulas apresentam em relação à carga efectiva de rotura  $P_{Br}$  um coeficiente de segurança  $\nu_{Br}$  muito maior do que as solicitadas por uma carga com excentricidade monoaxial, tornando-se possível neste caso um melhor aproveitamento do aço.

Tome-se como exemplo concreto um perfil I 10.10 com coeficientes de esbeltez  $\lambda_x = 48$  e  $\lambda_y = 83$ . Supondo excentricidades  $e_x = 6,0$  cm e  $e_y = 3,0$  cm, a carga admissível no caso de carga 1 é, segundo a fórmula I,  $P_{zul} = 6,70$  t. Pelos ensaios obtém-se  $P_{Br} = 16,78$  t para um limite elástico  $\sigma_F = 2,50$  t/cm<sup>2</sup>; a carga a comparar com  $P_{zul}$  pode portanto obter-se com uma aproximação suficiente reduzindo 16,78 na relação de 2,4 para 2,5, ou seja 16,2 t. Admitindo neste caso o mesmo coeficiente de segurança de 1,5, válido para o caso de excentricidade monoaxial, a carga admissível poderia ser aumentada de 6,70 t para 10,70 t, o que representa um acréscimo de quase 60 %.

Os ensaios foram executados pelo Eng. Knud Ackermann.

### RÉSUMÉ

Selon le règlement de stabilité allemand DIN 4114, les poutres en acier soumises à la compression à excentricité bi-axiale (en négligeant le flambage par flexo-torsion), seront calculées à l'aide des formules I et II.

Les premiers essais effectués avec des profilés I NP pour deux élancements différents ont montré que les colonnes calculées à l'aide de ces formules présentent, par rapport à la charge effective de rupture  $P_{Br}$  un coefficient de sécurité  $\nu_{Br}$  beaucoup plus grand que celles soumises à une charge à excentricité monoaxiale, une meilleure utilisation de l'acier étant alors possible dans ce cas.

Soit, par exemple, un profilé I 10.10 dont les élancements sont  $\lambda_x = 48$  et  $\lambda_y = 83$ . En supposant des excentricités  $e_x = 6,0$  cm et  $e_y = 3,0$  cm, la charge admissible dans le cas de charge 1 est, selon la formule I,  $P_{zul} = 6,70$  t. Les essais permettent d'obtenir  $P_{Br} = 16,78$  t pour une limite élastique  $\sigma_F = 2,50$  t/cm<sup>2</sup>; la charge à comparer à  $P_{zul}$  peut donc être obtenue en réduisant 16,78 dans le rapport 2,4:2,5 ce qui donne 16,2 t.

En admettant dans ce cas, le même coefficient de sécurité de 1,5 valable dans le cas de l'excentricité mono-axiale, la charge admissible pourrait être augmentée de 6,70 t à 10.70 t, soit de près de 60 %.

Les essais ont été exécutés par l'Ing. Knud Ackermann.

#### S U M M A R Y

In accordance with German standards DIN 4114, steel beams under bi-axial eccentric compression loads (neglecting flexo-torsional buckling) will be calculated with formulae I and II.

The first tests carried out with I NP beams for two different slenderness ratios, have shown that columns calculated with those formulae have in relation to effective rupture load  $P_{Br}$  a much greater safety factor  $\nu_{Br}$  than those under a mono-axial eccentric load, a better use of the steel being possible in this case.

Assuming, for example a I 10.10 rolled profile with slenderness ratios  $\lambda_x = 48$  and  $\lambda_y = 83$ , if the eccentricities are  $e_x = 6.0$  cm and  $e_y = 3.0$  cm, permissible load for load condition 1 is, according to formula I,  $P_{adm} = 6.70$  t. Tests show that  $P_{Br} = 16.78$  t for a yield point  $\sigma_F = 2.50$  t/cm<sup>2</sup>; the load to be compared to  $P_{adm}$  can therefore be determined with enough precision by reducing 16.78 in the same ratio as 2.4:2.5, the result being 16.2 t. Assuming in this case the same safety factor as in the case of a mono-axial eccentric load, the permissible load could be increased from 6.70 t to 10.70 t, which corresponds to almost 60 %.

Tests were carried out by Eng. Knud Ackerman.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## **IV c 3**

**Flambement de colonnes en acier A. 37, à profil  
en double té, sollicitées obliquement**

**Buckling of St. 37 steel, double tee section columns,  
submitted to obliquous compression forces**

**Untersuchungen über das Knicken von Stahlstützen in St. 37  
bei schiefer Kraftangriff**

**Encurvadura de colunas de aço A. 37, de secção  
em duplo tê, solicitadas obliquamente**

F. CAMPUS      C. MASSONNET  
*Université de Liège*  
Liège

Le mémoire ci-après présente un bref résumé de recherches exécutées sous les auspices de la C. E. C. M. (Commission Belge pour l'Etude de la Construction Métallique). Ces recherches, dont le compte-rendu in extenso a été publié ailleurs [1], ont eu pour but de résoudre par la voie théorique et expérimentale le problème du dimensionnement des barres comprimées obliquement dans leur plan d'inertie maximum. Ce problème se présente dans les barres comprimées des poutres en treillis et dans les colonnes des ossatures et est de ce fait très important pour la pratique.

Les essais ont été exécutés sur 92 poutrelles à ailes larges (profil DIE 10 et 20) ou étroites (profil PN S 22) faites en acier A.37. Ces poutrelles étaient chargées d'une force de compression oblique dont la ligne d'action était située dans le plan de l'âme et présentait des excentricités d'extrémités  $e_1$  et  $e_2$ .

Les essais ont porté sur les valeurs suivantes des paramètres (fig. 1)

$$\frac{e_2}{e_1} = + 1; 0; - 1;$$

élancement pour le flambement normalement à l'âme:

$$\lambda = 40 - 60 - 80 - 100 - 130 - 175.$$

Rapport de l'excentricité  $e_1$  au rayon du noyau central:

$$m = 0,5 - 1 - 3.$$

Les diagrammes de flexion composée ainsi réalisés sont représentés à la figure 2.

Avant d'exécuter les essais de flambement proprement dits, on a étudié de façon approfondie les propriétés mécaniques des barres, en effectuant des essais de traction et de compression sur de nombreuses éprouvettes prélevées dans toutes les zones de la section droite.

Les éprouvettes de compression étaient de petits parallépipèdes rectifiés essayés par l'intermédiaire d'une «subpress», dispositif consistant essentiellement en une enclume et un piston sans jeu latéral appréciable. Par ce moyen, on a pu relever à l'aide de jauges électriques collées sur les éprouvettes d'excellents diagrammes ( $\sigma$ ,  $\epsilon$ ) jusqu'au delà de la fin du palier d'écrasement (fig. 3), sans que l'éprouvette flambe prématurément.

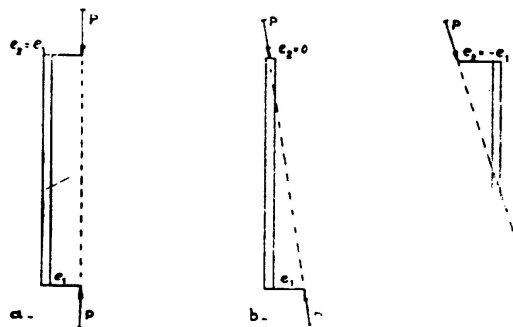


FIG. 1

Les résultats des mesures effectuées montrent une variation sensible de la limite élastique d'un point à l'autre des profils; par exemple dans le profil DIE 20, cette

limite varie de 22 à 26,5 Kg/mm<sup>2</sup> dans la semelle. On a mesuré, en outre, les tensions résiduelles de laminage dans les trois profils expérimentés, à l'aide de déformètres mécaniques de 300 mm de base. Les diagrammes obtenus (par exemple figure 4 pour le profil DIE 20) montrent l'existence d'importantes tensions résiduelles ayant dans chacun des rectangles composant le profil, une allure parabolique.

En particulier, on a mesuré, dans les trois profils, de fortes tensions résiduelles de compression aux extrémités des ailes, qui atteignent 13 Kg/mm<sup>2</sup> dans le cas du profil DIE 20.

Ces tensions résiduelles diminuent la résistance des barres au flambement par flexion transversale.

Si l'on admet que la section droite de chaque semelle reste plane au cours des déformations de flexion, on peut établir le diagramme tensions

-dilatations moyen applicable à cette semelle quand le profil se déforme par flexion composée dans le plan de son âme. Pour cela, on part du diagramme ( $\sigma$ ,  $\epsilon$ ) expérimental relevé sur les éprouvettes de compression et on en décale l'origine 0 en hauteur d'une quantité égale à la tension résiduelle mesurée en ce point du profil (fig. 5).

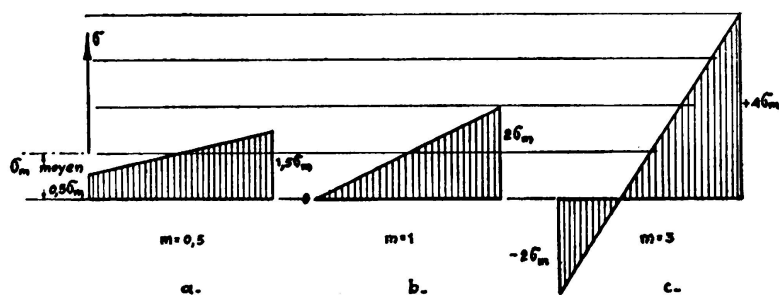


FIG. 2

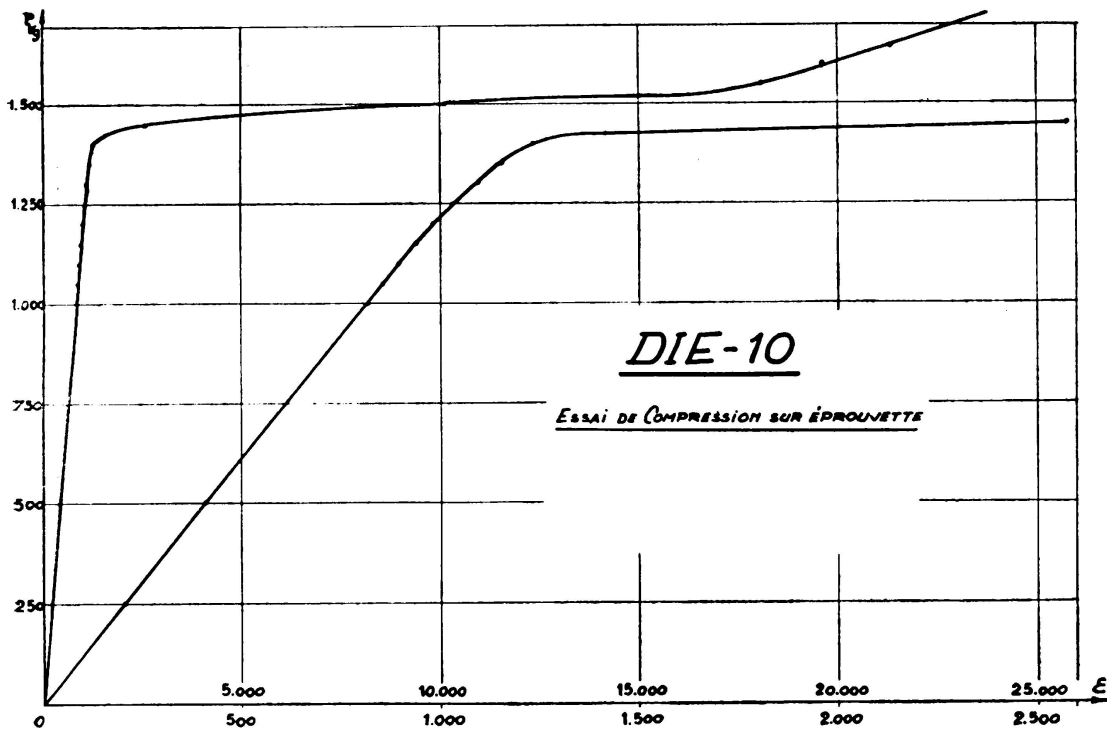


FIG. 3

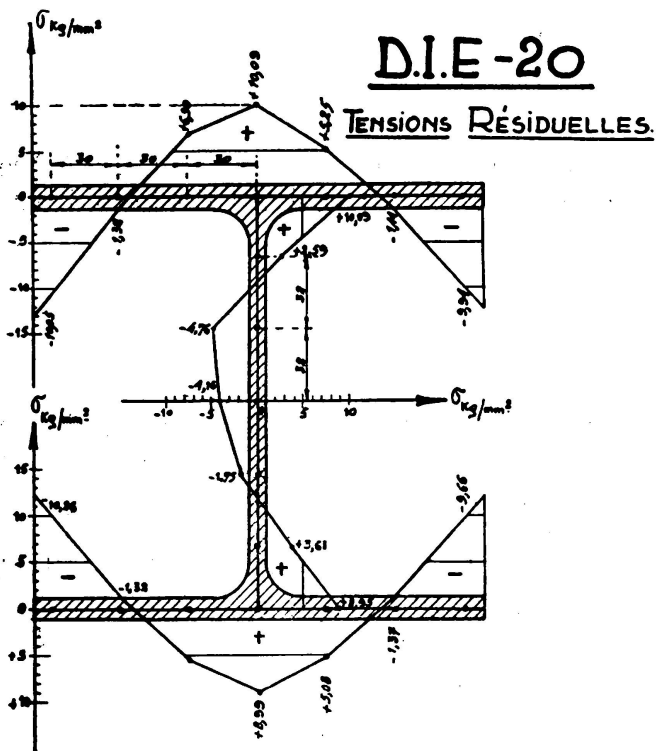


FIG. 4

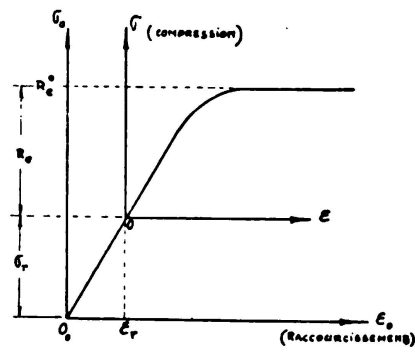


FIG. 5

En faisant ensuite la moyenne de tous les diagrammes  $(\sigma, \epsilon)$  ainsi modifiés, on obtient un diagramme tensions dilatations moyen de la semelle, de nature théorico-expérimentale. Ce diagramme est en bon accord avec le diagramme expérimental obtenu en mesurant le raccourcissement moyen de tronçons entiers de poutrelles soumises à la compression pure. Il présente (fig. 6) une limite de proportionnalité beaucoup plus basse ( $R_p$  8,4 Kg/mm<sup>2</sup>) que celle relevée sur éprouvettes isolées et par consé-

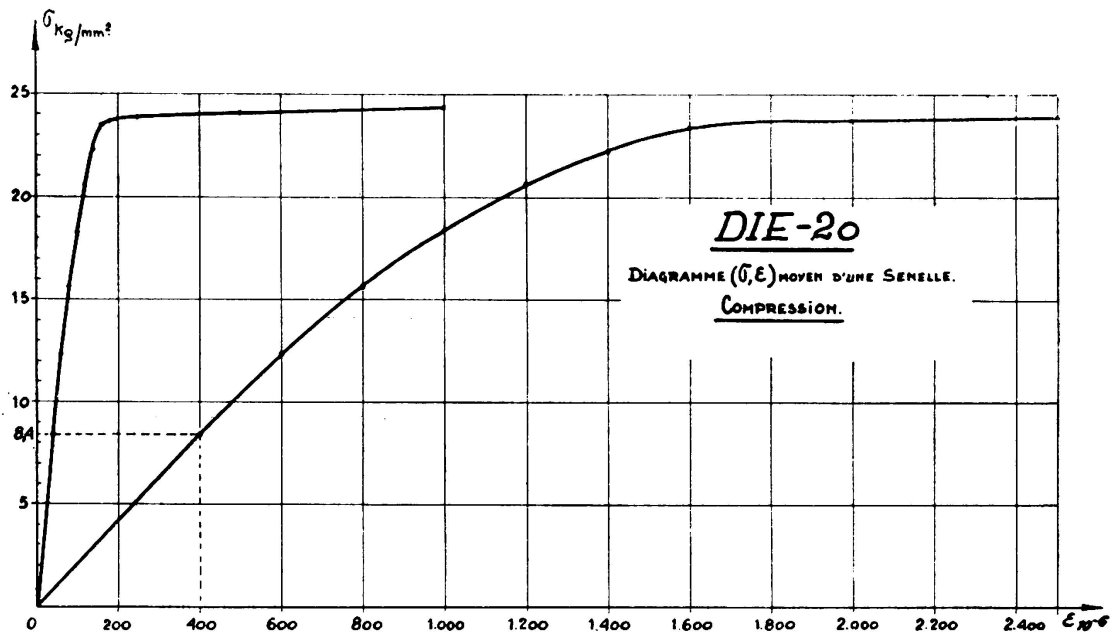


FIG. 6

quent un domaine plastique beaucoup plus étendu. Ce diagramme diffère fortement du diagramme à palier indéfini mis à la base de la plupart des théories du flambement plastique.

\*

Dans les essais de flambement proprement dits, la caractéristique essentielle a été l'emploi d'appuis sphériques sous pression d'huile réalisant de façon quasi-parfaite l'appui simple à la fois dans le plan de l'âme et dans le plan normal à l'âme (fig. 7).

Ces appuis, qui sont lubrifiés par de l'huile sous pression, travaillent en régime hydrodynamique et réalisent de ce fait la condition d'appui simple avec une précision impossible à réaliser par le moyen d'appuis à couteaux. En effet, en mettant en contact les deux taques d'appui, on peut réaliser, par la juxtaposition des deux demi-sphères, une sphère complète et on peut aisément mesurer le moment  $M$  qu'il faut appliquer pour faire pivoter cette sphère sous une charge de compression  $P$ . On a

trouvé expérimentalement, pour toute charge comprise entre 0 et 300 tonnes,  $e = \frac{P}{M}$  inférieur à 0,2 mm, ce qui correspond pour chaque appui, à une erreur inférieure au dixième de millimètre.

Les déformations de la barre au cours de l'essai de flambement étaient mesurées à l'aide de 20 comparateurs au centième de millimètre

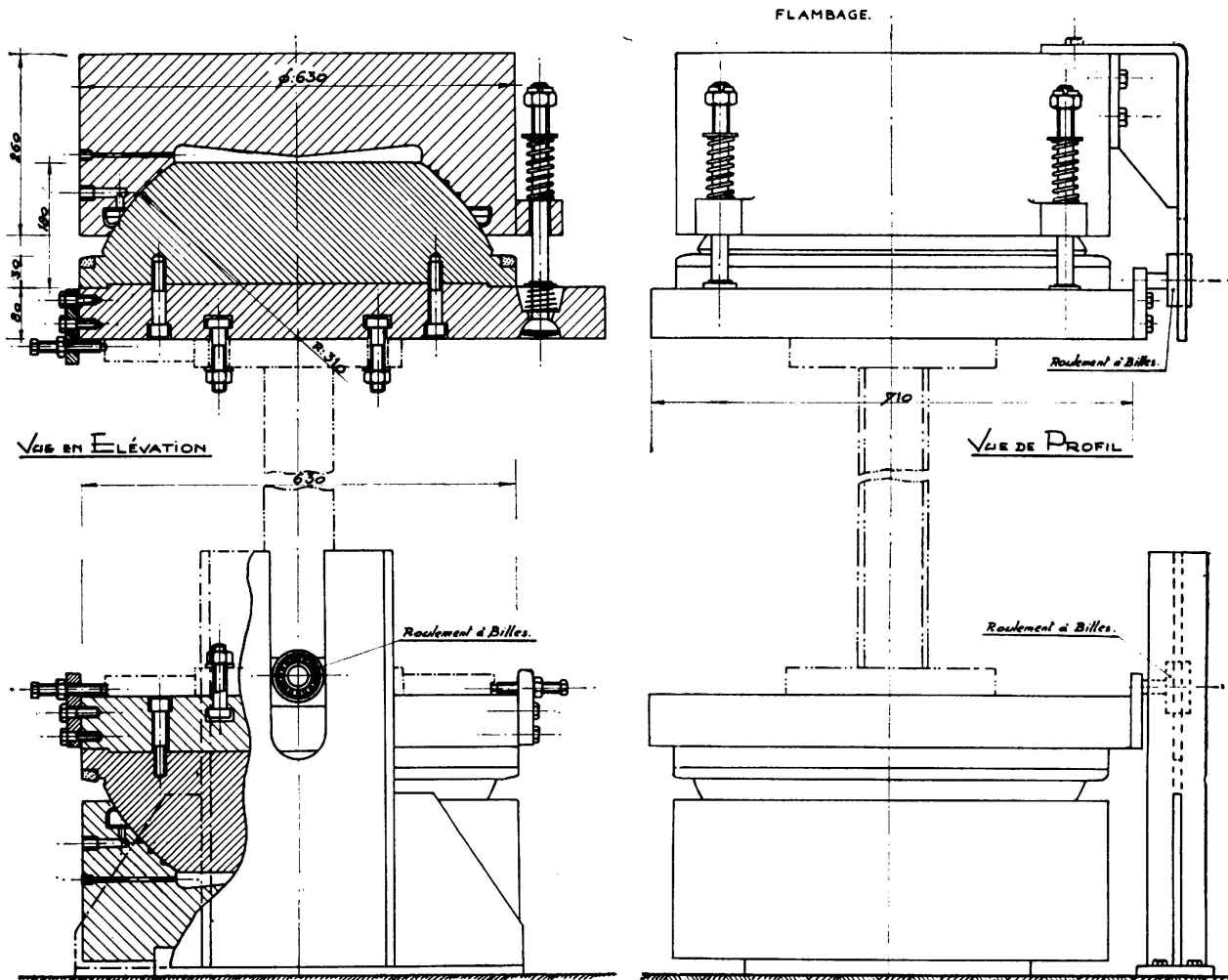


FIG. 7

disposés aux niveaux 0,1/4, 1/2, 3/4, et 1, à raison de 4 appareils par niveau. A chaque niveau, les appareils étaient disposés de la manière représentée en coupe horizontale à la figure 8; les comparateurs étaient actionnés par des fils très fins attachés à l'extrémité de règles rigides fixées sur la colonne, ceci afin d'augmenter la précision des mesures de torsion et d'éviter le bris des appareils par suite d'un flambement brusque de la colonne.

La photographie fig. 9 donne une vue de l'appui à rotule inférieur.

Les photos figures 10 et 11 représentent l'ensemble du dispositif d'essai.



La grande majorité des 92 barres essayées ont péri de la façon suivante :

Après une déformation plastique plus ou moins grande par flexion composée dans le plan de leur âme, elles ont flambé par flexion normale à l'âme accompagnée de torsion (fig. 10).

Seul, un petit nombre de barres, surtout celles à excentricités terminales opposées, ont été ruinées par excès de flexion plastique aux extrémités (fig. 11) accompagné, dans le dernier stade, par un voilement local des ailes comprimées.

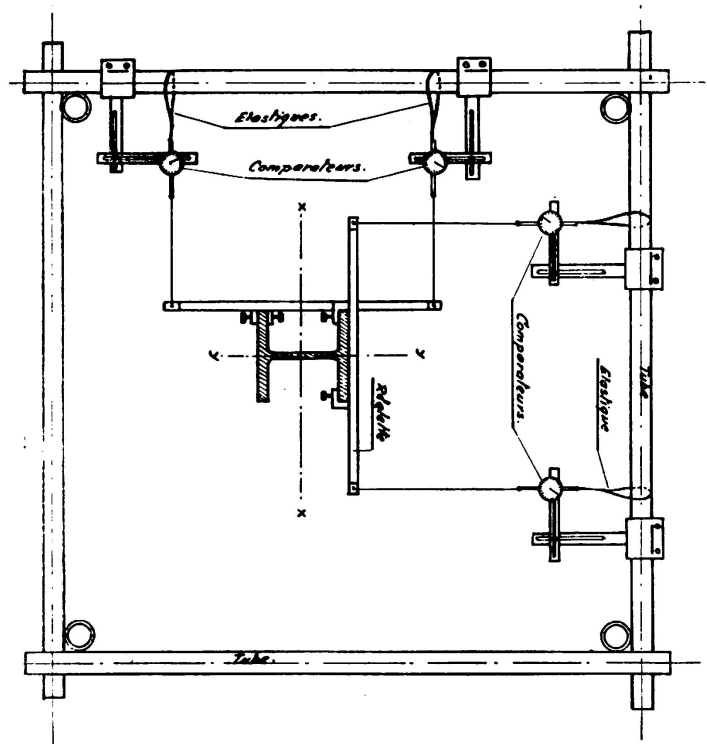


FIG. 8

Nous considérons donc que ces essais ont mis particulièrement en lumière l'importance des déformations par torsion, qui ont pour effet de diminuer très sensiblement la grandeur de la charge critique. Par ailleurs, ils doivent, à notre avis, inciter les constructeurs à une grande prudence dans l'application de la méthode dite «des rotules plastiques» à des ossatures comprenant des éléments comprimés.

\*

Dans l'analyse théorique des résultats d'essai, on a jugé indispensable d'établir à la fois des formules simples, pouvant servir de base à une méthode de dimensionnement utilisable en pratique, et des méthodes de calcul serrant la réalité d'aussi près que possible, mais nécessairement d'application compliquée.

La place dont nous disposons ne nous permet de dire que quelques mots de ces méthodes perfectionnées.

Nous sommes parvenus à généraliser pour le domaine plastique la théorie élastique du flambement par flexion et torsion des pièces chargées avec une excentricité constante. Cette théorie a été développée complètement pour un profil à âme évanouissante et dont les semelles posséderaient un diagramme  $(\sigma, \epsilon)$  quelconque, construit en tenant compte de la répartition réelle des propriétés élastoplastiques et des tensions résiduelles comme nous l'avons expliqué ci-dessus.

La différence essentielle entre cette théorie et la théorie élastique du flambement par flexion et torsion est que, au fur et à mesure que la

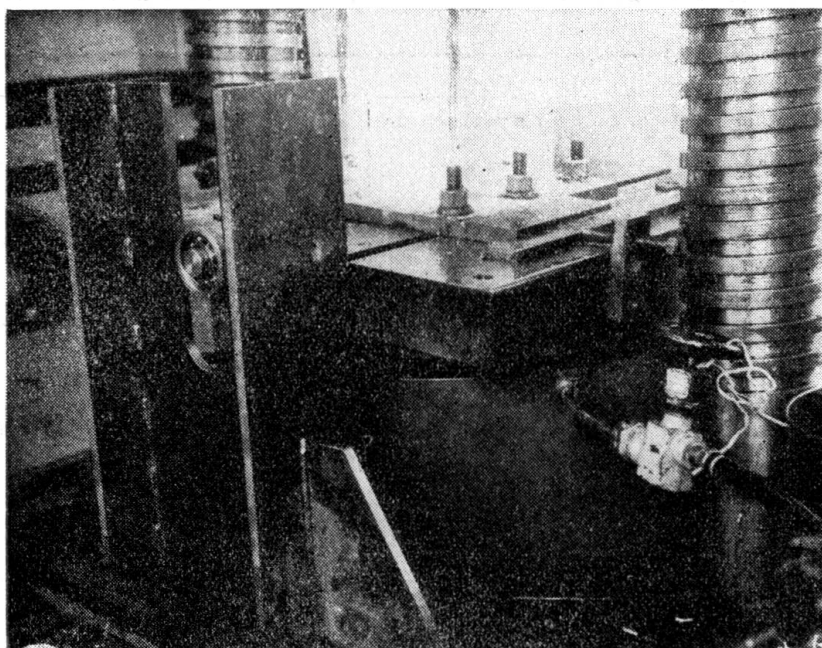


FIG. 9

semelle intérieure de la barre se plastifie, les caractéristiques géométriques du profil se modifient. Tout se passe comme si cette semelle voyait sa section diminuer et si on avait affaire à un double té à ailes inégales. De ce fait, le centre d'élasticité  $E$  et le centre de cisaillement  $O$  de la section droite se rapprochent continuellement de la semelle extérieure de la colonne, comme le montre la figure 12.

Signalons aussi que la théorie est systématiquement basée sur le concept de SHANLEY, d'après lequel les déformations de flambement se produisent pendant que la charge  $P$  s'accroît, de sorte que les dilatations  $\epsilon$  ne décroissent en aucun point du métal.

Comme le montre le tableau 1 ci-dessous, cette théorie a été trouvée en excellent accord avec l'expérience dans les 9 cas où la comparaison a été effectuée pour le profil DIE 20. Pour les barres à profil PN 22 S, l'accord est moins parfait mais cependant bon.

TABLEAU 1

*Comparaison des charges critiques théorique et expérimentale de flambement élastoplastique par flexion et torsion*

(en tonnes)

DIE 20

$\lambda$	m	0,5		1		3	
		expérimentale	théorique	expérimentale	théorique	expérimentale	théorique
60		84,8	85,2	64,8	66,2	32,8	35,5
80		71,0	75,0	59,0	59,0	32,5	32,5
100		62,5	62,7	53,5	51,0	29,0	29,5

PN — 22 S.

$\lambda$	m	0,5		1		3	
		expérimentale	théorique	expérimentale	théorique	expérimentale	théorique
60		65,8	73,0	53,8	57,4	—	—
80		67,1	66,0	53,8	53,8	28,8	29,8
100		59,8	54,1	53,0	48,6	26,9	28,6
130		—	—	—	—	25,5	24,9

TABLEAU 2

*Comparaison des charges critiques théorique et expérimentale de flambement élastique par flexion et torsion*

(en tonnes)

Profil DIE — 10					Profil PN — 22 S				
$\lambda$	$\frac{e_2}{e_1}$	m	P critique théorique	P critique expériment.	$\lambda$	$\frac{e_2}{e_1}$	m	P critique théorique	P critique expériment.
175	+ 1	0,5	15,2	13,8	175	+ 1	0,5	26,6	27,0
		1	14,0	12,5			1	25,4	25,8
	0	0,5	15,3	11,8		0	0,5	25,7	25,6
		1	—	—			1	25,4	25,3
	- 1	0,5	—	—		- 1	0,5	—	—
		1	15,2	14,0			1	25,5	25,4
180	+ 1	0,5	26,1	22,8	130	+ 1	0,5	46,3	45,5
		1	—	—			1	44,7	43,6
	0	0,5	25,9	25,0		0	0,5	—	—
		1	—	—			1	46,3	44,0
	- 1	0,5	25,7	30,0		- 1	0,5	46,7	44,3
		1	25,6	24,1			1	46,3	48,5

Les barres les plus longues du programme d'essais ( $\lambda = 130$  ou  $175$ ) ont flambé élastiquement par flexion et torsion, à condition que l'excentricité de l'effort ne soit pas trop grande ( $m = 0,5$  et  $1$ ). La table 2 ci-dessous donne les valeurs théoriques obtenues pour ces cas ainsi que les valeurs expérimentales. On voit que l'accord est bon ou très bon, à une ou deux exceptions près.

\*

Nous allons maintenant examiner quelle formule simple de dimensionnement peut être proposée sur les bases des expériences effectuées. Pour faciliter la discussion, nous nous placerons dans le stade de ruine plutôt que dans les conditions de service.

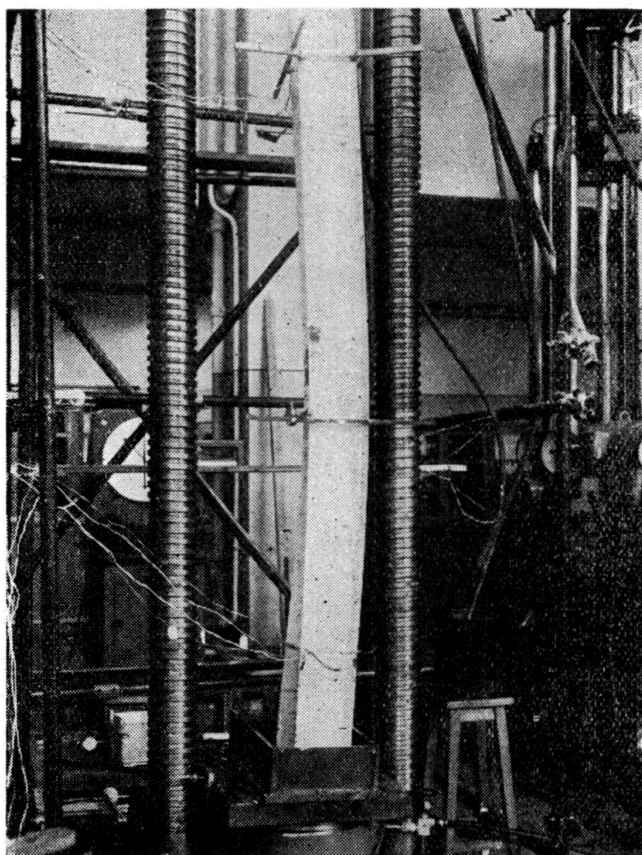


FIG. 10

Une remarque préalable s'impose : nos essais ont montré qu'une barre comprimée obliquement peut périr de deux façons essentiellement différentes :

a) par excès de déformation plastique à une extrémité, ou, comme on a l'habitude de dire, par formation d'une rotule plastique à une extrémité;

b) par flambement proprement dit.

Dans le cas *a*), il n'y a pas flambement et la sollicitation de ruine peut se déterminer par la formule classique de flexion composée

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\text{comp.}} + \sigma_{\text{flexion}} = \frac{P}{\Omega} + \frac{M_{\max}}{\frac{I}{v}} = R_e,$$

qu'on peut mettre sous la forme

$$\frac{P}{P_o} + \frac{M_{\max}}{M_o} = 1,$$

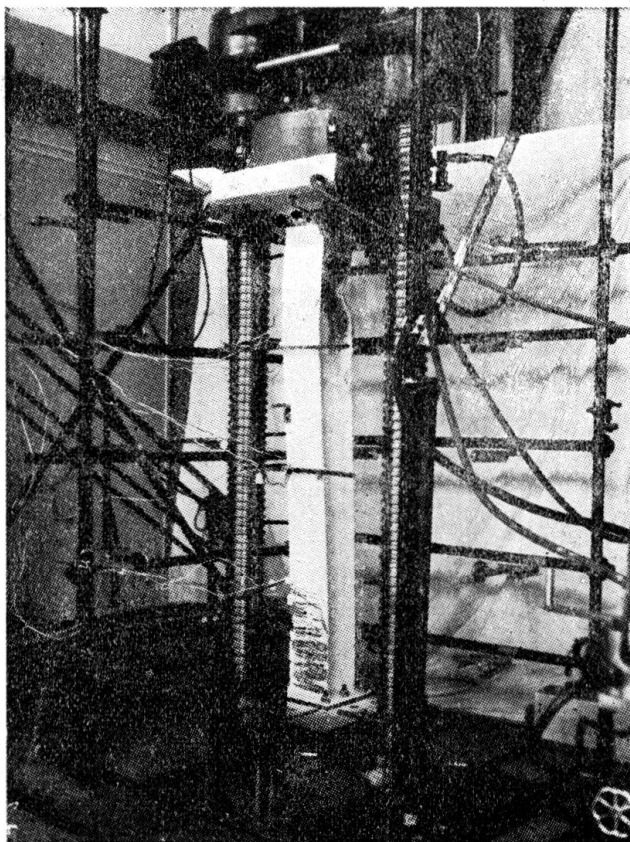


FIG. 11

à condition de poser

$$P_o = \Omega R_e, \quad M_o = R_e \frac{I}{v}$$

Dans le cas de flambement proprement dit, il faut perfectionner les formules d'interaction linéaire qu'on trouve dans la plupart des spécifications officielles, et qui sont également de la forme

$$\frac{P}{P_o} + \frac{M}{M_o} = 1. \quad (1)$$

A ce point de vue, on peut se poser les trois questions suivantes :

- 1) Quelles expressions faut-il adopter pour la charge de ruine par flambement centrique,  $P_0$ , et le moment de ruine par flexion simple,  $M_0$  ?
- 2) La formule linéaire (1) représente-telle suffisamment bien les résultats d'essais de flambement et théories de ce phénomène, ou bien faut-il, au contraire, en améliorer la structure en adoptant une combinaison non linéaire de  $M$  et  $P$  ?
- 3) Quel est le moment  $M$  qu'il faut introduire dans la formule (1) quand la barre est sollicitée obliquement et que les moments fléchissants initiaux  $y$  sont répartis linéairement entre les valeurs extrêmes  $M_1 \equiv Pe_1$  et  $M_2 \equiv Pe_2$  ?

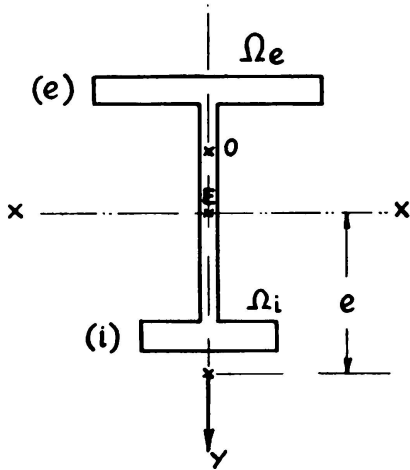


FIG. 12

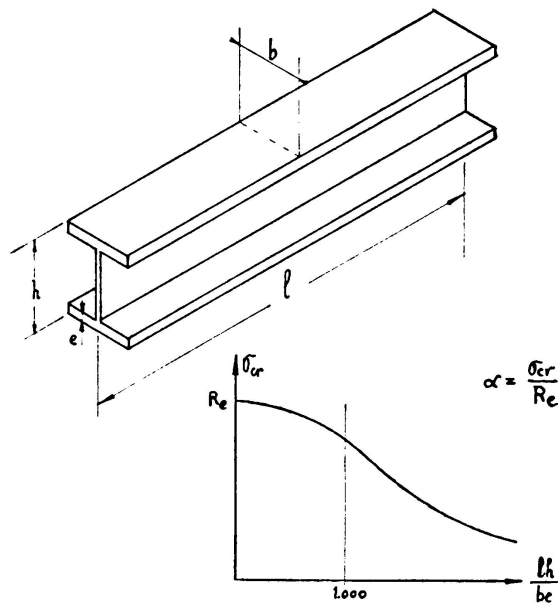


FIG. 13

Nous allons essayer de répondre successivement à ces trois questions.

Tout d'abord, comme l'un de nous l'a montré antérieurement [2], la charge de ruine en cas de flambement centrique est donnée avec une bonne approximation par la formule théorique dite d'Engesser-Shanley

$$P_0 = \frac{\pi^2 E_t I}{l^2}$$

où  $E_t$  est le module tangent de l'acier pour la tension moyenne de ruine.

Quant au moment fléchissant  $M_0$  qui amène la ruine de la barre par flexion simple, il vaudrait

$$M_0 = R_e \frac{I}{v}$$

s'il n'y avait pas danger de déversement, car, pour les profils à ailes minces utilisés dans nos essais, le voilement local des ailes se produit rapidement et ne permet guère d'exploiter la capacité de déformation plastique du métal. Seulement, le danger de déversement est toujours présent et a pour effet de réduire la valeur du moment admissible.

L'expression du moment critique de déversement dépend du mode de distribution des charges transversales sur la poutre et est donnée par une formule relativement compliquée. Heureusement, DE VRIES a montré [3] que, pour les profils à larges ailes couramment utilisés comme colonnes, la stabilité de la poutre au déversement ne dépendait pratiquement que du paramètre très simple  $lh/be$ , où  $l$  est la portée de la barre et  $h$ ,  $b$ ,  $e$  sont les dimensions de la section droite définies à la figure 13. Cela étant, on obtient le moment de ruine en cas de déversement par la formule

$$M_o = \alpha R_e \frac{I}{v}$$

où  $\alpha$  est donné par les expressions

$$\alpha = 1 - 3,72 \cdot 10^{-7} (lh/be)^2 \text{ pour } (lh/be) \leq 1000$$

$$\alpha = \frac{628}{lh/be} \text{ pour } lh/be \geq 1000.$$

Nous avons ainsi répondu à la première des trois questions que nous nous étions posées.

Nous devons maintenant répondre à la seconde: la formule d'interaction linéaire.

$$\frac{P}{P_o} + \frac{M}{M_o} = 1$$

représente-t-elle suffisamment bien les résultats des essais, ou bien faut-il en améliorer la structure?

L'étude de la littérature technique nous a montré que les expérimentateurs ayant exécuté récemment aux Etats-Unis des essais sur barres chargées excentriquement recommandent à peu près unanimement de corriger le terme  $\frac{M}{M_o}$  de la forme linéaire et d'adopter la formule

$$\frac{P}{P_o} + \frac{M}{M_o \left(1 - \frac{P}{P_E}\right)} = 1$$

où  $P = \frac{\pi^2 E I_x}{l^2}$  représente la charge critique d'Euler pour le flambement élastique dans le plan de sollicitation de la barre.

La justification du facteur correctif  $(1 - \frac{P}{P_E})$  est d'ailleurs très simple. En effet, si  $e$  est l'excentricité initiale de l'effort de compression, cette excentricité augmente par suite de la déformation élastique de la barre soumise à la charge  $P$  et vaut pratiquement dans la section médiane

$$\frac{e}{1 - \frac{P}{P_E}}$$

de sorte qu'au moment de la ruine le moment dans cette section vaut:

$$M' = Pe' = \frac{Pe}{1 - P/P_E} = \frac{M}{1 - \frac{P}{P_E}}$$

Il nous reste à répondre à la troisième question: quel est le moment  $M_{\text{équivalent}}$  qu'il faut introduire dans la formule d'interaction quand la barre est sollicitée à ses extrémités par des moments différents  $M_1$  et  $M_2 \neq M_1$ ?

L'expression exacte de ce moment serait évidemment extrêmement compliquée, parce qu'elle devrait être basée sur la théorie du flambement par flexion et torsion dans le domaine plastique, dont nous avons donné un bref aperçu ci-dessus. Après examen approfondi de toutes les données du problème, nous avons adopté l'expression du second degré:

$$M_{\text{équiv.}} = \sqrt{0,3 (M_1^2 + M_2^2) + 0,4 M_1 M_2}$$

qui résulte d'une étude sur le flambement élastique par flexion et torsion à laquelle l'un de nous s'est livré il y a quelques années [3]. Cette formule donne en particulier:

$$\begin{aligned} \text{si } M_2 = M_1 : M_{\text{équiv.}} &= M_1; \\ \text{si } M_2 = 0 : M_{\text{équiv.}} &= 0,548 M_1; \\ \text{si } M_2 = -M_1 : M_{\text{équiv.}} &= 0,447 M_1, \end{aligned}$$

c'est-à-dire qu'elle entraîne une économie d'acier très appréciable vis-à-vis de la règle actuellement en vigueur en Belgique, d'après laquelle on doit adopter en toutes circonstances, le moment fléchissant maximum.

En définitive, la formule de flambement que nous proposons s'écrit explicitement:

$$\frac{P}{\Omega R'_{cr}} + \frac{\sqrt{0,3 (M_1^2 + M_2^2) + 0,4 M_1 M_2}}{\alpha \left(1 - \frac{P}{P_E}\right) R_e \frac{I}{v}} = 1 \quad (a)$$

où  $\alpha$  est le coefficient réducteur de déversement dont nous avons parlé plus haut.



Etant donné la complexité du phénomène en cause et la structure volontairement très simple de la formule ci-dessus, on ne peut espérer qu'elle cadrera parfaitement avec nos 92 essais de flambement.

Nous devons nous déclarer satisfaits si :

1) La formule donne toute sécurité, c'est à dire, si dans un diagramme cartésien obtenu en portant

$$y = \frac{P_{\text{ruine}}^{\text{expérim.}}}{P_0} \text{ en ordonnées}$$

$$\text{et } x = \frac{M_{\text{ruine}}^{\text{expérim.}}}{M_0 \left(1 - \frac{P}{P_E}\right)} \text{ en abscisses,}$$

les points expérimentaux se placent tous au-dessus de la droite d'équation

$$x + y = 1,$$

qui joint les points (1,0) et (0,1) du diagramme.

2) La dispersion de ces points expérimentaux se trouve notablement réduite par rapport à celle que donnent les spécifications actuelles.

Le diagramme figure 14 permet d'apprécier le degré d'accord qui est réalisé par la formule proposée. Par comparaison avec les normes belges en vigueur, en tous cas, la condensation des points aux environs de la droite théorique est très appréciable.

L'accord de la formule (a) avec l'expérience serait encore meilleur si l'on supprimait le facteur  $(1 - P/P_E)$  au dénominateur du second terme de la formule. En effet, on obtiendrait alors une figure où la condensation des points serait plus forte. Malheureusement, en même temps que se produit cette condensation, 5 points expérimentaux passent sous la droite, ce qui signifie que la formule simplifiée ne donne plus de sécurité que dans 76 cas sur 92, au lieu de 81 sur 92.

Après l'achèvement de nos recherches théoriques et expérimentales, nous avons eu connaissance d'une publication du professeur Horne [5] où ce dernier propose une méthode de dimensionnement présentant plusieurs points communs avec la nôtre. Cette méthode a incontestablement une base scientifique plus fouillée que la nôtre, que nous avons voulu garder aussi simple que possible; par contre, elle est d'application notablement plus compliquée que la formule que nous proposons.

Nous nous sommes livrés à une comparaison détaillée des charges de ruine théoriques prédites par les deux méthodes avec les charges de ruine expérimentales relevées au cours de nos essais. Le Dr. Horne a, de son

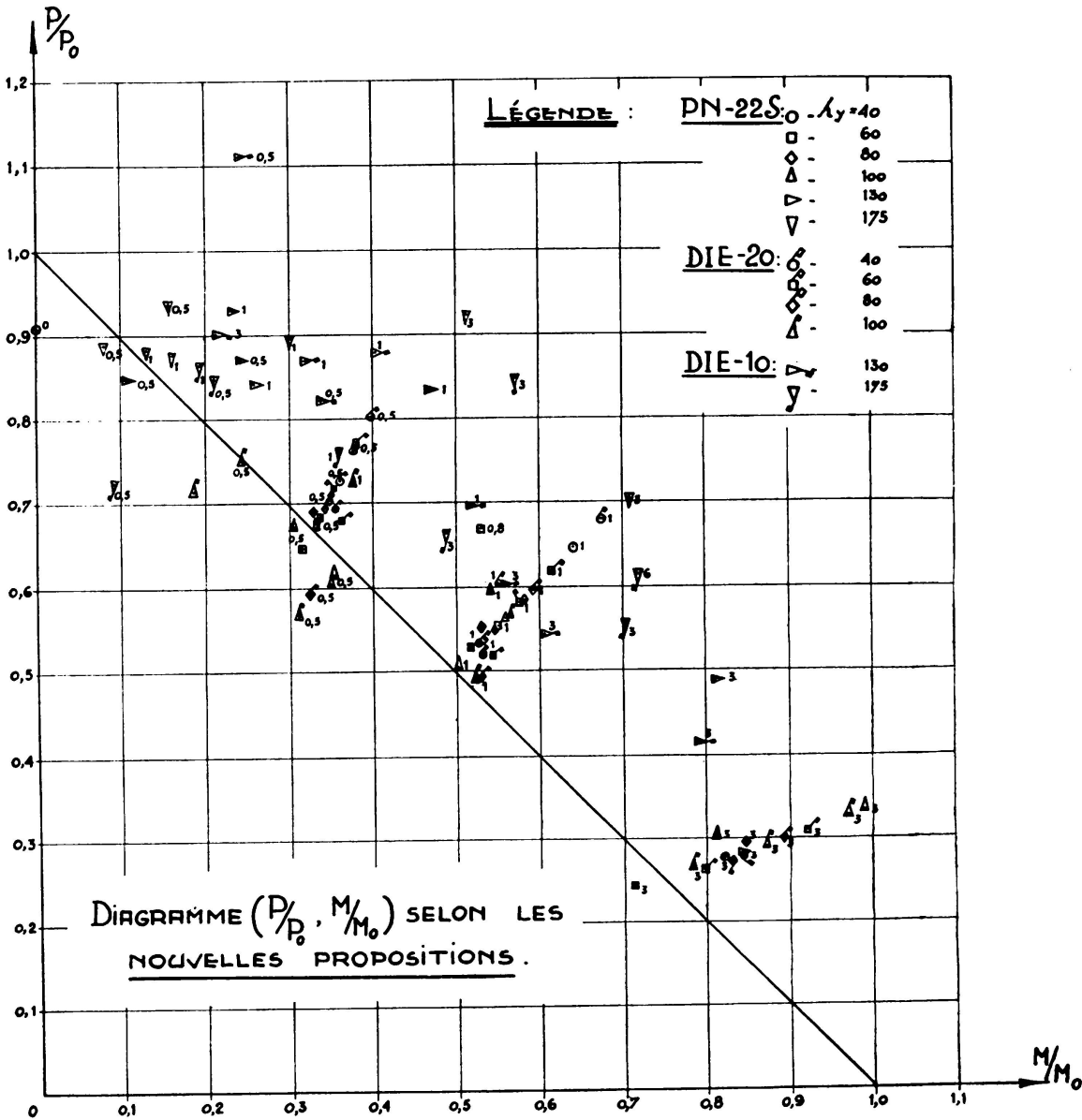


FIG. 14

côté, analysé par voie statistique les écarts entre les deux théories et nos expériences [6]. Le résultat de ces comparaisons est que la formule proposée par Horne possède une précision légèrement supérieure à la nôtre; cet accroissement de précision est plus que compensé, croyons-nous, par un supplément de complexité très appréciable.

## BIBLIOGRAPHIE

1. F. CAMPUS et C. MASSONNET — *Recherches sur le flambement de colonnes en acier A. 37, à profil en double té, sollicitées obliquement*. Bulletin du C. E. R. E. S., Liège. Tome VII, pp. 119-338, 1955, ou bien Compte rendu de recherches n° 17 de l'IRISA, 152 pp, avril 1956.
2. CH. MASSONNET — *Réflexions concernant l'établissement de prescriptions rationnelles sur le flambage des barres en acier*. L'Ossature Métallique n° 7-8, pp. 358 à 378, 1950.
3. K. DE VRIES — Trans. A. S. C. E., Vol. 112, pp. 1245-1320, 1947.
4. CH. MASSONNET — *Le flambage des barres à section ouverte et à parois minces* — Hommage de la Faculté des Sciences appliquées de l'Université de Liège à l'A. I. Lg. Liège, G. Thone, éd., pp. 126-141; 1947.
5. M. R. HORNE — *The stanchion problem in frame structures designed according to ultimate carrying capacity*. Proc. Inst. Civ. Engrs., Part III, Vol. 5, pp. 105-160, avril 1956.
6. *Discussion du mémoire du Dr. Horne*, Proc. Inst. Civ. Engrs., Part III, Vol. 5, pp. 558-571.

## R É S U M É

Les auteurs résument les recherches expérimentales et théoriques effectuées sur le flambement de barres en double té en acier A. 37, sollicitées par une force de compression oblique agissant dans leur plan d'inertie maximum. Ils décrivent successivement les essais mécaniques sur l'acier de base, les essais de flambement proprement dits, le principe d'une méthode généralisant au domaine plastique la théorie élastique du flambement par flexion et torsion et donnent enfin une formule d'interaction simple destinée au dimensionnement pratique.

## S U M M A R Y

The authors summarize the theoretical and experimental research work carried out on the buckling of double tee profiles of St. 37 steel submitted to an oblique compression force actuating in the plane of their maximum inertia. They describe in succession mechanical tests on the basic steel, the actual buckling tests, the principle of a method through which the elastic theory for flexural and torsional buckling can be generalized to the plastic field and finally give a simple inter-action formula for practical design.

## ZUSAMMENFASSUNG

Der Bericht gibt die Zusammenfassung der experimentellen und theoretischen Untersuchungen über das Knicken von I-Profilen aus St. 37, welche durch eine schräge Druckkraft, in der Ebene des grössten Trägheitsmomentes wirkend, beansprucht werden. Nacheinander werden besprochen: die mechanischen Versuche am Grundmaterial, die eigentlichen Knickversuche, das Prinzip einer Methode, welche die Elastizi-

tätstheorie des Biege- und Torsionsknickens auf den plastischen Bereich erweitert und endlich eine einfache Dimensionierungsformel für die Kombination von Biegung und Torsion.

#### RESUMO

Os autores resumem as investigações experimentais e teóricas efectuadas acerca da encurvadura de perfis em duplo T, de aço A. 37, submetidos à compressão oblíqua no plano de inércia máxima. Descrevem sucessivamente os ensaios mecânicos do material de base, os ensaios de encurvadura propriamente ditos, o princípio de um método permitindo generalizar a teoria elástica da encurvadura por flexão e torsão ao campo plástico e indicam finalmente uma fórmula simples de interacção para o dimensionamento prático.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## **IV d 1**

### **The rust proofing of steel bridges**

### **Der Rostschutz von Stahlbrücken**

### **Protecção contra a ferrugem de pontes de aço**

### **Protection contre la rouille des ponts en acier**

F. A. RIVETT, M. A.

*Schori Division, F. W. Berk & Co. Ltd.*

London

This paper deals with metal spraying as a method of rust-proofing steel bridges. Once a bridge has been erected in a non-rust proofed condition, metal spraying is normally the only feasible method of rust-proofing it in situ. Because of the large size of bridge members it is also frequently the only way of rust-proofing before erection.

The process involves blasting with sand or chilled iron shot to remove all rust, scale and other contamination from the surface of the steel and to roughen it slightly. For blasting in situ, air blasting is always employed because it is so flexible a process. The abrasive is loaded into a pressure vessel and is then entrained in a stream of compressed air, the operating pressure normally being about 80 lbs. per square inch. The particles emerge at high speed from the blasting nozzle and readily remove all scale and contamination down to the bare steel. On some types of bridges it is possible by a suitable arrangement of tarpaulins to collect about 50 % of the abrasive for re-use. In other difficult locations it is not possible to collect any for re-use.

Figure No. 1 shows open blasting in progress on the Oddesund Bridge, Denmark.

Where it is possible for the bridge steel work to be rust-proofed before erection, there are in existence a number of factories specially equipped to do this and in some of these very large items can be handled readily. Figure No. 2 shows what is thought to be the largest blast room in Europe in a metal spraying works in London. A considerable tonnage of bridge steel work is regularly treated through this room. In such an installation all the abrasive is of course collected for re-use.

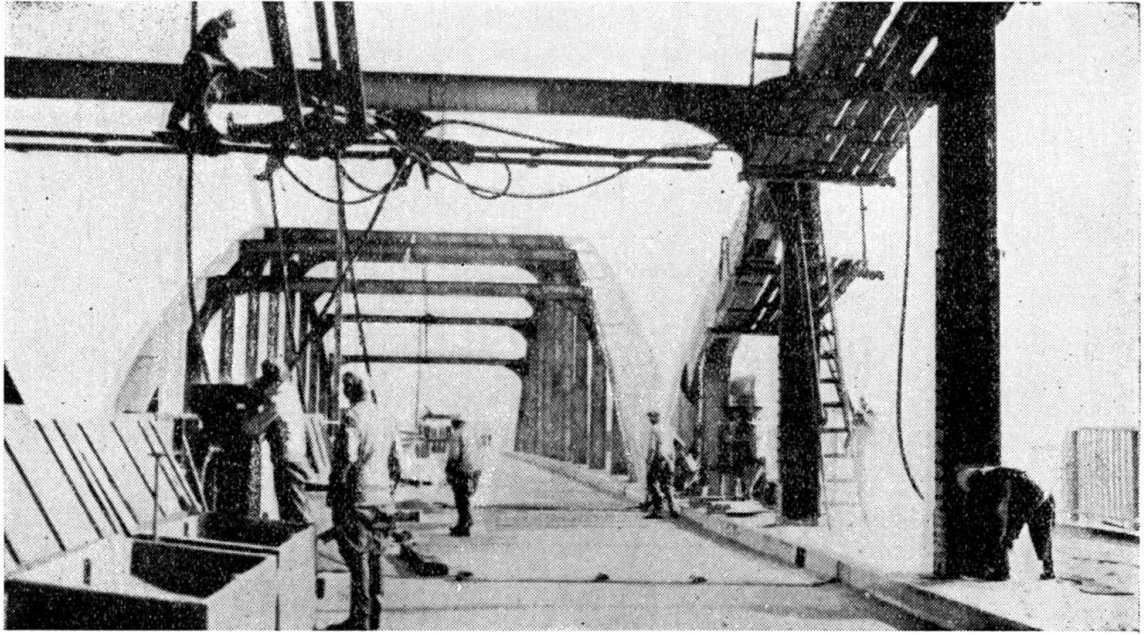


FIG. 1. Open sand blasting in progress on the Oddesund Bridge, Denmark

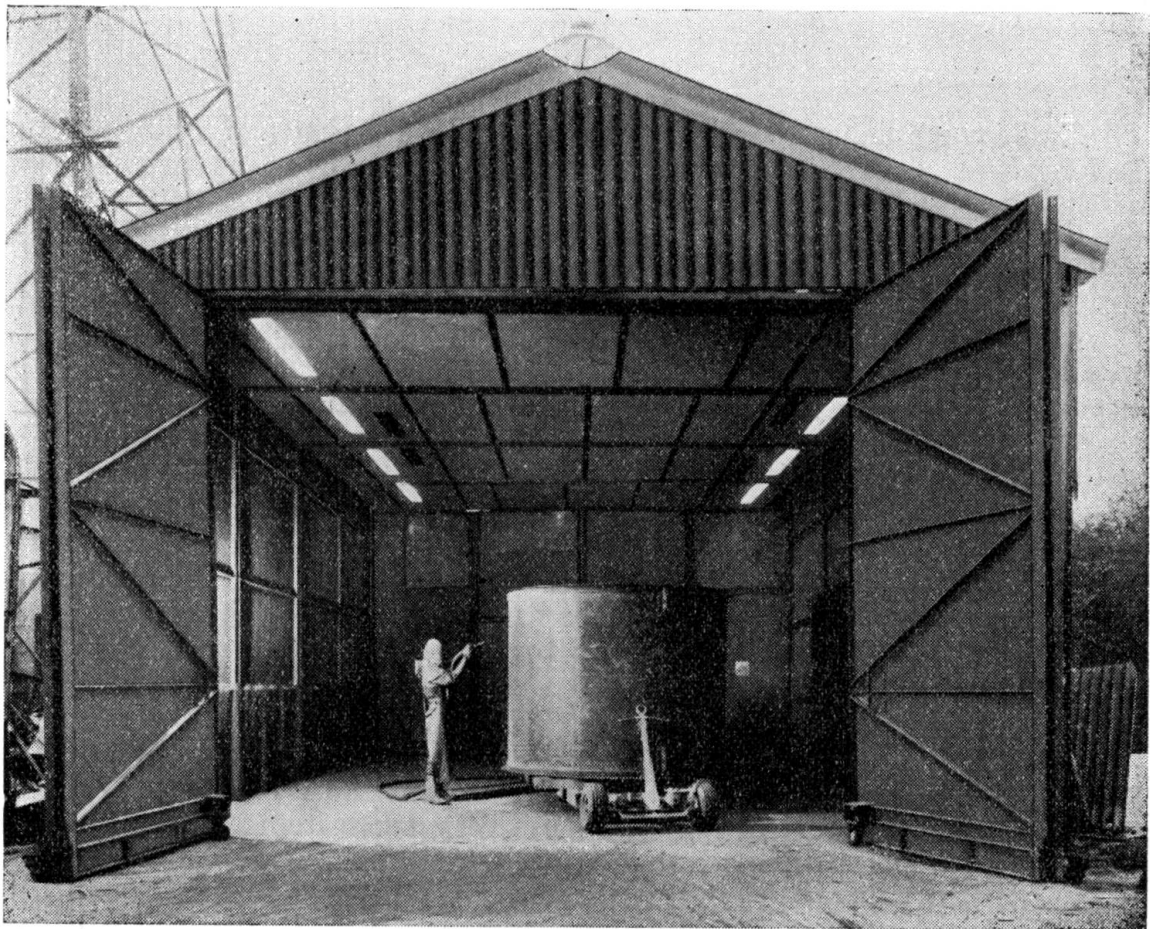


FIG. 2. A shot blast room in London, England thought to be the largest in Europe

**Metal Spraying**

After blasting the steel work must be metal sprayed before condensation or rust can form on the clean surface. Several types of metal spraying equipment are available. In the author's opinion the Schori gun which is also known as the Berk gun is the simplest and quickest

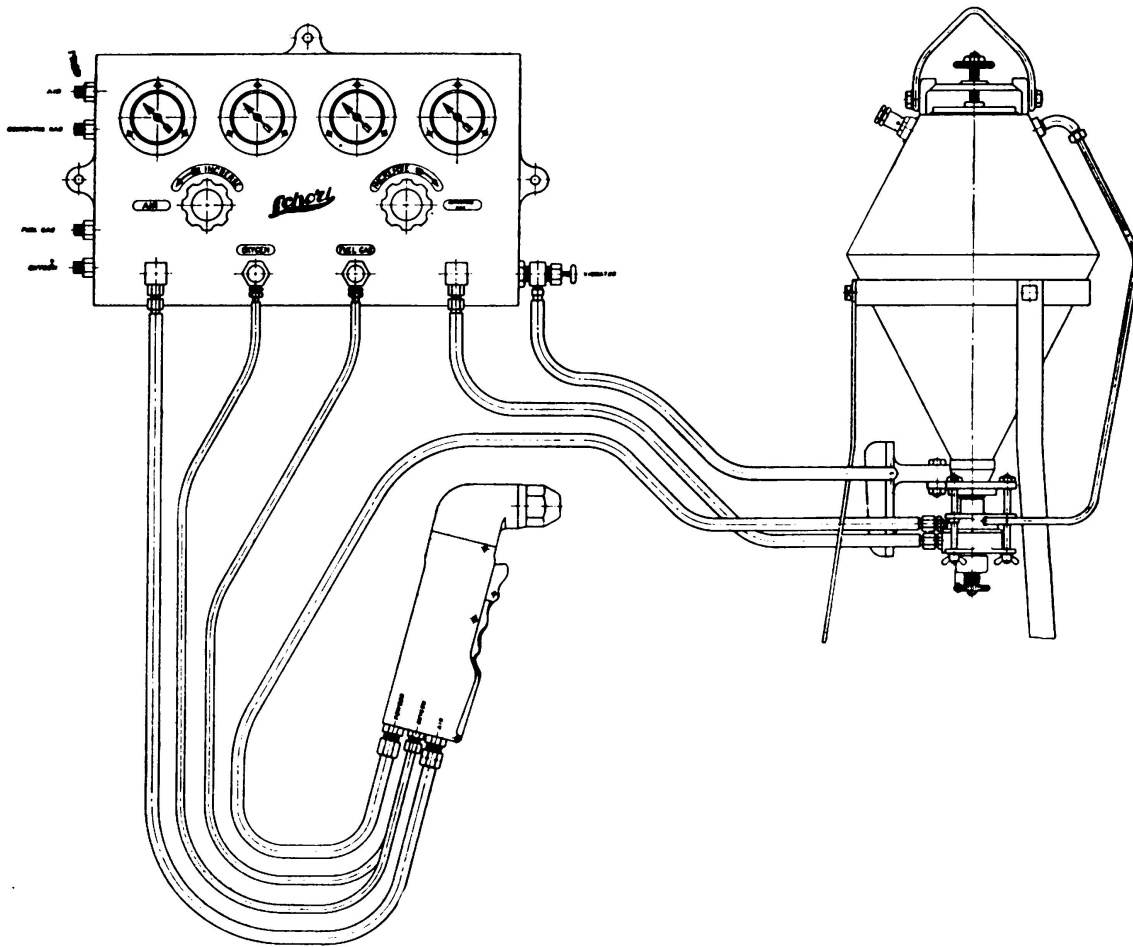


FIG. 3

as well as the most flexible equipment for spraying in awkward situations which frequently arise on bridge work. Basically the gun consists of a pressure feeding device whereby some 40 lbs. per hour of Zinc can be fed through a flame and firmly attached to the surface to be rust proofed. Figure No. 3 shows a layout of the complete equipment including the pistol, the powder feeder and the gas pressure control panel. The gun, which has no moving parts, is a very light and easily handled piece of equipment the weight being  $2\frac{1}{2}$  lbs.



### The Pistol

Figure No. 4 shows a cross section through the pistol.

Figure No. 5 shows metal spraying in progress on the Jubilee Bridge, Barrow in Furness, England owned by the Corporation of Barrow. The Consulting Engineers were Messrs. Freeman Fox & Partners, London.

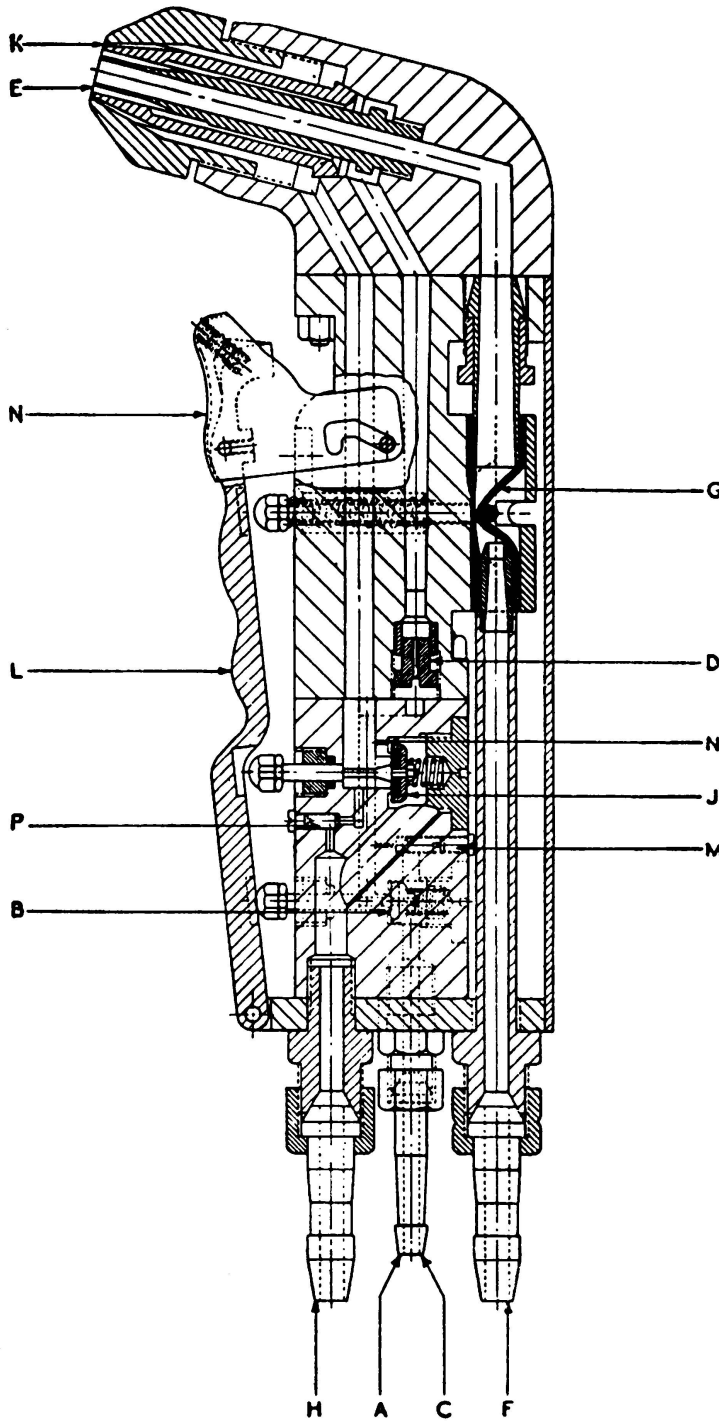


FIG. 4

### Paint Systems

A sprayed metal coating is normally painted with whatever paint system is favoured by the Consulting Engineers. Zinc chromate priming paints are considered best both for sprayed Zinc and for sprayed Aluminium which is sometimes used to rust-proof bridges. The paint has to be formulated in such a manner as to incorporate small amounts of oxide to neutralize any acid which may be present in the vehicle.

Both Zinc and Aluminium which are the only sprayed metal coatings used on any large scale for rust-proofing bridges, are anodic to steel. This means that they will attract to themselves any corrosive ions which may be present thereby sacrificing themselves to protect the underlying steel. As is well known, failure of paint systems applied to non-rust proofed bridges

normally arises through moisture penetrating the paint system and causing rusting beneath the paint which is then pushed off. Metal spraying prevents such under rusting and as a result a very long life of the paint system on the bridge is achieved. The only attack on the paint system on a rust-proofed bridge is from the effects of ultra-violet light, rain etc. on the top coat. This will ultimately become powdery and need replacing. If this is done at intervals the under-coats and the metal sprayed layer will remain intact for an indefinite period. This is

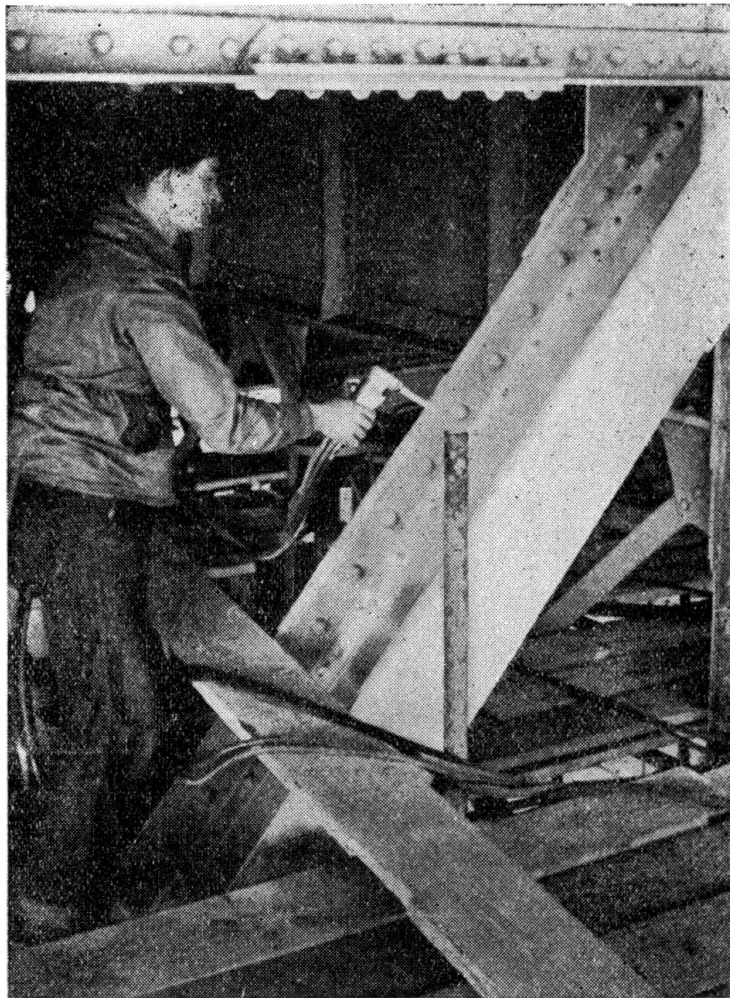


FIG. 5. Zinc spraying the previously sandblasted surface of the Jubilee Bridge, Barrow in Furness

illustrated by the excellent behaviour of the Menai Straits Bridge. Figure No. 6 shows the blasting and Zinc spraying of the suspension lengths of the Menai Bridge in progress in 1939. The Consulting Engineers were Sir Alexander Gibb & Partners and the Contractors Messrs. Dorman Long & Co. Ltd. It is exposed to severe marine conditions with high wind speeds. The paint applied to the rust-proofed links in 1939 is still in excellent condition after 17 years and provided the top coat is

replaced when necessary, the rust-proof system should have an indefinite life. The deck which was not rust-proofed has had to have very frequent attention.

Figure No. 7 shows the blasting and Aluminium spraying 0.006 inches thick of the large welded girders for the Black Bridge, Hook in the

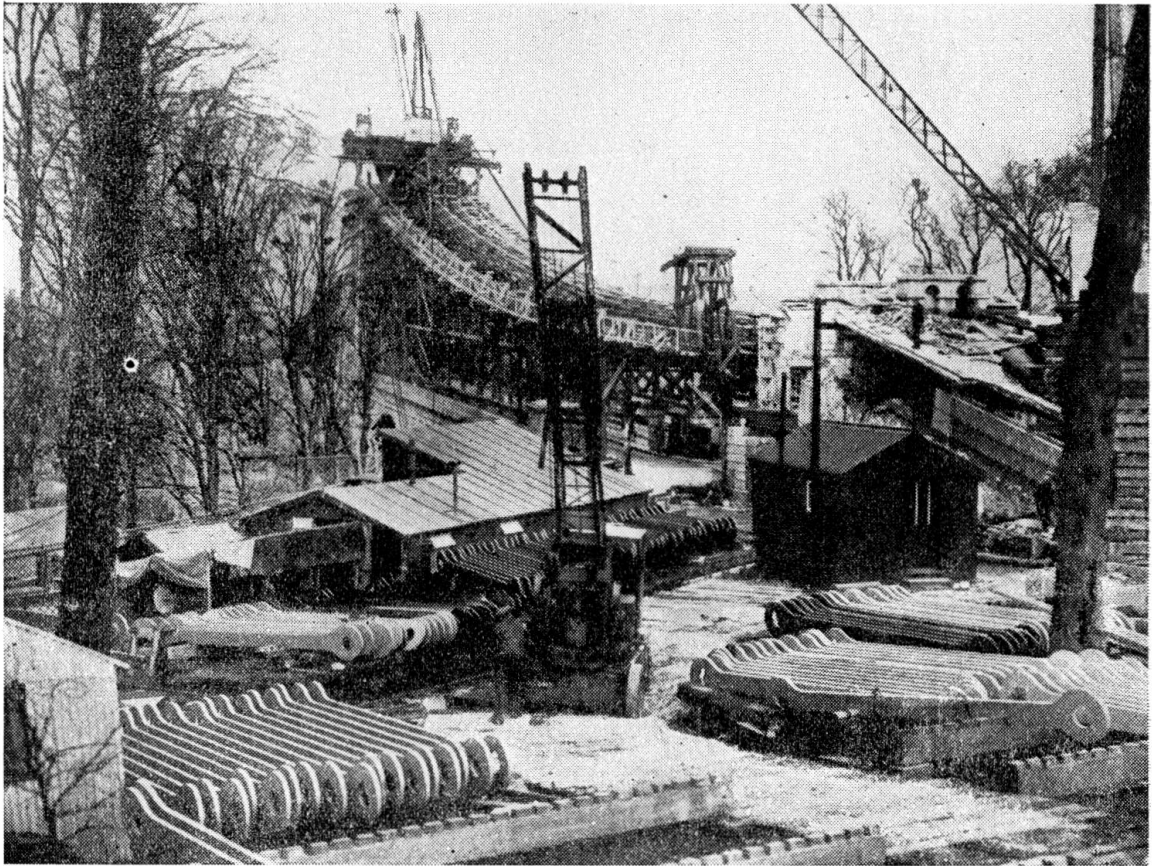


FIG. 6. The sandblasting and zinc spraying of the suspension links of the Menai Straits Bridge in 1939

workshops of The Butterley Engineering Co. Derby, England. The Consulting Engineers were Messrs. J. S. Wilson & J. Mason.

In certain conditions particularly in Chemical Works a duplex coating of sprayed Zinc followed by sprayed Aluminium has been found, after prolonged testing, to give excellent protection where a coat of Zinc or Aluminium by itself is attacked. A steel bridge in a Chemical Works in Britain is now being treated in this way.

#### **The Economics of rust-proofing bridges**

Steel bridges were always expensive structures and this is more than ever true today. They are normally expected to last a very long time and maintenance costs become of prime importance. The justifi-

cation for metal spraying is that a bridge treated in this way needs no attention for very many years and then only minor attention to replace the top paint coat. An eminent firm of Consulting Engineers has worked out that the maintenance cost of a metal sprayed bridge is less than one quarter of the maintenance cost of the same bridge non-rust proofed. Periodic obstruction of the roadway by scaffolding is also avoided. Be-

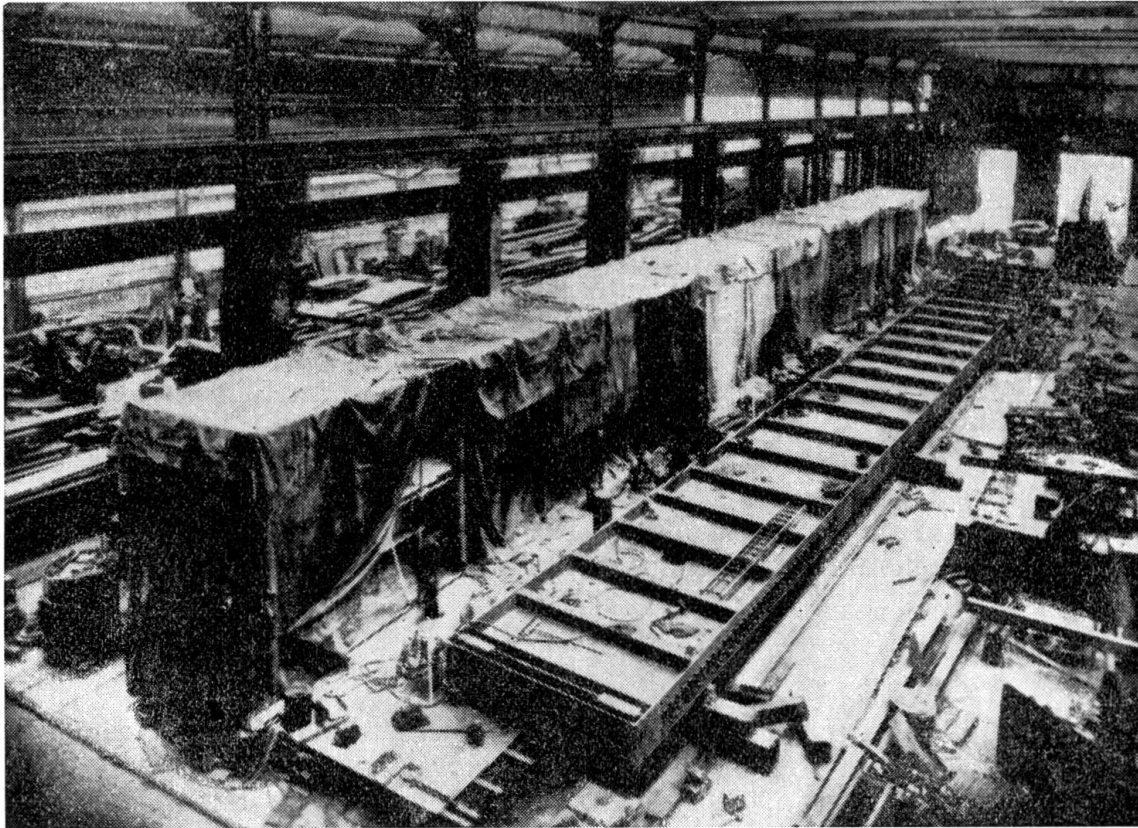


FIG. 7. The aluminium spraying of the main girders of the Black Bridge, Hook in the Works of The Butterley Engineering Co. Derby, England

cause of the good results obtained the use of the process on bridges is increasing. The mobility of the equipment allows it to be used on new or existing bridges in any part of the World.

#### SUMMARY

This paper describes the experience with the rust-proofing of steel bridges by sand blasting and metal spraying dating back to 1939, the Menai Straits Bridge then treated still being in excellent condition. Methods of blasting are described and a speedy, flexible and cheap method of metal spraying is detailed and work in progress on bridges in Great Britain and Scandinavia is described.

The advantages to be achieved by rust-proofing are described with the economy in the virtual absence of maintenance costs.

## ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Aufsatz beschreibt die Erfahrungen, die bei Rostschutz von Stahlbrücken durch Sandstrahlung und Metallspritzüberzug seit 1939 gesammelt wurden; in jenem Jahre wurde die Menai Straits Brücke behandelt, die sich noch immer in ausgezeichneter Verfassung befindet. Es werden Sandstrahlmethoden beschrieben und eine rasche, anpassungsfähige und billige Methode für Metallspritzverfahren wird erläutert; Bilder zeigen Arbeiten an Brücken in Grossbritannien und Skandinavien.

Die Vorteile, die durch den Rostschutz nach dem erwähnten Verfahren erreicht werden, liegen insbesondere im Wegfallen aller weiteren Unterhaltskosten.

## RESUMO

Descreve-se a experiência adquirida na protecção contra a ferrugem de pontes de aço por meio de jacto de areia e pulverização de metal, desde 1939, estando a ponte do estreito de Menai, que foi tratada nessa data, ainda em excelente condição. Descrevem-se métodos de limpeza por jacto e dão-se pormenores de um método de metalização barato, prático e rápido, bem como de trabalhos em curso em pontes na Grã-Bretanha e Escandinávia.

Indicam-se as vantagens que trás a protecção contra a ferrugem, incluindo a economia devida à ausência virtual de despesas de conservação.

## RÉSUMÉ

Les auteurs décrivent l'expérience acquise dans le domaine de la protection contre la rouille de ponts en acier, au moyen du jet de sable et de la pulvérisation métallique depuis 1939, le pont du détroit de Menai traité à cette époque étant aujourd'hui encore en excellentes conditions. Ils décrivent les méthodes de nettoyage par jet ainsi que le détail d'une méthode économique de métallisation pratique et rapide et des ouvrages en cours sur des ponts en Grande-Bretagne et en Scandinavie.

Ils décrivent les avantages obtenus au moyen de la protection contre la rouille, dont l'économie due à l'absence virtuelle de dépenses de manutention.

## **IV d 2**

**The protection of bridges and structural steelwork  
by metal spraying by the wire process**

**Schutz der Stahlkonstruktionen durch gespritzte  
Metallüberzüge**

**Protecção de pontes e estruturas metálicas  
pela metalização por fio**

**Protection des ponts et charpentes métalliques au moyen  
de la métallisation par fil**

W. E. BALLARD,

*F. R. I. C., F. I. M. – Managing Director, Metallisation Ltd.*

Dudley

In this present time it is realised that much can be done in the case of new steel structures to prevent corrosion by careful attention to design, but however carefully bridges and similar structures are designed, from the very nature of their basic material of construction, they must be subject to corrosion and hence require provision for maintenance.

It is a truism to state that all over the world labour costs are increasing. Fifty years ago it would probably have been right to state that the cost of materials was often a major factor in maintenance, but this is not always true today. One has to consider carefully, the cost of labour and in many parts of the world, its availability. Maintenance of structures is often an engineering exercise which can be influenced by the weather and the cost of long periods of waiting may be very considerable. It is recognised everywhere that if anything can be done to new structures to make the periods between maintenance much longer, then such methods should be critically examined.

Ideally, maintenance should be considered when structures are being designed but it is an unpleasant fact that it also has to be considered in those cases where the structure has been in use for many years. Repainting over existing paint is not recommended and the cost of cleaning on site is often quite considerable. In a programme on the British Radio recently it was stated that a team of about fifty men were continuously employed

on the maintenance of the famous Forth Bridge. If this statement is authoritative then it is obvious that costs must be rising quickly in proportion to the increase in wage rates. It is the purpose of this contribution to suggest that the use of metal coatings would be entirely justified for all cases of new structures and in many cases when structures are already erected.

One needs at first to consider the case for metallic coatings, and it will be realised that for purposes of corrosion resistance, there are only two coatings which demand serious attention. They are those of zinc and aluminium. Zinc is protective to underlying steel as is shown by its position in the electrochemical series, because it is strongly anodic to the steel, and so provides protection by sacrificial action. The life of zinc coatings under many types of exposure has been examined by numerous workers throughout the world, and two indisputable facts have emerged — they are —

- 1) That the life of such a coating under any given set of conditions is proportional to the weight of zinc applied. This would be expected as the deposit is protecting by sacrificial action.
- 2) That the methods of deposition of the zinc, whether by hot galvanising, spraying or electrodeposition, have little to do with the life.

While there are many processes capable of applying zinc, there is only one which is applicable to large structures such as bridges, that is by metal spraying.

Aluminium coatings are very protective against certain industrial atmospheres, particularly those containing sulphurous gases and they have given good service in atmospheres containing salt spray. In the case of these deposits, spraying is the only method for deposition that can be used commercially for coatings of fair thicknesses. Many workers have taken the view that this metal also protects largely due to sacrificial action because it is generally anodic to steel. Nevertheless there is some evidence that while sprayed aluminium acts sacrificially at damaged areas, over the general surface it collects an insoluble corrosion product which forms a complete and impervious seal which is an added advantage.

Another advantage of metal sprayed coatings is their matte surface which is extraordinarily receptive to paint and in this differs from the hot galvanised surface which usually requires etch priming.

It may be thought application of paint to a metallic coating is in the nature of gilding the lily, but in effect this is not so. The matte surface of sprayed zinc and aluminium easily picks up dirt, and the fact that both metals are protecting by sacrificial action means that they themselves are destructable and therefore will give corrosion products. In the case of zinc, these show as streaks of «white rust» and in the case of aluminium, sometimes brownish stains. Furthermore the dark grey colour of weathered zinc or the pale grey of weathered aluminium coatings, does not always fit in with the aesthetic requirements of the architect and it is advisable to use a paint as the final covering. The metal beneath protects the paint and its life is increased. It is usual to use a priming coat and

one or two finishing coats. The author is of the opinion that a paint could be developed for use on these sprayed coatings which would require only one coat.

There can be no doubt that if metal coatings could be applied as cheaply as those of paint, then they would be universally used. They are generally more expensive in initial outlay than painting, although as shown by the present author in a recent paper given to the Society of Chemical Industry's Symposium on Steel Structures (Chemistry & Industry, December 1955 pp. 1606-1611), there can be little doubt that over a period of fifty years the metal coating will show very material economic gain. In that paper the author gave actual analysis of costs of both painting and metal spraying, but it is not proposed to do so in this contribution which is intended for an International Congress. Labour rates, material costs and prices of power differ so much in each country. Anyone interested, could refer to the original paper and sufficient information is given for a translation to be made to fit the conditions at any particular site. As an indication it was shown that in a period of fifty years, savings on maintenance costs of between five and twenty-three pounds sterling per ton of steel, could be expected by using metal spraying in place of a straight four coat system.

If a decision is about to be made that protection of a structure is to be undertaken by metal spraying, there are two processes which may be used. They are that using wire as the material and secondly the process using powder. The paper by Mr. Rivett deals with the powder process and hence this contribution is confined entirely to consideration of the author's experience using the wire process. All recent experimental work has shown that it is necessary to clean the steel structure thoroughly before any paint is applied, and it can be very well understood that it is far more important to get an absolute clean surface before depositing metal. It is impossible to apply a sprayed coating of zinc or aluminium unless the surface of the steel is really clean and is roughened to a certain degree. The necessary preparation is by grit blasting with angular grit.

In the case of jobs carried out in works, steel grit is used, but on some site work, where other operatives can be excluded from the area, silica in the shape of crushed black flint is cheaper. This grit blasting represents in most cases, a major cost in the protective scheme. It is becoming recognised that grit blasting is a preferred process for cleaning the original metal before erection even if paint is going to be used as a protective measure. While it is a process with many objectionable features it is much cheaper as a rule than pickling or flame cleaning for structures such as bridges. The only alternative which, while suitable for painting, is unsuitable for receiving sprayed deposits, is that of weathering followed by mechanical or hand brushing. Grit blasting has the advantage that it can be continued until all scale is removed, and the surface is completely free from all foreign matter.

The original grit blasting process now largely used, depends on the abrasive being fed into a stream of compressed air and being carried to the working point through rubber hose and being directed on to the work from a hard nozzle usually made of tungsten carbide. The spent abrasive is collected by some means and is returned to the machine.



More recently the airless grit blasting apparatus has been invented. In this machine the abrasive is fed into a wheel rotating at 2,500 revolutions per minute and the grit is thrown on to the surface to be cleaned. The spread of the grit is considerable and the process is much cheaper and is more efficient. Unfortunately as yet developed, the process requires heavy machinery of high capital cost, and can therefore only be considered for structures which can be built up from material which is suitable to be passed through the machine.

More recently still a method has been developed which shows some promise. In this, the grit is blown on to the job as is usual, but the work nozzle is surrounded by a second nozzle connected to a type of industrial vacuum cleaner. The bottom edges of the outer nozzle are provided with a brush. As more air is sucked by the vacuum cleaner, than is blown by the nozzle, none of the abrasive escapes under the brush and the operation, which is normally dirty, can be carried out on such sites as food factories etc. Unfortunately the working head is heavy and cumbersome, with the result that human fatigue plays an important part, and makes this new and attractive process, rather expensive and slow. It is to be hoped that developments in the future will overcome these initial difficulties.

It will be appreciated that in treating a steel structure, there are three possibilities.

1) That the structure is built from members which are pre-metallised. This enables the cheapest method of metal coating to be used — the passage automatically of the straight members through an airless grit blaster and then their transfer to a mechanised metal spraying machine, where the surfaces are presented to numerous metal spraying nozzles which may be static or mobile, in order to get a complete evenly covered surface. There can be little doubt that the logical situation for this type of plant is at the stock yard of the steel maker producing the sections.

2) Where such objects as fabricated plate girders are to be sprayed they are treated in large cabinets or in temporary structures in the metal spraying works. Here the blasting is usually carried out by the compressed air method. The newer method of the vacuum return is not usually applicable, owing to the cost.

In either of the two methods mentioned, the work is metallised and goes forward on to the site for final erection.

3) When the structures are erected, if they have been pre-metallised, any damage and uncovered joints, can be sprayed on site, or if the structure has not been metallised, the blasting is done in temporary erections on the job itself using the compressed air system, or by the newer vacuum method.

In other words, the blasting and spraying are adaptable to any set of conditions.

The wire metallising process is well known, so that a full description of the tools used would be out of place here. Wire is fed through a central passage in a nozzle and round this are flutes or ports through which a mixture of high pressure fuel and oxygen are fed. When the mixture is ignited, it gives a blow-pipe flame and if the wire is passed through the centre of this, it is melted in the hot zone. Surrounding the gas ports

there is arranged an annular nozzle through which compressed air is fed and this compressed air catches the molten metal as it is formed and divides it into a fine spray. In the case of hand tools, which weigh between 3 and 4 lbs. the wire is drawn into the tool (which is called a pistol), by means of rollers actuated through a train of reduction gears, by a compressed air motor. It should be noted that the raw material of the process is wire which is easily transportable and is not easily damaged. The loss in spraying is lower than with other systems. Heavy duty tools are now constructed with large nozzles capable of spraying 5 mm. diameter rod, but in this case the power for feeding the wire is provided by an electric motor. In automatic plants several nozzles may be banked together and the wire feed arranged so that power for the whole of the nozzles is obtained from a small electric motor.

The process is applicable to all those metals which can be drawn into wire and which can be melted in an oxy-acetylene blowpipe. One of the most common fuel gases used today is propane from cylinders. While the metal must be melted in order to be sprayed, the comparatively large volume of compressed air used in the pistol — about 20 cu. ft. per minute — cools the spray as it is formed and so the process is virtually cold and the work does not get hot. This is another advantage of the metal spraying process.

No contribution on this subject could be considered complete unless some few notes were given as to the practical use to which the process has already been put. Those interested often enquire as to the probable life of metallic coatings, but this is an almost impossible question to answer. All that can be said with absolute certainty is that under any set of corrosive conditions, a metal coating will give the best form of protection yet known. If the coating be given a final painting scheme then the life of the paint and of the structure will be greatly prolonged. In 1922 the Société Nouvelle de Metallisation of Paris sprayed the large rivetted lock gates of the St. Denis Canal with zinc, and the coatings were not painted, the zinc coating being about 1/10th mm. in thickness. In 1939 an examination was made of these gates and they were found to be in reasonably good condition and it is reported they were still not very rusty after the war. Now similar structures in France are being sprayed regularly. This particular experience is mentioned as being an example of the life of a zinc sprayed coating.

In 1939 it was decided by the British Air Ministry that all balloon barrage cylinders made of a low nickel/chromium steel should be metallised with aluminium on the outside. These cylinders were subject to very rough usage and to exposure in all sorts of conditions during the war, both in Great Britain and other parts of the world, in industrial and in marine atmospheres. In all 200,000 cylinders each about 10 feet long were treated and at the end of the war, the behaviour of the aluminium as a protective medium, had been proved, in that there was no severe corrosion in any one case.

This experience led to aluminium coatings being used on the largest constructional job that has been treated by spraying. This involved the treatment of all the steel structure above crane level of the building of the Steel Company of Wales at Margam. The first contract necessitated

the spraying with aluminium of 29,000 tons of constructional steelwork varying in size from 8" channels to 3" angles. Sufficient aluminium wire was used in this contract to encircle the equator of the world five times. Where possible the steel was pre-metallised by passing through an automatic plant erected at the works of Metallisation Ltd., Dudley. The plant



FIG. 1. View of suspension chains «Clifton Bridge». The cradle for metallising is clearly shown. Courtesy of Bristol Metal Spraying & Welding Co. Ltd.

consisted of a four wheel airless blasting machine and a mechanised spraying plant capable of using up to 28 nozzles at one time. The coating, 1/10th mm. in thickness was very uniform. The completed work was slung by crane on to ordinary railway trucks and transported 120 miles to the site. No very special precautions were taken in erection, but it was worth while to note that the damage caused was comparatively small, and touching up on site was by no means excessive. Where the spraying of straight members was not possible, as in the case of roof

frames, these were treated in a temporary building on the site. The design of the structures called for welding and no coating was applied where welds had to be made. Each joint was grit blasted and sprayed in position. After the building had been completed the sprayed surface was given one coat of aluminium paint, largely for the purpose of obtaining maximum reflection of light. It was felt the spraying of the structures above crane level would be justified because of the difficulties of maintenance at heights, in a continuous steel mill above working machinery. The atmosphere was not only industrial, but the works are situated on the coast. The work carried out was entirely successful and as a result, further contracts were placed.

A different type of structure which has proved the advantages of metallic coatings can be cited as in the case of the penstock at Pangani Falls in Tanganika. This was metallised with aluminium of a minimum thickness of 1/10 mm. The site is in jungle country and the water is contaminated with organic material. A similar line untreated, had given very short service. The inside of the penstock was sprayed under somewhat difficult conditions some six years ago, by Metallisation (S. A.) (Pty) Ltd. and a recent investigation has shown that protection has been very good and further work is now being undertaken. Penstocks of the Clunie and Pitlochry Power Stations in Scotland were sprayed with zinc. With regard to bridges, several new structures for Iceland, New Zealand and Australia have been and are being metallised by the wire process by the engineers.

An interesting job now being sprayed is the Clifton Suspension Bridge over the Avon Gorge near Bristol. The work of metallising this old bridge necessitates grit blasting and spraying at a great height above the gorge.

In conclusion one must also refer to the use of these metallic coatings for structures of light alloys. There is a tendency in many cases to use light alloys where possible for structural work, because of the saving of weight. It is unfortunate that the very strong light alloys are not those that resist corrosion very well, and some difficulties have been experienced owing to fatigue corrosion. There is definite evidence that an aluminium coating of 99.5 % purity, sprayed on such structures is the cure for these difficulties, and large contracts have been carried out on the complete spraying of Bailey Bridge panels for this reason. Not only can the metal coating in this case, be used as a protection but by throwing the pistol out of adjustment the metal is deposited on the surfaces in comparatively large lumps giving a rough surface which prevents the slipping of pedestrians or vehicles.

Reverting now to light alloy structures, these are often rivetted or bolted on to steel members and there is a danger under some circumstances of electrolytic action being set up. If the joint between the steel and the light alloy be sprayed with aluminium, such danger is completely eradicated.

#### S U M M A R Y

Metal spraying of bridges and other structures with zinc or aluminium is described as the most economical method of protection against

corrosion. Most of the work should preferably be carried out in a mechanized plant for which the wire process is particularly suitable. Final coatings are applied at the site.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Es wird festgestellt, dass der gespritzte Metallüberzug mit Zink oder Aluminium für Brücken und ähnliche Bauwerke als Schutz gegen Verrostung die weitaus wirtschaftlichste Methode ist. Die Arbeit sollte soweit als möglich mittels einer mechanisierten Anlage ausgeführt werden, wofür sich das Schmelzdraht-Verfahren besonders gut eignet. Ferner werden Beispiele von Schutzanstrichen auf dem Bauplatz beschrieben.

#### RESUMO

A metalização de pontes e outras estruturas com zinco ou alumínio é indicada como sendo o meio mais económico de protecção contra a corrosão. A maior parte do trabalho deve executar-se em oficina sendo então mais indicado o processo de metalização por fio. As últimas camadas são aplicadas no local da obra.

#### RÉSUMÉ

La métallisation de ponts et autres structures à l'aide de zinc ou d'aluminium est décrite comme le moyen le plus économique de protection contre la corrosion. La plus grande partie du travail doit être exécutée en atelier, le procédé de métallisation par fil étant alors le plus indiqué. Les dernières couches sont appliquées sur place.

**Discussão livre**

**Discussion libre**

**Free Discussion**

**Freie Diskussion**

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## **IV 1**

**Sea boring tower**

**Bohrturm im Meer**

**Torre para sondagens marítimas**

**Tour pour sondages à la mer**

E. Mc. MINN

H. SHIRLEY SMITH

*O. B. E., M. I. C. E., B. Sc.*

London

The first Sea Boring Tower for coal ever constructed was commissioned by the National Coal Board and designed by Messrs. Maunsell, Posford & Pavry, to prove new coal seams by test borings, first in the Firth of Forth and then around the coasts of Britain. The main Contractors were The Cleveland Bridge & Engineering Co. Ltd. of Darlington, who supplied and fabricated the structural steelwork, with the exception of the tubular portion, and carried out the whole of the erection of the Tower and also the marine operations, including towing it out and lowering it to the bed of the estuary. The tubular steelwork of the 125 ft. high tower was designed and supplied by Tubewrights Ltd.

The tower is built on a cruciform base consisting of two all-welded steel box girders each 7 ft. deep, 3 ft. wide and 165 ft. long. These girders are temporarily connected below two all-welded pontoons from which they can be lowered by means of electric winches when the tower has been floated out to its position for boring. During floating out operations the pontoons are locked in position on either side of the tower by tubular steel booms.

At the top of the tower there are two octagonally-shaped decks 86 ft. wide. The 54 ft. high drilling rig which is operated by the Foraky Boring and Shaft Sinking Co. stands on the upper working deck which is also equipped with a workshop, pumphouse, engine room and 2-ton mobile crane. Round the perimeter of the lower deck are located the cabins, mess rooms and bath rooms, in prefabricated hutments capable of accommodating 25 men; in the interior are housed the generators and pumping and distillation plants.



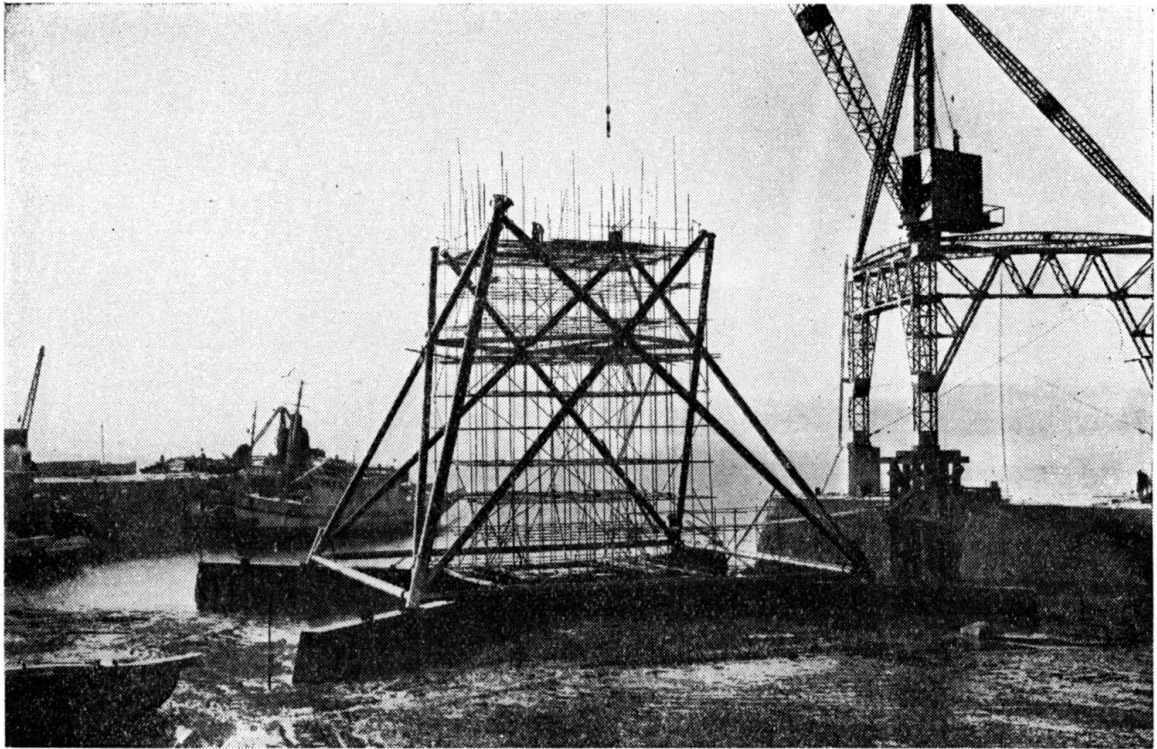


FIG. 1. Tubular steelwork being assembled, by 15-ton derrick, on cruciform base girders in St. David's Harbour

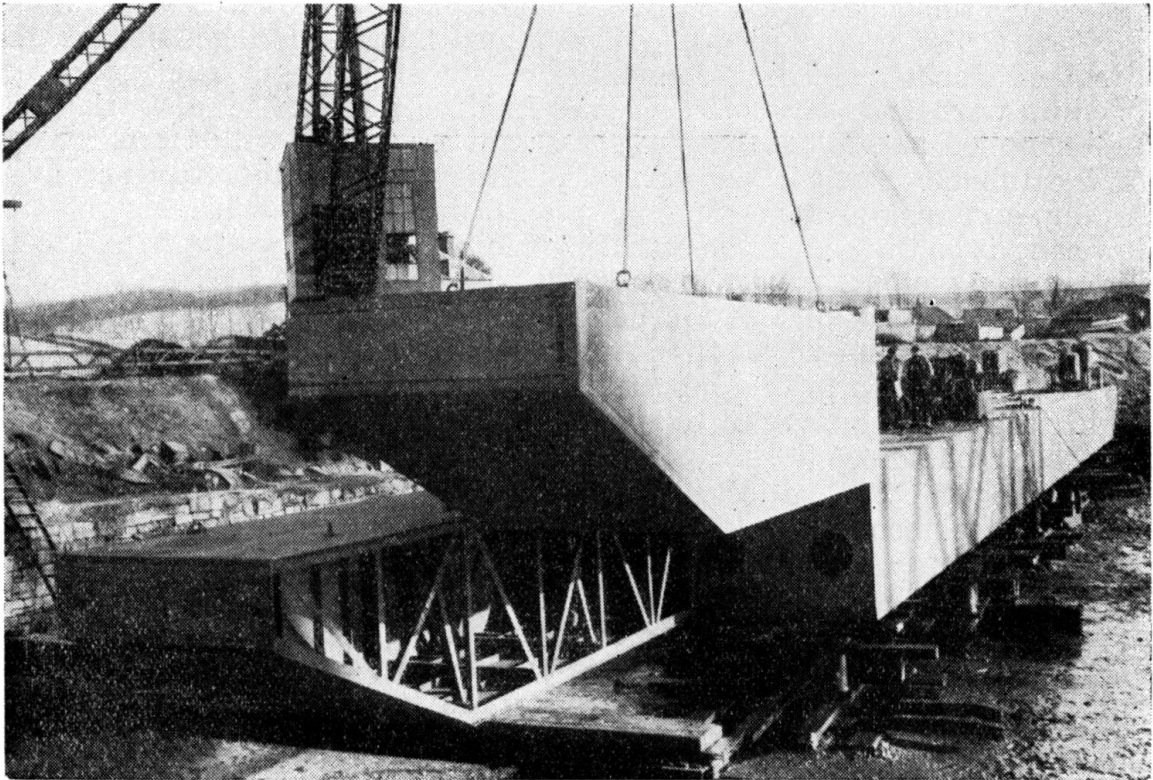


FIG. 2. Assembly of all-welded steel pontoons

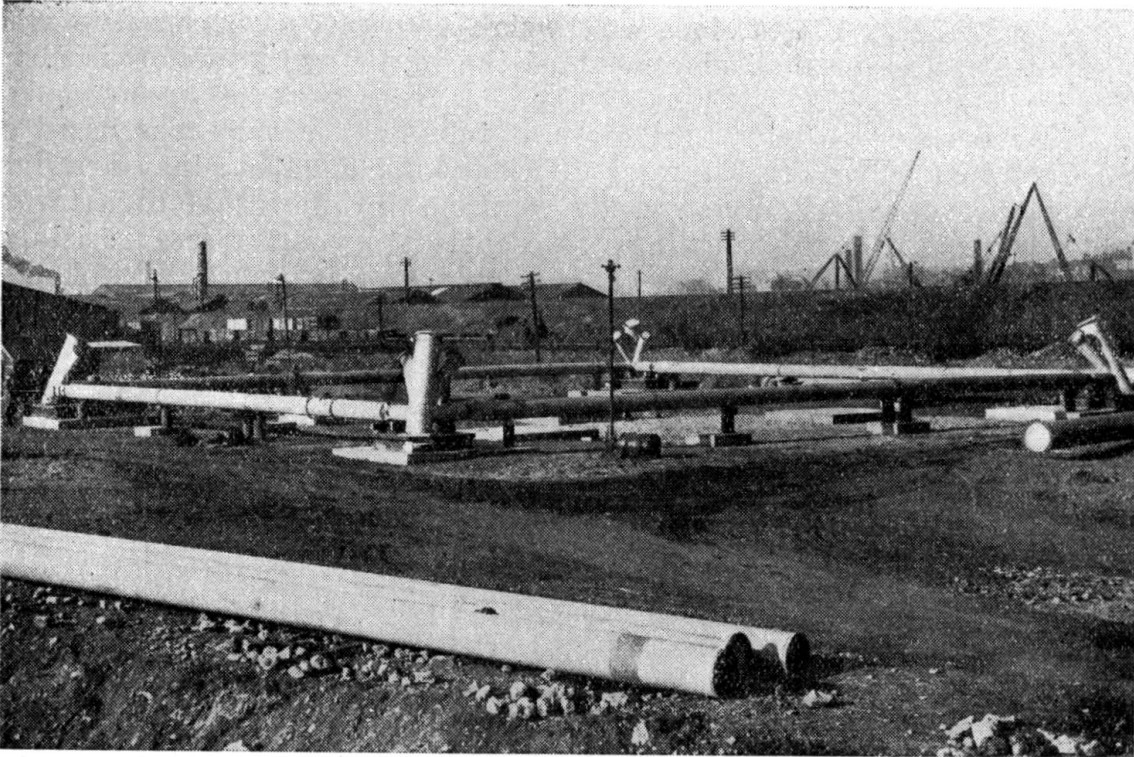


FIG. 3. Base unit of Tower erected at Messrs. Tubewrights' trial assembly site

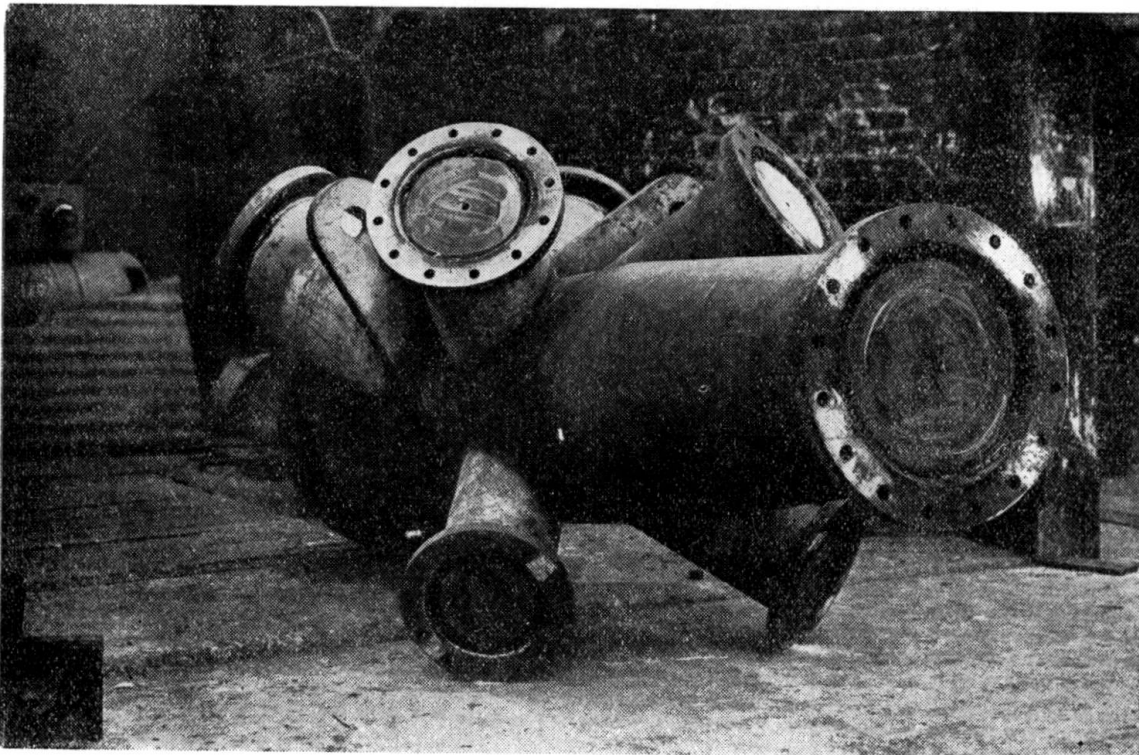


FIG. 4. Junction piece ready for completion of welding on blanking-off plates

The two all-welded pontoons used to transport the tower are  $17\frac{1}{2}$  ft. wide, 7 ft. deep, 175 ft. long and weigh 180 tons each complete with equipment. The total displacement of the tower and pontoons is about 950 tons.

The decision to build the tower of tubular steelwork was based on the fact that tubes are the most efficient kind of strut; they are light in weight, strong, rigid and easily connected by means of high torque bolts through flanged couplings. Moreover, they offer less resistance than rolled steel sections to wave and wind forces; they can be blanked off for protection inside and the cylindrical outer surface lends itself

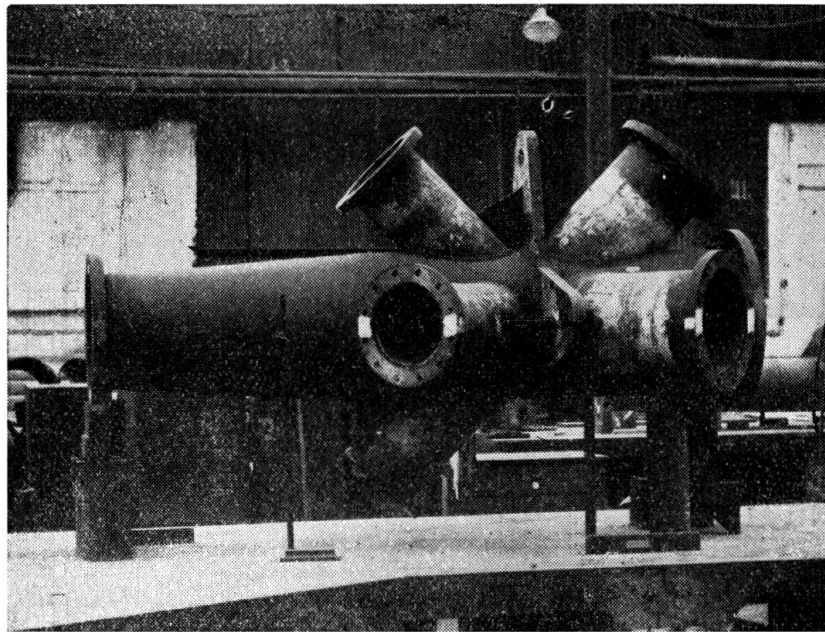


FIG. 5. Checking of heel plates after welding on junction piece

to easy maintenance. The main members are 24 ins. in diameter and the branch members 18 and 15 ins; where necessary short tapered sections are employed.

All the tubular members were fabricated and checked by shop assembly in Messrs. Tubewrights' Works. Although some connections had as many as ten tubes of varying diameter intersecting in different directions radially, the fabrication was so accurately carried out that all the 90 pieces fitted exactly and no adjustments whatever were needed during the site assembly. The tower was designed to withstand gales of 80 m. p. h. and waves 30 ft. high.

Work at St. David's Harbour, where the tower was erected, began in August 1954 and was completed in May 1955, when the tower was first floated, towed out and lowered on to its initial site. Before towing

the tower out, compressed air was pumped into the base girders to increase the buoyancy. The unit was towed by three Admiralty tugs with two more in attendance to provide restraint if necessary. At the end of their 12-mile journey the tugs were made fast to temporary

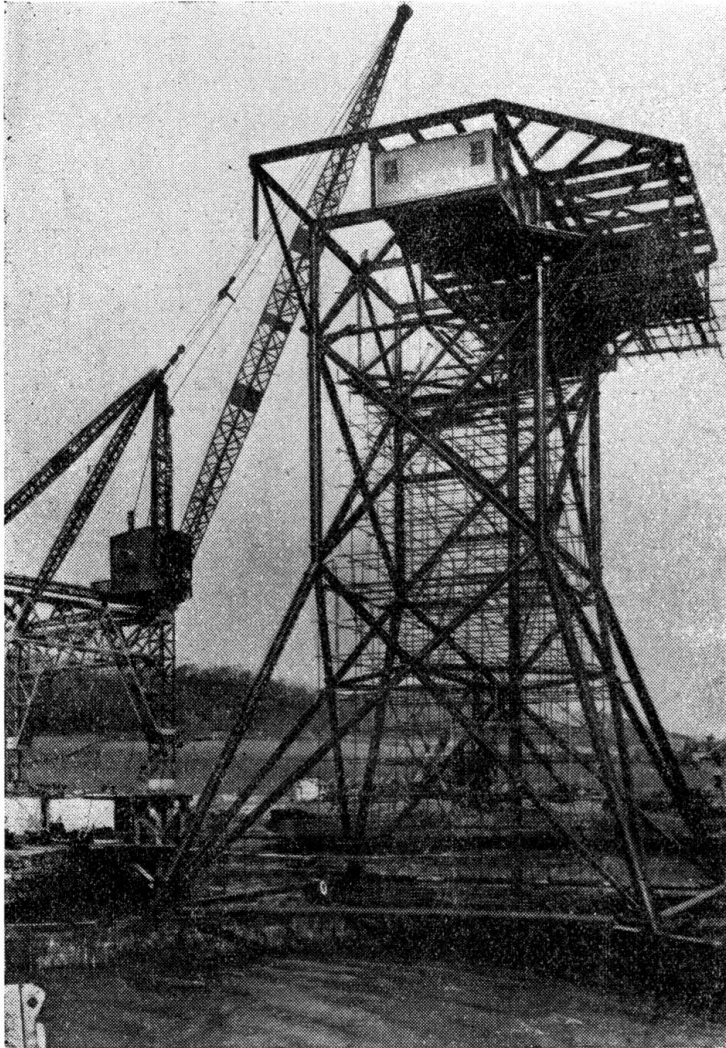


FIG. 6. Assembly of upper decks and accommodation units

moorings and the base girders of the tower were flooded and slowly lowered by means of four pairs of steel wire ropes of 8 inch circumference attached to the four lifting points. This operation was carried out by two 45-H. P. electrically driven winches on each pontoon. The tower was successfully lowered 12 fathoms to the bed of the estuary which had been checked for level in advance by means of echo soundings. The lowering ropes were disconnected and the pontoons returned to harbour.

The tower was then only three-quarters of a degree off vertical and drilling operations were commenced.

A year later, after completion of its first series of borings made to a depth of 3,000 ft. which disclosed the existence of five workable

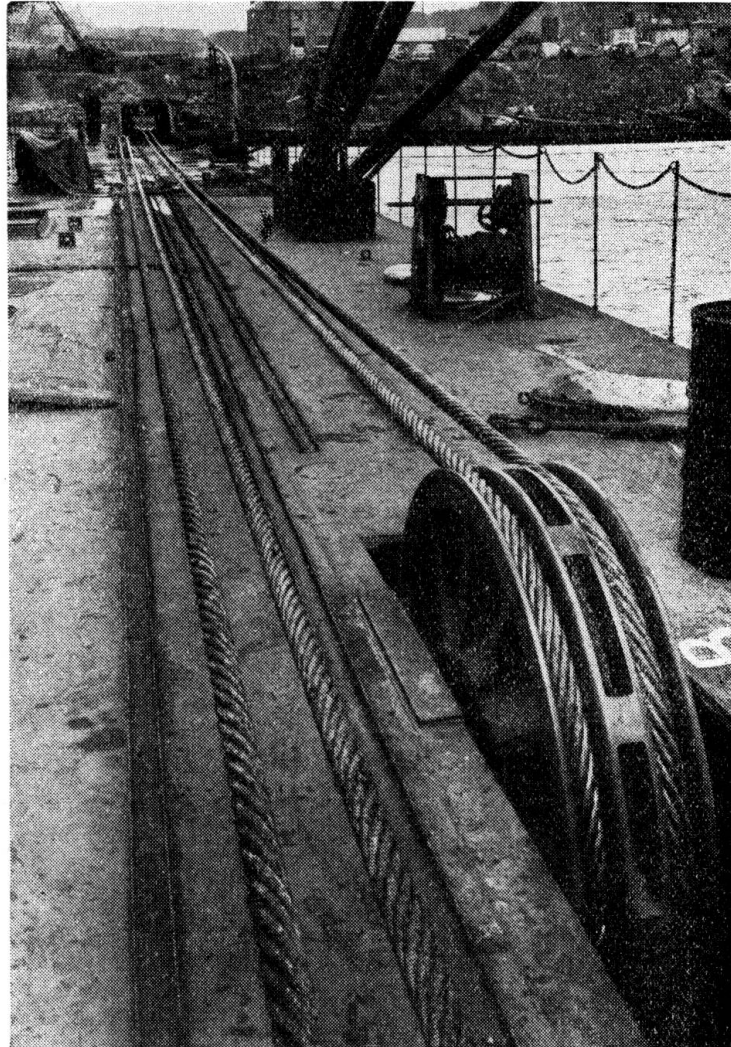


FIG. 7. 8-inch circumference lifting ropes and 5-ft. diameter sheaves on pontoon

seams, estimated to yield 40,000,000 tons of coal, the tower was uplifted by means of the same pontoons and winches which had been used to lower it. No difficulty was experienced in this operation and the tower was raised, moved to its new location and lowered again within a period of ten hours.

Apart from the drilling rig and the mobile crane, the whole of the power used for the services and operations is by electricity generated on

the tower. The three generators are driven by three 3-cylinder diesel engines which run at 500 r. p. m. and each develops 100 H. P. Connected in parallel, the generators give a total output of 150 kW. Fresh water for drinking and cooking is obtained by means of a vapour compressor

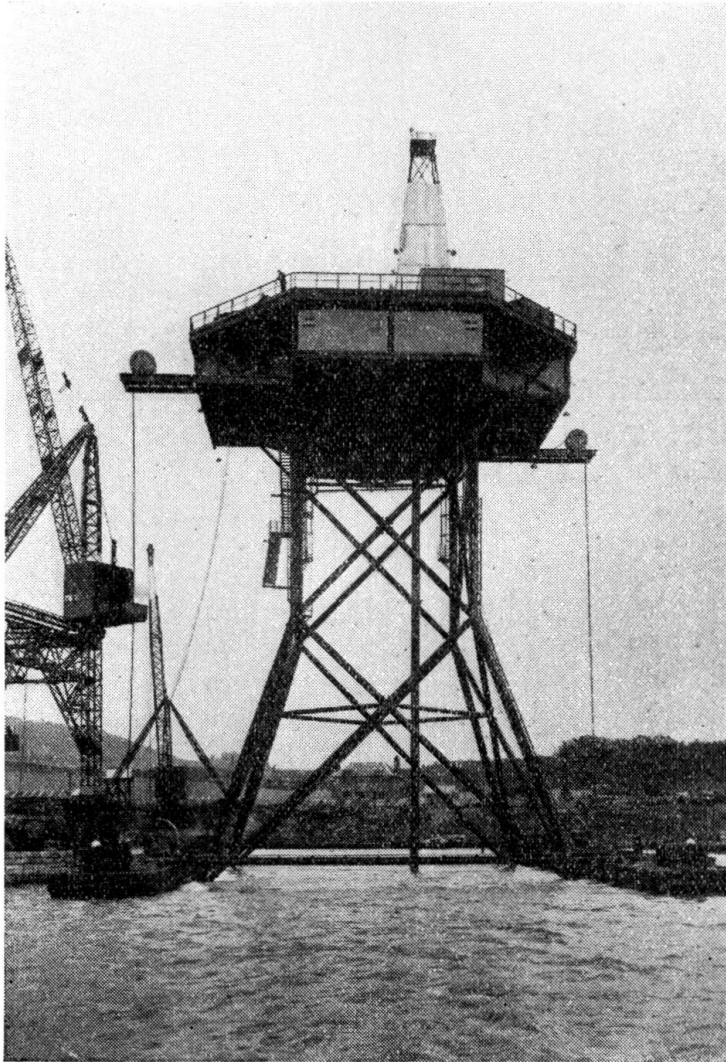


FIG. 8. Tower complete and ready for floating

unit which can produce 40 gallons of fresh water per hour from 70 gallons of salt water.

A radio telephone which operates at two frequencies and has a radius of ten miles is installed to maintain communication with the shore. The cost of the tower together with all its fittings, machinery and pontoons was of the order of £250,000 exclusive of the cost of boring.

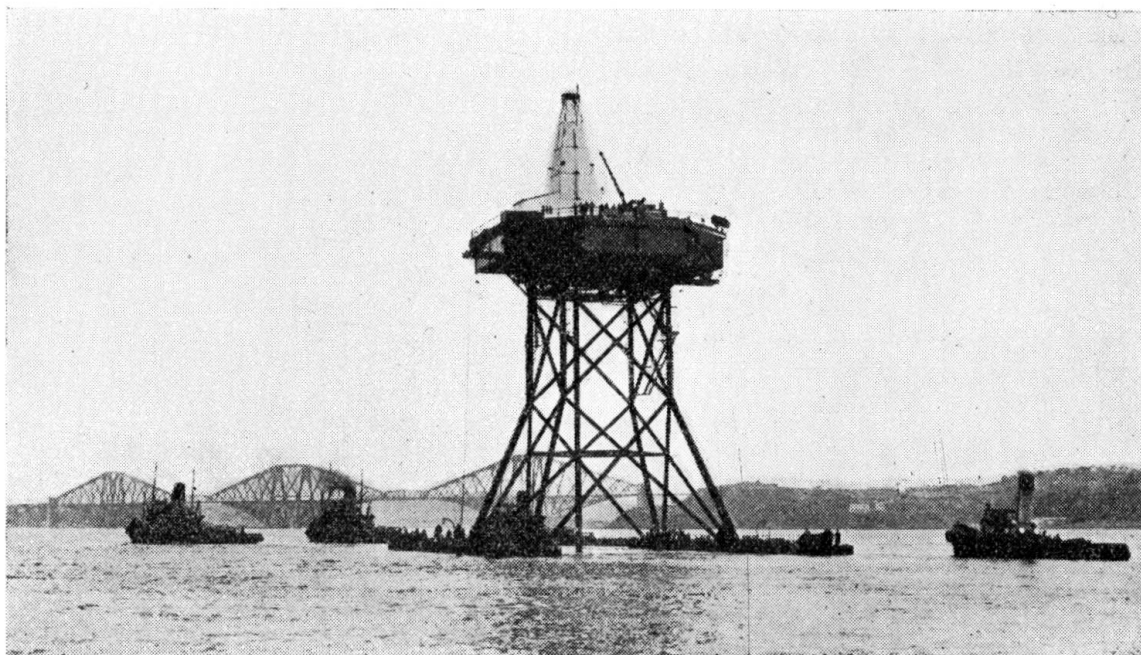


FIG. 9. Tower being towed out to its first drilling site



FIG. 10. Tower grounded in its first bering position in the Firth of Forth

## SUMMARY

The authors describe the construction of the first sea boring tower ever built to prove new coal seams by test borings round the coasts of Britain. The tower was made of tubular steelwork connected by high torque bolts and was designed to be floated out and lowered to the sea bed for each series of borings.

## ZUSAMMENFASSUNG

Die Verfasser beschreiben den Bau des ersten je gebauten Bohrturmes im Meer zur Erforschung neuer Kohlenflöze durch Probebohrungen an den Küsten Grossbritanniens. Der Turm wurde in Stahlrokonstruktion errichtet, wobei die Stahlrohre durch Drehzapfen miteinander verbunden wurden. Er wurde so entworfen, dass er auf einem Floss an Ort und Stelle gebracht und für jede Bohrung auf den Meeresgrund abgesetzt wurde.

## RESUMO

Os autores descrevem a construção da primeira torre de sondagens marítimas destinada a prospectar jazigos de carvão por meio de furos de ensaio ao largo da costa britânica. A torre é constituída por uma estrutura tubular de aço, sendo as ligações asseguradas por parafusos especiais, sujeitos a um elevado binário à montagem, e foi projectada para ser rebocada até ao local e mergulhada até ao fundo para cada série de sondagens.

## RÉSUMÉ

Les auteurs décrivent la construction de la première tour de sondages à la mer pour la prospection de gisements de charbon au moyen de forages d'essai, au large des côtes britanniques. Cette tour se compose essentiellement d'une structure en tubes d'acier liés au moyen de boulons à grand couple de serrage et a été étudiée pour être remorquée sur place et descendue au fond pour chaque série de sondages.



Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## IV 2

### Design of light weight steel structures

*Discussion*

### Zur Bemessung von Leichtbauten aus Stahl

*Diskussion*

### Dimensionamento de estruturas ligeiras de aço

*Discussão*

### Dimensionnement de charpentes légères en acier

*Discussion*

PROF. GEORGE WINTER

*Cornell University*

Ithaca

The writer is gratified that his 1948 tests on post-buckling effective width continue to be of interest to the profession. He is intrigued by, but cannot entirely agree with Professor Stüssi's re-evaluation of these tests.

It is quite true that an ideally plane plate, ideally supported and loaded and, in the case of steel, possessing a straight stress strain curve up to the yield point, should not buckle before its theoretical elastic critical stress  $\sigma_{cr}$  is reached, provided that stress is smaller than the yield point  $\sigma_{yp}$ . Furthermore, it was shown by the early tests of L. Schuman and G. Back in 1930 [1] that compressed plates do not fail at  $\sigma_{cr}$  but develop postbuckling strength. Th. v. Karman's semi-empirical formula of 1932, which is identical with Prof. Stüssi's Eq. 3, expresses these facts in terms of an equivalent width  $b_e$  and reads

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{yp}}} \quad (a)$$

The sense of this equation can be understood as follows: A narrow, edgesupported, longitudinally compressed steel plate of thickness  $t$  with  $\sigma_{cr} > \sigma_{yp}$  will fail by simple yielding at  $\sigma_{yp}$ . If  $t$  is kept constant and the width increased, the force  $F$  required to fail the plate increases proportional to the width  $b$ , but  $\sigma_{cr}$  correspondingly decreases until it becomes

equal to  $\sigma_{yp}$ . For this particular width  $b'$  the ideal plate will simultaneously buckle and yield ( $\sigma_{cr} = \sigma_{yp}$ ). If the width is further increased, the force necessary to fail the plate remains constant and independent of  $b$ . In fact, from Eq. (a) and since  $\sigma_{cr} = K (t/b)^2$

$$F = \sigma_{yp} t b_e = t^2 \sqrt{K \sigma_{yp}} = f(b)$$

or

$$b_e = t \sqrt{\frac{K}{\sigma_{yp}}} = f(b)$$

where  $K$  is a known constant which depends on the material, and edge conditions of the plate.

Tests by E. E. Sechler in 1933 [2] as well as the writer's tests in 1946 [3] and 1948 [4] have shown that this picture is oversimplified in two respects: (1) Real, rather than ideal, plates develop buckling waves at stresses below  $\sigma_{cr}$  and, therefore, are not fully effective ( $b_e < b$ ) even though  $\sigma_{cr} \geq \sigma_{yp}$ , and (2) the effective width  $b_e$  for plates of width larger than  $b'$  does not remain constant but keeps increasing with increasing  $b'$  approaching the Karman value as an asymptote. The reason for the premature buckling, (1) above, is two-fold: (a) Real plates possess initial imperfections such as lack of flatness and/or eccentricity of loading which, as in columns, produce premature waving; this influence has been investigated by Hu, Lundquist and Batdorf [5] and was found to be sizeable, as is seen from Fig. 1. (b) While for steel  $E$  is assumed to be constant up to  $\sigma_{yp}$  and  $b_e$  is computed on this basis, in actuality residual stresses introduced by the sheet rolling process and by coldforming of sections produce a lowering of the effective proportional limit and therefore a decrease in the effective modulus for stresses larger than this proportional limit. This, in turn, reduces  $\sigma_{cr}$  and  $b_e$ . Since both these effects are irregular and accidental, they produce an irregular downward scattering. On the other hand, compression plates which are not isolated but are parts of structural sections, such as those tested by the writer, have some rotational restraint along their edges and for this reason their effective width tends to be larger than the usual expression for  $b_e$  for hinged edge support.

In view of the complexity of this situation, and the necessity of furnishing the light gage steel construction industry with a relatively simple and reliable design formula, the writer has developed his purposely conservative equation for  $b_e$ , based on his 1946 and 1948 tests as well as on those of Sechler. As early as 1949 [6] he gave a graphical presentation of these results whose form, except for the denominator 1.9 in the abscissas, is identical with that now given in Prof. Stüssi's figure. It is reproduced here unchanged as Fig. 1. This figure contains not only the 45 points of the writer's 1948 publication which have been used by Prof. Stüssi, but also the 26 points of his 1946 paper. It is seen that the v. Karman expression, represented by the inclined straight line and the horizontal line with ordinate 1.0, is close to an upper limit of the test results; the points which lie above that line are due to sizeable edge restraints of larger magnitude than is found in many shapes

currently in use. On the other hand, the writer's curve is seen to be close to a lower limit of the test points, as is appropriate for a design determination which must be safe even for minimum edge restraint. Also shown is one calculated curve for an initial distortion of the plate equal to one-tenth of the plate thickness, i. e. of very small amount. It is seen that, according to Hu, Lundquist and Batdorf, even such a small amount reduces the equivalent width  $b_e$  noticeably. (These authors assumed the shape of initial distortion to be affine to that of the buckling surface; this will not usually be the case, which reduces the effect of initial distortion. On the other hand, in light gage steel constructions initial distortions of the order of  $t/2$  and more are not uncommon, compared to  $t/10$  for the curve on Fig. 1).

The largest difference between test results and the writer's equation on the one hand, and v. Karman's (and Prof. Stüssi's) expression on the other, occurs in the region where the actual stress in the plate is about

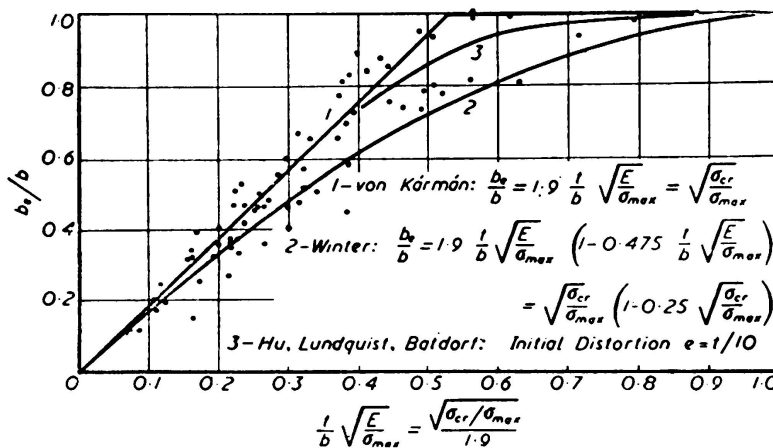


FIG. 1

equal to  $\sigma_{cr}$ . While Eq. (a) indicates that  $b_e = b$  if  $\sigma_{cr} = \sigma_{yp}$ , the tests definitely show that for such plates  $b_e < b$  even though the actual plate stress is equal to or even smaller than  $\sigma_{cr}$ . This factor is more pronounced in the writer's 1946 tests with their relatively low  $b/t$  ratios i. e. relatively high  $\sigma_{cr}$ , than in his 1948 tests with their larger  $b/t$  and therefore much lower  $\sigma_{cr}$ . The fact that Prof. Stüssi analyzed only these latter tests may have mislead him somewhat.

It is not maintained that the writer's generalized expression

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{max}}} \left(1 - 0.25 \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{max}}}\right) \tag{b}$$

which holds not only for the yield point but for any plate stress  $\sigma_{max}$  provided  $\sigma_{cr}/4 \leq \sigma_{max} \leq \sigma_{yp}$ , is in any way theoretically rigorous. On the contrary, its aim is to represent reasonably well and somewhat conservatively the behavior of real compression plates which are part of real, light-gage, cold-formed steel members with all the random irregularities

which this implies. It might be added that essentially this same expression has been officially in use in the U. S. A. light gage steel industry for about ten years, and that very numerous tests have been carried out by various companies to compare the performance (strength as well as deflections) of their own products with that predicted by this formula, with uniformly satisfactory results.

It should be stated at the same time that, even though the writer's formula is sometimes used in the aircraft industry, it was not originally meant to apply to non-ferrous metals with their lower E, their different stress-strain curve and residual stress properties and their artificially defined yield stress (Prof. Stüssi's  $\sigma_F$ ). All these result in an effect of deviations from ideal conditions which is different from that which obtains in light-gage steel members as tested by the writer and reflected in his formula.

1. L. SCHUMAN and G. BACK—*Strength of Rectangular Flat Plates under Edge Compression*. Nat. Adv. Comm. for Aeronautics, Report No 356, 1930.
2. E. E. SECHLER—*The Ultimate Strength of Thin Flat Sheet in Compression*. Guggenheim Aeronaut. Labr., Calif. Inst. of Techn., Publ. No. 27, 1933.
3. GEO. WINTER—*Strength of Thin Compression Flanges*. Trans. ASCE, vol. 112, p. 527, 1947, also Proc. ASCE vol. 72, No. 2, p. 199, 1946.
4. GEO. WINTER—*Performance of Thin Steel Compression Flanges*. 3<sup>rd</sup> Congress IABSE, Prelim. Publ., p. 137, Liège, 1948.
5. P. C. HU, E. E. LUNDQUIST, S. B. BATDORF—*Effect of Small Deviations from Flatness on Effective Width and Buckling of Plates in Compression*. Nat. Adv. Comm. for Aeronautics, Techn. Note No. 1124, 1946.
6. GEO. WINTER—*Performance of Compression Plates as Parts of Structural Members*, Research, Engineering Structures Supplement (Colston Papers, vol. II) p. 179, London, 1949.

#### SUMMARY

While v. Karman's semi-empirical post-buckling equation, which is identical with Prof. Stüssi's, is well justified for «ideal» conditions, compression plates which are parts of «real» steel structures show two types of imperfections: deviations from flatness and residual stresses caused by cold-forming which are equivalent to a lowered proportional limit. These reduce the post-buckling strength. On the basis not only of his 1948 tests but also of his 1946 tests and those of Sechler it is shown that the writer's formula for effective width, which has been in wide use in the U. S. A. for over ten years, represents conservatively and more realistically the behaviour of real, light-gage steel structures.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Während v. Karmans Gleichung für überkritisches Beulen, welche mit derjenigen Prof. Stüssi identisch ist, gut gerechtfertigt ist für «ideale» Platten, so zeigen Druckplatten, welche Teile von wirklichen Stahlleichtbauten sind, zwei Arten von Unvollkommenheiten: Abweichung von der Ebenheit und Eigenspannungen die zu einer Erniedrigung der Proportionalitätsgrenze führen. Beide vermindern die überkritische Beulfestigkeit. An Hand nicht nur seiner 1948 Versuche, sondern auch derer

von 1946, sowie auch derjenigen von Sechler, ist gezeigt, dass des Verfassers Gleichung für die wirksame Breite, welche in den Vereinigten Staaten seit zehn Jahren weite Verwendung findet, das Verhalten wirklicher Stahleichtbauten mehr konservativ und realistisch darstellt.

#### RESUMO

Ao passo que a utilização da equação semi-empírica de von Karman referente à encurvadura, e que é aliás idêntica à do Prof. Stüssi, se justifica em casos «ideais» de aplicação, o mesmo não acontece com placas comprimidas fazendo parte de estruturas de aço «reais» que apresentam imperfeições de dois tipos: empenos e tensões residuais provenientes da laminagem a frio que equivalem a um abaixamento do limite de proporcionalidade. Estas imperfeições reduzem a resistência da placa encurvada. Baseando-se não só nos ensaios que efectuou em 1948 e 1946, mas também nos de Sechler, o autor mostra que a sua fórmula de determinação da largura efectiva, já largamente utilizada nos E. U. A. há mais de dez anos, representa de maneira mais conservadora e realista o comportamento das estruturas de aço de pequena espessura.

#### RÉSUMÉ

Tandis que l'emploi de l'équation semi-empirique de von Karman, valable pour le stade post-flambage, et qui est d'ailleurs identique à celle du Prof. Stüssi, est justifié dans les cas «idéaux» d'application, il n'en est pas de même dans le cas de plaques comprimées faisant partie de charpentes «réelles» qui présentent deux types d'imperfections: des gauchissements et des contraintes résiduelles provenant du laminage à froid et qui équivalent à une diminution de la limite de proportionnalité. Ces imperfections réduisent la résistance de la plaque après le flambage. En se fondant, non seulement sur les essais qu'il a effectué en 1948 mais aussi sur ceux de 1946 et ceux de Sechler, l'auteur montre que sa formule de détermination de la largeur effective, couramment utilisée aux E. U. A. depuis plus de dix ans, représente d'une façon plus conservatrice et plus réaliste le comportement des charpentes en acier de faible épaisseur.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## **IV 3**

### **Maintenance of steel structures**

*Discussion*

### **Unterhalt von Stahlbauten**

*Diskussion*

### **Conservação das construções metálicas**

*Discussão*

### **Entretien des charpentes métalliques**

*Discussion*

P. S. A. BERRIDGE

*M. B. E., M. I. C. E.*

London

Mr. BERRIDGE remarked that he could not agree with the author's contention that loose rivets could be tightened by welding round the heads. The number of tests, four, was inadequate to form the basis for so far-reaching a claim contrary to the principles of both riveting and welding. The heat from the welding was bound to lengthen the shank of a rivet and so reduce the friction between the faying surfaces of the parts joined. The clamping effect of the rivet caused by contraction of the shank on cooling immediately after driving was of primary importance in the transfer of shear across a joint; and, if there was a loss of this clamping effect as would be indicated by looseness, no amount of welding round the head was ever likely to restore the high degree of friction required to keep the parts from slipping under the application of a shearing force.

Mr. BERRIDGE showed slides (not reproduced) indicating how by simple modifications the maintenance of the girderwork of steam locomotive turntables built some 50 to 60 years ago for a railway in India had been greatly simplified and the future life of the steelwork extended. The rails had been lifted on steel packings; the solid plate deck between the girders had been replaced with an open grill; the outside deck plating had been kept clear of the girder flanges, and the edge angles which used to contain water on the plating had been inverted. These modifica-



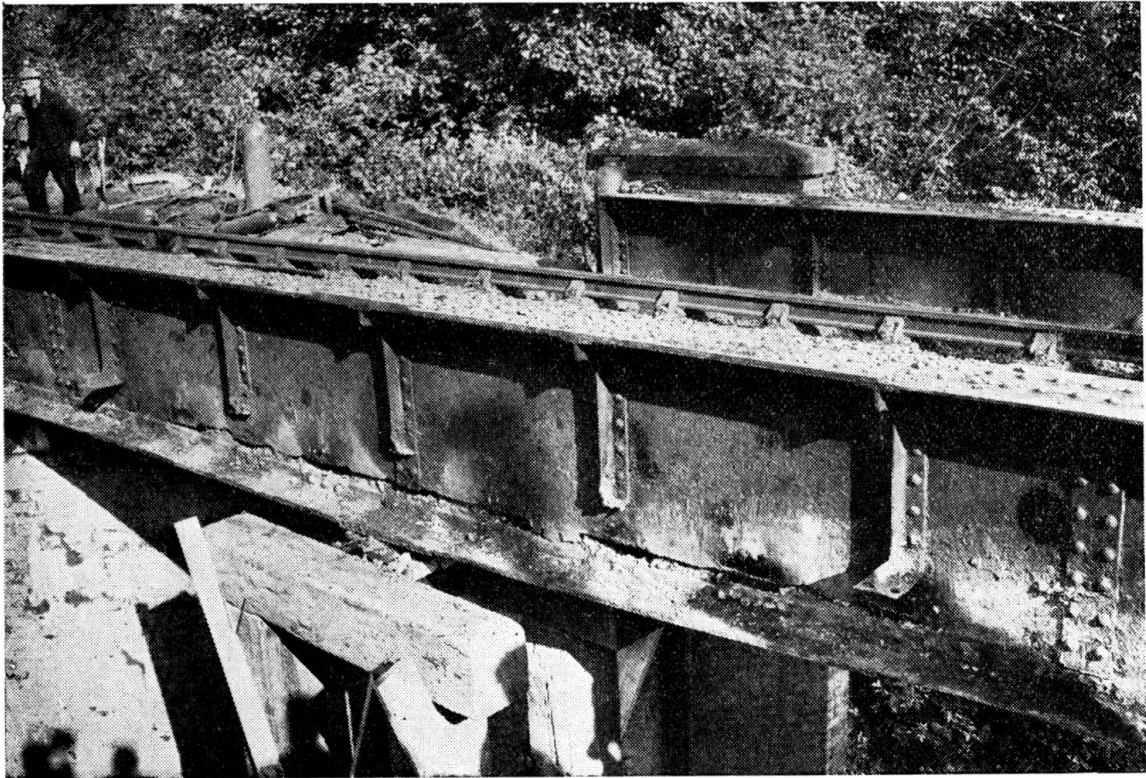


FIG. 1. The failure of a plate girder caused by corrosion fatigue of the mild steel web which had been obscured by concrete haunching. The decking on the nearside of the girder had been removed before this photograph was taken

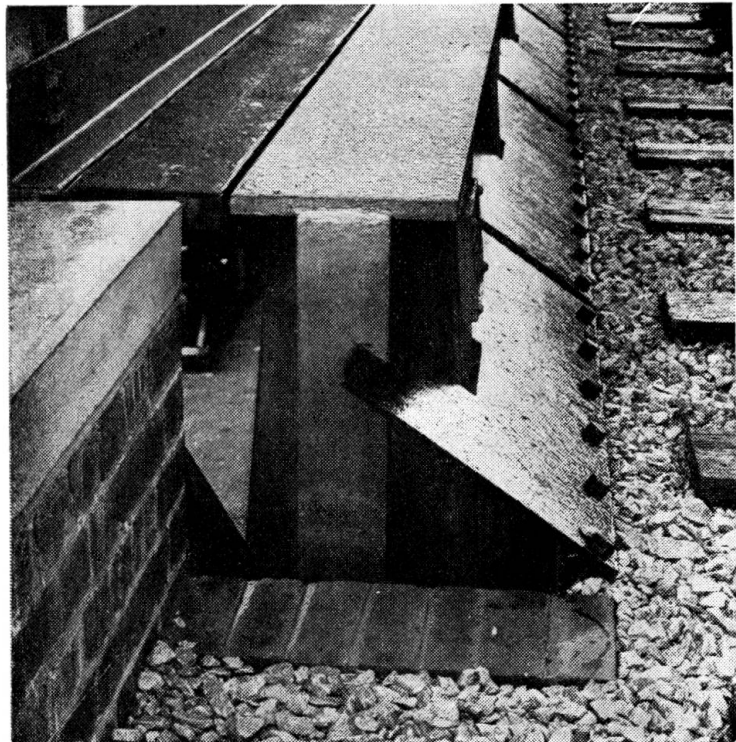
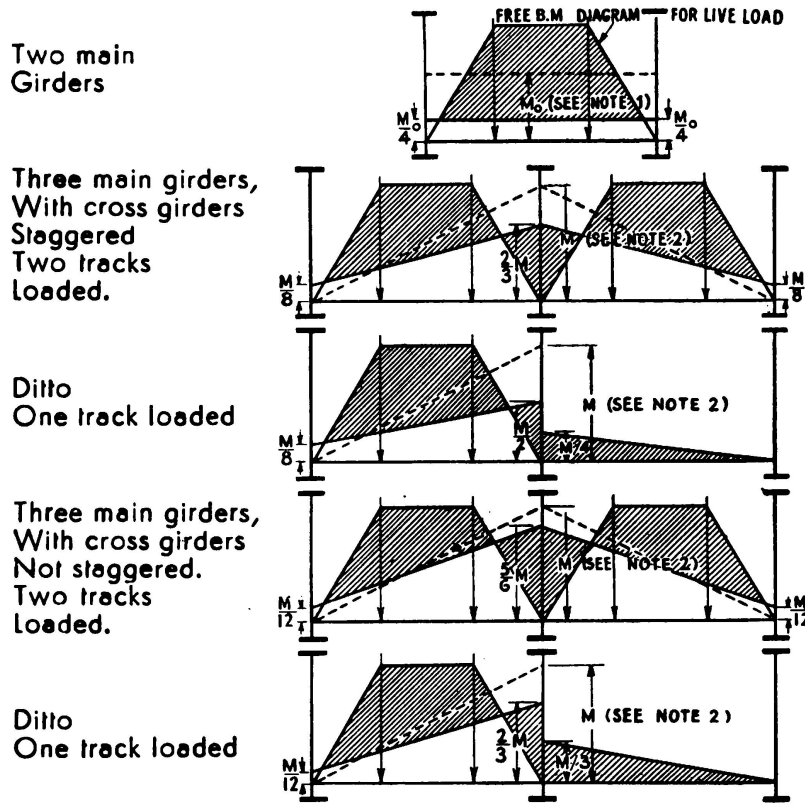


FIG. 2. The end of a welded plate girder showing how, by the removal of the bolted weather plates, full access is given to the joints between the deck units and the main girders

tions had made all parts fully accessible for painting and had, by allowing free circulation of air between the girders, removed a condition which had previously been very favourable to the propagation of rust.

Turning to the importance of accessibility for the proper maintenance of railway girder bridges, Mr BERRIDGE showed a picture (Fig. 1) of a centre girder of a double track half-through type plate girder span which through corrosion fatigue had developed a crack in the web plate



NOTES:—1. For bridges with two main girders, and when gross girder is symmetrically loaded,  $M_0$  = average height of free B. M. diagram.  
 2. For bridges with three main girders,  $M$  = end moment for full fixity at centre girder. (When loading is symmetrically placed on either or both cross girders,  $M = 1.5$  times the average height of the free B. M. diagram).

FIG. 3. Diagram indicating the end fixing moments on cross girders in half-through type spans

at a point just above the bottom flange angles. The crack had extended over a length of 19 feet in a 30-foot span. The primary cause had been the masking of the girder by concrete haunching placed against the web with the object of reducing maintenance work. Damp had got down between the concrete and the steel web plate with the result that corrosion had set in where it was wholly obscured from view. The decking was of transverse steel troughing resting on the bottom flanges of the girders

and the web stiffeners stopped on the top of the troughing so that there was in fact no connection between these stiffeners and the bottom flange of the girder. Alternations of loading by the passage of trains, first on one track, and then on the other, had led to high concentrations of stress on the web plate at a point immediately above the flange where moisture was trapped behind the concrete. To guard against such a failure it was imperative that the all-important connections between decking and main girders should be wholly accessible for inspection and painting; no concrete should be placed against steelwork unless it was absolutely certain that no moisture could get down between the concrete and the steel. Showing a slide (Fig. 2) he indicated how bolted joints between deck units and the main girders of a bridge carrying a ballasted sleeper track could be made fully accessible for maintenance. On the subject of the connections between cross girders, deck units, etc. and main girders in half-through type spans, Mr BERRIDGE showed a diagram (Fig. 3) indicating the bending moments caused by the end fixity of the deck members. In the past so many bridges had been built on the assumption that cross girders were simple beams unrestrained at the ends. Such an assumption was quite wrong when, as generally happened, some degree of fixity became inevitable in designing the connection between a cross girder and the side of a plate girder. In the joint just visible below the weather plates (Fig. 2) the moment stresses due to end fixity were taken by high strength bolts connecting the deck units to the sloping flanges of web stiffeners on the main girders.

#### SUMMARY

The author said that loose rivets could not be tightened by welding round the heads. Such process was contrary to good practice.

Stressing the importance of accessibility, the author instanced (Fig. 1) a double track half-through type plate girder bridge where concrete haunching against the web of the middle girder had prevented the detection of a serious corrosion fatigue fracture of the web plate.

Improvements in the connections of deck units to main girders were shown (Fig. 2); attention was focused on the importance of designing such joints to carry the stresses induced by the end fixing moments inevitable wherever there is end restraint (Fig. 3).

#### ZUSAMMENFASSUNG

Der Verfasser ist der Auffassung, dass lose Nieten nicht durch Anschweißen der Nietköpfe befestigt werden könnten. Dieses Vorgehen widerspricht einer guten Praxis.

Als Beispiel für die Bedeutung guter Zugänglichkeit führt der Verfasser einen Vollwandträger für eine zweigleisige Brücke mit einer in Trägermitte liegenden Geleisewanne in Beton an. Der an den Steg des mittleren Trägers anstossende Beton hatte die Entdeckung eines ernsthaften Ermüdungsbruches infolge Korrosion verhindert (Fig. 1).

Es wurden Verbesserungen gezeigt bei den Verbindungen zwischen Deckenplatten und Hauptträgern (Fig. 2); besondere Aufmerksamkeit wurde der Bedeutung des Entwurfes von Verbindungen geschenkt, die die Beanspruchungen durch Endeinspannungsmomente, die unvermeidlich auftreten, wo immer das Endauflager an der freien Beweglichkeit gehindert ist, aufzunehmen haben (Fig. 3).

#### RESUMO

O autor indica que os rebites frouxos não se podem voltar a apertar soldando as cabeças, indo este processo contra boa técnica.

Insistindo na importância da acessibilidade, o autor cita o exemplo (Fig. 1) de uma ponte de via dupla com vigas semi-contínuas de alma cheia, em que a acumulação de betão contra a alma da viga central impediu a verificação de uma fractura importante da alma devida à corrosão.

O autor mostra como se pode melhorar a ligação do tabuleiro às vigas principais (Fig. 2) e chama a atenção para a necessidade de projectar estas ligações de modo a que possam suportar as tensões produzidas pelos momentos devidos à imobilização das extremidades, inevitáveis quando existe uma limitação do movimento das mesmas.

#### RÉSUMÉ

L'auteur indique que les rivets desserrés ne peuvent être réparés par la soudure des têtes, ce procédé étant contraire à la bonne pratique.

En insistant sur l'importance de l'accessibilité, l'auteur cite l'exemple (Fig. 1) d'un pont à double voie, à poutres semi-continues à âme pleine, dans lequel l'accumulation de béton contre l'âme de la poutre médiane a empêché de constater l'existence d'une fracture importante de l'âme due la corrosion.

L'auteur montre comment il est possible d'améliorer la liaison du tablier aux poutres-maîtresses (Fig. 2); il fait remarquer qu'il est nécessaire de calculer ces liaisons de manière à ce qu'elles puissent supporter les contraintes produites par les moments dûs à l'immobilité des extrémités, inévitables chaque fois qu'il existe une limitation du mouvement de ces extrémités.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## IV 4

### Calcul des âmes des poutres en alliages légers

*Discussion*

### The design of the webplates of light alloy plate girders

*Discussion*

### Die Berechnung der Stehbleche von Leichtmetallträgern

*Diskussion*

### Cálculo das almas das vigas de ligas leves

*Discussão*

CH. MASSONNET

*Professeur à l'Université de Liège*

Liège

Nous voudrions tout d'abord complimenter M. ROCKEY pour le soin avec lequel il a réalisé ses essais, soin qui a pour conséquence une dispersion remarquablement faible des charges critiques expérimentales, qui ressort des figures 2 et 3 de son mémoire.

#### 1. *Nécessité d'un raidissage de l'âme des poutres à âme pleine*

Nous sommes en général d'accord avec les opinions émises par M. ROCKEY. Le seul point sur lequel nous croyons devoir faire quelques réserves est l'affirmation faite à la page 610 de son mémoire selon laquelle le rapport de la charge de service d'une âme raidie à sa charge critique dépend plus de considérations esthétiques que de conditions de tension. En attachant à cette affirmation un sens trop absolu, on serait amené à prétendre que le danger de voilement n'existe pas et que l'on peut se passer de raidisseurs; ou tout au moins, que la sécurité est assurée quand on a disposé sur la poutre un certain nombre de raidisseurs verticaux destinés à former, avec les semelles et l'âme plissée diagonalement, un «treillis Wagner». Ces opinions sont fausses et la preuve en est que, par un raidissage horizontal convenable, nous avons pu, dans nos expériences, relever de plus de vingt pour cent la charge ultime de nos poutres d'essai <sup>(1)</sup>.

---

<sup>(1)</sup> Voir à ce sujet: Ch. Massonnet: Essais de voilement sur poutres à âme raidie — Mém. A. I. P. C., vol. XIV, 1954, pp. 125-186.

En réalité, l'âme voilée exerce sur la semelle comprimée de la poutre (fig. 1) des tensions verticales qui peuvent hâter considérablement le flambement de cette semelle dans le plan de l'âme.

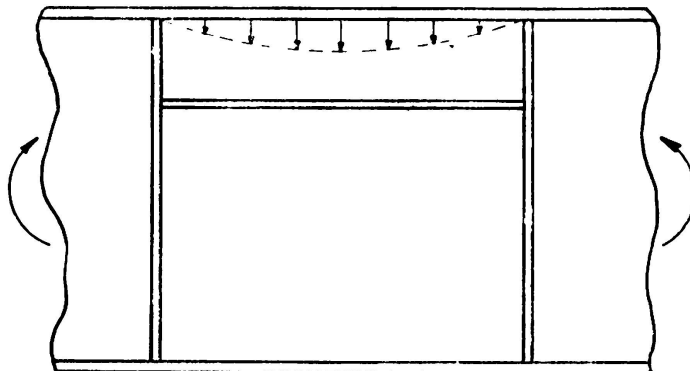


FIG. 1

Par un raidissage horizontal convenable de la partie comprimée de l'âme, la croissance de ces tensions est retardée à un point tel que la semelle ne périt qu'au moment où elle est entièrement plastifiée.

## 2. Nécessité de donner à la semelle comprimée une grande rigidité

Le raisonnement précédent montre que, pour réaliser la poutre la plus rationnelle, il faut, non seulement raidir son âme, mais encore veiller à donner à la semelle comprimée une grande stabilité propre. Ce résultat peut être atteint par le profil de la figure 2a, dont les essais sur poutres

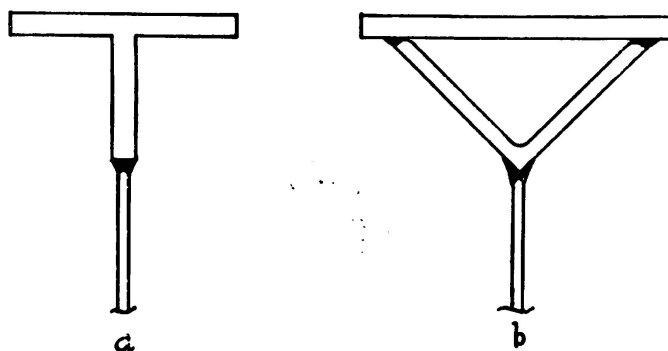


FIG. 2

soudées de MACKEY et BROTON ont montré tout l'intérêt, et mieux encore par le profil figure 2b, dont l'idée est due au professeur DÖRNEN. Ces deux formes de membrure ont une importante vertu supplémentaire, qui est de réaliser un encastrement quasi-parfait des panneaux d'âme.

Notons, à ce propos, que, dans les poutres rivées de M. ROCKEY, les cornières âme-semelle réalisaient un encastrement considérable des pan-

neaux d'âme, comme dans le type de poutre expérimenté par MACKEY et BROTON. Dans nos propres essais, au contraire, le soutien réalisé par les semelles était beaucoup plus faible.

L'évolution des formes constructives signalée ci-dessus démontre aussi l'impérieuse nécessité où l'on est de disposer d'un ensemble complet de valeurs numériques théoriques des tensions critiques de plaques encastrees sur leurs bords, raidies ou non. Nous indiquons d'autre part<sup>(2)</sup> le principe d'une méthode théorique qui permettra d'obtenir de telles valeurs avec l'assistance d'une machine calculatrice électronique pour l'exécution des calculs numériques.

Par ailleurs, notons que la Commission Belge pour l'Etude de la Construction Métallique (C. E. C. M.) a inscrit à son programme des essais sur poutres soudées type Dörnen, qui doivent être exécutés prochainement.

### 3. Possibilités de transposer les résultats obtenus par M. ROCKEY aux poutres en acier

#### A) Résultats concernant le dimensionnement de l'âme

Il importe de souligner la différence, à notre avis essentielle, entre les essais de M. ROCKEY et les nôtres. Ses essais sont exécutés sur un alliage d'aluminium dont le rapport: limite élastique ( $R_e$ ) sur module d'élasticité ( $E$ ) vaut  $\frac{23,6}{7000} = 3,4 \cdot 10^{-3}$ . Pour l'acier 37, sur lequel nous avons expérimenté, le même rapport vaut  $\frac{R_e}{E} = \frac{24}{21.000} = 1,14 \cdot 10^{-3}$ , c'est-à-dire le tiers seulement de la valeur précédente.

Cet écart a d'autant plus d'importance que la limite d'étirage  $R_e$  de l'acier A 37 est accompagnée de déformations plastiques considérables provoquant nécessairement la ruine de la pièce, tandis que la limite élastique de l'alliage d'aluminium est une limite conventionnelle à 0,2 %, cet alliage ne possédant pas de palier marqué de plasticité.

Or, on a

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 D}{b^2 e} = k \frac{\pi^2 E}{12 (1 - \eta^2)} \left(\frac{a}{b}\right)^2$$

D'où

$$\frac{R_e}{\sigma_{cr}} = \frac{12 (1 - \eta^2)}{k \pi^2} \left(\frac{b}{e}\right)^2 \frac{R_e}{E} = \frac{1,1}{k} \left(\frac{b}{e}\right)^2 \frac{R_e}{E}$$

Il est clair, dès lors, que toutes choses égales d'ailleurs, le domaine post-critique élastique est beaucoup plus étendu dans les poutres en alliage l'aluminium que dans celles en acier A. 37. C'est la raison pour laquelle M. ROCKEY obtient pour le rapport  $\frac{P_{critique}}{P_{ultime}}$  des valeurs comprises entre 4 et 8, tandis que dans nos expériences, ce rapport était généralement compris entre 2 et 4.

(2) Contribution au thème IIb: Théorie générale du voilement des plaques rectangulaires encastrees ou appuyées sur leurs bords et renforcées par des raidisseurs parallèles aux bords résistant à la flexion et à la torsion.



Ces considérations expliquent qu'il est nécessaire, dans les poutres à âme pleine en alliage d'aluminium, de travailler en service dans le domaine postcritique, comme le préconise M. ROCKEY, qui propose un coefficient de sécurité au voilement inférieur à l'unité ( $1/1,5 = 0,667$ ).

Nous avons proposé, au Congrès de Cambridge de l'A. I. P. C., d'adopter comme coefficients de sécurité 1,15 vis-à-vis du voilement par flexion et 1,35 vis-à-vis du voilement par cisaillement. Nous avons indiqué ultérieurement que l'on pouvait descendre sans inconvénient jusqu'à l'unité. Même en adoptant cette dernière valeur, le rapport des sécurités vaut environ 2 parce que M. ROCKEY base ses tensions critiques sur l'hypothèse d'un demi-encastrement tandis que nous adoptons les valeurs de TIMOSHENKO relatives à une plaque simplement appuyée sur ses bords

$$\text{En effet } \frac{s \text{ Massonnet}}{s \text{ Rockey}} \text{ vaut } \frac{1}{0,667} \times \frac{32,75}{23,9} = 1,96 \approx 2.$$

Cependant, les élancements  $b/e$  des tôles mises en œuvre sont pratiquement les mêmes dans les deux cas, vu l'effet du faible module  $E$  de l'aluminium. La discussion qui précède conduit à une conclusion importante, à savoir que toutes choses égales d'ailleurs, le coefficient de sécurité devrait varier dans le sens opposé au rapport  $R_e/E$ ; en particulier, il pourrait être choisi moindre dans le cas de l'acier A. 52 (pour lequel  $R_e/E = 1,71 \cdot 10^{-3}$ ) que pour l'acier A. 37, ce qui permettrait de valoriser davantage les aciers à haute limite élastique dans la construction des poutres à âme pleine.

Cependant, nous ne croyons pas qu'il soit ni intéressant ni prudent de descendre en dessous de la valeur  $s = 1$  pour les constructions en acier A. 37.

#### B) Résultats concernant le dimensionnement des raidisseurs

En ce qui concerne le dimensionnement des raidisseurs, les résultats obtenus par M. ROCKEY sont en quelque sorte complémentaires des nôtres, parce qu'il étudie le comportement des raidisseurs verticaux, tandis que nous avons à peu près exclusivement porté notre attention sur les raidisseurs horizontaux.

Néanmoins, les valeurs expérimentales que nous avons obtenues pour la rigidité relative optimum  $\gamma$  <sup>(3)</sup> sont nettement supérieures à celles obtenues par M. ROCKEY. Cette différence considérable provient, à notre avis, de trois causes bien distinctes :

- a) nous avons imposé à nos raidisseurs l'obligation de rester rectilignes jusqu'à la ruine de la poutre, ce qui semble plus sévère que la condition imposée par M. ROCKEY et, en général, par les ingénieurs britanniques, concernant le rôle que doivent jouer les raidisseurs dans le stade de ruine.

---

<sup>(3)</sup>  $\gamma$  est le  $\gamma_1$  de M. Rockey et la «Mindeststeifigkeit» des auteurs allemands.

- b) les valeurs théoriques de  $\gamma$  sont déterminés dans l'hypothèse d'une plaque appuyée sur ses quatre bords; les conditions d'appui réelles étaient nettement plus proches de l'encastrement parfait dans les essais britanniques que dans les nôtres, ce qui peut avoir pour effet de diminuer la valeur de  $\gamma$ .
- c) enfin, les raidisseurs expérimentés étaient de formes très différentes (cornières rivées avec une aile parallèle à l'âme chez M. ROCKEY; plats soudés normaux à l'âme chez nous). Le type de raidisseur employé par M. ROCKEY n'est peut-être pas très économique, parce qu'il a un faible rayon d'inertie, mais il réalise un certain encastrement de l'âme sur ses bords verticaux et possède une stabilité propre supérieure à celle d'un plat saillant de faible épaisseur.

Vu la discussion qui précède, il paraît dangereux de transposer à l'acier, sans examen approfondi, les valeurs de  $\gamma$  obtenues sur l'alliage d'aluminium.

#### R É S U M É

Les résultats obtenus sur des poutres à âme mince en alliage d'aluminium ne peuvent pas être appliqués sans précautions à des poutres en acier doux, parce que le rapport  $R_e/E$  est beaucoup plus grand dans le cas de l'alliage d'aluminium. Il serait raisonnable d'adopter des coefficients de sécurité au voilement différents pour des matériaux différents. Ces coefficients devraient être d'autant plus faibles que  $R_e/E$  est plus grand.

Par ailleurs, il importe, pour obtenir une charge de ruine de la poutre aussi grande que possible, de donner à la semelle comprimée une grande stabilité propre, ce qui conduit à des poutres à semelles tubulaires type Dörnen.

#### S U M M A R Y

Ratio  $R_e/E$  being much greater for light alloys, the results obtained from tests on thin webplate, light alloy girders, cannot be extended without further caution to mild steel girders. It would seem reasonable to admit different buckling safety factors for different metals. The greater the ratio  $R_e/E$ , the smaller the safety factor should be.

To increase the girder's collapse load, the flange submitted to compression should have a good self-stability; this leads to tubular flanged girders of the Dörnen type.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Die Resultate, die man für Träger mit dünnem Steg aus Aluminium erhält, dürfen nicht ohne weiteres auf Träger aus normalem Flussstahl angewendet werden, weil das Verhältnis  $R_e/E$  für die Aluminiumlegierung viel grösser ist. Es wäre vernünftig gegen das Beulen verschiedener Materialien, verschiedene Sicherheitskoeffizienten einzuführen. Diese Koeffizienten sollen umso kleiner sein, je grösser  $R_e/E$  ist.

Andererseits ist es wichtig, um für den Balken eine möglichst grosse Bruchlast zu erhalten, dem Druckflansch eine grosse Eigenstabilität zu geben, was zu Balken mit röhrenartigen Flanschen, Typ Dörnen, führt.

#### RESUMO

Os resultados obtidos com vigas de alma delgada de ligas de alumínio, não se podem aplicar, sem precaução, a vigas de aço macio, visto a relação  $R_e/E$  ser muito maior no caso das referidas ligas. Parece razoável adoptar factores distintos de segurança à encurvatura para materiais diferentes. Esses factores devem ser menores, quanto maior for a relação  $R_e/E$ .

Por outro lado, para aumentar a carga de rotura de uma viga, convém aumentar a estabilidade própria do banzo comprimido o que conduz a vigas de banzo tubular, do tipo Dörnen.

## **IV 5**

### **The design of the webplates of light alloy plate girders**

Reply to the discussion

### **Die Berechnung der Stehbleche von Leichtmetallträgern**

Antwort auf die Diskussion

### **Cálculo das almas das vigas de ligas leves**

Resposta à discussão

### **Calcul des âmes des poutres en alliages légers**

Réponse à la discussion

K. C. ROCKEY

Swansea

Dr. Rockey thanks Professor Massonnet for his kind remarks and for presenting his valuable communication.

The author is particularly glad that Professor Massonnet has pointed out that providing all other things are equal, a smaller factor of safety with respect to web buckling should be used with high strength aluminium alloy girders than with steel girders, because of the greater reserve of strength in the post-buckled range which is obtained with the former. It was in order to utilise more fully this reserve in the load carrying capacity of the webs of light alloy girders, that the authors recommended that the webplates should be designed to operate in the post-buckled range. When loaded beyond its buckling load, a webplate develops a wavy surface and it is possible that with certain designs, objections, based on aesthetic considerations would be made with respect to the appearance of this wavy surface before the maximum stress in the webplate had reached the maximum permissible stress. In other words, when designing members to operate in the postbuckled range, both aesthetic and strength requirements have to be considered and it is possible that conditions will arise when the former requirement is the controlling one.

The author assures Professor Massonnet that it was not his intention to convey the impression that the effects of web buckling can be disregarded. In fact, the decision to allow webplates to operate in the post-

-buckled range means that it is necessary to understand more fully the effects of web buckling upon the behaviour of the flange members and the stiffeners.

In this connection, one problem which has hitherto not received a great deal of attention is that of the influence of flange rigidity upon the post-buckled behaviour of the webplate. At the present time, many girders are being designed with flanges which have a low flexural rigidity about an axis (xx) perpendicular to the webplate, see Fig. 1. These flange members are not capable of effectively carrying the lateral loads which are imposed upon them by the slightly buckled webplate. The author

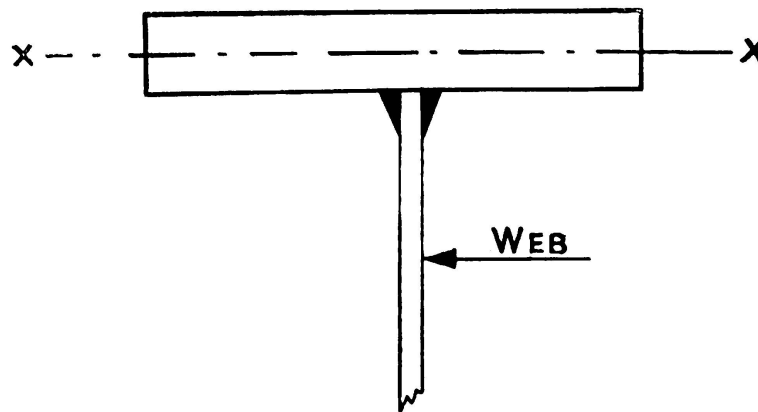


FIG. 1

was therefore very interested to learn that Professor Massonnet has found that by the use of effective horizontal stiffeners he has been able to increase the failing load of such flange members. The author agrees with Professor Massonnet that it is necessary to use flanges which have a greater flexural rigidity about the xx axis. The experimental work which Professor Massonnet is going to conduct on girders of the Doren type, see his figure 2b, will therefore be a most valuable contribution, and the results of this work will be awaited with interest.

The problem of designing the flange-stiffener combination of plate girders so that an efficient structure is obtained has been studied by the author and his research team at Swansea. The author first became aware of the need of such an investigation some years ago while testing welded steel girders [1]. It was noted that if the flanges possessed a low flexural rigidity about their xx axis, see Fig. 1, they deflected considerably once the buckling load of the panel was exceeded. Since then some 30 girders have been tested to determine the effects of flange rigidity upon the post-buckled behaviour of webplates subjected to shear and to a combination of shear and bending. From this work, curves have been obtained which provide values of the lateral deflection of the webplate in terms of the effective flexural rigidity of the flanges and the ratio applied load  $W$ /buckling load  $W_{cr}$ .

This work [2], as yet unpublished in full, has shown that if the flange flexibility of the flanges as represented by the parameter  $I/b^3t$ , where

- $I$  = flexural rigidity of the flanges about an axis  $xx$  through their centroid, see Fig. 1;
- $b$  = Spacing of vertical stiffeners;
- $t$  = Thickness of webplate;

is reduced below a given value the webplate will develop excessively large deflections and it is recommended that girders should be designed so that the value of the parameter  $I/b^3t$  shall not fall below the values given in equation 1.

$$\frac{I}{b^3t} = 0.00035 \left[ \frac{W}{W_{cr}} - 1 \right] \quad (1)$$

(but not less than 0.00035).

With respect to the design of intermediate vertical stiffeners, the empirical relationships between the size and spacing of vertical stiffeners and the buckling stress of the webplate which are given in the author's paper, see equations 1 to 5, were obtained from elastic tests and these relationships can therefore be used for either steel or aluminium construction. The value  $\gamma_L$  will ensure that the stiffeners are straight when the webplate buckles. From the tests on aluminium girders, it has been found that providing flange failure is prevented, little gain in ultimate strength is obtained by employing stiffeners having a flexural rigidity greater than  $EI_L$ . However, the author would agree that if the requirement that the stiffener is to remain straight up to failure, as laid down by Professor Massonnet, is to be achieved, then it would be necessary to employ stiffeners having a flexural rigidity greater than  $EI_L$ .

Professor Massonnet has referred to the difference in requirements with respect to post-buckled behaviour of stiffener webplates made by various authorities. The requirements he imposes are more severe than those required in the United Kingdom and he will no doubt be interested to learn that in the United Kingdom it is proposed [3] to permit the use of slightly buckled webs in steel plate girders.

Professor Massonnet has referred to the fact that the first series of tests conducted at Swansea have dealt with webplates stiffened only by vertical stiffeners, whereas he has concentrated more on the behaviour of horizontal stiffeners. Since preparing his paper, the author has commenced investigations to examine the behaviour of webplates stiffened by both horizontal and vertical stiffeners. This work is well advanced, and it is hoped that it will enable a design procedure, utilising both horizontal and vertical stiffeners, to be developed for aluminium girders.

## REFERENCES

1. K. C. ROCKEY — *Stability problems associated with the design of plate girder webs.* (Civ. Eng., London, vol. 47, p. 821 (Oct. 1952); p. 918 (Nov. 1952), vol. 48, p. 66 (Jan. 1953).
2. Discussion of Structural papers Nos. 48 and 49. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, part III, vol. 5, August 1956, No. 2, p. 490-493.
3. Draft Copy B. S. 153 — *Girder Bridges.*

## SUMMARY

The significance of plate buckling is discussed and the factors affecting the choice of design stresses are examined. Attention is drawn to the influence of flange rigidity upon the post-buckled behaviour of webplates subjected to shear, and an empirical rule is presented which recommends the minimum flexural rigidity which flanges should possess. The influence of the rigidity of vertical stiffeners upon the ultimate strength of webplates is also discussed.

## ZUSAMMENFASSUNG

Die Bedeutung des Beulens von Platten wird diskutiert und die Faktoren, welche die Wahl der zulässigen Spannungen bestimmen, werden untersucht. Die Aufmerksamkeit wird auf den Einfluss der Flanschsteifigkeit auf das Verhalten der ausgebeulten, Schubbeanspruchung unterworfenen Stehbleche gelenkt, und es wird eine empirische Regel zur Bestimmung der minimal erforderlichen Biegesteifigkeit der Flanschen angegeben. Der Einfluss der Steifigkeit der vertikalen Aussteifungen auf den Bruchwiderstand der Stehbleche wird ebenfalls diskutiert.

## RESUMO

O autor discute o significado da encurvadura de uma placa e examina os factores que influem na escolha das tensões admissíveis. Chama a atenção para a influência da rigidez dos banzos sobre o comportamento das almas submetidas ao corte, depois de encurvadas e indica uma fórmula empírica que permite determinar o valor mínimo da rigidez de flexão dos referidos banzos. O autor também discute a influência da rigidez dos reforços verticais sobre a carga de rotura das almas das vigas.

## RÉSUMÉ

L'auteur discute la signification du voilement des plaques et examine les facteurs qui affectent le choix des contraintes admissibles. Il attire l'attention sur l'influence de la rigidité des semelles sur le comportement des âmes soumises à l'effort tranchant après voilement et présente une formule empirique donnant la rigidité à la flexion minimum que doivent avoir ces semelles. Il discute encore de l'influence des raidisseurs verticaux sur la charge de rupture des âmes.