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

**Band:** 5 (1956)

**Rubrik:** IVc. Various structures (power transmission poles a.s.o.)

**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:** 18.02.2026

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

# 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 verwiese hier auf Abb. 2, 3 und 6 des Aufsatzes Faltus. «Neuere vollständig geschweisste Stahlkonstruktionen» (Der Stahlbau 1932 S. 23, 24 Jg. 5) bezw. 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. l, 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 nosniky. – «Durchbrochene Träger» in der Zeitschrift Technicky 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 entgegengehalten, der eine gleiche Trägerteilung mit nachträglicher genieteter 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 beansprüchen.

Im Laufe der Jahre sind mit dem Aufschwung der Schweisstechnik 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 Konstrukionsformen 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 1er 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 mentionned in the «Preliminary Publication» of the lst. Congress of the I. A. B. S. E. in Paris in 1932.

# IV c 2

## Traglastversuche an zweiachsig aussermittig gedrückten Stäben aus Stahl

## Ensaios 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 Tecnhnischen 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 $e_y$ parallelflanschiger I-Profile von unterschiedlichen Schlankheistsgraden $\lambda$ 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

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

$$\sigma_{zul} \geqq \frac{P}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \tag{II}$$

massgebend. Für Belastungsfall 1 und 2 betragen die zulässigen Spannungen $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm² und $\sigma_{zul} = 1600$ kg/cm².

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-

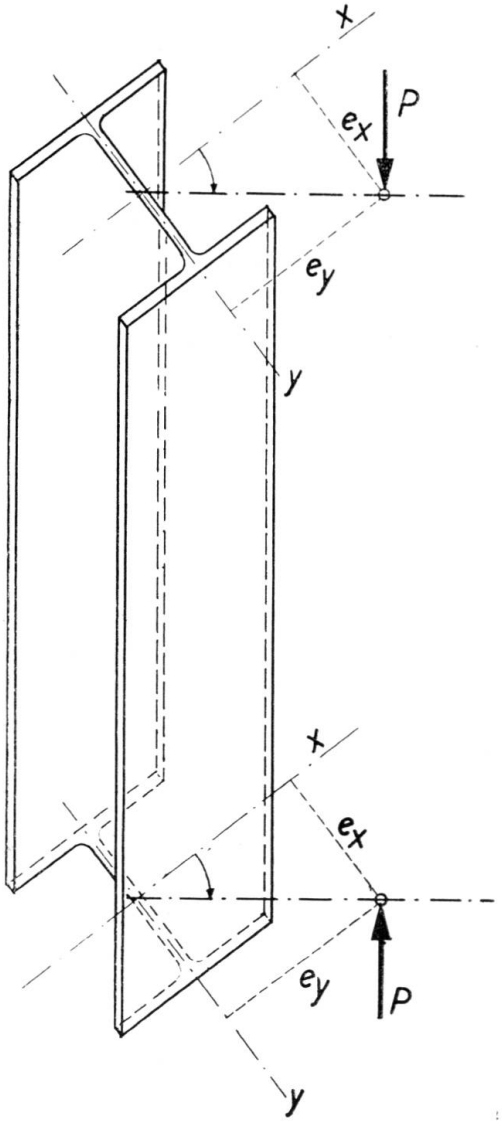



Bild 1. Aufgabenstellung

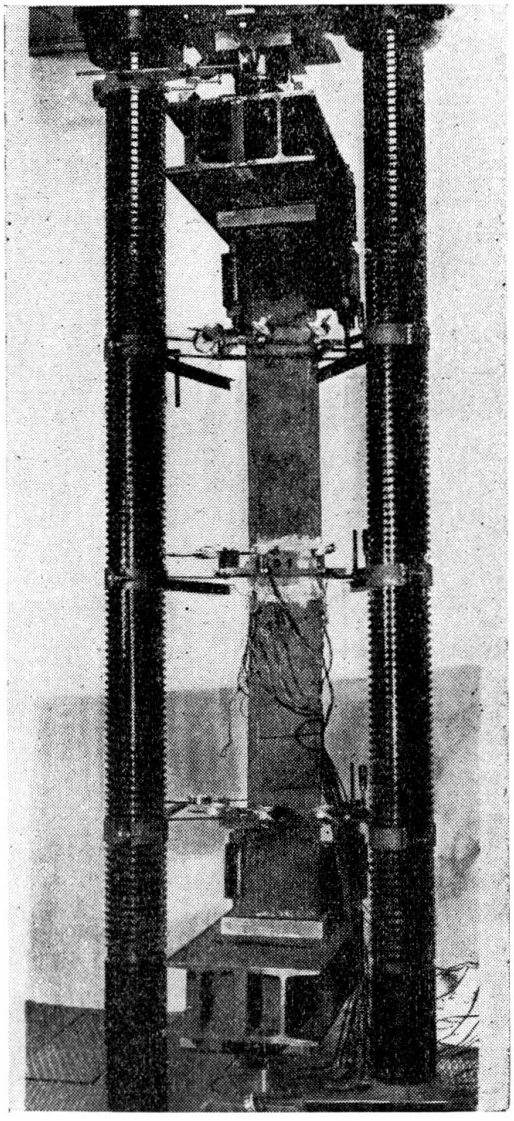


Bild 2. Versuchseinrichtung

maschine auf ± 168 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-Dehnungsmesstreifen verwendet mit einer Messgenauigkeit von $\varepsilon = \pm 0{,}005$ ‰, was in Spannungen

ausgedrückt $\sigma = \pm$ 10,5 kg/cm² 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

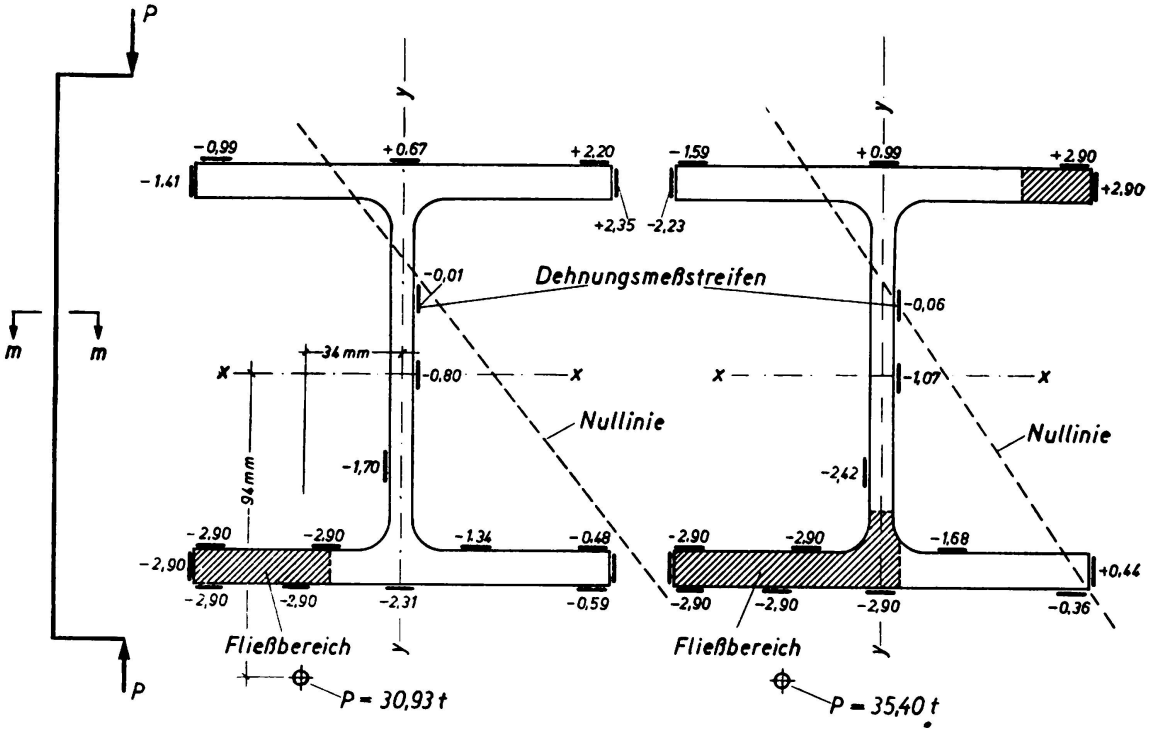



BILD 3. Ausdehnung des Fliessgebietes im Querschnitt m-m

Dehnungen aus dem Biegungsanteil Null sind. Diese Punkte liegen nahezu auf einer Geraden, die also als Nullinie 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 Fliesspannung $\sigma_F$ 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 t und P = = 35,40 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 Nullinie, wobei die Frage,

ob auch dann die Nullinie 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 durchstiess. 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 $\sigma_F = 2{,}62\ t/cm^2$ ist das arithmetische Mittel der Fliessgrenzen aller Stützen I 10.10, deren Traglasten in Bild 5 eingetragen sind.

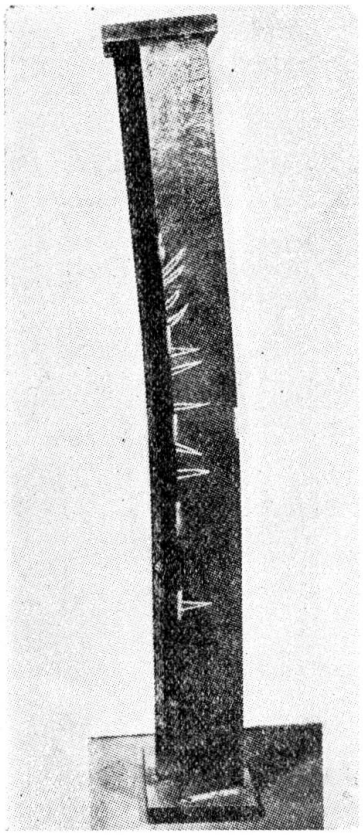


BILD 4. Verteilung und Ausdehnung der Fliessgebiete

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 $\upsilon_{Br} = P_{Br}: P_{zul}$ 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 $\upsilon_{Br}$, wobei die nur geringe Abweichung der vorhandenen Fliessgrenze von der den $P_{zul}$ zugrundeliegenden Fliess-

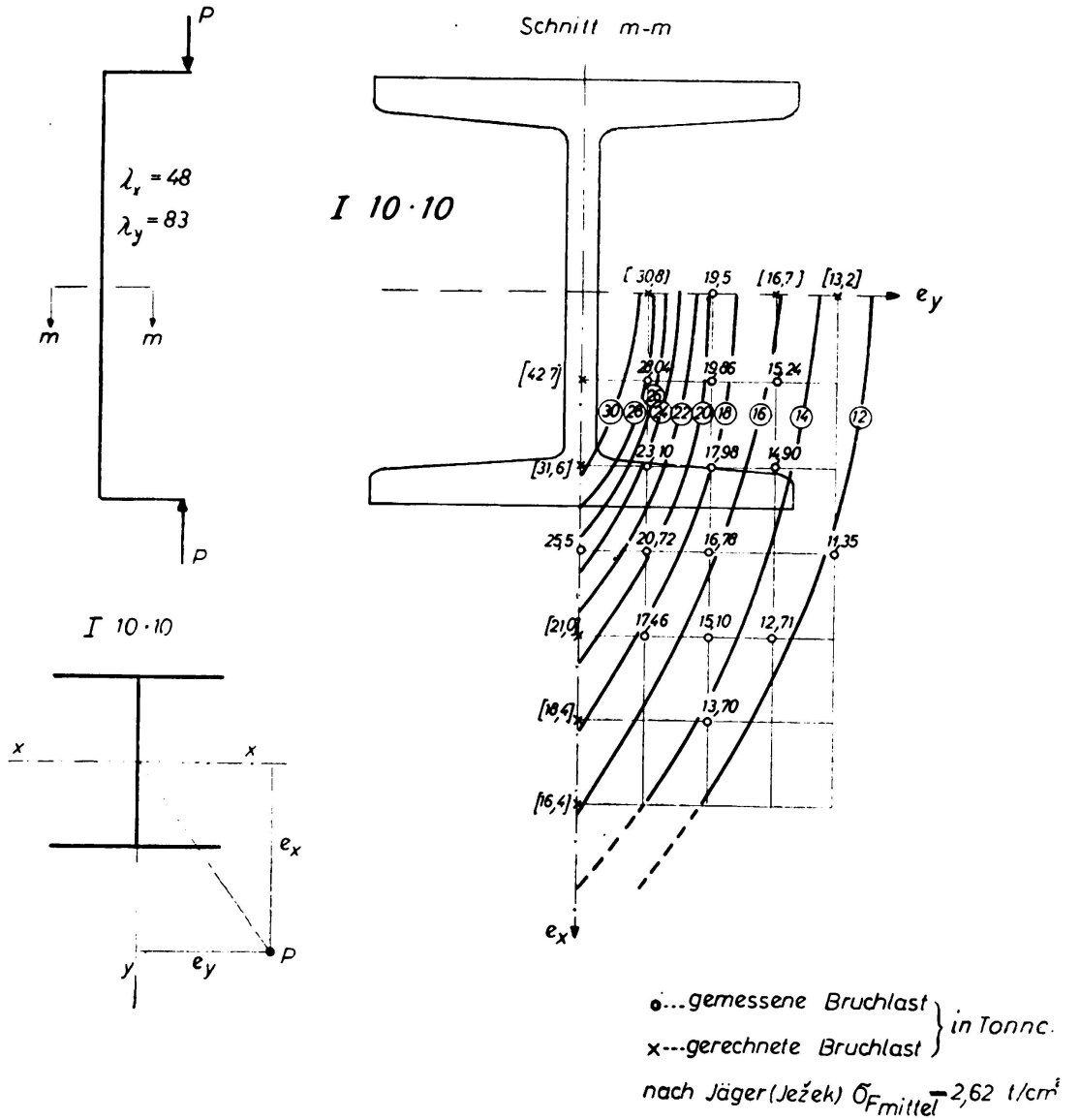



BILD 5. Kurven gleicher Traglast für I 10.10

grenze $\sigma_F = 2{,}4$ t/cm² ausser Betracht geblieben ist. Aus der Tatsache, dass die Kurven gleicher Traglast gekümmt 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.

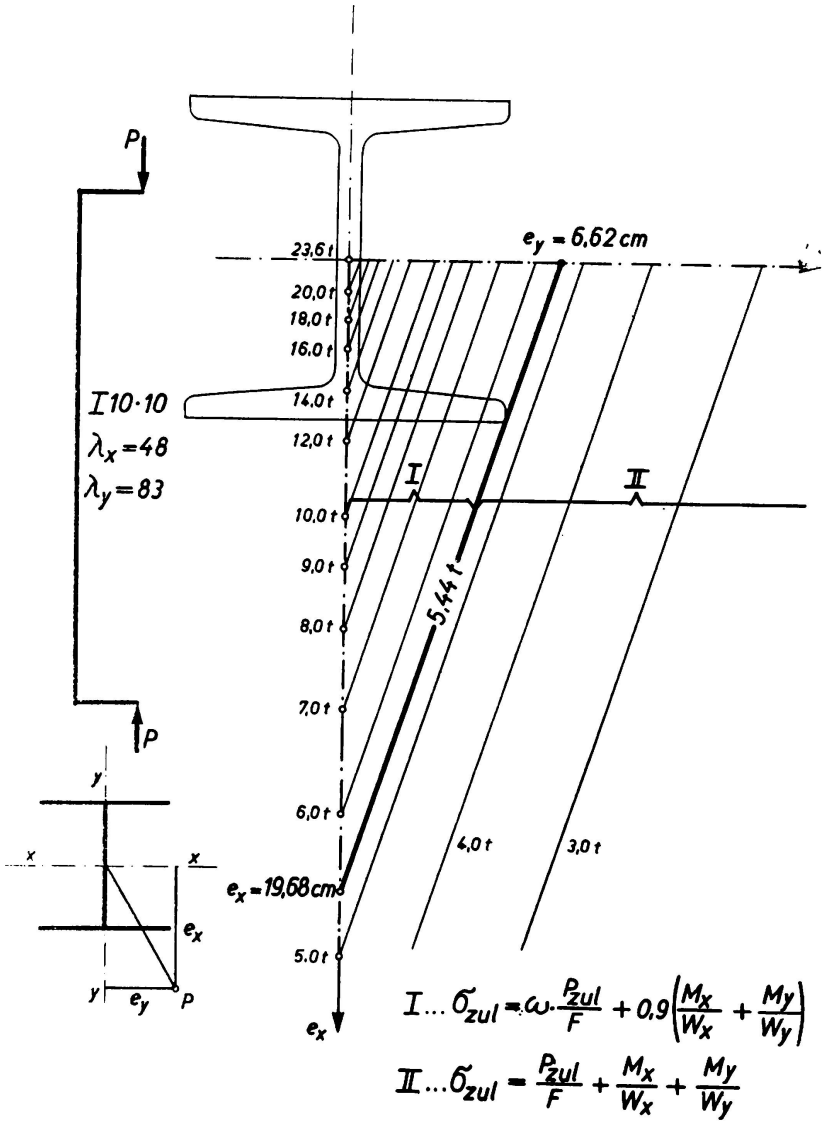



BILD 6. Zulässige Last ($P_{zul}$) nach DIN 4114

In Bild 9 sind nun die nach Bild 7 ermittelten Tragsicherheiten $\upsilon_{B_i}$ 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 $\lambda_y = 83$.

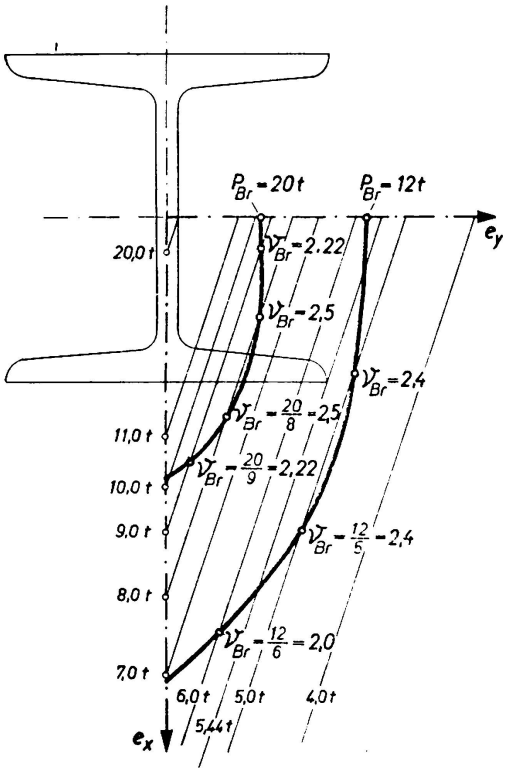



BILD 7. Bestimmung der Tragsicherheit $\nu_{Br} = \frac{P_{Br}}{P_{zul}}$

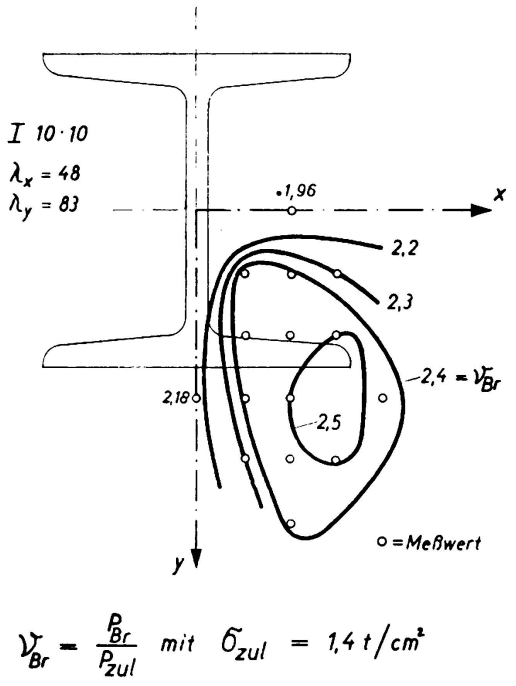



BILD 8. Kurven gleicher Tragsicherheit $\nu_{Br} = \frac{P_{Br}}{P_{zul}}$

## 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 P Profilen durchgeführten Versuche zeigen, dass Stützen, die nach diesen Formeln dimensioniert werden, gegenüber der tatsächlichen Traglast $P_{Br}$ Sicherheitsgrade $\nu_{Br}$ 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/cm², 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/cm²; 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/cm²; 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.

## SUMMARY

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/cm²; 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 schiefem 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'excentricté $e_1$ 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 parallélipipèdes 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 ($\sigma$, $\varepsilon$) jusqu'au delà de la fin du palier d'écrasement (fig. 3), sans que l'éprouvette flambe prématurément.

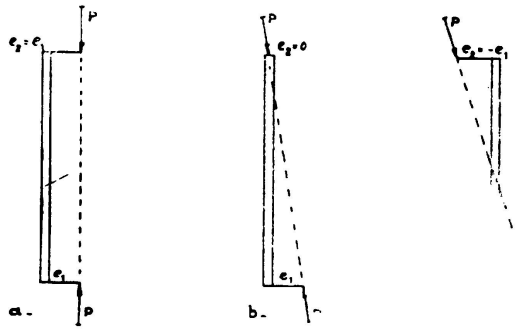


FIG. 1

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$^2$ 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$^2$ dans le cas du profil DIE 20. Ces tensions résiduelles diminuent la résistance des barres au flambement par flexion transversale.

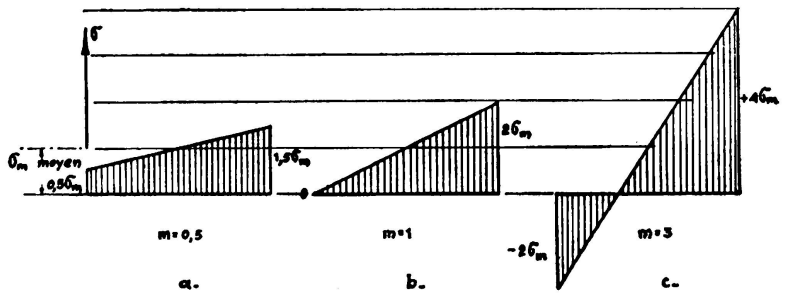


FIG. 2

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 ($\sigma$, $\varepsilon$) 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).

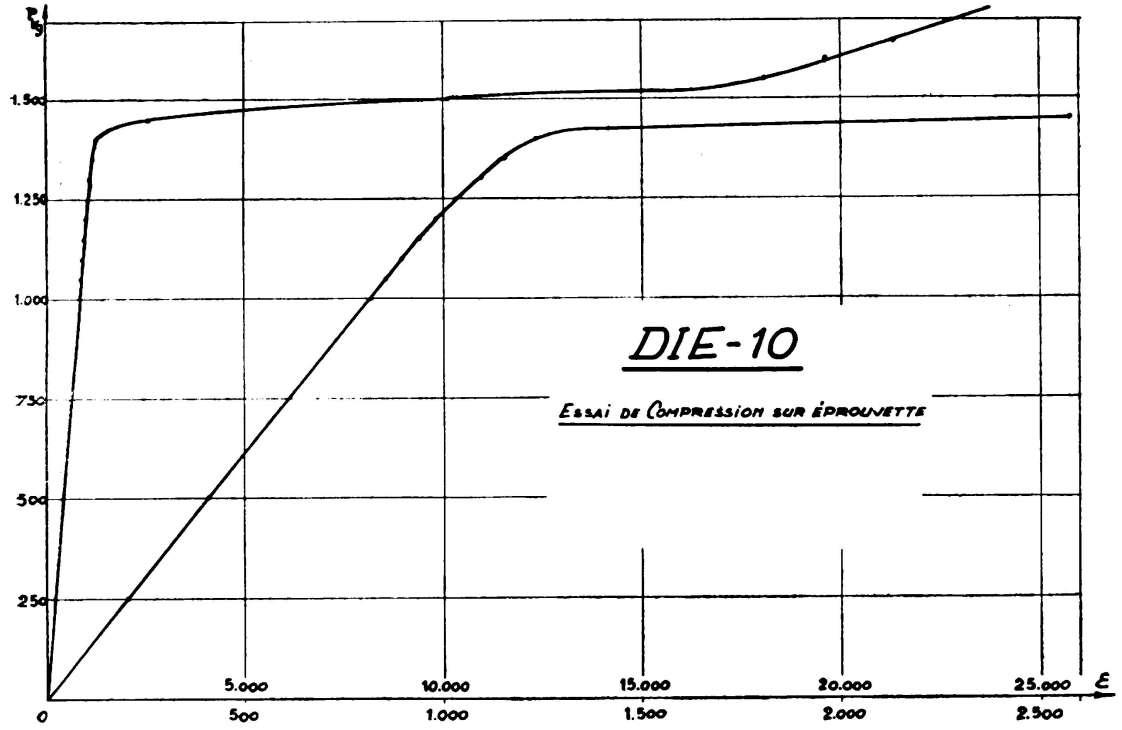



FIG. 3

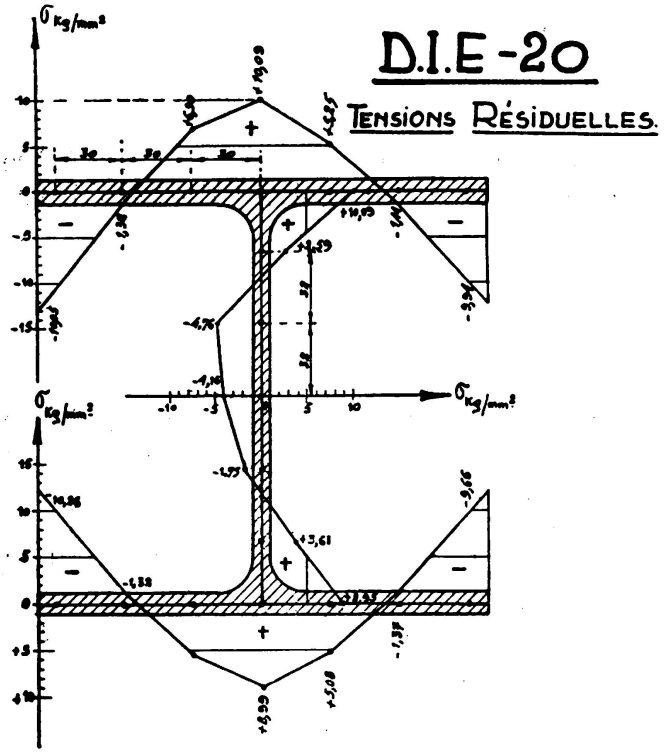



FIG. 4

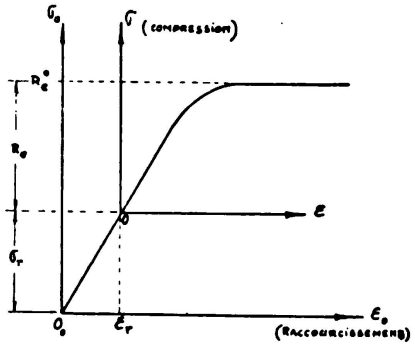



FIG. 5

En faisant ensuite la moyenne de tous les diagrammes ($\sigma$, $\varepsilon$) 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$^2$) que celle relevée sur éprouvettes isolées et par consé-

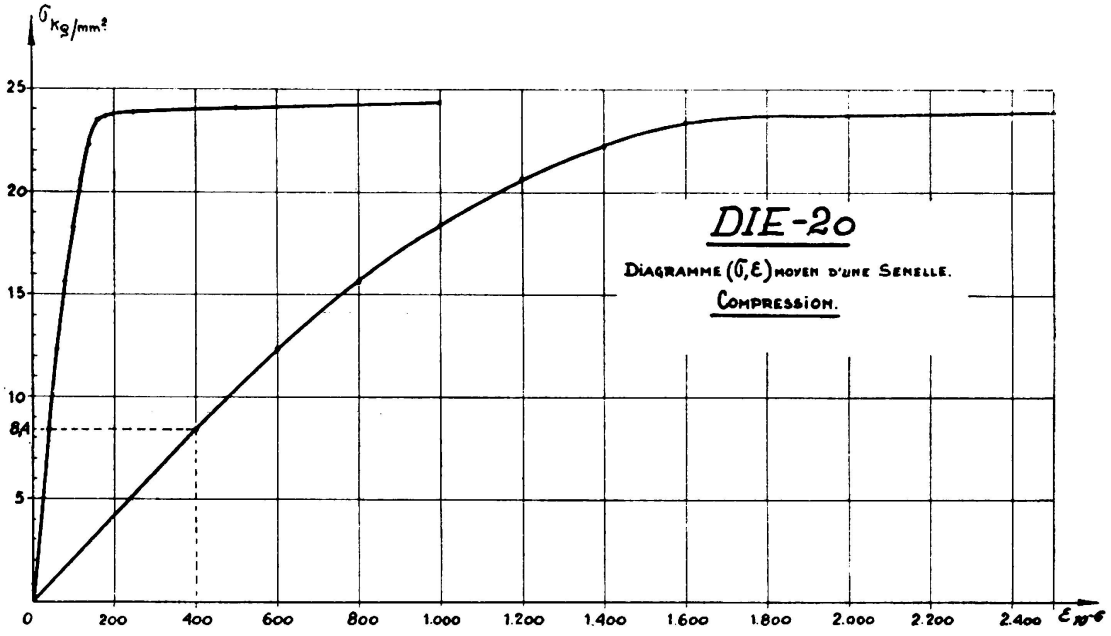



FIG. 6

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 proprements 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

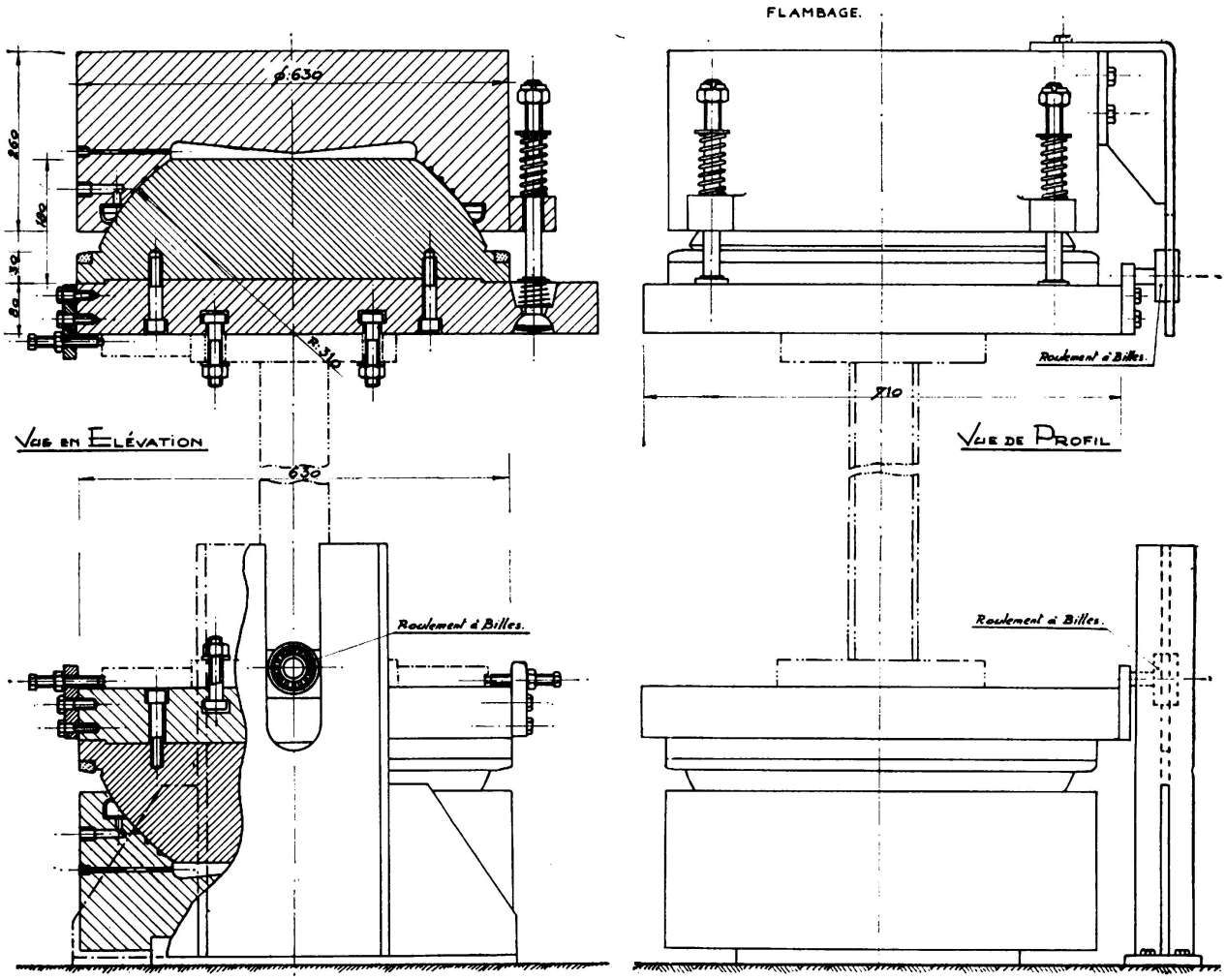



FIG. 7

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 suvinte:

Après une déformation plastique plus ou moins grande par flexion composée dans le plan de leur âme, elles ont flambé par flexion normalement 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.

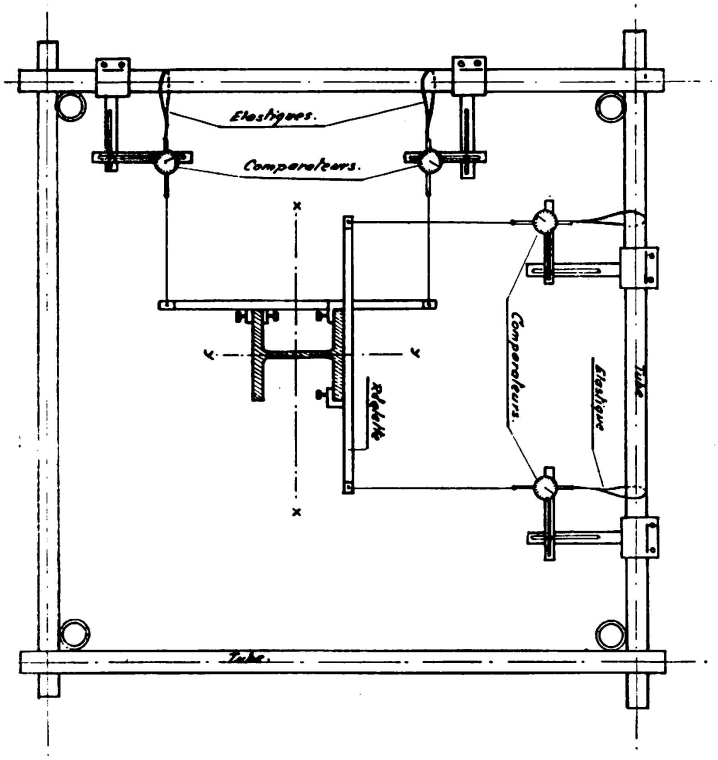



FIG. 8

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 ($\sigma$, $\varepsilon$) 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

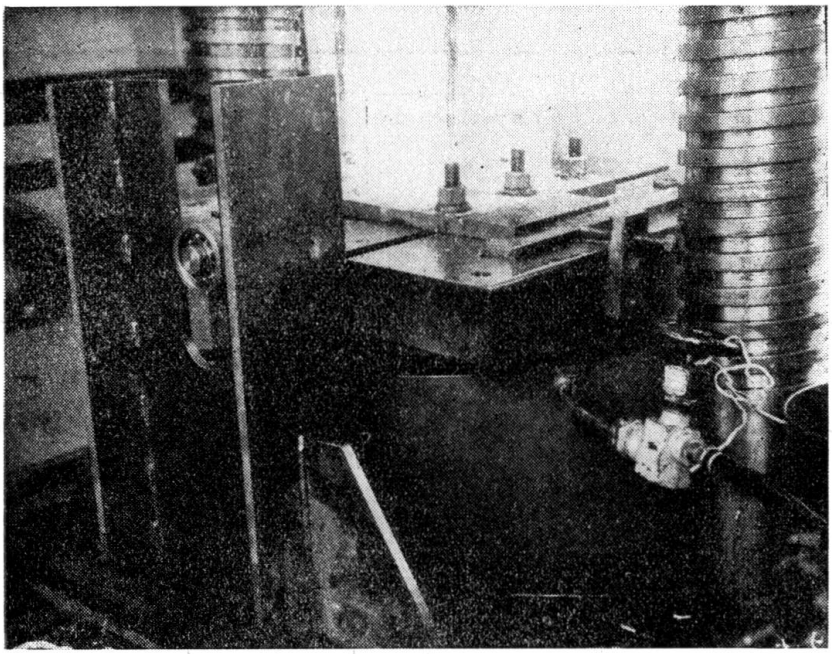


FIG. 9

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 $\varepsilon$ 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

| λ \ 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.

| λ \ 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 | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| λ | $\frac{e_2}{e_1}$ | m | P critique théorique | P critique expériment. | λ | $\frac{e_2}{e_1}$ | 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 | 44,7 | 43,6 |
| | 0 | 0,5 | 25,9 | 25,0 | | 0 | 0,5 | — | — |
| | | | | | | | 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.

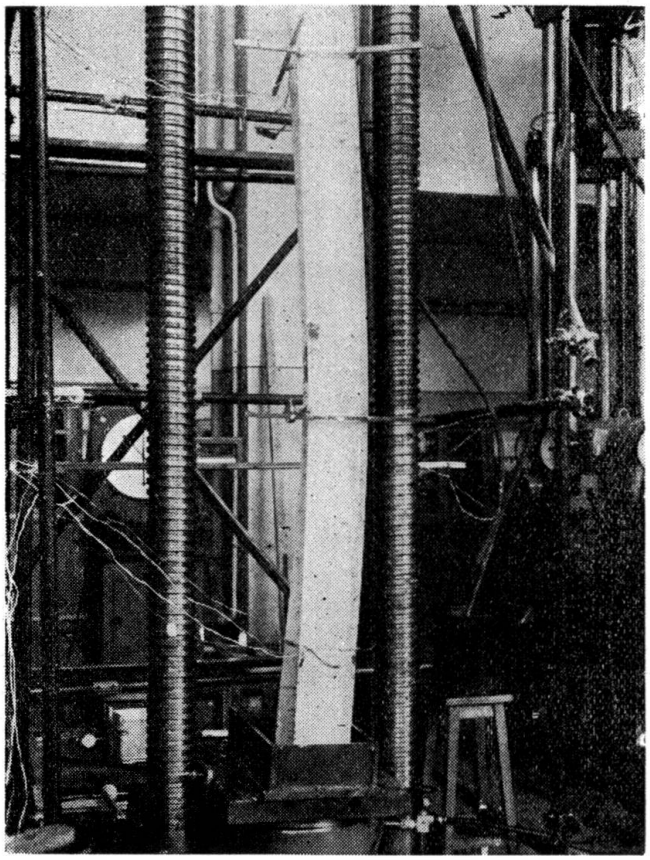


FIG. 10

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

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

qu'on peut mettre sous la forme

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

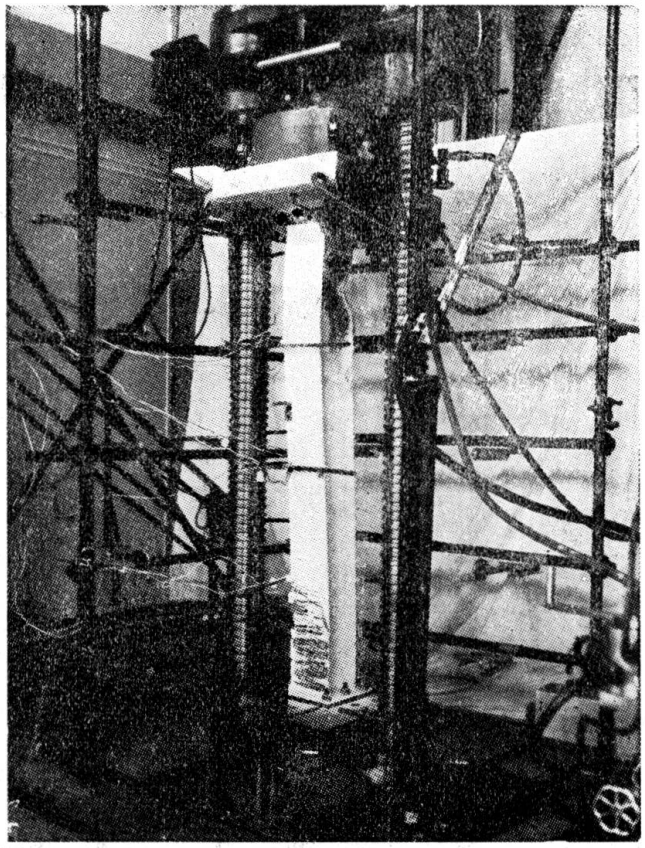


FIG. 11

à condition de poser

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

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

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

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, $P_o$, et le moment de ruine par flexion simple, $M_o$ ?

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 $M_2 \equiv Pe_2$ ?

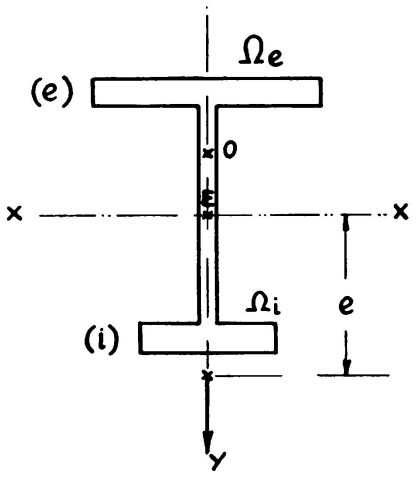



FIG. 12

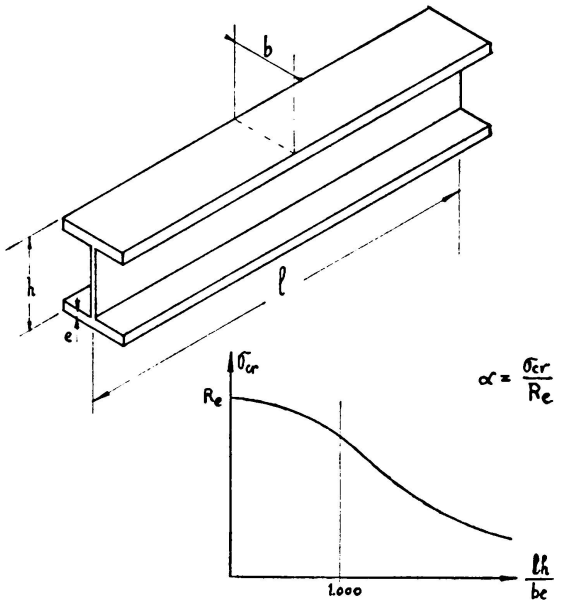



FIG. 13

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

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

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

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

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

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 courament 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

$$\alpha = 1 - 3{,}72.10^{-7} \, (lh/be)^2 \text{ pour } (lh/be) \leq 1000$$

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

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:

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

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:

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

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

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

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

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

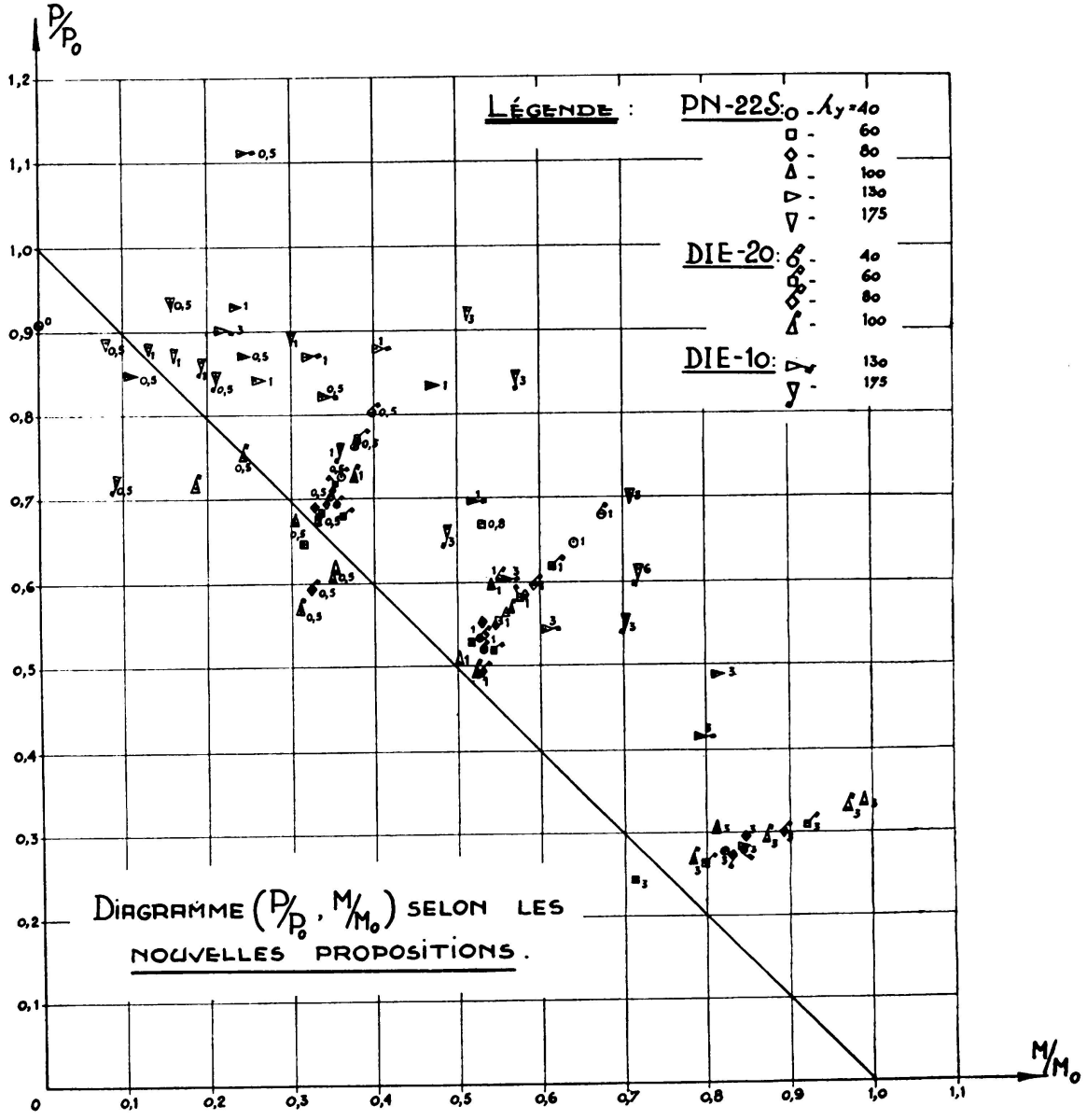



FIG. 14

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'IRSIA, 152 pp, avril 1956.
2. CH. MASSONNET — *Réflexions concernant l'établissement de prescriptions rationnelles sur le flambage des barres en acier.* L'Ossature Métalique 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.

## RÉSUMÉ

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.

## SUMMARY

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 obliquous compression force actuating in the plane of their maximmum 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-

tätsheorie 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 tê, 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 pròpriamente 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