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

Band: 1 (1932)

Rubrik: B. Working meetings

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: 30.11.2025

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

B

Séances de travail — *Arbeitssitzungen* — Working Meetings.

I

Première Séance de travail.
Erste Arbeitssitzung.
First Working Meeting.

STABILITÉ ET RÉSISTANCE DES PIÈCES TRAVAILLANT SIMULTANÉMENT A LA COMPRESSION ET A LA FLEXION

STABILITÄT UND FESTIGKEIT VON AUF DRUCK UND BIEGUNG BEANSPRUCHTEN BAUTEILEN

STABILITY AND STRENGTH OF STRUCTURAL MEMBERS SUBJECTED TO COMPRESSION AND BENDING

I1.

STABILITÉ ET RÉSISTANCE DES PIÈCES TRAVAILLANT SIMULTANÉMENT A LA COMPRESSION ET A LA FLEXION. RAPPORT D'INTRODUCTION.

STABILITÄT UND FESTIGKEIT VON AUF DRUCK UND BIEGUNG BEANSPRUCHTEN BAUTEILEN. EINLEITENDES REFERAT.

STABILITY AND STRENGTH OF STRUCTURAL MEMBERS SUBJECTED TO COMPRESSION AND BENDING. INTRODUCTORY REPORT.

Dr. Ing. **L. KARNER,**
Professor an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich.

Voir « Publication Préliminaire », p. 17. — *Siehe* » *Vorbericht* », *S. 17.*
See " Prelimininary Publication ", p. 17.

I2

LA STABILITÉ DES BARRES COMPRIMÉES PAR DES FORCES EXCENTRÉES.

KNICKUNG EXZENTRISCH BELASTETER STÄBE

BUCKLING OF ECCENTRICALLY LOADED BARS.

Dr. Ing. h. c. **M. ROŠ,**
Professeur de l'École Polytechnique Fédérale
et Directeur du Laboratoire Fédéral d'Essai des Matériaux, Zurich.

Voir « Publication Préliminaire », p. 57. — *Siehe « Vorbericht »*, *S. 57.*
See " Preliminary Publication ", p. 57.

Participants à la discussion des questions I_1 et I_2.
Diskussionsteilnehmer an den Fragen I_1 und I_2.
Participants in the discussion of questions I_1 and I_2.

Dr. Friedrich HARTMANN [1],
Professor an der Technischen Hochschule, Wien.

Da im Laufe der letzten Jahre und besonders in jüngster Zeit Bedenken gegen die bestehende Knicktheorie aufgetaucht sind und zuletzt sogar Verbesserungsvorschläge gemacht wurden, ist es notwendig einmal festzustellen, inwieweit man die Ergebnisse der Knicktheorie als gesichert ansehen darf.

1) Dass im elastischen Bereich für den geraden, zentrisch belasteten Stab die Euler'sche Formel die Knicklasten in sehr zuverlässiger Weise darstellt, wurde schon durch zahlreiche Versuche bewiesen.

Die schärfere Fassung der Knicktheorie im elastischen Bereich mit der ungekürzten Differentialgleichung der Biegelinie, die zuerst Lagrange, dann angenähert Grashof und zuletzt in voller Schärfe, auch für den praktischen Gebrauch geeignet, Schneider [2] in Wien gebracht hat, zeigt, dass die Euler'sche Last eigentlich nicht strenge die Knicklast im Sinne der tragbaren Last ist, sondern nur als kritische Last aufzufassen ist, bei deren Erreichung das bisher stabile Gleichgewicht des Stabes aufhört. Die Eulerlast selbst vermag aber noch keine endliche Ausbiegung zu erzeugen, sondern es ist dazu eine kleine Steigerung dieser Last erforderlich. Mit dieser geht der Stab in einen neuen stabilen Gleichgewichtszustand über mit ausgebogener Achse, aber nur solange, als die Randspannungen die Proportionalitätsgrenze σ_p nicht überschreiten. Daraus ergibt sich, dass die Ueberschreitung der Eulerlast für grosse Schlankheiten grösser sein kann als für kleine und an der P-Grenze schliesslich Null wird. Hier ist die Eulerlast nicht nur die kritische sondern gleichzeitig auch die Knicklast. Eine nennenswerte Ueberschreitung der Eulerlast kommt aber nur bei sehr grossen Schlankheiten vor (federartige Stäbe, Reisschiene), während bei den im Bauwesen üblichen Schlankheiten die mögliche Ueberschreitung der Eulerlast sehr geringfügig ist, sodass sie praktisch gar keine Rolle spielt. Für die Praxis darf daher die Euler'sche Last immer auch als Knicklast angesehen werden und die Versuche bestätigen dies.

2) Für den unelastischen Bereich wurde im Jahre 1895 von Engesser die heute geltende Knickformel durch Einführung des Knickmoduls T abgeleitet [3]. Die Formel für T wurde in allgemeinster Form, also für jeden beliebigen Querschnitt gültig, gegeben. Während nämlich im elastischen Bereich die Querschnittform ohne Einfluss auf die Knickspannung ist, ist dies im unelastischen Bereich nicht mehr der Fall. Engesser stand damals leider noch keine richtige Arbeitslinie für Baustahl zur Verfügung, doch hat er schon in einer früheren Veröffentlichung, in der Zeitschrift des Ing. u. Arch.-Vereines Han-

1. Da der Autor verhindert war, am Pariserkongress teilzunehmen, wurde das vorliegende Referat vom Generalsekretär, Hrn. Prof. Dr. L. Karner, vorgetragen.
2. Ztsch. d. österr. Ing. u. Arch. V. 1901.
3. Schweizer. Bauzeitung 1895 vom 27. Juli.

nover 1889, damals allerdings noch mit dem unrichtigen Knickmodul $T = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$, den Zusammenhang zwischen Arbeitslinie und Linie der Knickspannungen vollkommen einwandfrei dargestellt, die Bedeutung der Stauchgrenze als oberste Grenze der Knickspannungen voll erkannt und überdies in seinem Buche « Zusatzkräfte und Nebenspannungen » 1892 bereits ein Diagramm für den Verlauf der Knickspannungen gegeben, das sich fast vollkommen mit jenem deckt, das heute die deutschen Reichsbahnen ihren Berechnungen zugrunde legen. Diese Arbeiten Engessers wurden scheinbar wenig beachtet und sind erst 1910 durch Kármán zum Leben erweckt worden, der die Herleitung etwas ausführlicher als Engesser wiedergab, aber natürlich genau dasselbe erhielt. Dass die Formeln nunmehr siegreich in die Praxis einzogen, ist auf die Versuche zurückzuführen, die Kármán mit grosser Genauigkeit anstellte und die die Theorie für den gewählten Baustahl bestätigten. Ein besonderes Verdienst Kármáns ist es, zum ersten Mal die Theorie des Einflusses kleiner Exzentrizitäten gegeben zu haben. Er konnte dadurch zeigen, dass der Einfluss selbst sehr kleiner Exzentrizitäten im unelastischen Bereich eine ungleich grössere Rolle spielt als im elastischen Bereich.

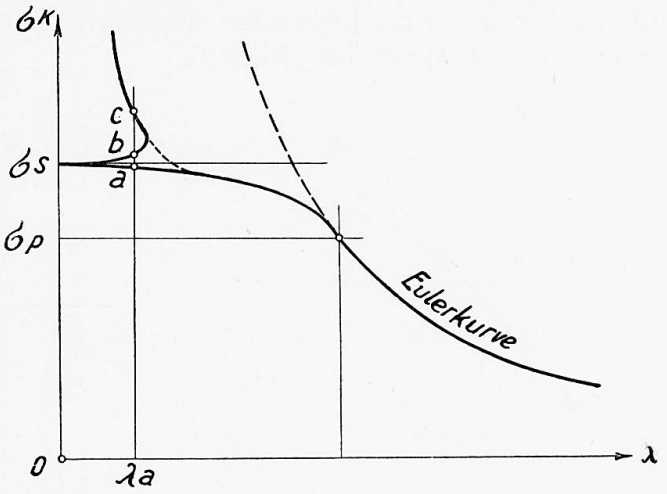


Fig. 1.
Courbe d'Euler = Eulerkurve = Euler curve.

Kármán konnte, nachdem er selbst genaue Arbeitslinien für Druck durch den Versuch ermittelt hatte, den Verlauf der Knickspannungen als Funktion der Schlankheit zum ersten Male theoretisch darstellen.

Seine Darstellung enthält aber eine Unstimmigkeit und das ist die, gegen die sich die Angriffe besonders in jüngster Zeit richteten.

Die Engesser-Kármán'sche Theorie ergibt nämlich bei Annäherung der Knickspannungen an die Stauchgrenze σ_s immer kleiner werdende Knickschlankheiten $\lambda_k = \pi \sqrt{\frac{T}{\sigma_k}}$ und für $\sigma_k = \sigma_s$ schliesslich $\lambda_k = 0$, wofern die Arbeitslinie an der Stauchgrenze in die Wagrechte übergeht ($T = 0$). Nach Durchlaufen des Stauchbereiches steigt aber die Arbeitslinie wieder an und damit auch die Knickschlankheit. Daher ergibt die Linie der Knickspannungen einen oberhalb σ_s liegenden Ast, dessen Verlauf aus Bild 1 zu ersehen ist. Die Folge davon ist die sonderbare Erscheinung, dass für gewisse Schlankheiten λ_a sich dreierlei verschiedene Knickspannungen σ_a, σ_b, σ_c ergeben, was als unmöglich erklärt wird. Kármán hat nun die nach $\lambda = 0$ gehende Spitze im Verlaufe der Linien der Knickspannungen nicht gezeichnet, sondern die Aeste unterhalb und oberhalb der Stauchgrenze durch die im Bild 1 gestrichelt dargestellte Linie verbunden, wodurch er einen stetigen Linienzug erhielt, der jedoch im

Bereich der gestrichelten Linie unrichtig ist. Richtig im Sinne der Theorie kann nur der vollgezeichnete Linienzug mit der Spitze bei $\lambda = 0$ sein. Ich glaube nun aber auch den scheinbaren Widerspruch aufklären zu können, dass man für λ_a drei verschiedene Werte auf der Kurve der σ_k erhält.

Zunächst muss man die Vorstellung verlassen, dass die σ_k Knickspannungen darstellen. Es sind auch wieder nur kritische Spannungen, die die Aenderung des Gleichgewichtszustandes erzeugen, da ja Engesser und Kármán bei der Herleitung der Formeln nur mit unendlich kleinen Ausbiegungen rechneten. Es müssen also endliche Ausbiegungen ausgeschaltet bleiben.

Wir haben gesehen, dass an der P-Grenze die Euler'sche Last auch schon gleich der Knicklast ist, (immer im Sinne der tragbaren Last). Dies gilt um so mehr für den nun folgenden unelastischen Bereich [1], solange die Arbeitslinie nach oben konvex ist (Bild 2).

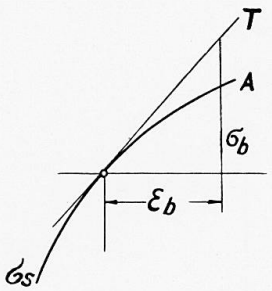


Fig. 2.

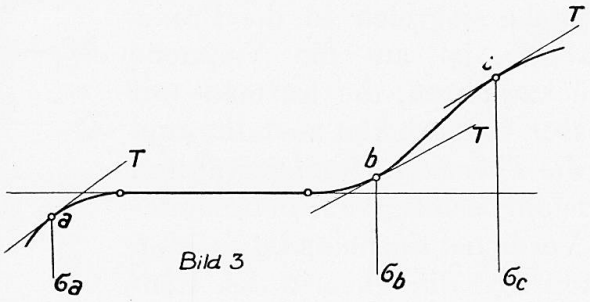


Bild 3

Fig. 3.

Für eine unendlich kleine oder angenähert für eine sehr kleine endliche Ausbiegung des Stabes verlaufen die Biegedruckspannungen σ_b nach der Tangente T an die Arbeitslinie A. Die Biegedehnung ε_b ist dabei auch unendlich klein oder näherungsweise sehr klein zu denken, denn für eine endliche Ausbiegung folgt σ_b nicht der Tangente T sondern der Arbeitslinie A selbst und da die Arbeitslinie unterhalb T verläuft, erhält man sozusagen einen kleineren Knickmodul als für den Spannungsverlauf nach der Tangente und demgemäss auch eine kleinere Knickschlankheit oder für die ursprüngliche Knickschlankheit eine kleinere Tragkraft. Dies lässt sich auch rechnungsmässig unter Annahme einer Sinuslinie als Biegelinie leicht nachweisen.

Wenn hingegen die Arbeitslinie oberhalb der Tangente T liegt, wie am Beginn des Verfestigungsbereiches, dann wird der Knickmodul (in übertragenem Sinne) mit endlicher Ausbiegung grösser als bei unendlich kleiner Ausbiegung, d. h. die Knickschlankheit oder die Tragkraft wächst bei endlicher Ausbiegung mit der Ausbiegung an, erreicht ein Maximum (wirkliche Knicklast und fällt dann wieder ab, ähnlich wie dies im elastischen Bereich streng genommen der Fall ist; nur sind im unelastischen Bereich die Unterschiede zwischen kritischer und Knick-Last wesentlich grösser als im elastischen Bereich, wo sie rechnungsmässig durch die ganz geringfügige Differenz zwischen den Ergebnissen aus der genauen und der abgekürzten Differentialgleichung erhalten werden, während sich hier wesentliche Differenzen auch nach der

1. Siehe den Diskussionsbeitrag von Prof. Chwalla.

gewöhnlichen Rechnungsweise ergeben (Annahme einer Sinuslinie). Im elastischen Bereich ist die Arbeitslinie überhaupt eine Gerade, fällt also mit T zusammen. Somit erhält man hier nach dem eben Gesagten für endliche Ausbiegungen genau dieselbe tragbare Last wie für unendlich kleine Ausbiegungen, also die Eulerlast. Man sollte aber eigentlich eine grössere tragbare Last erhalten. Dass dies nicht der Fall ist, kommt eben daher, dass man bei der Berechnung der tragbaren Last nur die gewöhnliche Biegetheorie mit der abgekürzten Gleichung anwendet.

Nun ist die Dreiheit der Knickspannungen für die Schlankheit λ_a erklärbar. Bild 3 stellt das Stück der Arbeitslinie an der Stauchgrenze σ_s dar. Erreicht die Knickspannung den Wert σ_a, dem die Knickschlankheit λ_a entspricht ($\lambda_a = \pi \sqrt{\frac{T_a}{\sigma_a}}$), dann hört der gerade Stab auf stabil zu sein. Er will sich ausbiegen. Da aber die Engesser-Kármán'sche Linie keine endlichen Ausbiegungen berücksichtigt, müssen wir die Ausbiegungen künstlich verhindern. Belasten wir nun weiter, so wird das Bestreben, seitlich auszuweichen, noch zunehmen, da ja wachsenden Knickspannungen eine immer kleinere Knickschankheit entspricht. Bei $\sigma_k = \sigma_s$ wird das Bestreben des Ausweichens am stärksten sein, darüber hinaus aber wieder abnehmen, da nun auch die λ_k wieder wachsen, wie dies Bild 1 zeigte. Endlich kommt man zum Punkt b, dem auch wieder die Knickschlankheit $\lambda_a = \pi \sqrt{\frac{T_b}{\sigma_b}}$ entspricht. σ_b ist nun eine kritische Spannung, insoferne als hier das labile Gleichgewicht wieder in ein stabiles Gleichgewicht übergeht. Denn wenn $\sigma_k = \sigma_b$ ist, liegt die Arbeitslinie schon oberhalb der Tangente T und eine Ausbiegung kann jetzt nur durch eine Laststeigerung bewirkt werden. Man kann also hier die seitliche Festhaltung des Stabes entfernen, der Stab ist im stabilen Gleichgewicht! Das ist natürlich auf die inzwischen vollzogene Verfestigung nach Durchlaufen des Stauchbereiches zurückzuführen und auf das darauffolgende Ansteigen der Arbeitslinie.

Nachdem das Gleichgewicht für σ_b stabil ist, muss man offenbar die Belastung weiter steigern können and das ist möglich bis man den Punkt c erreicht mit der Knickspannung σ_c, der abermals die Knickschlankeit $\lambda_a = \pi \sqrt{\frac{T_c}{\sigma_c}}$ entspricht. Jetzt aber ist die kritische Last auch Knicklast, weil die Arbeitslinie schon unterhalb T liegt. Jetzt ist das Tragvermögen des Stabes endgültig erschöpft.

Diese Ercheinungen sind übrigens durch Kármáns Versuche erhärtet, bei denen sich bei Erreichung der Stauchgrenze eine Labilität zeigte, die nach der Ausserung Kármáns der Stab aber überwand, um dann eine grössere Belastung aufnehmen zu können. Es ist also bei Kármáns Versuchen nicht einmal die seitliche Festhaltung erforderlich gewesen. Das ist wohl darauf zurückzuführen, dass die verschiedenen Punkte eines Stabes verschieden hohe Stauchgrenzen haben. Es beginnt also an einer Stelle das Fliessen, während an der anderen schon die Verfestigung erfolgt. Der Abstand zwischen a und b im Bild 1 ist in Wirklichkeit so klein, dass die Schwankungen in der Höhe

der Stauchgrenze im Stab wahrscheinlich meist grösser sein werden, was für die Stabilität förderlich ist. Dazu kommt im besonderen Falle der Kármán'schen Versuche, dass der von ihm verwendete Stahl einen ausserordentlich kleinen Stauchbereich hat. Bild 4 zeigt die Arbeitslinie des Kármán'schen Stahles im Vergleich zu der des normalen St. 37. Aus diesem Vergleich ist aber noch etwas anderes zu entnehmen. Bei den Knickversuchen des Deutschen Stahlbau-Verbandes, die bis $\lambda_{min} = 20$ durchgeführt wurden, hat sich kein Anstieg der Knickspannungen oberhalb der Stauchgrenze ergeben, während bei Kármán die Knickspannungen bei $\lambda = 30$ kräftig über σ_s anstiegen. Auch dieser

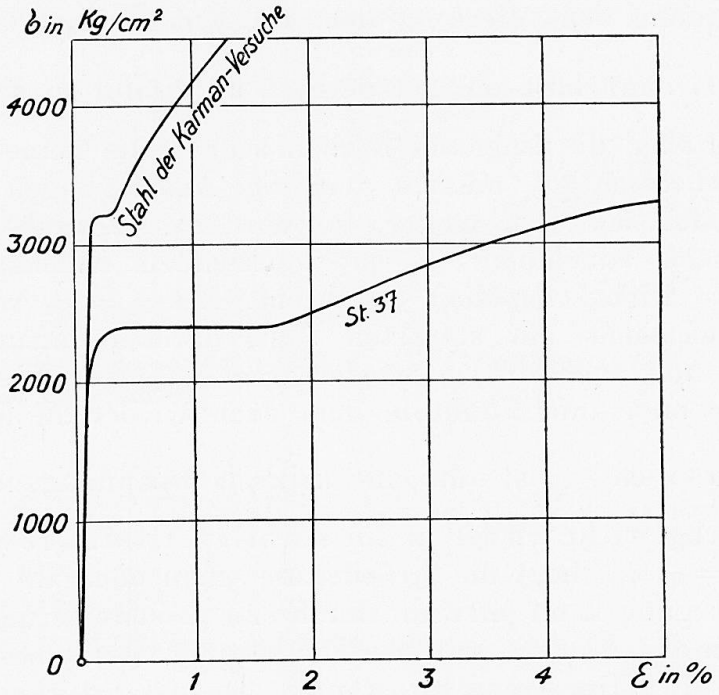


Fig. 4. — Acier employé par Kármán
= Stahl der Kármán-Versuche = Steel of Kármán test.

Umstand ist ein Grund gewesen, die Richtigkeit der Kármán'schen Versuche anzuzweifeln. Nun hängt der Anstieg der Knickspannungen einzig vom Verlauf der Arbeitslinie im Verfestigungsbereich ab. Je steiler die Arbeitslinie dort ansteigt, desto grösser ergeben sich die zugehörigen Knickschlankheiten λ. Aus Bild 4 erkennt man aber, dass bei der Kármán'schen Arbeitslinie der Anstieg nach Erreichen der Stauchgrenze sehr kräftig erfolgt, wie es bei anderen Stahlarten nicht der Fall ist. Bei der hier gezeichneten Arbeitslinie für St. 37 erhält man die ansteigenden Knickspannungen erst für $\lambda = 15$!

Damit glaube ich nun allen Einwürfen gegen den absonderlichen Verlauf der Linie der Knickspannungen begegnet zu haben. Für die Praxis kommen allerdings die oberhalb der Stauchgrenze liegenden Knickspannungen niemals in Frage, da bei den Unregelmässigkeiten, wie sie bei einem Stab in einer Konstruktion immer vorhanden sind, die Labilität bei σ_a wohl kaum jemals überwunden werden wird, sondern immer zum Ausknicken führen dürfte. So wie übrigens ein Zugstab in einem statisch bestimmten Fachwerk sofort ganz unzulässige Formänderungen des Fachwerkes erzeugt, wenn er ins Flies-

sen kommt, gilt dies in gleicher Weise für Druckstäbe beim Erreichen der Stauchgrenze. Diese ist also für die Praxis die grösstmögliche Knickspannung.

In diesem Sinne halte ich die Engesser-Kármán'sche Theorie mit ihren nach $\lambda_k = 0$ verlaufenden Knickspannungen nach wie vor als die einzige für die praktische Berechnung in Frage kommende Theorie für den unelastischen Bereich. Was nun die Sicherheit anbelangt, so sollte diese eher im unelastischen Bereich grösser gewählt werden als im elastischen. Nicht nur, dass im unelastischen Bereich selbst kleinste Exzentrizitäten die Knickspannungen empfindlich herabdrücken, ist auch für manche vom Rechteck abweichende Querschnittsformen die Knickspannung im unelastischen Bereich etwas tiefer gelegen als für den Rechteckquerschnitt, für den allein die Knickspannungen ja berechnet werden. Ferner setzen tiefer liegende Stauchgrenzen die Knickspannungen im plastischen Bereich empfindlich herab.

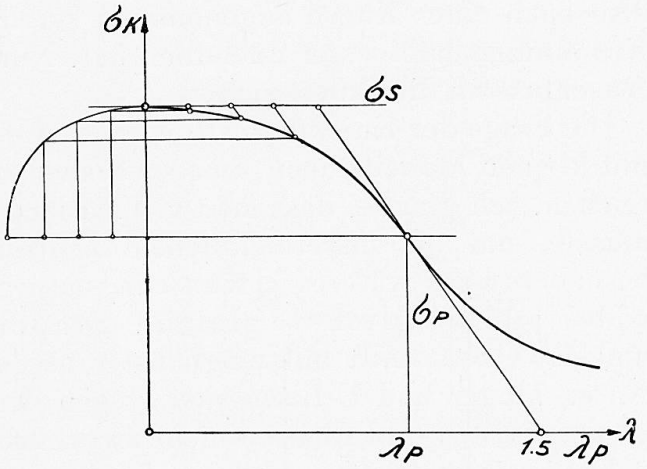


Fig. 5.

Eine andere Frage ist, welchen Verlauf der Arbeitslinie zwischen P- und S-Grenze man annehmen soll, da ja hievon der Verlauf der Knickspannungen sehr abhängig ist. Die Versuche des Deutschen Stahlbau-Verbandes hatten Baustähle zur Grundlage, bei denen die Arbeitslinie fast bis zur Stauchgrenze der Hook'schen Geraden folgte oder nur sehr wenig davon abwich. In einem solchen Falle liegen die Knickspannungen bis in unmittelbare Nähe der Stauchgrenze auf der Eulerkurve oder weichen nur wenig davon ab. Natürlich kommt dies auch bei Anwendung der Engesser-Kármán'schen Theorie zum Ausdruck. Es wäre daher wichtig zu wissen, ob die Arbeitslinie für Druck bei unseren Baustählen tatsächlich immer so verläuft und ob abweichende Ergebnisse, wie man sie bisher sehr häufig fand, nur für den Zugversuch gelten oder auf zu wenig genaue Durchführung des Druckversuches zurückzuführen sind.

Bis dahin würde ich empfehlen, die Linie der Knickspannungen vorsichtigerweise als Ellipse mit geneigt liegenden Hauptachsen einzutragen, die die Eulerkurve an der Stelle σ_P berührt und deren wagrechte Tangente in der Höhe der Stauchgrenze liegt mit der Berührung bei $\lambda = 0$. (Bild 5) Diese Ellipse lässt sich aus einem Viertelkreis sehr rasch entwickeln.

Für die Berührung der Eulerkurve braucht man die Tangente an diese im Punkt σ_P die man sofort ziehen kann, da die Subtangente der Eulerkurve gleich $\frac{\lambda}{2}$ ist.

Die Versuche des deutschen Stahlbau-Verbandes haben für Siliziumstahl höhere Knickspannungen ergeben als man auf Grund der betreffenden Arbeitslinie nach Engesser-Kármán erhalten würde. Dieses Ergebnis scheint mir aber

auf der sehr weit ausgebildeten Anwendung von Hebelarmen zu beruhen, die in günstigster Weise der unvermeidlichen kleinen Krümmung der Stäbe entgegengesetzt wurden und dürfte mindestens vorläufig für die Praxis nicht verwendet werden.

Es sei noch bemerkt, dass die scharfe Abzweigung der Engesser-Kármán-Linie von der Eulerkurve, die man manchmal bei willkürlicher Annahme einer idealen Arbeitslinie erhält, darauf zurückzuführen ist, dass im Knickmodul $\frac{d\sigma}{d\varepsilon}$ enthalten ist. Wenn daher in der Arbeitslinie in der zweiten Ableitung (Krümmungshalbmesser) eine Unstetigkeit vorhanden ist, dann ist in der Linie der Knickspannungen die Unstetigkeit schon in der ersten Ableitung gegeben, und man erhält eine Abzweigung mit einem scharfen Knick. Die Abweichung der Arbeitslinie von der Hook'schen Geraden muss also nach einer Kurve angenommen werden, die im Abzweigungspunkt den Krümmungshalbmesser unendlich hat. Nur dann erhält man einen knickfreien Anschluss an die Eulerkurve.

Die Frage der Knickung ist gegenwärtig schon so zugespitzt, dass Versuche mit kleinen Modellstäben, wie sie bisher verwendet wurden, nicht mehr ausreichen. Ich glaube, dass man viel stärkere Querschnitte als bisher verwenden müsste, um die unvermeidlichen Zentrierungsfehler herabzusetzen. Ganz besonders aber wäre es erwünscht, naturgrosse genietete Stäbe zu drücken, wobei auf möglichst gleiche Stauchgrenze aller Teile zu sehen und der Querschnitt mit möglichst grossem Trägheitshalbmesser auszubilden wäre. Träger und U-Eisen sind wegen der starken Ungleichheit der Stauchgrenze in Steg und Flansch nicht zweckmässig.

Kastenquerschnitte, bestehend aus 4 genügend starken Platten und 4 gleichschenkeligen Winkeleisen dürften geeigneter sein, wobei die Nietschwächung unter 10 % bleiben müsste. Das Druck- Stauchungsdiagramm sollte dann nicht nur mit Proben aus den einzelnen Teilen, sondern auch mit 2 Endabschnitten des ganzen Profiles ermittelt werden, wobei es genügt, die Arbeitslinie bis zur Stauchgrenze zu bestimmen.

Traduction [1].

Au cours de ces dernières années et tout particulièrement assez récemment, des objections se sont élevées au sujet de la théorie du flambage telle qu'elle se présente actuellement. Tout dernièrement, certaines modifications ont été proposées. Il paraît donc indispensable de déterminer dans quelle mesure les résultats fournis par cette théorie peuvent être considérés comme sûrs.

1. — La formule d'Euler traduit d'une manière très juste les efforts de flambage, dans le domaine élastique, pour une barre rectiligne chargée axialement; ce point a été confirmé par de nombreux essais.

La conception rigoureuse de la théorie du flambage, appuyée en particulier sur l'équation différentielle du fléchissement, non simplifiée, établie tout

1. L'auteur ayant été empêché de présenter lui-même son Mémoire au Congrès de Paris, celui-ci a été lu par M. le Prof. Dr. L. Karner, Secrétaire général.

d'abord par Lagrange, précisée ensuite par Grasshof et développée enfin dans toute sa rigueur par Schneider [1] qui l'a également adaptée aux besoins d'ordre pratique, montre que la charge d'Euler ne doit pas être considérée à proprement parler comme représentant rigoureusement la charge de flambage, dans le sens d'une charge admissible, mais seulement comme une charge critique telle que lorsqu'elle est atteinte, l'état d'équilibre, qui était jusque là stable, cesse. La charge d'Euler peut très bien encore ne provoquer aucun fléchissement, un petit accroissement de cette charge étant encore nécessaire pour le provoquer. Sous l'influence de cet accroissement, la barre prend une nouvelle position d'équilibre stable, caractérisée par un fléchissement de son axe, ceci pour autant que les efforts dans les fibres périphériques ne dépassent pas la limite de proportionnalité σ_p. Il en résulte que le dépassement de la charge d'Euler peut être plus important pour des degrés de finesse élevés que pour des degrés de finesse plus faibles et qu'il est enfin nul à la limite de proportionnalité. La charge d'Euler constitue alors non seulement une charge critique, mais également la charge de flambage elle-même. On n'aura toutefois à envisager un dépassement notable de la charge d'Euler que pour des degrés de finesse très grands (barres élastiques, tés), tandis que pour les degrés de finesse couramment adoptés dans la construction, les possibilités de dépassement de la charge d'Euler sont très faibles, et cette considération n'intervient pratiquement pas. Dans la pratique, on peut donc toujours considérer la charge d'Euler comme charge de flambage, point de vue que l'expérience confirme.

2. — En ce qui concerne le domaine plastique, Engesser a établi en 1895 une formule toujours valable, en introduisant le module de flambage T [2]. La formule donnant T a été indiquée dans sa forme la plus générale ; elle est valable pour une section quelconque. Si dans le domaine élastique, la forme de la section n'exerce aucune influence sur la charge de flambage, par contre, il n'en est plus de même dans le domaine plastique. Malheureusement, à cette époque, Engesser ne disposait d'aucun diagramme convenable pour l'acier de construction ; il avait toutefois, dans une communication publiée antérieurement à cette date dans « Zeitschrift des Ing. und Arch. Vereines Hannover » de 1889, montré d'une manière parfaitement nette, la relation entre le diagramme et la courbe des contraintes de flambage, quoiqu'il ait d'ailleurs fait intervenir à cette époque la valeur inexacte

$$T = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$$

pour le module de flambage. Il avait parfaitement reconnu l'importance de la limite de compression en tant que limite supérieure des contraintes de flambage et publié, dans son ouvrage « Zusatzkräfte und Nebenspannungen », dès 1892, un diagramme des efforts de flambage ; ce diagramme concorde presque parfaitement avec celui que les chemins de fer allemands emploient actuellement pour leurs calculs. Il semble que ces travaux d'Engesser aient peu attiré l'attention jusqu'à 1910, époque à laquelle Kármán les reprit, conduisant

1. Zeitschrift des österr. Ing. und Arch. Ver., 1901.
2. Schweizer. Bauzeitung, 1895, 27 juillet.

l'étude un peu plus loin ; ses travaux eurent d'ailleurs le même sort. Si ces formules ont toutefois réussi à pénétrer dans le domaine de la pratique, c'est précisément grâce aux essais que Kármán effectua avec une grande précision et qui confirment la théorie, pour les aciers de construction étudiés. Kármán a d'ailleurs eu le mérite de donner le premier la théorie de l'influence des petites excentricités. Il a pu ainsi montrer que, dans le domaine plastique, l'influence d'excentricités même très faibles est incomparablement plus forte que dans le domaine élastique.

Après avoir déterminé lui-même, par des essais, des diagrammes de compression précis, il a pu traduire pour la première fois, d'une manière théorique, la variation des contraintes de flambage considérées comme fonction dela finesse.

Ses travaux contiennent toutefois un point douteux et c'est précisément à ce sujet que des objections se sont élevées en particulier tout récemment (fig. 1).

Lorsque les contraintes de flambage se rapprochent de la limite de compression σ_s, la théorie d'Engesser-Kármán donne des degrés de finesse au flambage $\lambda_k = \pi \sqrt{\frac{\overline{T}}{\sigma_k}}$ de plus en plus petits et l'on finit par avoir :

$$\lambda = 0 \qquad \text{pour } \sigma_k = \sigma_s$$

en admettant que le diagramme vienne coïncider avec l'horizontale à la limite de compression ($T = O$). Toutefois, après le dépassement de la zone de compression, le diagramme remonte à nouveau, ainsi que le degré de finesse. La courbe des contraintes de flambage donne donc une branche située au-dessus de σ_s et dont l'allure est indiquée par la figure 1. Il en résulte ce fait singulier que pour certains degrés de finesse λ_a on obtient trois contraintes de flambage différentes, ce qui constitue une impossibilité. Kármán n'a toutefois pas porté, dans le tracé des courbes des contraintes de flambage, la branche conduisant à $\lambda = O$; il a par contre relié les branches situées au-dessous et au-dessus de la limite de compression par la ligne tracée en traits discontinus sur la figure 1 ; il obtient ainsi un tracé continu, qui n'est cependant pas exact dans la région qui correspond à la ligne en traits discontinus. Dans l'esprit de la théorie, seul peut être exact le tracé en traits pleins, avec la branche correspondant à $\lambda = O$. Je crois toutefois pouvoir donner une explication de cette contradiction apparente suivant laquelle on obtient pour un λ_a donné trois valeurs différentes sur la courbe de σ_k.

Il importe tout d'abord de se rendre compte exactement de ce que représentent les contraintes de flambage σ_k. Ce ne sont que des charges critiques qui provoquent une modification de l'état d'équilibre, car Engesser et Kármán eux-mêmes en établissant leurs formules n'ont fait intervenir que des fléchissements infiniment petits. Il faut donc écarter tout fléchissement d'ordre fini.

Nous avons vu qu'à la limite de proportionnalité, la charge d'Euler est déjà égale à la charge de flambage (toujours dans le sens d'une charge admissible). Ce point est d'autant plus valable pour le domaine plastique, qui vient immédiatement après [1], tant que le diagramme présente une convexité vers le haut(fig. 2).

---

1. Voir Contribution du Professeur Chwalla à la Discussion.

Pour des fléchissements infiniment petits de la barre, ou à titre d'approximation, pour des fléchissements très petits, les contraintes de compression et flexion simultanées se confondent avec la tangente T au diagramme A. L'allongement de flexion ε_b doit donc être considéré également comme infiniment petit ou à titre d'approximation comme très petit ; en effet, pour un fléchissement fini, σ_b ne suit plus la tangente T, mais bien le diagramme A lui-même et comme ce diagramme passe au-dessous de la tangente T, on obtient, pour ainsi dire, un module de flambage plus petit que si la courbe suivait la tangente et par suite également un degré de finesse au flambage plus faible, ou, pour le degré initial de finesse au flambage, une charge admissible plus faible. On peut d'ailleurs arriver à ce même résultat par le calcul en partant d'une sinusoïde comme courbe de déformation.

Si, par contre, le diagramme se trouve au-dessus de la tangente T, comme c'est le cas au commencement de la zone d'écoulement, le module de flambage (dans le sens considéré) est plus élevé pour un fléchissement fini que pour un fléchissement infiniment petit, c'est-à-dire que le degré de finesse ou la charge admissible croît, pour un fléchissement fini, avec ce fléchissement, pour passer par un maximum (charge de flambage effective) et décroît à nouveau, ainsi que c'est le cas, rigoureusement, dans le domaine élastique ; toutefois, dans le domaine plastique, les différences entre la charge critique et la charge de flambage sont sensiblement plus importantes que dans le domaine élastique ; dans ce dernier domaine, en effet, on assimile ces différences aux différences très faibles entre les résultats tirés des équations différentielles exacte et simplifiée, tandis que dans le cas qui nous occupe on obtient des différences notables même avec la méthode courante de calcul (hypothèse d'une courbe sinusoïdale). Dans le domaine élastique, le diagramme est presque une droite et il se confond donc avec T. D'après ce que nous venons de voir, on obtient donc alors, pour des fléchissements finis, exactement la même charge admissible que pour des fléchissements infiniment petits, c'est-à-dire la charge d'Euler. On devrait toutefois, en toute rigueur, obtenir une charge admissible plus élevée. Ceci provient du fait que pour le calcul de la charge admissible, on a eu recours à la théorie courante de la flexion en adoptant l'équation simplifiée (fig. 3).

On peut maintenant expliquer le fait que l'on obtient trois valeurs de la charge de flambage pour un λ_a donné. La figure 3 représente la partie du diagramme qui se trouve à la limite de compression σ_s. Si la contrainte de flambage atteint la valeur σ_a, à laquelle correspond un degré de finesse au flambage $\lambda_a = \pi \sqrt{\frac{T_a}{\sigma_a}}$ la barre rectiligne ne conserve plus sa stabilité : elle fléchit. Comme toutefois le tracé d'Engesser-Kármán n'envisage pas les fléchissements finis, nous sommes dans l'obligation de les empêcher artificiellement. Si nous continuons à charger la barre, la tendance au déversement latéral augmentera encore, car effectivement à des charges de flambage croissantes correspond un degré de finesse de flambage de plus en plus petit. Pour $\sigma_k = \sigma_s$ la tendance au déversement latéral est maximum, pour diminuer toutefois ensuite, car à partir de ce moment, les λ_k croissent à nouveau, ainsi que le

montre la figure 1. On arrive finalement au point b, auquel correspond à nouveau le degré de finesse au flambage

$$\lambda_a = \pi \sqrt{\frac{T_b}{\sigma_b}}$$

σ_b devient alors une tension critique, en ce sens que, ici, l'équilibre instable se transforme à nouveau en un équilibre stable. Mais si $\sigma_k = \sigma_b$, le diagramme se trouve déjà au-dessus de la tangente T et le fléchissement ne peut être maintenant provoqué que par une augmentation de la charge. On peut donc alors supprimer le dispositif de soutien de la barre, car cette dernière se trouve en état d'équilibre stable. Ce fait doit être évidemment attribué au fait que la barre a cédé dans l'intervalle, après avoir traversé la zone de compression et au mouvement vers le haut qui en est résulté pour le diagramme.

L'équilibre étant devenu stable pour σ_b, on doit évidemment pouvoir faire croître à nouveau la charge ; ceci est possible jusqu'à ce que l'on atteigne le point c avec une contrainte de flambage σ_c, à laquelle correspond à nouveau le degré de finesse au flambage $\lambda_a = \pi \sqrt{\frac{T_c}{\sigma_c}}$

Maintenant, toutefois, la charge critique est également charge de flambage, car le diagramme passe au-dessous de la tangente T. La possibilité de résistance de la barre est maintenant définitivement épuisée.

Ces considérations ont été confirmées par les essais de Kármán, essais dans lesquels se manifeste une instabilité lorsque la limite de compression est atteinte ; suivant la propre expression de Kármán, d'ailleurs, la barre domine cette instabilité et arrive à pouvoir supporter une charge plus élevée. Donc, dans les essais de Kármán, l'appui latéral de soutien de la barre ne s'est nullement montré nécessaire. Ceci doit être attribué au fait que les différents points d'une barre accusent des limites de compression différentes. A un endroit donné, le phénomène d'écoulement commence donc à se manifester, tandis qu'en un autre point, on en arrive déjà à la période de reprise des possibilités de charge. L'écartement entre a et b dans la figure 1 est en réalité si faible que les variations du niveau atteint par la limite de compression sont vraisemblablement, dans la plupart des cas, supérieures aux nécessités de la stabilité. Dans le cas particulier que constituent les essais de Kármán, il convient en outre de remarquer que l'acier employé par lui possédait une zone de compression extrêmement faible. On trouvera dans la figure 4 le diagramme de l'acier de Kármán comparé avec le diagramme de l'acier de construction normal St. 37. De cette comparaison on peut encore tirer une autre conclusion. Au cours des essais qui ont été effectués par le Deutscher Stahlbau-Verband, et qui se sont étendus jusqu'à $\lambda_{min} = 20$, aucun accroissement des contraintes de flambage ne s'est produit au-dessus de la limite de compression, alors que dans les essais de Kármán, pour $\lambda = 30$, les contraintes de flambage étaient montées substantiellement au-dessus de σ_s. Ce fait constitue également une raison pour avoir quelque doute au sujet de l'exactitude des essais de Kármán. L'accroissement des contraintes de flambage dépend uniquement de l'allure du diagramme dans la zone de reprise des possibilités

de charge. Plus la montée du diagramme est rapide, plus les degrés d'élancement λ (finesse) correspondants sont élevés. On constate toutefois, sur la figure 4, que dans le diagramme de Kármán, la montée de la courbe, après passage à la limite de compression, est très rapide, ce qui n'est pas le cas pour les autres sortes d'aciers. Sur le diagramme ici tracé pour l'acier St. 37, on n'obtient des contraintes de flambage croissantes que pour $\lambda = 15$.

Je crois avoir ainsi exposé toutes les objections qui s'élèvent contre les singularités d'allure du diagramme des contraintes de flambage. Dans la pratique, par ailleurs, on n'a jamais à prendre en considération les contraintes de flambage qui se trouvent au-dessus de la limite de compression ; étant donné le manque d'homogénéité que l'on rencontre toujours dans les éléments utilisés dans la construction, on n'arrive presque jamais à surmonter l'instabilité correspondant à σ_a mais toujours au flambage. Dans un treillis statiquement déterminé, il se produit immédiatement des déformations absolument inadmissibles, dès qu'un élément travaillant à la traction atteint l'état d'écoulement ; il en est de même pour les éléments travaillant à la compression lorsqu'ils atteignent la limite de compression. Cette dernière constitue donc, dans la pratique, la limite extrême des contraintes de flambage.

Dans cet esprit, je considère toujours la théorie de Kármán-Engesser, avec les contraintes de flambage tendant vers $\lambda_k = \infty 0$, comme la seule théorie dont l'emploi puisse être envisagé pour les calculs de la pratique, dans le domaine plastique. En ce qui concerne la sécurité, il convient d'adopter une valeur plutôt plus élevée, dans ce domaine plastique, que dans le domaine élastique. D'une part, en effet, dans le domaine plastique, les plus petites excentricités diminuent d'une manière sensible les charges de flambage ; il en résulte que pour de nombreuses formes de sections qui s'écartent du rectangle, la charge de flambage est quelque peu inférieure à celle qui correspond à la section rectangulaire elle-même, pour laquelle seule les calculs de flambage ont été effectués. D'autre part, les limites de compression plus faibles réduisent également les charges de flambage dans le domaine plastique.

Une question se pose encore ; c'est de savoir quel tracé il convient d'admettre pour le diagramme, entre la limite de proportionnalité et la limite de compression, car de ce tracé dépend étroitement celui de la courbe des charges de flambage. Les essais du Deutscher Stahlbau-Verband ont porté sur les aciers de construction dans lesquels le diagramme suit la loi de Hook presque jusqu'à la limite de compression, ou tout au moins ne s'en écarte que très peu. Dans ces conditions, les charges de flambage se trouvent sur la courbe d'Euler jusqu'au voisinage immédiat de la limite de compression, ou ne s'en écartent également que très peu. Ces considérations s'appliquent évidemment aussi lorsque l'on fait appel à la théorie d'Engesser-Kármán. Il serait donc intéressant de savoir si le diagramme de compression de nos aciers de construction a un tracé semblable ou si les écarts que l'on a pu constater très fréquemment jusqu'à maintenant ne sont à prendre en considération que pour l'essai de traction, à moins qu'il ne faille les attribuer à un manque de précision dans l'exécution des essais de compression.

Dans l'expectative, j'estime qu'il conviendrait de considérer la courbe des charges de flambage comme une ellipse ayant ses axes principaux inclinés,

tangente à la courbe d'Euler au point σ_p et dont la tangente horizontale se trouve au niveau de la limite de compression, le point de tangence correspondant à $\lambda_k = \infty\, 0$ (figure 5). Cette ellipse peut être déduite très rapidement d'un quart de cercle (figure 5).

Pour déterminer la tangence à la courbe d'Euler, on part de la tangente à cette courbe au point σ_p, tangente que l'on peut tracer immédiatement, puisque la sous-tangente est égale à $\lambda/2$.

Les essais effectués par le Deutscher Stahlbau-Verband pour l'acier au silicium ont conduit à des charges de flambage plus élevées que celles que l'on aurait pu déduire du diagramme correspondant d'après Engesser-Kármán. Ce résultat me semble toutefois devoir être attribué à l'emploi très large de bras de levier s'opposant dans les conditions les plus favorables aux petites courbures inévitables dans les barres; il conviendrait donc de ne pas en tenir compte dans la pratiqne, tout au moins provisoirement.

Il faut encore remarquer que l'écart important entre le diagramme d'Engesser-Kármán et la courbe d'Euler, que l'on obtient souvent, en partant d'un diagramme théorique, est dû à l'introduction de $\frac{d\sigma}{d\varepsilon}$ dans le module de flambage. Par suite, s'il existe une scission dans la deuxième partie du diagramme (rayon de courbure), cette scission existe déjà dans la première partie de la courbe des charges de flambage et la bifurcation présente un coude brusque. Cette scission entre le diagramme et la loi de Hook doit donc être considérée comme une courbe ayant un rayon de courbure infini au point de raccordement. Dans ces conditions seulement, on obtient un raccordement sans coude brusque sur la courbe d'Euler.

La question du flambage a fait l'objet d'études déjà assez poussées pour que les essais que l'on a effectués jusqu'à maintenant avec des barres d'essai de dimensions réduites soient devenus insuffisants. Je pense que l'on devrait faire porter les essais sur des sections beaucoup plus importantes si l'on veut pouvoir réduire l'importance des erreurs de centrage que l'on ne peut pas éviter. Il serait particulièrement désirable que l'on fasse subir des essais de compression à des éléments rivés en grandeur naturelle, dans lesquels on s'efforcerait, dans toute la mesure du possible, d'avoir des limites de compression identiques pour toutes les pièces et des sections possédant un rayon d'inertie aussi élevé que possible. Il ne serait pas judicieux de choisir pour ces essais des poutres ou des fers à U, à cause des inégalités très marquées de la limite de compression dans les âmes et dans les ailes. Des sections en caisson, constituées par quatre éléments suffisamment résistants et quatre cornières à ailes égales seraient plus indiquées, l'affaiblissement dû au rivetage devant toutefois rester inférieur à 10 %. La détermination du diagramme de compression devrait d'ailleurs être effectuée non seulement sur des éprouvettes prélevées sur les pièces des assemblages mais également sur deux assemblages complets, étant entendu qu'il suffit de pousser le tracé de ce diagramme jusqu'à la limite de compression.

Dr. Ing. E. CHWALLA [1],
Professor an der Deutschen Technischen Hochschule, Brünn.

Im Anschluss an die theoretisch und baupraktisch bedeutungsvollen Referate der Herren Prof. Karner und Prof. Roš seien mir einige ergänzende Bemerkungen gestattet. Den Inhalt dieser Ausführungen entnehme ich meinem druckfertigen Manuskript « Druckstäbe aus Baustahl, Theorie ihres Tragverhaltens und Tragvermögens », das die theoretisch strengen

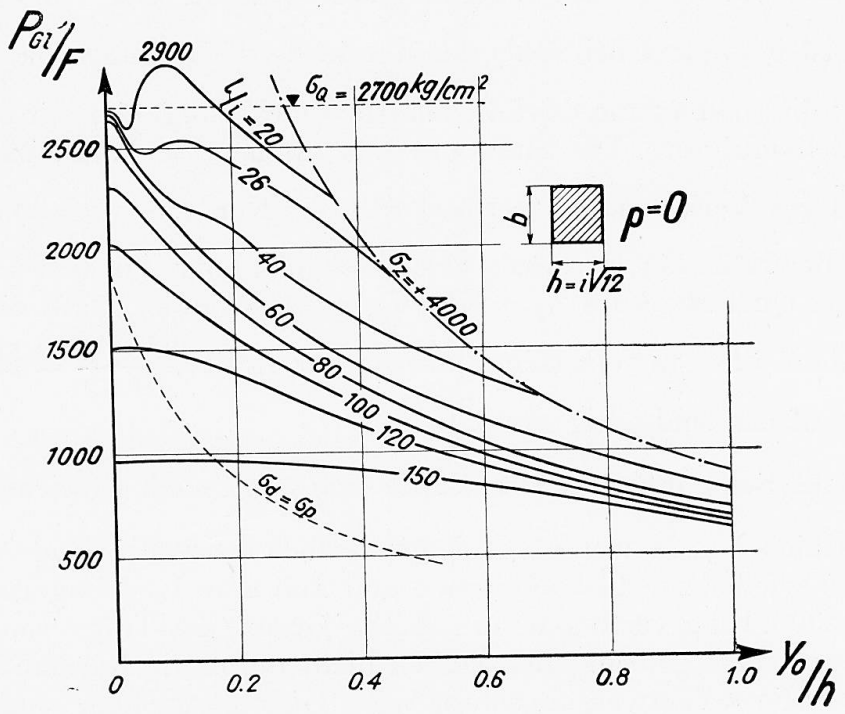


Fig. 1.

Lösungen der verschiedenen Gleichgewichtsprobleme gedrückter Stäbe aus Baustahl enthält. Die im folgenden erwähnten Ergebnisse sind unter der Voraussetzung ermittelt worden, dass der Stabquerschnitt ein Rechteck ist und das Spannungs-Dehnungsdiagramm mit dem von Roš-Brunner verwendeten übereinstimmt [2].

I) Greift die Druckkraft P eines beiderseits gelenkig gelagerten, geraden Stabes zentrisch an und werden die idealisierenden Voraussetzungen der Stabilitätstheorie zugrunde gelegt, dann biegt sich der Stab erst nach Erreichen der Euler-Kármán'schen Knicklast aus. Die in Fig. 1 dargestellten Kurven lassen erkennen, wie sich der in Richtung der Sehne ausgeübte Stabwiderstand (oder anders ausgedrückt, wie sich die zur

1. Da der Autor verhindert war, am Pariserkongress teilzunehmen, wurde das vorliegende Referat vom Generalsekretär, Hrn. Prof. Dr. L. Karner vorgetragen.

2. Roš-Brunner legten die Proportionalitätsgrenze in ihren früheren Veröffentlichungen durch die Koordinaten $\sigma_P = 1900$ kg/cm², $\varepsilon_P = 0,86$ ‰ fest; der damit bestimmte Elastizitätsmodul des Materials $E = 1,9 : 0,00086 = 2210$ t/cm² stimmt mit dem im Referate erwähnten Wert $E = 2150$ t/cm² nicht überein.

Erzielung des Gleichgewichtes jeweils erforderliche Druckkraft « P_{Gl} ») im Zuge der Ausbiegung verändert. Jede dieser Kurven bezieht sich auf den beigeschriebenen Wert der Stabschlankheit $\frac{l}{i}$; auf der Abszissenachse sind die auf die Querschnittshöhe h bezogenen seitlichen Ausbiegungen y_0 des Stabmittelpunktes aufgetragen, während die Ordinaten der Kurvenpunkte die durch die Querschnittsfläche $F = b.\,h$ dividierten Werte des Stabwiderstandes angeben. Wir sehen, dass die Euler-Kármán'sche Knicklast, unter der die Ausbiegung beginnt, bei allen nicht sehr stark gedrungenen Stäben die theoretisch oberste Grenze der Tragfähigkeit vorstellt. Der Abfall des Tragvermögens ist besonders bei Schlankheiten in der Umgebung von $\frac{l}{i} = 60$ sehr ausgeprägt; die Ausbiegung des knickenden Stabes erfolgt hier mit stark zunehmender Beschleunigung. Die Stäbe mit sehr kleinem Schlankheitsgrad zeigen ein eigenartiges Verhalten. So verlässt z. B. die Kurve für $\frac{l}{i} = 20$ die Ordinatenachse in der Höhe der Kármán'schen Knickspannung, (die hier schon knapp unterhalb der Quetschgrenze $\sigma_Q = 2700$ kg/cm² gelegen ist), fällt ein wenig ab und steigt dann über die Quetschgrenze bis zur Höhe $\frac{\max P_{Gl}}{F} = 2900$ kg/cm² an, um hierauf erst endgültig abzufallen.

Ein Stab der Schlankheit $\frac{l}{i} = 20$ würde sich somit nach Erreichen der Kármán'schen Knicklast ein wenig ausbiegen, jedoch schon bei einer Ausbiegung $y_0 = 0,04.\,h$ wieder zur Ruhe kommen und nun eine Laststeigerung bis auf $\max P_{Gl} = 2900.\,F$ kg vertragen; die oberste Grenze des Tragvermögens wird also bei diesen stark gedrungenen Stäben nicht durch die Kármán'sche Stabilitäts grenze (die « Verzweigungsstelle » des Gleichgewichtes) sondern durch die Grösse des sogenannten « sekundären Maximums » des Stabwiderstandes festgelegt, das im geringfügig ausgebogenen Zustand erreicht wird und hier oberhalb der Quetschgrenze des Materials und damit auch oberhalb des Verzweigungspunktes gelegen ist. Wir bezeichnen den Gleichgewichtszustand an dieser obersten Grenze der Tragfähigkeit als « kritischen Zustand » und nennen $\sigma_{kr} = \frac{\max P_{Gl}}{F}$ die « kritische » mittlere Druckspannung des zentrisch gedrückten, stark gedrungenen Stabes.

II) Greift die Druckkraft P exzentrisch mit dem sehr kleinen Hebelsarm $p = \frac{k}{8} = 0,021\,h$ an, dann erfährt der Stab unter der anwachsenden Last eine Ausbiegung und bildet Gleichgewichtszustände aus, die durch die Kurven Fig. 2 festgelegt werden. Diese (durch den beigeschriebenen Schlankheitsgrad gekennzeichneten) Kurven weisen Extreme auf, deren Ordinaten wieder die « kritischen » mittleren Druckspannungen $\sigma_{kr} = \frac{\max P_{Gl}}{F}$ liefern und die grössten vom Stabe getragenen Lasten festlegen. Wir unterscheiden nach der Ausbildungsweise zwei Arten von Extremen, die Maxima « erster » und

« zweiter » Ordnung, die in Fig. 2 bei der Kurve $\frac{l}{i} = 24,5$ in der gleichen Höhe liegen. Alle dargestellten Kurven für $\frac{l}{i} = 40$ bis $\frac{l}{i} = 180$ zeigen ausschliesslich Maxima erster Ordnung, während bei den Kurven für $\frac{l}{i} < 24,5$ das Maximum erster Ordnung rückgebildet und das Maximum zweiter Ordnung als das höher liegende für die Grenze der Tragfähigkeit massgebend wird; das Auftreten dieser Maxima « zweiter » Ordnung hängt mit der rela-

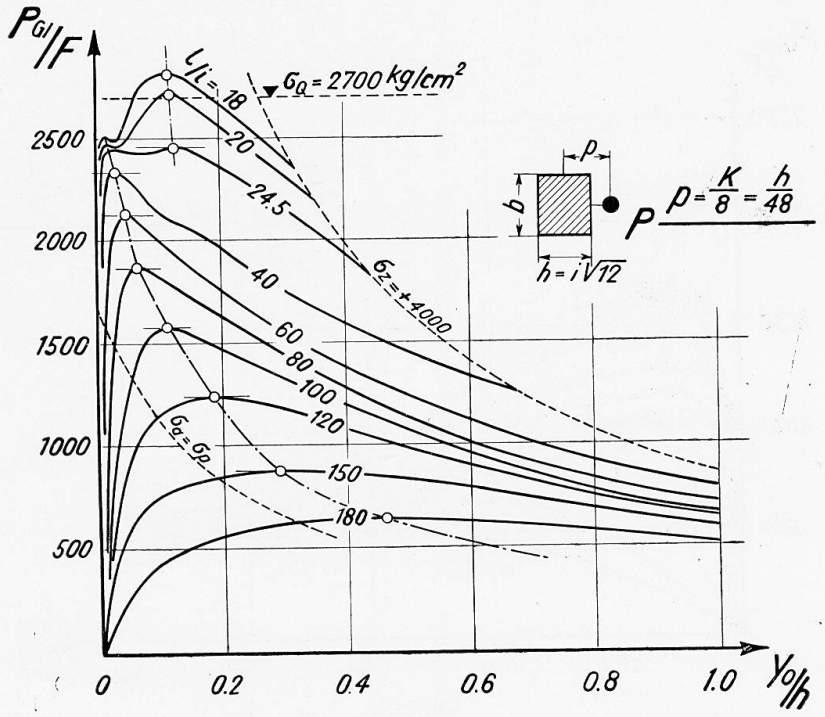


Fig. 2.

tiven Schwächung des Stabwiderstandes zusammen, die sich bemerkbar macht, wenn die Zugspannungen am Aussenrande des Stabscheitels den Streckbereich durchlaufen, während die Druckspannungen am Innenrande schon tief im Verfestigungsbereich gelegen sind. Untersuchen wir z. B. das Tragverhalten eines Stabes der sehr kleinen Schlankheit $\frac{l}{i} = 18$, dann ersehen wir aus dem Verlaufe der zugeordneten Kurve in Fig. 2., dass der Stab unter der Belastungsstufe $\frac{P_G}{F} = 2510$ kg/cm² (Maximum erster Ordnung) zwar eine geringfügige Vermehrung seiner Ausbiegung erfährt, dass er sich jedoch sofort wieder « erholt » und nun eine Laststeigerung bis zur Höhe $\sigma_{kr} = \frac{\max P_{G1}}{F} = 2820$ kg/cm² ertragen kann. Erst unter dieser grossen Last, die schon oberhalb der « Quetschlast » F. σ_Q gelegen ist, wird das Tragvermögen des Stabes endgültig erschöpft; die Ausbiegung beträgt in diesem kritischen Zustande bloss $y_0 = 0,12\ h$.

Fig. 3 zeigt in gleicher Weise das Tragverhalten von Stäben, deren Druckkraft mit dem grossen Hebelarm $p = 2\,k = \frac{h}{3}$ exzentrisch angreift. Wir können auch hier die Kurven-Extreme « erster » und « zweiter » Ordnung scharf unterscheiden ; die ersteren liefern das Tragvermögen aller Stäbe mit der Schlankheit $\frac{l}{i} \geqq 28$, während durch die letzteren wieder die Tragfähigkeit der stark gedrungenen Stäbe bestimmt wird. Die gestrichelte Linie, bis zu der alle dargestellten Kurven gezeichnet wurden, legt die « Grenze des Untersuchungsbereiches » fest und ist jenen Gleichgewichtszuständen zugeordnet,

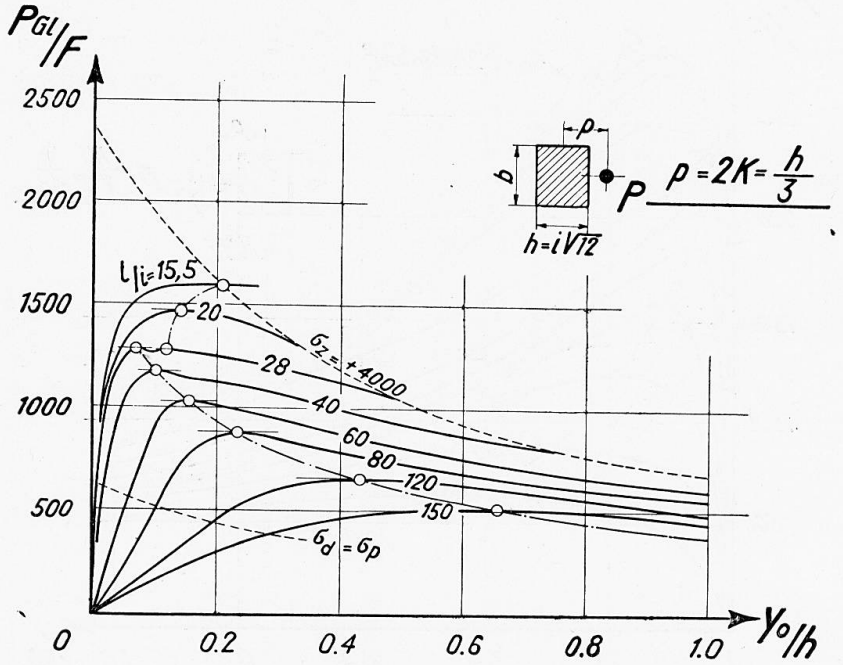


Fig. 3.

in denen die grösste am Aussenrande des Stabes auftretende Zugspannung den Wert $\sigma_z = +4000$ kg/cm² (d. i. nahezu die statische Zugfestigkeit des zugrundegelegten Materials) erreicht. Ausserhalb dieser Grenzlinie würden die Kurven stark abfallen und die Dehnungen auf der Aussenseite sich rasch den grossen Werten der Bruchdehnung nähern ; das Tragverhalten der Stäbe in diesem Stadium ist praktisch und theoretisch ohne Bedeutung.

III) Fig. 4 zeigt das Diagramm, das die gefundenen strengen Lösungen für das Tragvermögen exzentrisch gedrückter Baustahlstäbe zur Darstellung bringt und mit dem Ergebnis der guten Näherungstheorie von Roš-Brunner (Fig. 6 des Referates) zu vergleichen ist. Die eingetragenen Kurven beziehen sich auf die beigeschriebenen Exzentrizitätsmasse $\frac{p}{k}$ des Kraftangriffes und legen den funktionalen Zusammenhang zwischen dem Grösstwert $\sigma_{kr} = \frac{\max P_{Gl}}{F}$ der aufgenommenen mittleren Druckspannung und dem Schlankheitsgrade $\frac{l}{i}$ des Stabes fest. Jede dieser Kurven besteht aus zwei Aesten, die auf

der gestrichelt gezeichneten Linie eine Ecke bilden ; der längere, schwach geneigte Ast ist jenen kritischen Zuständen zugeordnet, die durch das Erreichen eines Maximums « erster » Ordnung bedingt sind, während der kurze, steil aufwärts strebende Kurvenast den Maxima « zweiter » Ordnung zugehört. Der Punktbereich dieser Maxima zweiter Ordnung durchbricht, wie wir sehen, das Niveau der Quetschgrenze $\sigma_{kr} = \sigma_Q = 2700$ kg/cm^2 und legt daher auch kritische Zustände fest, die bei Laststufen oberhalb der Quetschlast ausgebildet werden. Je mehr sich diese steil verlaufenden Kurvenäste der strichpunktiert eingezeichneten Grenzlinie des Untersuchungsbereiches

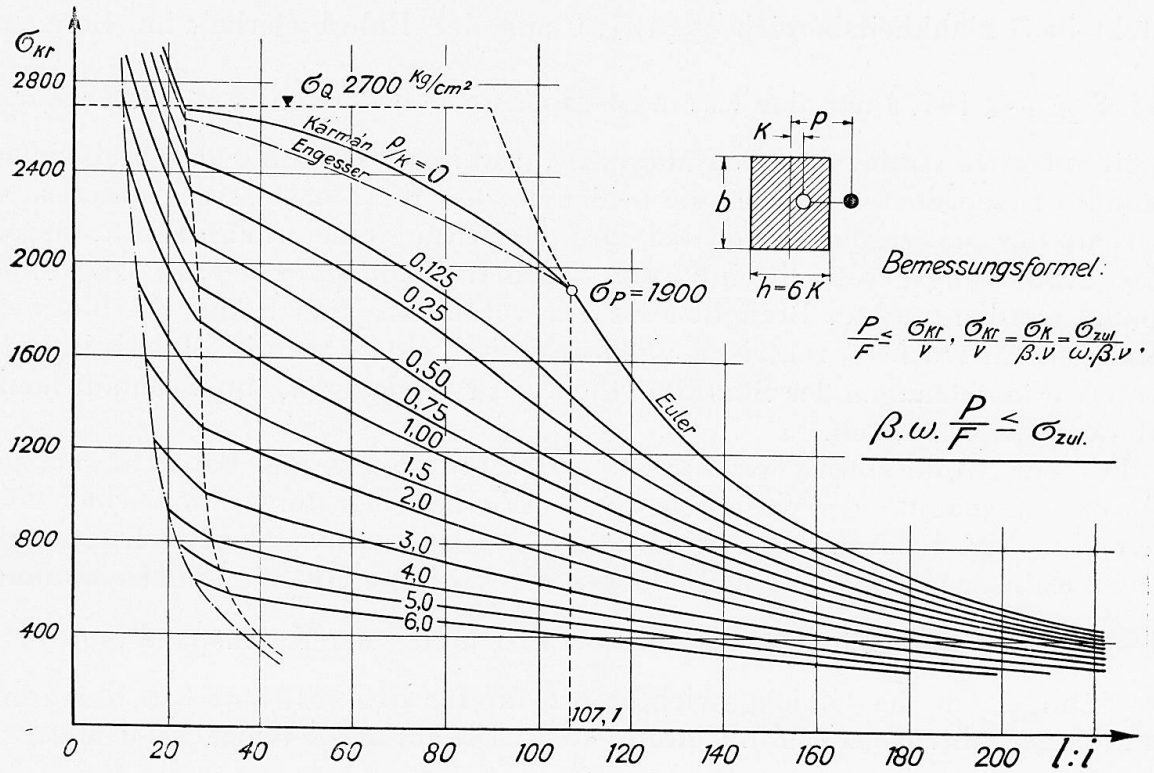


Fig. 4.

nähern, umso schwächer sind die Extreme des Stabwiderstandes ausgeprägt und umso grösser werden die im kritischen Zustand auftretenden Biegespannungen ; alle Punkte links ausserhalb dieser Grenzlinie sind Stäben zugeordnet, die unter der anwachsenden exzentrischen Belastung bis zur Erreichung einer Zugspannung $\sigma_z = + 4000$ kg/cm^2 am Aussenrand des Stabes keinen kritischen Zustand, also kein ausgeprägtes Maximum des Widerstandes zeigen und daher hinsichtlich ihres Tragverhaltens einem durch Querlasten gebogenen Baustahlstab ähneln.

Die in Fig. 4 für die verschiedenen Exzentrizitätsmasse dargestellten Kurven sind unter Voraussetzung von Normalspannungsverteilungen entwickelt worden, die affin verwandt sind mit der Formänderungskurve des Baustahls. Es lässt sich nachweisen, dass diese Spannungsverteilungen bis zum Erreichen des kritischen Zustandes vom linearen « Entlastungsgesetz » unbeeinflusst blei-

ben [1], wenn das Exzentrizitätsmass nicht kleiner ist als $\frac{p}{k} \sim \frac{1}{8}$ und die Druckkraft in ihrer exzentrischen Lage von Null anwächst. Werden diese entlastungsfreien Spannungsverteilungen rein formell auch im Falle $\frac{p}{k} = 0$ in Rechnung gestellt, dann wird die strichpunktiert gezeichnete, den Namen « Engesser » tragende Kurve erhalten, die bloss als obere Grenzkurve der Schar von Bedeutung ist. Die theoretisch in Geltung stehende, dem zentrischen Kraftangriff $\frac{p}{k} = 0$ zugeordnete Kurve wurde in Fig. 4 voll ausgezogen und besteht im Schlankheitsbereich $\frac{l}{i} \geqq 107,1$ aus der Eulerhyperbel, im Bereiche $23,8 \leqq \frac{l}{i} < 107,1$ aus der Kármán-Linie und im Bereiche $\frac{l}{i} < 23,8$ aus der steil aufwärts strebenden, den Maxima « zweiter » Ordnung des Stabwiderstandes zugeordneten Kurve; die beiden letzten Kurvenäste sind isoliert ausserhalb der Schar gelegen, da bei ihrer Herleitung eine veränderte, durch das Entlastungsgesetz beeinflusste Normalspannungsverteilung zugrunde gelegt werden musste. Bezüglich des Tragverhaltens jener Stäbe, die bloss im Sinn des Entwurfes « zentrisch » gedrückt sind, ohne aber die idealisierenden Voraussetzungen der Stabilitätstheorie zu befriedigen, muss ich auf mein Manuskript verweisen.

IV) Zur Bemessung exzentrisch gedrückter Stäbe aus Baustahl schlage ich das sogenannte « β-Verfahren » vor. Wir beziehen die Ordinaten der einzelnen in Fig. 4 dargestellten Kurven auf die Ordinaten der Euler-Kármán'schen Knickspannungslinie und drücken die kritische mittlere Druckspannung des exzentrisch gedrückten Stabes als Bruchteil $\frac{1}{\beta}$ der Knickspannung (Verzweigungsstelle des Gleichgewichts) aus, die für denselben Stab bei zentrisch gedachtem Angriff in Geltung steht. Die auf diese Weise aus den strengen Lösungen abgeleiteten Verhältniszahlen $\beta = \frac{\sigma_k}{\sigma_{kr}}$ sind in der im Anschluss gezeigten Tabelle zusammengestellt worden. Wird nun der Bemessung des exzentrisch gedrückten Stabes eine ν-fache Sicherheit zugrunde gelegt, dann unterliegt die grösste im Stab auftretende Druckkraft der Bedingung $\frac{P}{F} \leqq \frac{\sigma_{kr}}{\nu}$ oder $\frac{P}{F} \leqq \frac{\sigma_k}{\beta . \nu}$, die nach Einführung der bekannten sog. « Knickzahl » $\omega = \frac{\nu . \sigma_{zul}}{\sigma_k}$ die einfache Form $\beta . \omega . \frac{P}{F} \leqq \sigma_{zul}$ annimmt. Der Beiwert « β » bringt hier die Abminderung zum Ausdruck, die die Tragfähigkeit zufolge der Exzentrizität des Kraftangriffes erfährt; wenn für $l/i \geqq 24$ das Exzen-

1. Bei der von Prof. Roš im Bericht der II. Int. Brückenbautagung in Wien (S. 344, Abb. 48) gemachten Feststellung dürfte ein Versehen unterlaufen sein; die Druckspannungen am Aussenrand des Stabes werden im angeführten Beispiel schon abgebaut, bevor sie noch die Elastizitätsgrenze erreicht haben, so dass wohl eine Spannungsumkehr, jedoch keine Entlastung unelastisch gestauchter Fasern eintritt.

Tabelle der Werte : $\beta = \frac{\sigma_k}{\sigma_{kr}}$

$\frac{\frac{p}{k}}{\frac{L}{i}}$	0.125	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00
20	0.99	1.04	1.14	1.25	1.36	1.47	1.59	1.70	1.82	2.06	2.32	2.60	2.89
25	1.09	1.14	1.26	1.38	1.50	1.62	1.74	1.86	1.98	2.22	2.50	2.81	3.12
30	1.11	1.17	1.30	1.43	1.57	1.71	1.85	1.98	2.11	2.38	2.70	3.02	3.35
35	1.12	1.19	1.33	1.47	1.62	1.77	1.91	2.04	2.17	2.45	2.78	3.11	3.44
40	1.13	1.21	1.36	1.51	1.67	1.82	1.96	2.09	2.23	2.52	2.85	3.18	3.52
45	1.14	1.23	1.40	1.55	1.71	1.87	2.01	2.15	2.29	2.58	2.91	3.24	3.59
50	1.16	1.25	1.43	1.59	1.75	1.91	2.06	2.20	2.35	2.64	2.97	3.30	3.65
55	1.17	1.27	1.46	1.63	1.80	1.96	2.11	2.25	2.40	2.70	3.03	3.35	3.70
60	1.18	1.29	1.49	1.67	1.84	2.00	2.15	2.30	2.45	2.75	3.08	3.40	3.74
65	1.20	1.31	1.52	1.71	1.88	2.04	2.20	2.35	2.50	2.80	3.13	2.44	3.78
70	1.21	1.33	1.55	1.75	1.92	2.08	2.24	2.39	2.54	2.84	3.17	3.48	3.81
75	1.22	1.35	1.58	1.78	1.96	2.12	2.27	2.42	2.58	2.88	3.20	3.51	3.83
80	1.24	1.37	1.61	1.81	1.99	2.15	2.30	2.45	2.61	2.91	3.22	3.53	3.85
85	1.25	1.39	1.63	1.83	2.01	2.17	2.33	2.48	2.63	2.93	3.24	3.55	3.86
90	1.26	1.41	1.65	1.85	2.03	2.19	2.34	2.49	2.64	2.94	3.25	3.56	3.87
95	1.27	1.43	1.67	1.86	2.04	2.19	2.34	2.49	2.64	2.94	3.25	3.56	3.85
100	1.29	1.45	1.68	1.87	2.04	2.19	2.34	2.49	2.64	2.94	3.24	3.54	3.81
105	1.30	1.46	1.69	1.87	2.03	2.18	2.33	2.48	2.63	2.92	3 21	3.49	3.76
110	1.29	1.44	1.65	1.81	1.97	2.11	2.26	2.40	2.54	2.81	3.09	3.35	3.59
115	1.26	1.39	1.58	1.74	1.88	2.01	2.15	2.28	2.42	2.67	2.92	3.16	3.38
120	1.23	1.35	1.52	1.67	1.80	1.93	2.06	2.18	2.31	2.54	2.76	2.98	3.19
125	1.20	1.31	1.47	1.60	1.73	1.85	1.97	2.09	2.21	2.42	2.62	2.82	3.02
130	1.18	1.27	1.42	1.55	1.67	1.78	1.89	2.00	2.12	2.31	2.50	2.69	2.88
135	1.16	1.24	1.38	1.50	1.61	1.72	1.83	1.93	2.04	2.23	2.41	2.58	2.75
140	1.14	1.21	1.34	1.46	1.57	1.67	1.77	1.87	1.97	2.15	2.32	2.48	2.64
145	1.12	1.19	1.31	1.42	1.53	1.63	1.73	1.82	1.91	2.07	2.23	2.39	2.54
150	1.11	1.18	1.29	1.39	1.49	1.59	1.69	1.78	1.86	2.00	2.15	2.30	2.45

trizitätsmass verschwindet, wird $\beta \longrightarrow 1$. Die Sicherheitszahl ν stimmt bei diesem Bemessungsverfahren mit der Knicksicherheitszahl überein und kommt ziffernmässig nicht zur Geltung ; sie ist ebenso wie die dem Verfahren zugrundegelegte Knickspannung σ_k in der amtlich vorgeschriebenen Knickzahl ω enthalten. Die β-Tabellen sind wie die ω-Tabellen für alle genormten Baustahlsorten festzulegen ; für den St 37 und etwas vergütete Sorten darf unmittelbar die angegebene Tabelle Verwendung finden. Soll das Bemessungsverfahren, wie Prof. Karner in seinem einleitenden Referate (Vorbericht S. 34) mit Recht fordert, einen formell befriedigenden Uebergang zu der bei gedrungenen Stäben üblichen Randspannungsbedingung $\frac{P}{F} + \frac{M}{W} \leq \sigma_{zul}$ gewährleisten, dann dürfen die amtlich vorgeschriebenen β-Werte im Bereiche kleiner Schlankheitsgrade die Grösse $\min \beta = \left(1 + \frac{p}{k}\right) : \omega$ nicht unterschreiten. Bei Zugrundelegung der deutschen ω-Werte müssten dann beispielsweise die in unserer Tabelle für $\frac{p}{k} = 0{,}5$, 2,0 und 4,0 angegebenen β-Werte im Schlank-

heitsbereich $\frac{l}{i} < 40$ bezw. $\frac{l}{i} < 57{,}5$ bezw. $\frac{l}{i} < 65$ durch dieses min β ersetzt werden.

V) Die in Fig. 4 niedergelegte « Standardlösung » des Problems setzt einen rechteckigen Stabquerschnitt, beiderseits gleich grosse Hebelarme und eine Lagerung der Stabenden in reibungsfreien Gelenken voraus. Um den Einfluss der Querschnittsform auf die Grösse der kritischen Last zu untersuchen, habe ich die wichtigsten im Stahlbau vorkommenden Stabquerschnitte in

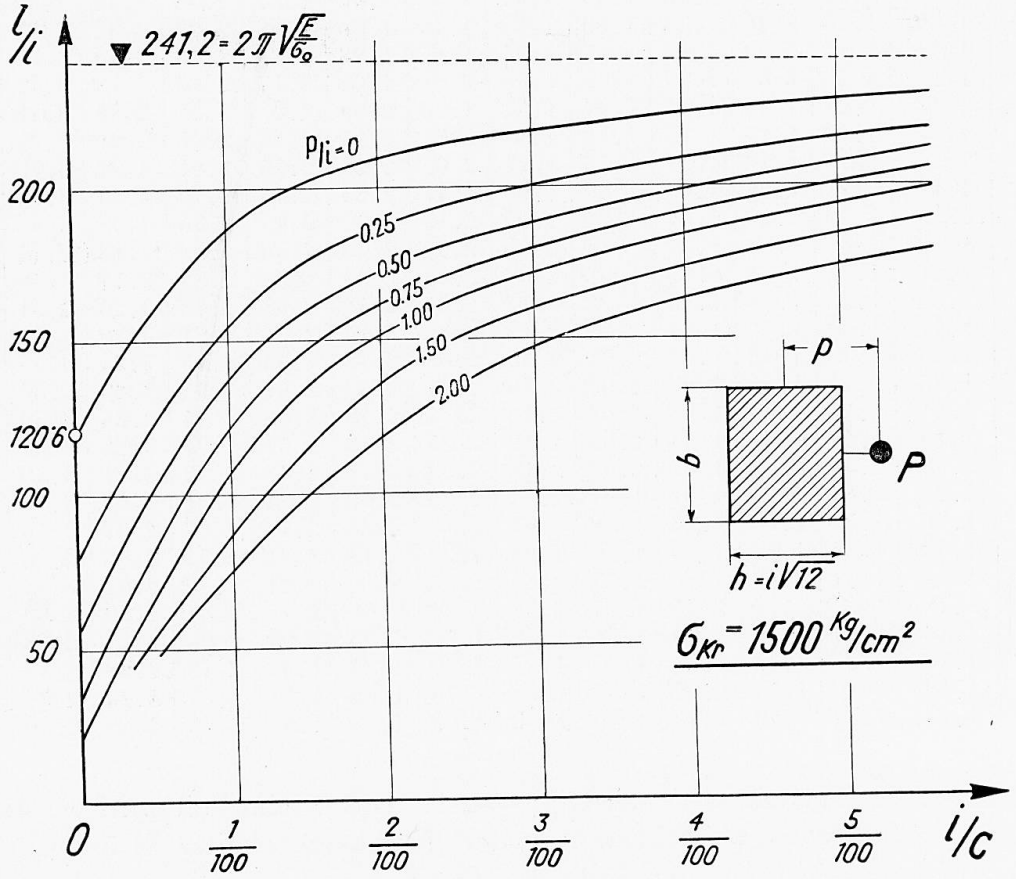


Fig. 5.

fünf « Profilklassen » zusammengefasst und für jede dieser Klassen die strenge Lösung des Problems für die Laststufen $\sigma_{kr} = 1000$ und 1900 kg/cm² entwikkelt. Es zeigte sich, dass wir unsere « Standardlösung » mit guter Annäherung auch bei der Berechnung von Stäben beliebiger Querschnittsform verwerten dürfen, wenn wir als Bezugsgrösse für den Angriffshebel p nicht ausschliesslich die « verschränkt » gemessene Kernweite k, sondern je nach der Profilklasse k oder i oder $a = \frac{i + k}{2}$ verwenden. Lassen wir grössere, praktisch aber noch erträgliche Abweichungen zu, dann können wir einheitlich $\frac{p}{k}$ als Exzentrizitätsmass für Vollstäbe aller Querschnittsformen verwenden. Auch die Fälle verschieden grosser oder wechselseitig liegender Angriffshebel wurden einer strengen Lösung zugeführt; sofern $p_2 \neq -p_1$ ist, dürfen wir derar-

tige Stäbe näherungsweise so wie Druckstäbe mit den beiderseits gleich grossen Hebelarmen $p_m = \frac{p_1 + p_2}{2}$ behandeln. Weiters habe ich die strenge Theorie exzentrisch gedrückter Baustahlstäbe entwickelt, deren Enden eine elastische Einspannung erfahren. Wir denken uns den gegebenen Stab beiderseits verlängert und als dreifeldrigen Durchlaufträger gelagert; die Länge c der so entstehenden lastfreien Seitenfelder gibt dann in der Form $\frac{1}{c/i}$ ein baupraktisch leicht abschätzbares Mass für den Grad der elastischen Einspannung eines im Tragwerk eingebauten Druckstabes. In Fig. 5 wird gezeigt, wie der Schlankheitsgrad $\frac{l}{i}$ des Stabes bei wachsendem Einspannungsgrad $\frac{i}{c}$ zunehmen darf, wenn der Stab unter der Laststufe $\sigma_{kr} = \frac{\max P_{GI}}{F} = 1500$ kg/cm² sein Tragvermögen einbüssen soll; die einzelnen Kurven beziehen sich auf das beigeschriebene, in der Form p/i eingeführte Exzentrizitätsmass.

VI) Ist die Achse eines zentrisch gedrückten Stabes im spannungslosen Anfangszustand angenähert nach einer Sinushalbwelle mit der Pfeilhöhe η_0 gekrümmt, dann unterliegt der Stab gleichfalls einem « kritischen » Zustand; das Problem ist streng behandelbar, wenn wir hinsichtlich des genauen

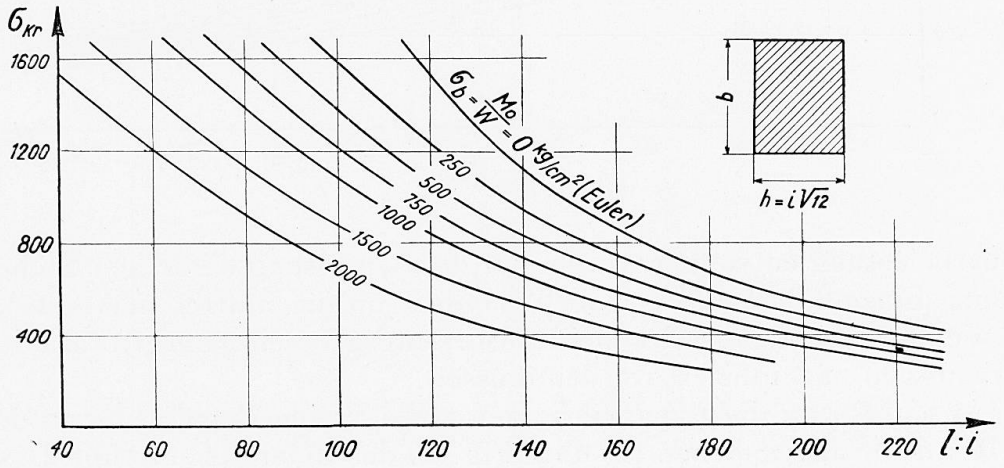


Fig. 6.

Verlaufes der primären Achsenform eine einschränkende, praktisch jedoch bedeutungslose Voraussetzung zulassen. In Fig. 6 ist die gefundene Lösung dargestellt worden; die einzelnen Kurven, die ebenso wie in Fig. 4 den Zusammenhang zwischen dem Schlankheitsgrad des Stabes und der grösstmöglichen (kritischen) mittleren Druckspannung festlegen, beziehen sich auf die beigeschriebenen Werte der primär vorhandenen Scheitelausbiegung $\frac{\eta_0}{h}$. Wenden wir diese Lösung bei der Berechnung der Tragfähigkeit schlanker, stählerner Dreigelenk-Bogenträger mit kleiner Pfeilhöhe an, dann zeigt sich, dass die Einhaltung der zulässigen Inanspruchnahme bei der üblichen Bemessung des Bogens nicht ausreicht, um auch die geforderte Sicherheit gegen Erreichen des

« kritischen Zustandes » unter halbseitiger Belastung zu gewährleisten.

VII) Wird ein prismatischer Baustahlstab untersucht, der ausser einer zentrischen Druckkraft noch eine angenähert sinusförmig verteilte Querbelastung von der Gesamtgrösse Q zu tragen hat, dann kann das Gleichgewichtsproblem, soferne über die genaue Intensitätsverteilung dieser Querbelastung eine einschränkende Voraussetzung zugelassen wird, einer strengen Lösung zugeführt werden. In Fig. 7 sind, ähnlich wie in Fig, 4 und 6, die Kurven dargestellt, die den gefundenen Zusammenhang zwischen der kritischen Druckspannung und dem Schlankheitsgrad festlegen ; die Grösse der Querbelastung Q wird hiebei durch die ideelle, nach Navier berechnete Biegerandspannung $\sigma_b = \frac{M_o}{W}$ zum Ausdruck gebracht, die in der Stabmitte bei ausschliesslicher Wirkung

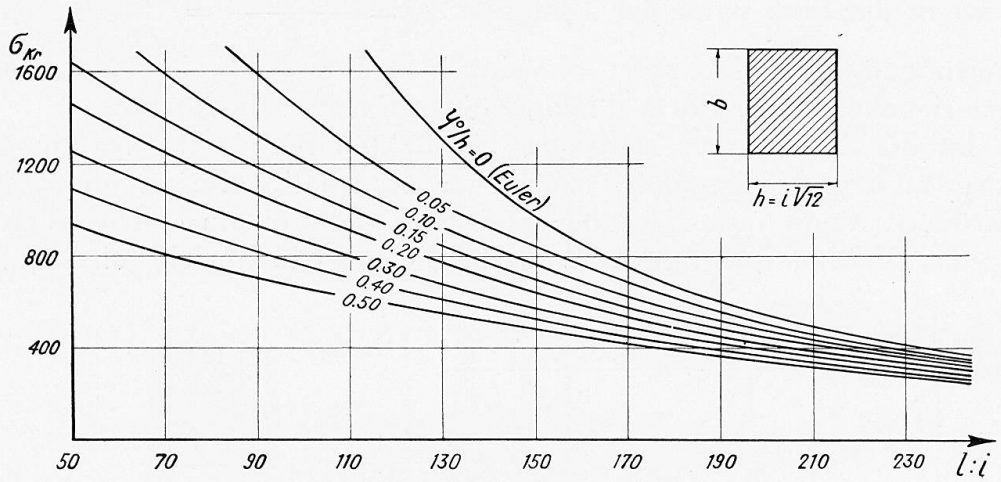


Fig. 7.

der Querbelastung entstehen würde. Bei der Bemessung derartiger Stäbe muss in jedem Einzelfalle wohl erwogen werden, ob die auftretende Achsialkraft oder die Querbelastung oder beide Wirkungsgrössen gemeinsam mit der Sicherheitszahl multipliziert werden müssen.

Im Anschluss an diese Ausführungen sei mir eine Bemerkung zu der von Roš-Brunner angegebenen Lösung (Fig. 30 des Referates) erlaubt. Das Roš-Brunner'sche Verfahren setzt hier implicite voraus, dass die Querbelastung die gleiche Momentenverteilung hervorruft wie die achsiale Druckkraft, dass somit der Biegemomentenverlauf der Querbelastung Q ein sinusförmiger ist. Das ideelle, bei der Herleitung der Lösung als Parameter dienende Biegemoment in Stabmitte beträgt dann $M = \frac{Q\,l}{2\,\pi}$, so dass sich die gefundenen Ergebnisse, genau genommen, nicht auf den Fall einer Einzellast $H = \frac{4\,M}{l}$, sondern auf den Fall einer sinusförmig verteilten Querbelastung der Grösse $Q = \frac{2\,\pi\,M}{l}$ beziehen. Die in Fig. 30 des Referates eingezeichneten Kurven sind dann der Reihe nach mit $Q = \frac{P_k}{127{,}3}, \frac{P_k}{63{,}7}, \frac{P_k}{31{,}8}, \frac{P_k}{15{,}9}$ zu beschreiben und die Kur-

ven, die den Querlasten $Q = \frac{P_k}{200}$, $\frac{P_k}{100}$, $\frac{P_k}{50}$ und $\frac{P_k}{25}$ zugeordnet sind, liegen dementsprechend höher.

VIII) Das durch die Kurven Fig. 1-3 dargestellte Tragverhalten gedrückter Baustahlstäbe kann die Grösse der Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Baustahl grundlegend beeinflussen. Die wertvollen Ergebnisse, auf die die theoretische Untersuchung derartiger Systeme bei Berücksichtigung der Plastizität des Werkstoffes führte, sind an die Voraussetzung gebunden, dass der Widerstand der im Tragwerk vorkommenden Druckstäbe nach Erreichen der Knicklast konstant bleibt, wie dies bei einem gezogenen oder gebogenen Stab aus ideal-plastischem Material der Fall ist. Demgegenüber zeigen jedoch die Baustahlstäbe der üblichen Schlankheitsgrade schon bei geringfügigen Verkürzungen der Stabsehne einen ungemein starken Abfall des achsialen Widerstandes, der eine ganz erhebliche Ueberbeanspruchung des « stützenden Grundsystems » und damit in der Mehrzahl der praktischen Fälle ein vorzeitiges Versagen des letzteren zur Folge hat. Die im Rahmen der angeführten Theorie ermittelten « tragbaren» Lasten können aus diesem Grunde u. U. um 40 % zu gross sein.

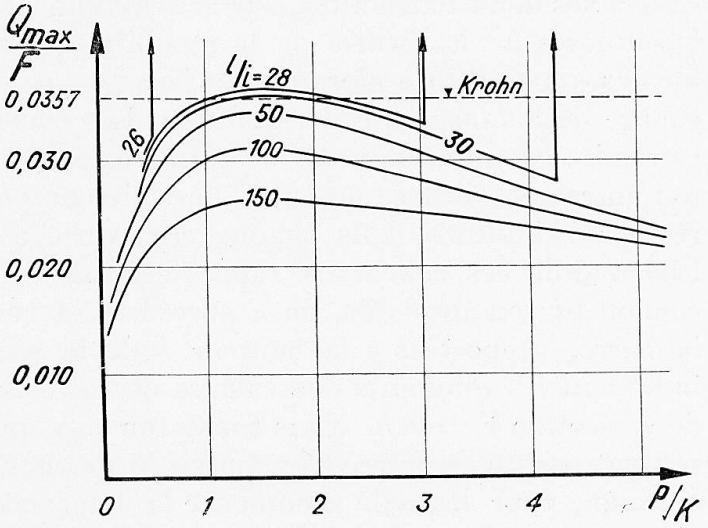


Fig. 8.

Abschliessend sei noch erwähnt, dass ich im angeführten Manuskript auch das Stabilitätsproblem des Rahmenstabes einer exakten, (die Nachgiebigkeit der Querverbindungen berücksichtigenden) Lösung zugeführt und ein Verfahren zur Bemessung der Querverbindungen entwickelt habe, das im Wesen dem von Prof. Roš geschilderten Verfahren gleicht.

In Fig. 8 ist der gefundene Zusammenhang zwischen der grössten, vor dem Zusammenbruch des Stabes auftretenden Querkraft, dem Schlankheitsgrad und dem Exzentrizitätsmass für Stäbe mit Rechtecksquerschnitt dargestellt. Wir erkennen, dass Q_{max} nur bei Stäben, deren Tragvermögen durch ein « Maximum zweiter Ordnung » begrenzt ist, wesentlich über den Krohn'schen Wert ansteigt. Um von der Baustahlsorte unabhängig zu sein, können wir (da Q_{max} im allg. nicht mehr als im Mass der Quetschgrenze σ_Q wächst) anstelle der Krohnformel allgemeiner z. B. $Q_{max} = \frac{\sigma_Q}{75} \cdot F$ schreiben und die Querverbindungen, sofern für sie nicht die Bruch- sondern die Fliessgrenze als massgebend angesehen wird, unmittelbar für $Q_{max} = \frac{\sigma_{zul}}{75} \cdot F$ auf « zulässige Spannung » bemessen.

Traduction [1].

Qu'il me soit permis d'ajouter quelques remarques complémentaires aux rapports de MM. les Professeurs Karner et Roš, rapports d'ailleurs si importants, tant du point de vue théorique que du point de vue pratique. Ces considérations sont extraites du manuscrit, actuellement prêt à être imprimé, que je consacre aux « Barres comprimées en acier de construction, Théorie de leur comportement en charge et de leurs possibilités », ce manuscrit contenant les solutions théoriques rigoureuses des différents problèmes d'équilibre que posent les barres comprimées en acier de construction. Les résultats qui sont indiqués dans les lignes qui suivent ont été déterminés en partant de cette hypothèse que la section de la barre est rectangulaire et que le diagramme tensions-allongements concorde avec celui qui a été employé par Roš-Brunner [2].

I. — Si l'effort de compression P est appliquée axialement à une barre reposant à ses deux extrémités, sur articulations, sur des appuis et si l'on part des hypothèses de la théorie de la stabilité, qui nous ramènent à des conditions idéales, on peut dire alors que la barre ne se déforme qu'après avoir atteint la charge de flambage d'Euler-Kármán. Les courbes de la figure 1 permettent de se rendre compte comment la résistance de la barre dans la direction axiale (ou autrement dit, comment l'effort de compression « P_{Gl} » nécessaire pour réaliser l'équilibre, dans chaque cas) varie avec la déformation de la barre. Chacune de ces courbes se rapporte à une valeur indiquée du degré d'élancement l/i; en abscisses, on a porté les déformations latérales y_0 du milieu de la barre, rapportées à la hauteur h de la section, tandis que les ordonnées indiquent les quotients des valeurs de la résistance de la barre par la surface de sa section $F = b.h$. Nous constatons que pour toutes les barres qui ne présentent pas un caractère trop massif, trop trapu, la charge de flambage d'Euler-Kármán, pour laquelle commence la déformation, représente la limite supérieure théorique de la capacité de charge. La chute de la capacité de charge est tout particulièrement accusée pour les degrés de finesse voisins de $l/i = 60$; le fléchissement de la barre en cours de flambage se produit ici avec une accélération nettement croissante. Les barres qui accusent un degré d'élancement très petit se comportent d'une manière particulière. C'est ainsi que la courbe correspondant, par exemple, à $l/i = 20$ quitte l'axe des ordonnées à la hauteur de la tension de flambage de Kármán (qui se trouve déjà ici juste au-dessous de la limite d'écoulement $\sigma_Q = -2700\ \mathrm{kg/cm^2}$); elle descend quelque peu, puis monte au-dessus de la limite de compression jusqu'à la valeur :

$$\frac{\max P_{Gl}}{F} = 2900\ \mathrm{kg/cm^2}$$

pour retomber ensuite définitivement.

---

1. L'auteur ayant été empêché de présenter lui-même son Mémoire au Congrès de Paris, celui-ci a été lu par M. le Prof. Dr. L. Karner, Secrétaire général.

2. Dans les travaux qu'ils ont déjà publiés antérieurement, Roš-Brunner définissent la limite de proportionnalité par les coordonnées $\sigma_p = 1900\ \mathrm{kg/cm^2}$, $\varepsilon_p = 0{,}086\ ‰$. Le module d'élasticité ainsi déterminé pour le matériau considéré $E = 1{,}9/0{,}00086 = 2210\ \mathrm{t/cm^2}$ ne concorde pas avec la valeur $E = 2150\ \mathrm{t/cm^2}$ indiquée dans le rapport.

Une barre ayant un degré de finesse $l/i = 20$ accuserait donc une légère déformation après avoir atteint la charge de flambage de Kármán, pour revenir toutefois à un état de repos après une déformation $y_o = 0,04\ h$; elle supporterait alors une augmentation de charge pouvant aller jusqu'à

$$\max P_{GI} = 2900\ F$$

Pour des barres présentant un caractère trapu aussi nettement prononcé, la limite supérieure de la capacité de charge n'est donc pas définie par la limite de stabilité de Kármán (point de bifurcation de l'état d'équilibre), mais par la valeur de la résistance de la barre ainsi désignée sous le terme de « maximum secondaire », qui est atteinte pour un état de déformation peu accusée et qui se trouve ici au-dessus de la limite d'écoulement du matériau et par suite également au-dessus du point de bifurcation. Nous désignerons l'état d'équilibre pour cette limite supérieure de capacité de charge comme « état critique » et la valeur

$$\sigma_{kr} = \frac{\max P_{GI}}{F}$$

comme tension de compression moyenne « critique » pour la barre trapue soumise à une compression axiale.

II. — Si l'effort de compression P est appliqué excentriquement avec une excentricité très faible

$$p = \frac{k}{8} = 0,021\ h$$

la barre subit un fléchissement sous l'action de la charge croissante et constitue un état d'équilibre que traduisent les courbes de la figure 2. Ces courbes, qui sont caractérisées par le degré de finesse indiqué, accusent des maxima dont les ordonnées donnent les contraintes de compression moyennes critiques

$$\sigma_{kr} = \frac{\max P_{GI}}{F}$$

et permettent de déterminer les valeurs maxima des contraintes supportées par la barre. Suivant l'allure de ces courbes, nous distinguons deux sortes de maxima, que nous désignons comme de « premier ordre » et de « second ordre » et qui, pour la courbe correspondant à $l/i = 24,5$, sur la fig. 2, se trouvent au même niveau. Toutes les courbes tracées pour $\frac{l}{i} = 40$ à $\frac{l}{i} = 180$ accusent exclusivement des maxima de premier ordre, tandis que sur les courbes qui correspondent à $\frac{l}{i} < 24,5$ le maximum de premier ordre accuse un recul ; le maximum de second ordre, étant le plus élevé, intervient principalement pour la détermination de la limite de capacité de charge ; ce maximum de second ordre coïncide avec l'affaiblissement relatif de la résistance de la barre, affaiblissement qui se manifeste lorsque les contraintes de tension dans les fibres périphériques au sommet de la barre traversent la zone d'écoulement, tandis que les contraintes de compression sur les fibres internes se trouvent déjà largement engagées dans la zone de reprise des possibilités de résistance. Si nous recherchons, par exemple, de quelle manière se comporte

une barre accusant le très faible degré de finesse de $l/i = 18$, nous constatons, sur la courbe correspondante de la figure 2, que pour le régime de charge :

$$\frac{P_{GI}}{F} = 2510 \text{ kg/cm}^2$$

(maximum de premier ordre), la barre subit un faible accroissement de fléchissement, mais qu'elle se rétablit immédiatement et est alors susceptible de supporter un accroissement de charge allant jusqu'à

$$\sigma_{kr} = \frac{\max P_{GI}}{F} = 2820 \text{ kg/cm}^2$$

Ce n'est que sous l'influence de cette charge élevée, qui se trouve déjà au-dessus de la charge de compression F. σ_Q que la capacité de charge de la barre s'effondre définitivement ; la déformation atteint seulement, à cet instant critique, la valeur de $y_o = 0,12\ h$.

La figure 3 représente de même la manière dont se comportent les barres lorsque l'effort de compression est appliqué par l'intermédiaire d'un bras de levier important $p = 2\ k = h/3$. Nous pouvons, ici encore, distinguer nettement les maxima de « premier » et de « second » ordre ; les premiers indiquent les possibilités de charge pour toutes les barres dont le degré de finesse est $\frac{l}{i} \geqq 28$ tandis que les deuxièmes donnent les capacités de charge des barres très massives ou trapues. La courbe en traits discontinus, jusqu'à laquelle toutes les courbes indiquées ont été tracées, définit la limite des recherches effectuées et correspond à tous les états d'équilibre pour lesquels la contrainte de tension maximum à la périphérie de la barre atteint la valeur de $\sigma_z = + 4000$ kg/cm² (on se trouve alors au voisinage de la résistance statique à la traction pour le matériau étudié). En dehors de la limite ainsi définie, les courbes accuseraient une chute très accentuée et les allongements sur le côté extérieur arrivent rapidement au voisinage des valeurs correspondant à la rupture ; la manière dont les barres se comportent dans cette région est pratiquement et théoriquement sans intérêt.

III. — Le diagramme de la figure 4 indique les possibilités de charge, telles qu'elles ont été déterminées rigoureusement, pour les barres en acier de construction soumises à une compression excentrique ; il est à comparer avec le résultat que donne l'excellente théorie d'approximation de Roš-Brunner (figure 6 de leur rapport). Les courbes qu'il comporte se rapportent au degré d'excentricité indiqué p/k de l'application de l'effort et déterminent la relation fonctionnelle entre la valeur maximum $\sigma_{kr} = \frac{\max P_{GI}}{F}$ de la contrainte moyenne de compression supportée et le degré de finesse l/i de la barre. Chacune des courbes se compose de deux branches, qui se raccordent sur la courbe tracée en traits discontinus ; la branche la plus longue, qui est faiblement inclinée, correspond à tous les états critiques qui sont conditionnés par l'arrivée à un maximum de premier ordre, tandis que la branche courte, se relevant très rapidement, correspond aux maxima de second ordre. La zone ainsi définie par ces maxima de second ordre coupe, ainsi qu'on le voit, le niveau correspondant

à la limite d'écoulement $\sigma_{kr} = \sigma_Q = -2700$ kg/cm^2 et définit donc également des états critiques correspondant à des régimes de charge qui se trouvent au-dessus de la charge limite de compression. Plus ces branches inclinées se rapprochent de la ligne de démarcation des essais effectués, plus faibles sont les valeurs extrêmes de la résistance de la barre et plus élevées sont les contraintes se manifestant à l'état critique ; tous les points situés à gauche et en dehors de cette ligne de démarcation correspondent à des barres qui ne manifestent aucun état critique, c'est-à-dire aucun maximum accusé de résistance, sous l'influence de charges appliquées excentriquement et croissantes jusqu'à une contrainte de traction $\sigma_z = +4000$ kg/cm^2 sur la périphérie de la barre ; ces barres se rapprochent, en ce qui concerne la manière dont elles se comportent, de barres en acier de construction qui seraient soumises à des flexions par charges transversales.

Les courbes de la figure 4, qui correspondent à différents degrés d'excentricité, ont été établies en supposant une répartition des tensions, parallèlement à la courbe de déformation de l'acier de construction. On peut remarquer que ces répartitions des contraintes restent non influencées par la loi de décharge linéaire jusqu'à ce que l'on arrive à l'état critique [1] lorsque le degré d'excentricité n'est pas plus faible que $\frac{p}{k} =$ env. 1/8 et que la force de compression croît, à sa position d'excentricité, à partir de zéro. Si l'on reporte ces conditions de répartition de contraintes sans décharge, purement et simplement, dans le cas de $\frac{p}{k} = 0$ on obtient la courbe tracée en traits discontinus, qui porte le nom de courbe d'Engesser et qui ne présente une importance qu'autant qu'elle constitue la courbe limite supérieure de la famille. La courbe valable du point de vue théorique et correspondant à une application axiale de la charge $p/k = 0$ a été tracée en entier sur la figure 4 ; elle se compose, dans la zone $l/i \geqq 107,1$ de l'hyperbole d'Euler, dans la zone $23,8 \leqq l/i < 107,1$ de la courbe de Kármán et dans la zone $l/i < 23,8$ de la courbe correspondant aux maxima de deuxième ordre de la résistance de la barre, qui possède une allure ascendante rapide ; les deux dernières branches de la courbe se trouvent d'ailleurs isolées de la famille elle-même, car pour leur détermination, il faut partir d'une répartition modifiée des contraintes, répartition influencée par la loi de décharge. En ce qui concerne la manière dont se comportent les barres qui sont seulement chargées axialement dans l'acception proposée, sans toutefois satisfaire aux conditions idéales de la théorie de la stabilité, je renverrai à mon manuscrit.

IV. — Pour le calcul des barres soumises à une charge de compression excentrique, en acier de construction, je propose l'adoption de la méthode dite « méthode β ». On rapporte les ordonnées des différentes courbes représentées

---

1. Dans son Rapport à la deuxième Réunion Internationale de Vienne (page 344, fig. 48) le Professeur Roš arrive à une conclusion opposée, probablement par suite d'une erreur ; les contraintes de compression à la périphérie de la barre sont déjà déchargées, avant que la limite d'élasticité soit atteinte, de sorte qu'il se produit bien une inversion des contraintes, mais aucune « décharge des fibres » après passage à l'état plastique.

sur la figure 4 aux ordonnées de la courbe des contraintes de flambage d'Euler-Kármán et on exprime la contrainte de compression critique moyenne de la barre comprimée excentriquement comme constituant une fraction $1/\beta$ de la contrainte de flambage (point de bifurcation de l'état d'équilibre), valable pour la même barre en supposant une application axiale de la charge. Les valeurs du rapport $\beta = \frac{\sigma_k}{\sigma_{kr}}$ ainsi déterminées à partir de la solution rigoureuse ont été rassemblées dans le tableau annexé au présent Rapport. Si maintenant on applique au calcul de la barre comprimée excentriquement un coefficient ν de sécurité, l'effort de compression maximum qui se manifeste dans la barre répond à la condition :

$$\frac{P}{F} \leqslant \frac{\sigma_{kr}}{\nu} \qquad \text{ou} \qquad \frac{P}{F} \leqslant \frac{\sigma_k}{\beta\,\nu}$$

relation qui prend la forme simple suivante, après introduction du coefficient de flambage bien connu $\omega = \frac{\nu \cdot \sigma_{zul}}{\sigma_k}$:

$$\beta . \omega . \frac{P}{F} \leqslant \sigma_{zul}$$

Le coefficient β exprime alors la diminution que subit la capacité de la barre par suite de l'application excentrée de la charge ; si pour $l/i \geqq 24$, le degré d'excentricité de l'application de la charge disparaît, β tend vers 1. Le coefficient de sécurité ν concorde, dans cette méthode de calcul, avec le coefficient de sécurité au flambage et ne s'exprime pas directement par un chiffre ; de même que la contrainte de flambage σ_k qui sert de base à l'application de la méthode, il est compris implicitement dans la valeur du coefficient de flambage ω qui répond aux prescriptions officielles. Les tables donnant β doivent, de même que celles qui donnent ω, être établies pour toutes les sortes d'aciers de construction normalisés ; pour l'acier St. 37 et pour les sortes quelque peu supérieures, on peut se servir directement de la table ci-jointe. Si, ainsi que le Professeur Karner le préconise à juste titre dans son Rapport d'Introduction (Voir Publication Préliminaire, page 51) la méthode de calcul doit permettre de satisfaire dans les conditions rigoureuses aux conditions de contrainte périphérique courantes des barres trapues :

$$\frac{P}{F} + \frac{M}{W} \leqslant \sigma_{zul}$$

les valeurs officiellement prescrites pour β ne doivent alors pas descendre au-dessous de la valeur suivante :

$$\min \beta = \left(1 + \frac{p}{k}\right) : \omega$$

dans la zone des faibles degrés de finesse. Dans la détermination des valeurs de ω prévues en Allemagne, les valeurs de β indiquées dans notre tableau pour $\frac{p}{k} = 0,5 - 2,0 -$ et $4,0$ dans la zone des degrés de finesse $l/i < 40$ ou $l/i < 57,5$ ou $l/i < 65$ doivent être remplacées par ce minimum de β.

V. — La solution « standard » du problème, telle qu'elle fait l'objet de la figure 4, suppose une section rectangulaire de la barre, des bras de levier égaux des deux côtés et une articulation libre de frottement aux deux extrémités de la barre. Afin d'étudier l'influence de la forme de la section sur la valeur de la charge critique, j'ai rassemblé les sections que l'on peut considérer comme les plus intéressantes en construction métallique en 5 groupes et pour chacun de ces groupes, j'ai développé la solution rigoureuse du problème pour les cas de charge $\sigma_{kr} = 1000$ et 1900 kg/cm². J'ai pu constater que notre solution « standard » pouvait être appliquée avec une bonne approximation, même dans le calcul des barres ayant une section de forme arbitraire, à condition de prendre comme terme de comparaison pour le bras de levier d'application de la charge non pas exclusivement l'inverse du rayon mesuré du noyau k mais, suivant le groupe auquel appartient la section, k, i, ou $a = \frac{i+k}{2}$. Si nous admettons une tolérance plus large et à condition qu'elle soit encore acceptable du point de vue pratique, nous pourrons adopter uniformément la valeur $\frac{p}{k}$ comme mesure du degré d'excentricité pour des barres pleines de toutes sections. Il a été également apporté une solution rigoureuse au cas comportant l'application de la charge par l'intermédiaire de bras de levier différents soit en grandeur soit en direction ; pour $p_2 \neq -p_1$ nous pouvons considérer, à titre d'approximation, les barres correspondantes comme des barres comprimées comportant deux bras de levier de même valeur des deux côtés avec $p_m = \frac{p_1 + p_2}{2}$

En outre, j'ai étendu la théorie rigoureuse aux barres d'acier soumises à une compression excentrée et dont les extrémités comportent un encastrement élastique. Nous supposons la barre prolongée des deux côtés et répondant aux conditions d'appui d'une poutre continue à trois panneaux ; la longueur c du panneau latéral exempt de charge donne alors, sous forme du rapport $\frac{1}{c/i}$ une mesure, facile à évaluer dans la pratique de la construction, du degré d'encastrement élastique d'une barre comprimée formant un élément de la charpente. La figure 5 montre dans quelle mesure peut augmenter le degré de finesse de la barre l/i, lorsque le degré d'encastrement i/c croît, si la barre doit perdre sa capacité de charge pour le degré de charge

$$\sigma_{kr} = \frac{\max P_{Gl}}{F} = 1.500 \text{ kg/cm}^2$$

Les courbes particulières se rapportent au degré d'excentricité indiqué, introduit sous la forme $\frac{p}{i}$.

VI. — Si l'axe d'une barre soumise à une compression centrée est déjà courbé, à l'état initial, en l'absence de toute charge, suivant une forme se rapprochant d'une demi-sinusoïde admettant une flèche η_0, la barre peut former alors également un état « critique » ; le problème peut être résolu d'une manière rigoureuse, grâce à une hypothèse limitative, ne tirant toutefois pas à conséquence du point de vue pratique, en ce qui concerne

l'allure exacte de la forme initiale de cet axe. La solution obtenue est représentée sur la figure 6, les courbes particulières, de même que dans la figure 4, traduisent la relation entre le degré de finesse de la barre et la contrainte de compression moyenne la plus élevée possible (critique) ; ces courbes se rapportent aux valeurs indiquées pour la déformation initiale au sommet $\frac{\eta_0}{h}$. Si nous appliquons cette solution au calcul de la capacité de charge des poutres en arc en acier, élancées, à trois articulations et comportant de faibles flèches, nous constatons que l'observation des exigences normales dans le cas du calcul des arcs ne suffit pas à assurer la sécurité voulue contre les possibilités d'arriver à « l'état critique » sous l'influence d'une charge s'exerçant sur un demi-côté.

VII. — Considérons maintenant une barre en acier de construction de forme prismatique, ayant à supporter outre une charge de compression centrée, une charge transversale répartie d'une manière à peu près sinusoïdale et ayant une valeur totale Q ; le problème d'équilibre correspondant peut recevoir une solution rigoureuse, pour autant que la répartition exacte de l'intensité de la charge transversale est susceptible de se prêter à une hypothèse initiale limitative. De même que dans les figures 4 et 6, on a représenté sur la fig. 7, les courbes qui déterminent la relation établie entre la contrainte de compression critique et le degré de finesse ; l'importance de la charge transversale Q est exprimée par la contrainte de flexion idéale périphérique, calculée d'après Navier :

$$\sigma_b = \frac{M_o}{W}$$

et qui existerait effectivement au milieu de la barre si cette influence transversale agissait seule. Dans le calcul de ce type de barres, il importe de déterminer avec certitude, dans chaque cas particulier, si la contrainte axiale seule, ou bien la charge transversale seule doit être multipliée par le coefficient de sécurité, ou éventuellement les deux grandeurs ensemble.

Qu'il me soit permis d'ajouter ici une remarque au sujet de la solution indiquée par Roś-Brunner (figure 30 de leur rapport). La méthode de Roš-Brunner suppose ici implicitement que la charge transversale provoque une même répartition des moments que la contrainte de compression axiale, de telle sorte que la courbe des moments de flexion, de même que la courbe de répartition de la charge transversale Q, sont toutes deux des sinusoïdes. Le moment fléchissant idéal au milieu de la barre, intervenant dans la solution comme paramètre, atteint alors $M = \frac{Q\,l}{2\pi}$ de telle sorte que, rigoureusement parlant, les résultats obtenus ne se rapportent pas au cas d'une charge unique $H = \frac{4\,M}{l}$ mais au cas d'une charge sinusoïdalement répartie et ayant la valeur $Q = \frac{2\,\pi\,M}{l}$. Les courbes de la figure 30 du rapport correspondent donc, dans l'ordre, à

$$Q = \frac{P_k}{127,3} \quad \frac{P_k}{63,7} \quad \frac{P_k}{31,8} \quad \frac{P_k}{15,9}$$

et les courbes correspondant aux charges transversales :

$$Q = \frac{P_k}{200} \quad \frac{P_k}{100} \quad \frac{P_k}{50} \quad \frac{P_k}{25}$$

sont respectivement situées au-dessus.

VIII. — La manière dont se comportent les barres d'acier de construction comprimées, qui est représentée par les figures 1 à 3, peut exercer une influence primordiale sur la valeur de la capacité de charge des charpentes statiquement indéterminées en acier de construction. Les résultats remarquables auxquels conduisit l'étude théorique de ces systèmes en faisant intervenir la plasticité du matériau, sont basés sur cette hypothèse que la résistance des barres comprimées de la charpente reste constante lorsque l'on a atteint la charge de flambage, ainsi que c'est le cas pour une barre tendue qui serait constituée par un matériau idéalement plastique. Par contre, les barres en aciers de construction présentant les degrés de finesse courants accusent une diminution considérable de la résistance axiale, même pour de faibles raccourcissements de la corde de la barre, ce qui a pour conséquence une majoration très notable de la contrainte du système de « renforcement », et, en pratique, dans la majoration des cas, une mise hors service prématurée de ce dernier. Les charges « possibles » telles qu'elles sont déterminées dans le cadre de la théorie proposée peuvent donc, pour cette raison, être dans certains cas trop fortes de plus de 40 %.

Signalons encore pour terminer que dans le manuscrit auquel j'ai fait allusion, j'ai apporté également au problème de la stabilité des barres en châssis une solution exacte, tenant compte de la flexibilité des assemblages transversaux ; j'ai également développé une méthode de calcul des assemblages transversaux, qui présente une similitude de principe avec celle qui a été indiquée par le Professeur Roš.

La figure 8 indique la relation trouvée entre la charge transversale maximum mise en jeu avant la mise hors service de la barre, le degré de finesse et le degré d'excentricité, pour des barres de section rectangulaire. Nous remarquons que Q_{max} ne s'élève au-dessus de la valeur de Krohn d'une manière sensible que pour les barres dont la capacité de charge est limitée par un « maximum de second ordre ». Pour rendre la question indépendante de la catégorie d'acier de construction (et comme en général, Q_{max} ne subit pas un accroissement relatif plus important que la limite d'écoulement à la compression σ_Q) nous pouvons substituer d'une manière générale à la formule de Krohn, par exemple, la relation $Q_{max} = \frac{\sigma_Q}{75} \cdot F$ et calculer les conditions transversales directement pour $Q_{max} = \frac{\sigma_{zul}}{75} \cdot F$ d'après la « contrainte admissible ».

M. BROSZKO,
Professor an der Technischen Hochschule, Warschau.

1. — Der vom Generalsekretariat der Internationalen Vereinigung für Brükkenbau und Hochbau anlässlich der Pariser Tagung herausgegebene Vorbericht [1] enthält zwei Referate [2], in denen auf das Knicken prismatischer Stäbe bei zentrischem Lastangriff näher eingegangen wird. Das gleiche Thema bildete bekanntlich auch auf dem vor vier Jahren in Wien abgehaltenen Brückenbaukongress den Gegenstand der Verhandlungen. Mit Rücksicht auf die sehr erheblichen Meinungsverschiedenheiten, die im Verlaufe dieser Verhandlungen zu Tage getreten, und im Wiener Kongressbericht [3] zum Ausdruck gekommen sind, musste die Einstellung der beiden vorangeführten Referate zu den in Wien aufgerollten strittigen Fragen von vornherein ein ganz besonderes Interesse erwecken. Eine klare Stellungnahme zu den letzterwähnten Fragen durfte dabei umso mehr erwartet werden, als die Wiener Diskussion über das Knickproblem von dem damaligen Referenten mit einem Gutachten [4] über die erzielten Diskussionsergebnisse abgeschlossen wurde, dessen Inhalt kaum geeignet ist zur Klärung des umstrittenen Problems beizutragen. Denn die, den Kernpunkt dieses Gutachtens bildende mathematische Begründung [5] der Engesser-v. Kármán'schen Knicktheorie [6] ist infolge eines offenkundigen Versehens, mit Rechenfehlern behaftet [7] und weist überdies die Eigentümlichkeit auf, dass nach der Beseitigung der Rechenfehler ein Ergebnis erhalten wird, welches sich in direktem Widerspruch mit der zu beweisenden These befindet.

In dem Pariser Vorbericht vermisst man indessen eine Berichtigung der vorerwähnten, unbestreitbar unrichtigen Beweisführung, sowie der Folgerungen, welche aus der letzteren von dem Wiener Referenten gezogen wurden. Diese Unterlassung, im Verein mit der Nichtberücksichtigung der neuesten Ergebnisse der experimentellen [8] und der theoretischen [9] Forschung,

---

1. Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Erster Kongress. Paris, 1932. 19. Mai-25. Mai. Vorbericht.

2. L. Karner, « Stabilität und Festigkeit von auf Druck und Biegung beanspruchten Bauteilen ». Einleitendes Referat. Vorbericht S. 17/39.

M. Roš, « La stabilité des barres comprimées par des forces excentrées ». Vorbericht S. 57/93.

3. Bericht über die II. Internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau. Wien, J. Springer, 1929. S. 282/346.

4. Ebenda. S. 338/346.

5. Ebenda. S. 338/340.

6. Th. v. Kármán, Untersuchungen über Knickfestigkeit. Mitt. üb. Forschungsarbeiten a. d. Geb. d. Ingenieurwesens. Heft 81. Berlin, 1910.

7. Bericht über die II. Internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau. Wien, J. Springer, 1929. S. 340. Zeile 11. sowie Zeile 17. von oben. Der Fehler besteht in der irrtümlichen Einführung des Kármánschen Knickmoduls T_k an Stelle des von ihm stets verschiedenen Engesserschen Knickmoduls T.

8. W. Rein, Versuche zur Ermittlung der Knickspannungen für verschiedene Baustähle. Berlin, J. Springer, 1930.

9 a. M. Broszko, « Ueber die allgemeine Lösung des grundlegenden Knickproblems ».

kann irreführend wirken. Denn der Leser des Pariser Vorberichtes könnte unter den gegebenen Umständen den Eindruck gewinnen, dass sämtliche gegen die Engesser-v. Kármán'sche Theorie vorgebrachten Einwände durch die Darlegungen des Wiener Referenten widerlegt worden seien[1]. Ein erneutes Eingehen auf diese Einwände erscheint daher durchaus erforderlich, zumal die letzteren einer genaueren und ausführlicheren Begründung bedürfen [2].

2. — Der Engesser-v. Kármán'schen Knicktheorie liegen drei physikalische Annahmen zugrunde, und die Unhaltbarkeit dieser Theorie ist dadurch bedingt, dass eine von den vorerwähnten Grundannahmen sich im Widerspruch mit den gesichertsten Erfahrungstatsachen befindet.

In den beiden ersten Engesser-v. Kármán'schen Grundannahmen wird die Behauptung ausgesprochen, dass sowohl im Gebiet der elastischen, als auch in demjenigen der plastischen Formänderungen

I) die ebenen Querschnitte des nicht ausgebogenen Druckstabes nach dessen unendlich schwacher Ausbiegung eben bleiben,

II) der funktionale Zusammenhang zwischen den durch Biegung verursachten spezifischen Längenänderungen der Stabfaserelemente und den zugehörigen Spannungen der gleiche ist wie beim reinen Druck-Zugversuch.

Das Zutreffen dieser Annahmen unterliegt keinem Zweifel [3]. Zur eindeutigen Lösung des Problems reichen aber dieselben nicht aus, weil die zweite Grundannahme keine eindeutige Angaben über die Form des funktionalen Zusammenhanges enthält, der zwischen den spezifischen Längenänderungen und den zugehörigen Spannungen im Querschnitt eines ausgebogenen Druckstabes besteht. Zwecks Herstellung einer eindeutigen Form des letzterwähnten funktionalen Zusammenhanges wurde von Engesser zuerst angenommen [4], dass dieselbe durch den Verlauf des Druckstauchungsdiagramms gegeben sei. Auf einen diesbezüglichen Einwand Jasinski's [5] wurde aber von

---

Verhandlungen des 3. Internationalen Kongresses für Technische Mechanik. Stockholm, 1930. Band III. S. 51/59.

9 b. M. Broszko, « Beitrag zur allgemeinen Lösung des Knickproblems ». Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Zürich, 1932. Erster Band. S. 1/8.

1. Von der Ueberzeugung geleitet. dass die Richtigkeit der Engesser-v. Kármánschen Theorie durch den letzterwähnten Beweis erwiesen sei, hat Prof. F. Hartmann, Wien unlängst an mehreren Beispielen darzulegen versucht, dass die mit den Vorstellungen dieser Theorie unverträglichen Forschungsergebnisse eo ipso unrichtig sein müssen (s. Z. d. Oesterr. Ing.- u. Arch.-Ver. 84, 1932, S. 165.). Die kleine Schrift Hartmanns gewährt einen so klaren Einblick in den Ideenkreis und in die Gedankengänge eines überzeugten Verfechters der Engesser-v. Kármánschen Theorie, dass das Durchlesen derselben allen sich mit dem Knickproblem näher befassenden Ingenieuren wärmstens empfohlen werden kann. (Anm. b. d. Drucklegung).

2. Diese Einwände sollen ausserdem dadurch eingeschränkt werden, dass die formelle Richtigkeit der mathematischen Herleitung der Kármánschen Knickformel vorbehaltslos zugegeben wird.

3. Das genaue Zutreffen der ersten Grundannahme auch im Falle der plastischen Verformung ist von Grüning und Domke auf theoretischem Wege exakt bewiesen worden. Die zweite Grundannahme ist aber an und für sich einleuchtend.

4. Z. d. Hannoverschen Ing.- u. Arch.-Ver. 35/1889/S. 455.

5. Schweiz. Bauztg. 25/1895/S. 172.

Engesser seine ursprüngliche dritte Grundannahme später durch den folgenden Ansatz ersetzt [1], der daraufhin auch von v. Kármán übernommen wurde :

III) Die Form des funktionalen Zusammenhanges $\sigma = F(\varepsilon)$, welcher während der Ausbiegung des Druckstabes zwischen der in einem Querschnittspunkte wirkenden Spannung σ und der zugehörigen spezifischen Verkürzung ε besteht, ist an der Biegedruckseite durch den Ast *ca* des Druckstauchungsdiagrammes Abb. 1, an der Biegezugseite dagegen durch die Gerade *cb* gegeben, die zu dem geradlinigen Teil *Op* des vorerwähnten Diagramms parallel verläuft. Der funktionale Zusammenhang $\sigma = \Phi(\varepsilon)$, welcher die

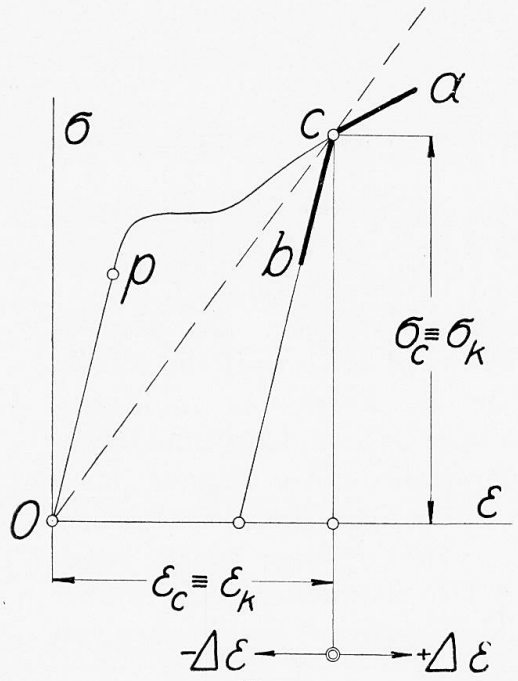


Fig. 1.

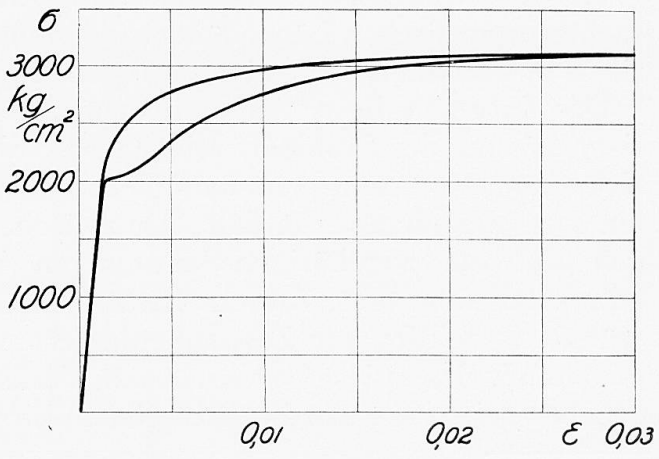


Fig. 2.

Abhängigkeit der in verschiedenen Querschnittspunkten gleichzeitig wirkenden Spannungen σ von den zugehörigen spezifischen Verkürzungen ε angibt, ist infolgedessen während der Ausbiegung des Druckstabes jederzeit durch den Linienzug *bca* bestimmt.

Durch die Einführung dieses Ansatzes wurde zwar das den Urhebern der Engesser-v. Kármánschen Theorie [2] vorschwebende Ziel erreicht. Denn der ergänzende Ansatz (III) reicht im Verein mit der Grundannahme (I) zur eindeutigen Bestimmung der Spannungsverteilung vollkommen aus. Es wurde aber von Engesser und v. Kármán bei der Einführung dieses Ansatzes ausser Acht gelassen, dass er mit der richtigen Annahme (II) unvereinbar ist.

Die Ursache der Unvereinbarkeit des Ansatzes (III) mit der Grundannahme (II) wird sofort klar, wenn man die in der Abb. 2 dargestellten Ewingschen Versuchsergebnisse [3] ins Auge fasst. Denn aus dieser Abbildung ist ersicht-

1. Schweiz. Bauztg. 26/1895/S. 26.

2. Als eigentlicher Urheber der Engesser-v. Kármánschen Knicktheorie ist neben Engesser in erster Linie Jasinski zu nennen.

3. I. A. Ewing, The strength of materials. Cambridge, 1914. S. 42.

lich, dass die Form des funktionalen Zusammenhanges, welcher zwischen der Spannung und der spezifischen Längenänderung eines achsial belasteten Stabes besteht, in hohem Grade von dem Werte der spezifischen Verformungsgeschwindigkeit abhängt [1]. Die letztere nimmt nun, bei der Ausbiegung des Druckstabes, im Bereiche einer Querschnittsebene für jede zur Biegungsebene senkrechte Faserschicht, gemäss der ersten Grundannahme, einen anderen Wert an. Infolgedessen muss die Form des funktionalen Zusammenhanges $\sigma = F(\varepsilon)$ im Bereiche einer Querschnittsebene des ausgebogenen Stabes für jede zur Biegungsebene senkrechte Faserschicht, gemäss der zweiten Grundannahme, verschieden sein. Die den Zusammenhang $\sigma = F(\varepsilon)$ darstellenden Diagrammlinien müssen daher für verschiedene Faserschichten

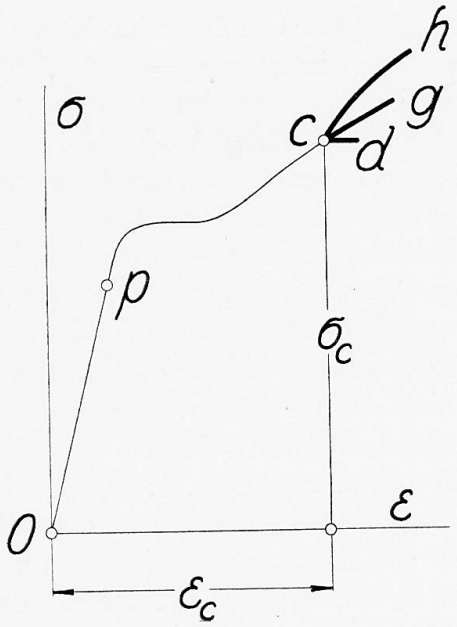


Fig. 3.

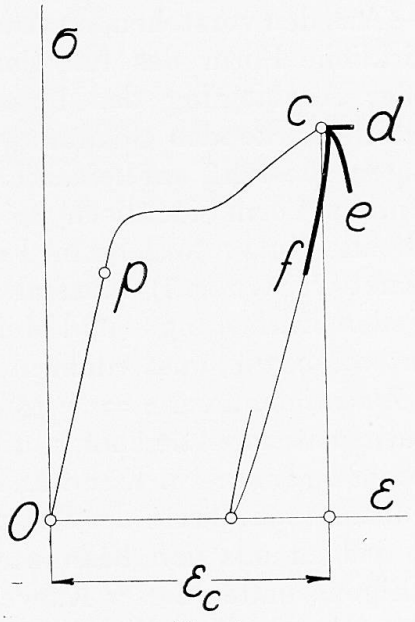


Fig. 4.

einen verschiedenen Verlauf aufweisen, und ihre Form muss sich beim Uebergang von einer Faserschicht zu der benachbarten in stetiger Weise ändern, weil ja die Verformungsgeschwindigkeit bei einem derartigen Uebergang sich in stetiger Weise ändert. An der Biegedruckseite verlaufen diese Diagrammlinien, Abb. 3. zwischen dem Diagramm *ch* der äussersten Faserschicht des Biegedruckraumes und dem Diagramm *cd* der neutralen Schicht, d. h. derjenigen Faserschicht, deren Belastungsänderung bei der Ausbiegung des Druckstabes mit der Geschwindigkeit Null vor sich geht. Diejenigen Diagrammlinien, welche den an der Biegezugseite liegenden Faserschichten zugeordnet sind, verlaufen dagegen, Abb. 4, zwischen dem Diagramm *cd* der neutralen Schicht und dem durch den abfallenden Zweig *cf* einer Hysteresisschleife gegebenen Diagramm der an der konvexen Stabseite liegenden äussersten Faserschicht. Die Gesamtheit der, den einzelnen Faserschichten im Bereich einer Querschnittsebene zugeordneten Diagrammlinien bildet daher

1. Das Verhältnis der mittleren spezifischen Verformungsgeschwindigkeiten betrug bei den Ewingschen Versuchen 1 : 5000.

eine Schar unendlich vieler, in Bezug auf ihren Verlauf unter einander verschiedener Kurven, welche den durch die Linienzüge *ch* und *cf*, s. Abb. 3 und 4, begrenzten Flächenausschnitt in stetiger Reihenfolge ausfüllen. Diese aus den Grundannahmen (I) und (II) sich ergebende Folgerung ist aber mit dem Inhalt des Ansatzes (III) unvereinbar, weil in dem letzteren nur von zwei verschiedenen Formen des funktionalen Zusammenhanges $\sigma = F(\varepsilon)$ die Rede ist, und zwar von einer an der Biegedruckseite und von einer an der Biegezugseite geltenden Form. Infolge der Unverträglichkeit mit der zutreffenden Grundannahme (II) muss daher der Ansatz (III) undebingt unrichtig sein [1]. Das gleiche gilt naturgemäss auch von der Knicktheorie, die aus der richtigen Grundannahme (I) und aus dem unrichtigen Ansatz (III) abgeleitet wurde.

3. — Aus den vorstehenden Ausführungen geht zur Genüge klar hervor, dass die wirkliche Form des funktionalen Zusammenhanges $\sigma = \Phi(\varepsilon)$, welcher nach der Ausbiegung des Druckstabes zwischen den im Stabquerschnitt gleichzeitig wirkenden Spannungen σ und den zugehörigen spezifischen Verkürzungen ε besteht, auf keinen Fall mit der durch den Linienzug *b c a*, Abb. 1, bestimmten Form identisch sein kann. Denn die diesen Zusammenhang darstellende Kurve (welche im Folgenden mit dem Namen einer « Isochrone » bezeichnet werden soll) muss allenfalls in jedem Zeitmoment je einen Punkt einer jeden Entlastungs- und Mehrbelastungscharakteristik, Abb. 4 und 3, in sich enthalten, und ausserdem muss sie ihre Gestalt mit der Zeit ändern.

Der Zusammenhang $\sigma = \Phi(\varepsilon)$ entzieht sich der exakten Wiedergabe durch eine mathematische Gleichung, und es ist nicht möglich seinen Verlauf durch eine dem Engesser-v. Kármánschen Linienzug *b c a*, Abb. 1, analoge Kurve genau abzubilden. Trotz der Unkenntnis des genauen Verlaufes der Isochrone können jedoch aus den bekannten Erfahrungstatsachen gewisse ganz allgemeine Eigenschaften dieser Kurve abgeleitet werden [9 B, Seite 73]), deren Kenntnis eine hinreichende Grundlage für die eindeutige allgemeine Lösung des grundlegenden Knickproblems abgibt. Diese Eigenschaften lassen sich zu den folgenden beiden Aussagen zusammenfassen :

III a) Im Gegensatz zu dem Engesser-v. Kármánschen gebrochenen Linienzug *b c a*, Abb. 1, weist die Isochrone keine Unstetigkeitsstelle ihrer Krümmung auf.

III b) Im Einklang mit dem Verlauf des Engesser-v. Kármánschen Linienzuges *b c a* zeichnet sich der Verlauf der Isochrone dadurch aus, dass die den einzelnen Querschnittspunkten im Augenblick des Ausknickens zugeordneten Werte der Grösse $\tilde{E} = \frac{\sigma}{\varepsilon}$ ihr Maximum $\tilde{E}_K = \frac{\sigma_K}{\varepsilon_K}$ in der neutralen Schicht aufweisen, und mit der wachsenden Entfernung von der letzteren abnehmen [2].

Die auf Grund der Annahmen (I), (III a) und (III b) für den Fall der

---

1. Die Unrichtigkeit des Ansatzes (III) macht sich schon im Verlauf des Linienzuges *b c a*. Abb. 1, bemerkbar, welch letzterer im Punkte c einen unwahrscheinlichen, dem Stetigkeitsgefühl widersprechenden Knick aufweist.

2. Mit σ_k und ε_k wurden die der Knicklast P_k zugeordneten Werte der Spannung, bezw. der spezifischen Verkürzung bezeichnet.

drehbar gelagerten Stabenden abgeleitete [1], sowohl im elastischen als auch im plastischen Bereich gültige Knickbedingung wird durch die Gleichung

$$P_K = \pi^2 \frac{(1 - \varepsilon_K)\, \tilde{E}_K\, J}{l_K^2} \tag{1}$$

ausgedrückt, in welcher J_K das kleinste Trägheitsmoment der Querschnittsfläche im Augenblick des Ausknickens und l_K die Stablänge im gleichen Augenblick bezeichnet. Diese Gleichung kann nach Einführung des auf den vorerwähnten Augenblick bezogenen Schlankheitsgrades λ_K auf die viel einfachere Form

$$\varepsilon_K = \frac{\pi^2}{\pi^2 + \lambda_K^2} \tag{2}$$

gebracht werden. Wird aber die durch die Knicklast verursachte Aenderung der Stababmessungen in der üblichen Weise vernachlässigt, so nehmen die vorstehenden Gleichungen die Form

$$P_K = \pi^2 \frac{E_K\, J}{l^2} \tag{1 a}$$

bezw.

$$\varepsilon_K = \frac{\pi^2}{\lambda^2} \tag{2 a}$$

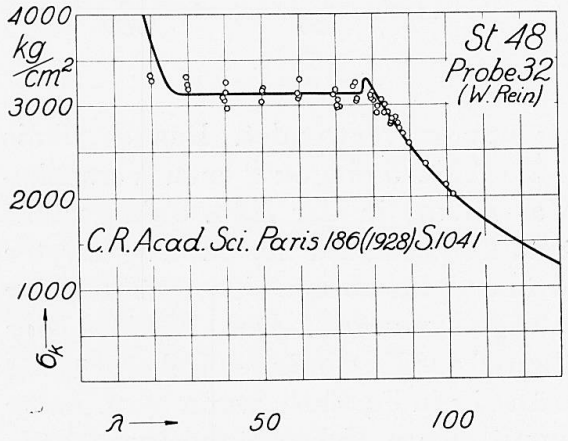


Fig. 5. — Essai = Probe = Test.

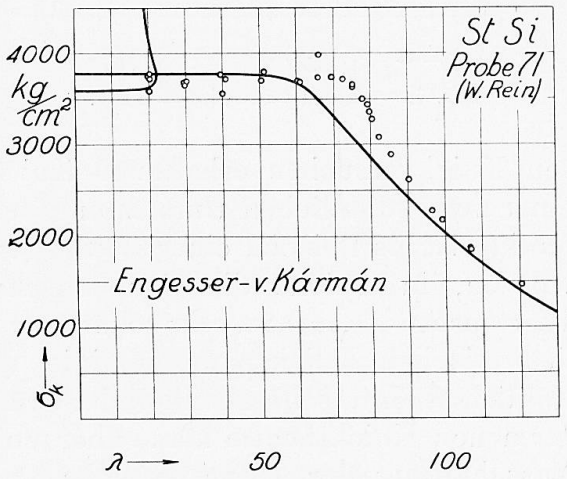


Fig. 6. — Essai = Probe = Test.

an, wobei l die Länge des nicht belasteten Stabes bezeichnet, und die Grössen J und λ dem unbelasteten Zustand des letzteren zugeordnet sind.

4. — Die überaus gute Uebereinstimmung der auf Grund der Gleichung (2 a) ermittelten theoretischen Knickspannungslinie mit den Ergebnissen der z. Zt. zuverlässigsten Dahlemer Knickversuche [2] kann aus der Abb. 5 ersehen werden, wogegen aus den Abbildungen 6 und 7 ersichtlich ist, dass die aus der Engesser-v. Kármánschen [3], und in noch höherem Grade die aus der

1. M. Broszko, « Sur le flambage des barres prismatiques comprimées axialement ». C. R. Acad. Sci. Paris 186/1928/S. 1041.
2. Siehe Fussnote 8, Seite 72.
3. » » 6, » 72.

ursprünglichen Engesserschen[1] Knicktheorie abgeleiteten Knickspannungslinien mit den vorerwähnten Versuchsresultaten sich im augenfälligen Widerspruch befinden. Die nicht unbeträchtliche Streuung der in diese Abbildungen zwecks Ueberprüfung der einschl. Knickformeln eingetragenen Versuchspunkte ist dadurch bedingt, dass Prüfstäbe aus nominell gleichartigem Material in Bezug auf ihre elastomechanischen Eigenschaften untereinander stets differieren. Der nachteilige, die Ueberprüfungsschärfe stark herabsetzende Einfluss der letzterwähnten Unterschiedlichkeit der Prüfstäbe kann einigermassen dadurch abgeschwächt werden, dass man zur Ueberprüfung des Verlaufes der theoretischen Knickspannungslinien die Mittelwerte der aus mehre-

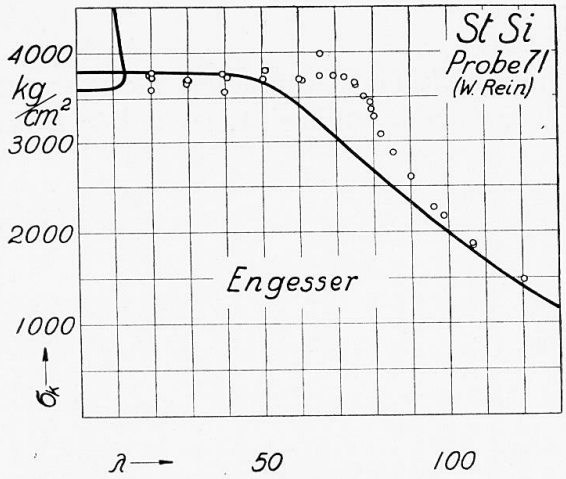


Fig. 7. — Essai = Probe = Test.

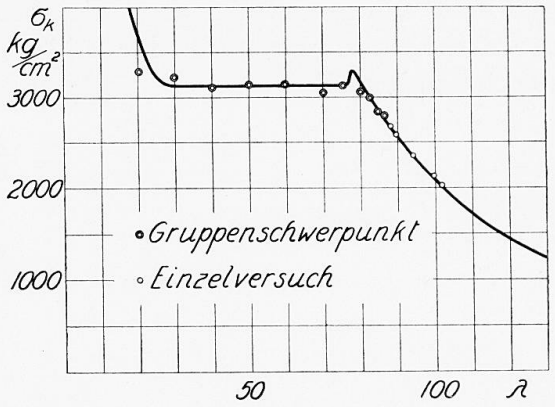


Fig. 8.

ren Knickversuchen erhaltenen Knickspannungen verwendet. Das Ergebnis einer zweckdienlichen Umordnung der in die Abb. 5 eingetragenen Versuchspunkte ist als Beispiel einer derartigen Massnahme in der Abb. 8 dargestellt worden, in welche die Gruppenschwerpunkte geeignet zusammengefasster Wertepaare (λ, σ_K) zwecks schärferer und übersichtlicherer Ueberprüfung der theoretischen Knickspannungslinie eingetragen wurden. Der Einfluss der stofflichen Unterschiedlichkeit der Prüfstäbe auf das Ergebnis der Ueberprüfung der neuen Knicktheorie käme aber vollständig in Fortfall, wenn man, unter Ausschaltung der Druckversuche, das unmittelbare Ueberprüfungsverfahren anwenden, d. h. die Werte der in die Gleichung (2) eingehenden Grössen ε_K und λ_K an Probestäben verschiedenen Schlankheitsgrades unmittelbar durch Messung bestimmen würde. Eine unmittelbare Ueberprüfung der durch die Gleichung (2) ausgedrückten Knickbedingung an Hand der vorhandenen Versuchsergebnisse ist indessen z. Zt. nicht durchführbar, weil die bisherigen genaueren Versuche durchgängig auf den von Engesser und v. Kármán gegebenen Grundlagen aufgebaut waren und in den Berichten über diese Versuche, infolge deren Einstellung, die zur unmittelbaren Ueberprüfung der Gleichung (2) erforderlichen Zahlenangaben leider nicht zu finden sind[2].

---

1. Siehe Fussnote 5, Seite 73.
2. Umfangreiche, auf die unmittelbare Ueberprüfung der Gleichung (2) abzielenden Versuche dürften im nächsten Jahre zum Abschlusse gelangen.

In den Abbildungen 9, 10 und 11 ist schliesslich gezeigt worden, dass bei gegebenem Druckstauchungsdiagramm, Abb. 10, die Knickspannungs-Schlankheitslinie, Abb. 11, ohne jede Rechnung aus dem letzterwähnten Diagramm auf Grund der Gleichung (2 a) abgeleitet werden kann, sofern nur die durch

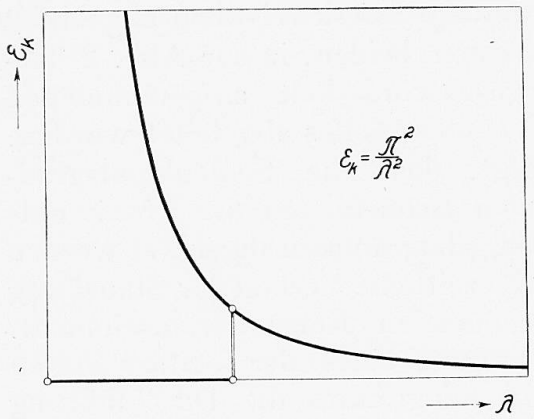


Fig. 9.

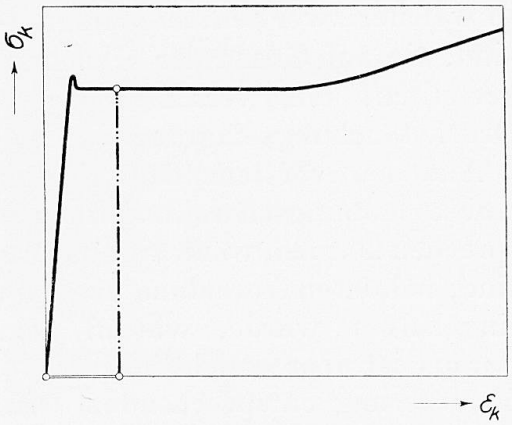


Fig. 10.

diese Gleichung bestimmte funktionale Abhängigkeit in graphischer masstäblicher Darstellung, Abb. 9 gegeben vorliegt.

5. — Für die Anwendung einer Knicktheorie ist die Kenntnis mehrerer Schlankheitsgrad-Knickspannungscharakteristiken erforderlich, die aus den Druckstauchungsdiagrammen der in Betracht kommenden Baustoffe abzuleiten sind. Es ist dabei einleuchtend, dass für einen Ingenieur, der eine in bestimmter Weise (z. B. statisch) belastete Konstruktion zu berechnen hat, die letzterwähnten Charakteristiken von einem recht problematischen Wert wären, wenn

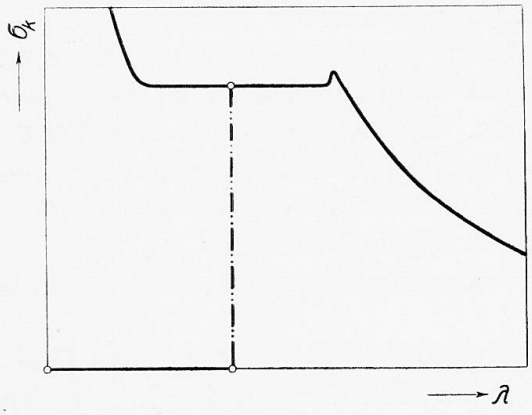


Fig. 11.

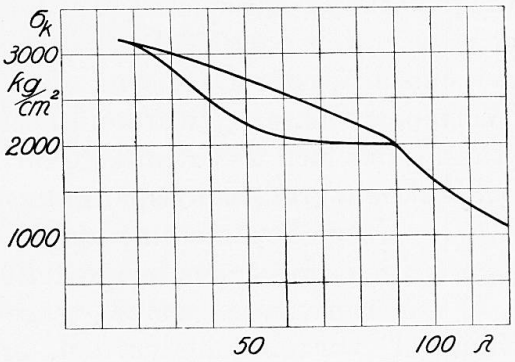


Fig. 12.

man dieselben, der bisherigen Gepflogenheit folgend, aus mit der üblichen, verhältnismässig grossen Belastungsgeschwindigkeit aufgenommenen Druckstauchungsdiagrammen ableiten würde. Denn der geometrische Verlauf des Druckstauchungsdiagramms, und daher auch der aus ihm abgeleiteten Schlankheitsgrad-Knickspannungscharakteristik hängt in hohem Grade von dem zeitlichen Verlauf der Lastaufbringung beim einschlägigen Druckversuch ab. Und zwar äussert sich der Einfluss der Zeit bei den üblichen Druckversuchen

in der Weise, dass den kleineren Belastungsgeschwindigkeiten tiefer verlaufende Druckstauchungsdiagramme entsprechen. Den tiefer verlaufenden Druckstauchungsdiagrammen sind aber tiefer verlaufende Schlankheitsgrad-Knickspannungscharakteristiken zugeordnet. Dass der Einfluss der Zeit auf den Verlauf der letzteren recht erheblich sein kann, ist aus der Abb. 12 ersichtlich, in welcher zwei Schlankheitsgrad-Knickspannungscharakteristiken abgebildet sind, die auf Grund der Gleichung (2 a) aus den beiden, in der Abb. 2 dargestellten, mit verschiedener Belastungsgeschwindigkeit aufgenommenen Druckstauchungsdiagrammen des gleichen Versuchsstoffes abgeleitet wurden.

Aus den vorstehenden Erörterungen folgt, dass die Schlankheitsgrad-Knickspannungscharakteristiken nur dann den Bedürfnissen der Praxis entsprechen können, wenn sie aus Druckstauchungsdiagrammen abgeleitet worden sind, bei deren Aufnahme ungefähr der gleiche zeitliche Verlauf der Stauchung eingehalten wurde, wie in dem zu berechnenden Konstruktionselement. Daraus ist aber ersichtlich, dass zur Gewinnung eines der letzterwähnten Anforderung entsprechenden Druckstauchungsdiagramms die Durchführung eines normalen Druckversuchs im Allgemeinen selbst dann nicht hinreichen würde, wenn dieser Druckversuch ein Dauerversuch wäre. Um zu einem funktionalen Zusammenhange $\sigma = F(\varepsilon)$ zu gelangen, der sich als Grundlage zur Ableitung einer für die Berechnung der statischen Konstruktionen brauchbaren Schlankheitsgrad-Knickspannungscharakteristik eignen würde, müsste vielmehr für jeden Baustoff eine ganze Reihe von Druckdauerversuchen an Druckstäben von gleichen Abmessungen und aus möglichst gleichartigem Material durchgeführt werden. Jeder dieser Druckstäbe würde dabei einer anderen, mit der normalen Geschwindigkeit aufgebrachten, und in der Folge konstant zu haltenden Dauerbelastung zu unterwerfen sein. Nach versuchsmässiger Ermittelung des zeitlichen Verlaufes der Stauchung während eines genügend langen Zeitintervalls würde dann für jeden dieser Druckstäbe derjenige Wert ε_{max} der spezifischen Verkürzung durch Extrapolation zu bestimmen sein, der sich nach Ablauf einer unbeschränkt langen Belastungsdauer unter der einschlägigen Belastung einstellen würde. Durch die derart ermittelten Wertepaare $(\sigma, \varepsilon_{max})$ wäre ein Druckstauchungsdiagramm besonderer Art bestimmt, das sich als Grundlage zur Ableitung einer einwandfreien « statischen » Schlankheitsgrad-Knickspannungscharakteristik eignen würde.

6. — Unter Bezugnahme auf die Wiener Diskussion über die Knickfrage soll zum Schluss folgendes festgestellt werden :

a) Die Einwände, welche gegen die mathematische Herleitung der Gleichung (1) vorgebracht wurden, erweisen sich im Hinblick auf den Inhalt der Annahmen (III a) und (III b) als unhaltbar.

b) Diese Einwände sind wohl der Ueberzeugung entsprungen, dass die Annahme eines geknickten Verlaufes der Isochrone ein unantastbares Axiom bilde [1].

1. Der Glaube an das strenge Zutreffen der v. Kármánschen Grundannahme (III) erscheint umso sonderbarer, als selbst von den Verfechtern der Engesser-v. Kármánschen Theorie der Geraden *b c*, Abb. 1, die Bedeutung einer nur angenäherten Abbildung des unteren Teiles der Spannungsverteilungskurve zugesprochen wird. Denn es ist nicht einzusehen, weshalb diese angenäherte Abbildung eben in der unmittelbaren Umgebung des

c) Das Unzutreffen der v. Kármánschen Grundannahme (III) ist an mehreren Stellen meines Wiener Diskussionsbeitrags mit Nachdruck hervorgehoben worden.

Traduction.

1. — La Publication Préliminaire [1] publiée par le Secrétariat Général de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, à l'occasion du Congrès de Paris, renferme deux Rapports [2] qui traitent d'une manière détaillée de la question du flambage des barres prismatiques sous l'influence d'une charge centrée. Le même sujet a été, comme on le sait, également traité, il y a quatre ans, au cours du Congrès de Vienne. De très notables divergences d'opinion se sont manifestées au cours des discussions et ont été exprimées d'ailleurs dans le Compte Rendu du Congrès de Vienne [3]. Les points de vue exprimés dans ces deux Rapports relativement aux questions litigieuses, traitées à Vienne, devaient ainsi éveiller un intérêt particulier. On devait d'ailleurs d'autant plus s'attendre à une attitude nette par rapport à ces questions, que le Rapporteur de ce problème à Vienne a clos les débats sur la question du flambage par un résumé des résultats de la discussion [4] qu'on ne saurait considérer comme pouvant élucider le problème litigieux. En effet, la démonstration mathématique [5] du Rapporteur sur la théorie de flambage d'Engesser-Kármán [6], qui forme la partie essentielle de ce Résumé, contient, par mégarde évidente, des erreurs de calcul [7] ; elle présente d'ailleurs, en outre, ce caractère particulier que même en éliminant ces erreurs de calcul on arrive à un résultat qui se trouve en opposition directe avec la thèse à confirmer.

Cependant dans la Publication Préliminaire au Congrès de Paris on ne trouve de rectification ni de la démonstration en question, indiscutablement erronée, ni des conclusions que le Rapporteur à Vienne a tirées de cette démonstration. Cette omission, à laquelle s'ajoute la non-considération des plus récents résul-

---

Punktes C die Spannungsverteilung genau darstellen sollte, wie dies in der Engesser-v. Kármánschen Theorie vorausgesetzt wird. (Anm. : Man beachte die in das Figurenmaterial des Roš 'schen Referates eingetragene Bezeichnung : « Cours approximatif de la courbe tension-allongement à la décharge »).

1. Association Internationale des Ponts et Charpentes, Premier Congrès, Paris, 1932, 19-25 mai. Publication Préliminaire.

2. L. Karner, « Stabilität und Festigkeit von auf Druck und Biegung beanspruchten Bauteilen ». Rapport d'Introduction, Publication Préliminaire, pages 17-39.

M. Roš, « La stabilité des barres comprimées par des forces excentrées ». Publication Préliminaire, pages 57-93.

3. Compte Rendu du 2e Congrès International de Construction des Ponts et Charpentes. Vienne, Julius Springer, éditeur, 1929, pages 282-346.

4. Ib., pages 338-346.

5. Ib., pages 338-340.

6. Th. v. Kármán, « Untersuchungen über Knickfestigkeit ». Mitteil. üb. Forschungsarbeiten a. d. Geb. d. Ingenieurwesens, nº 81, Berlin, 1910.

7. Compte Rendu du 2e Congrès International de Construction des Ponts et Charpentes. Vienne, Julius Springer, éditeur, 1929, page 340, ligne 11 et 17. L'erreur consiste dans l'introduction du module de flambage T_k de Kármán, au lieu du module T d'Engesser, qui est toujours différent du précédent.

tats qu'ont donnés la recherche expérimentale [1] et l'étude théorique [2-3], peut donner une impression erronée. En effet, le Lecteur de la Publication Préliminaire au Congrès de Paris pourrait, en l'état actuel des choses, avoir l'impression que toutes les objections soulevées contre la théorie d'Engesser-Kármán ont été réfutées dans l'exposé du Rapporteur à Vienne [4]. Il semble donc absolument indispensable de revenir encore une fois sur ces objections, d'autant plus qu'il est désirable de les asseoir sur une base plus précise et plus développée [5].

2. — La théorie du flambage d'Engesser-Kármán repose sur trois hypothèses d'ordre physique, et le caractère non défendable de cette théorie résulte nécessairement du fait que l'une de ces hypothèses de base se trouve en contradiction avec les faits d'ordre expérimental les plus certains.

Dans les deux premières hypothèses de base d'Engesser-Kármán, sont exprimées, aussi bien pour le domaine des déformations élastiques, que pour le domaine des déformations plastiques, les conceptions suivantes :

I. — Les sections planes de la barre comprimée non fléchie restent planes après une flexion infiniment faible de cette barre ;

II. — La relation fonctionnelle entre les modifications de longueur spécifiques provoquées dans les fibres élémentaires de la barre par la flexion et les contraintes correspondantes est la même que lors de l'essai de traction-compression pure.

La légitimité de ces hypothèses ne fait aucun doute [6]. Elles ne suffisent toutefois pas à permettre une solution nettement déterminée, car la deuxième hypothèse ne contient aucune indication parfaitement définie en ce qui concerne la forme de la relation fonctionnelle qui existe entre les modifications spécifiques de longueur et les contraintes correspondantes dans la section d'une barre comprimée fléchie. Dans le but d'arriver à une forme nettement déterminée pour cette relation fonctionnelle, Engesser a tout d'abord supposé [7] qu'elle

---

1. W. Rein, « Versuche zur Ermittlung der Knickspannungen für verschiedene Baustähle ». Berlin, Julius Springer, éditeur, 1930.

2. M. Broszko, « Ueber die allgemeine Lösung des grundlegenden Knickproblems ». Comptes Rendus du 3e Congrès International de Mécanique Appliquée, Stockholm, 1930, vol. III, pages 51-59.

3. M. Broszko, « Beitrag zur allgemeinen Lösung des Knickproblems ». Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, Zurich, 1932, 1er volume, pages 1-8.

4. Convaincu que l'exactitude de la théorie d'Engesser-Kármán était confirmée par la démonstration mathématique ci-dessus apportée, le Professeur F. Hartmann, de Vienne, a tenté récemment de montrer, sur plusieurs exemples, que les résultats des recherches qui se trouvaient en désaccord avec les conceptions de cette théorie étaient ipso facto inexacts (voir Zeit. d. Oesterr. Ing.- u. Arch.-Ver., 84, 1932, page 165). La courte étude de Hartmann permet de se rendre compte d'une manière si nette des idées et des raisonnements d'un protagoniste convaincu de la théorie d'Engesser-Kármán que l'on ne peut qu'en recommander chaudement la lecture complète à tous les Ingénieurs qui s'intéressent au problème du flambage. Remarque faite sur épreuve).

5. Ces objections doivent être d'ailleurs limitées en tenant compte de ce fait que l'exactitude de l'exposé mathématique de la formule du flambage de Kármán ne peut faire l'objet d'aucune contestation.

6. La validité de la première hypothèse, même dans le cas de la déformation plastique, a été démontrée par des voies théoriques, par Grüning et Domke. La deuxième hypothèse est évidente par elle-même.

7. Zeit. d. Hannoverschen Ing.-u. Arch.-Ver., 35, 1889, page 455.

était donnée par l'allure du diagramme de compression-contraction. Sur une objection formulée à ce sujet par Jasinski[1], Engesser substitua à sa troisième hypothèse initiale de base la conception suivante[2] qui fut également adoptée par Kármán.

III. — La forme de la relation fonctionnelle $\sigma = f(\varepsilon)$, qui existe, pendant la flexion de la barre comprimée, entre la contrainte σ se manifestant en un point de la section transversale et le raccourcissement ε spécifique correspondant, est donnée, pour le côté correspondant à la compression par flexion, par la branche *ca* du diagramme de compression-contraction (fig. 1), et pour le côté correspondant à la traction par flexion, par la droite *cb*, qui est parallèle à la partie rectiligne *op* de ce même diagramme. La relation fonctionnelle $\sigma = \Phi(\varepsilon)$, qui exprime la dépendance entre les contraintes σ qui se manifestent simultanément en différents points de la section transversale et les raccourcissements ε spécifiques correspondants est par suite déterminée, à tout moment, par le tracé *bca*.

Par suite de l'introduction de cette conception, le but que se proposaient les promoteurs de la théorie d'Engesser-Kármán[3] était atteint. En effet, la proposition complémentaire III permet d'arriver parfaitement, en liaison avec l'hypothèse de base I, à une détermination sans ambiguïté de la répartition des contraintes. Par contre, Engesser et Kármán ne se sont pas rendu compte que l'introduction de cette conception est incompatible avec l'hypothèse exacte II.

La cause de cette incompatibilité de la proposition III avec l'hypothèse de base II devient très nette si l'on considère les résultats expérimentaux[4] d'Ewing, que représente la figure 2 ; on voit en effet nettement sur cette figure que la forme de la relation fonctionnelle qui existe entre la contrainte et la modification de longueur spécifique d'une barre soumise à une charge axiale dépend, dans une large mesure, de la vitesse de déformation spécifique[5]. Suivant la première hypothèse, cette dernière admet une valeur différente, sur un même plan de la section transversale, pour chaque couche de fibres perpendiculaire au plan de flexion. Par suite, la forme de la relation fonctionnelle $\sigma = f(\varepsilon)$, dans le domaine de la section transversale de la barre fléchie et pour chaque couche de fibres perpendiculaire au plan de flexion, doit être différente, d'après la deuxième hypothèse. Les courbes qui traduisent la relation $\sigma = f(\varepsilon)$ pour différentes couches de fibres doivent donc suivre des parcours différents et leur allure doit subir une modification continue, au passage d'une couche de fibres à la couche voisine, étant donné que la vitesse de déformation varie elle-même d'une manière continue d'une couche à l'autre. Du côté surchargé par flexion, ces courbes (figure 3) passent entre le diagramme *ch* du plan le plus extrême de la zone surchargée et le diagramme

---

1. Schweizerische Bauzeitung, 25, 1895, page 172.
2. Schweizerische Bauzeitung, 26, 1895, page 26.
3. Il faut citer Jasinski, en tout premier lieu, à côté d'Engesser, comme promoteur de la théorie d'Engesser-Kármán.
4. J. A. Ewing, The strength of materials. Cambridge, 1914, p. 42.
5. Au cours des essais d'Ewing, le rapport entre les vitesses de déformation spécifiques moyennes était de 1/5000.

cd de la région neutre, c'est-à-dire de la couche de fibres sur lequel la variation de charge au cours de la déformation de la barre se produit suivant une vitesse nulle. Les courbes qui correspondent aux couches de fibres qui se trouvent du côté souschargé par flexion (fig. 4), passent par contre entre le diagramme *cd* des fibres neutres et le diagramme constitué par la branche tombante *cf* d'un cycle d'hystérésis et qui correspond à la couche de fibres extrêmes du côté convexe de la barre. L'ensemble des courbes correspondantes aux différentes couches de fibres constitue par suite une famille de courbes différentes les unes des autres, en nombre infini et qui remplissent d'une manière continue l'espace délimité par les lignes *ch* et *cf* (figures 3 et 4). Cette conclusion déduite des hypothèses I et II est toutefois incompatible avec l'énoncé de la proposition III, car dans cette dernière, il n'est question, pour la relation fonctionnelle $\sigma = f(\varepsilon)$, que de deux formes différentes, l'une d'elles étant applicable au côté comprimé par flexion, l'autre au côté tendu par flexion. Par suite de cette incompatibilité avec l'hypothèse légitime II, il faut donc nécessairement que la proposition III soit inexacte [1]. Il en est naturellement de même en ce qui concerne la théorie du flambage qui a été déduite de l'hypothèse exacte I et de la proposition inexacte III.

3. — Il résulte suffisamment nettement des indications qui précèdent que la forme réelle de la relation fonctionnelle $\sigma = \Phi(\varepsilon)$, qui existe entre les contraintes σ qui se manifestent simultanément dans la section de la barre comprimée après sa flexion et les contractions ε spécifiques correspondantes, ne peut en aucun cas être identique à la forme déterminée par le tracé *bca* (figure 1). En effet, la courbe qui représente cette relation (et qui, dans ce qui suit, sera désignée sous le nom d' « isochrone ») doit dans tous les cas et à tout moment contenir un point de chaque caractéristique d'augmentation et de diminution de charge (figures 4 et 3) ; en outre, sa forme doit varier avec le temps.

La relation $\sigma = \Phi(\varepsilon)$ se déduit de l'expression exacte au moyen d'une équation mathématique et il n'est pas possible de représenter exactement sa variation par une courbe analogue au tracé *bca* d'Engesser-Kármán (figure 1). Quoique l'on ne connaisse pas d'une manière exacte l'allure précise de l'isochrone, on peut toutefois déterminer d'après les faits expérimentaux connus les caractéristiques tout à fait générales de cette courbe ([3] page 82). Leur connaissance donne une base suffisante pour résoudre d'une manière générale et sans ambiguïté le problème du flambage. Ces caractéristiques peuvent se résumer dans les deux énoncés suivants :

III a. — Contrairement au tracé *bca* brisé d'Engesser-Kármán (figure 1), l'isochrone n'accuse aucune discontinuité dans sa courbure.

III b. — En conformité avec le tracé *bca* d'Engesser-Kármán, l'allure de l'isochrone est caractérisée par ce fait que les valeurs de la grandeur $\tilde{E} = \frac{\sigma}{\varepsilon}$ qui correspondent aux différents points de la section transversale au moment

1. L'inexactitude de la proposition III se remarque déjà dans l'allure du tracé *bca*, figure 1, ce tracé accusant au point C un coude invraisemblable, contraire à toute conception de continuité.

du flambage atteignent leur maximum $\tilde{E}_k = \frac{\sigma_k}{\varepsilon_k}$ dans la couche neutre et diminuent lorsque l'on s'éloigne de cette dernière [1].

La condition de flambage déterminée sur la base des hypothèses I, III a et III b dans le cas où les extrémités de la barre comportent un appui mobile [2], valable aussi bien dans le domaine élastique que dans le domaine plastique, est exprimée par l'équation suivante :

$$P_k = \pi^2 \frac{(1 - \varepsilon_k)\, \tilde{E}_k\, J_k}{l_k^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

relation dans laquelle on désigne par :

J_k le plus petit moment d'inertie de la surface de la section transversale au moment du flambage,

l_k la longueur de la barre au même moment.

Cette équation peut être ramenée à la forme plus simple ci-après, en introduisant le degré de finesse λ_k rapporté au moment considéré :

$$\varepsilon_k = \frac{\pi^2}{\pi^2 + \lambda_k^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

Si toutefois la modification des dimensions de la barre sous l'action de la charge de flambage est négligée comme on le fait généralement, les équations qui précèdent prennent alors les formes suivantes :

$$P_k = \pi^2 \frac{\tilde{E}_k\, J}{l^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1a)$$

et :

$$\varepsilon_k = \frac{\pi^2}{\lambda^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2a)$$

dans lesquelles l désigne la longueur de la barre non chargée, les valeurs de J et λ correspondant à l'état non chargé de cette barre.

4. — La concordance très satisfaisante entre la courbe théorique des contraintes de flambage déterminée à partir de l'équation (2 a) et les résultats des essais de flambage extrêmement sérieux de Dahlem ([1] page 82) peut être constatée sur la figure 5 ; par contre, les figures 6 et 7 montrent que les courbes des contraintes de flambage déduites de la théorie du flambage d'Engesser-Kármán ([6] page 81) et, plus encore, celles qui avaient été déduites de la théorie initiale du flambage d'Engesser ([2] page 83) sont nettement en discordance avec les résultats expérimentaux mentionnés. La dispersion non négligeable des points expérimentaux introduits dans ces figures, dans un but de contrôle des formules de flambage correspondantes, résulte du fait que des éprouvettes qui sont censées être constituées par le même métal ont des caractéristiques élastiques et platiques qui accusent toujours quelques écarts. On peut remédier dans une certaine mesure à l'influence défavorable des écarts ci-dessus signalés, qui ne vont pas sans nuire à la rigueur du contrôle, en ayant recours, pour ce contrôle de l'allure des courbes théoriques de contraintes de flam-

1. σ_k et ε_k désignent respectivement les valeurs de la contrainte et de la contraction spécifique qui correspondent à la charge de flambage P_k.

2. M. Broszko, « Sur le flambage des barres prismatiques comprimées axialement ». Comptes Rendus de l'Académie des Sciences, Paris, 186, 1928, page 1041.

bage, à des valeurs moyennes de contraintes de flambage obtenues au cours de nombreux essais. Le résultat obtenu par un regroupement motivé des points d'origine expérimentale portés sur la figure 5 est mis en évidence, à titre d'exemple, sur la figure 8, dans laquelle on a porté les points moyens de couples de valeurs (λ, σ_k) afin de permettre un contrôle plus précis et plus aisé de la courbe théorique des contraintes de flambage. L'influence des écarts entre les caractéristiques des matériaux constituant les différentes éprouvettes d'essai, sur le résultat de ce contrôle de la nouvelle théorie du flambage, serait toutefois complètement éliminée en ayant recours non plus aux essais de compression, mais à la méthode directe de contrôle, c'est-à-dire en déterminant par la mesure directe les valeurs des grandeurs ε_k et λ_k dans l'équation (2) sur des éprouvettes accusant différents degrés de finesse. Le contrôle direct de la condition de flambage exprimée par l'équation (2), par les résultats des essais dont on dispose actuellement, n'est toutefois pas possible, car les essais précis qui ont été effectués jusqu'à maintenant ont été basés sur les principes établis par Engesser et Kármán et l'on ne peut, par suite, pas trouver, dans les compte rendus de ces essais, les indications numériques qui seraient précisément nécessaires pour le contrôle direct de l'équation (2)[1].

Les figures 9, 10 et 11 montrent enfin que pour un diagramme de compression-contraction donné, figure 10, la courbe degré de finesse-contrainte de flambage, figure 11, peut être déduite sans aucun calcul de ce dernier diagramme, en se basant sur l'équation (2a), à condition de disposer d'une représentation graphique, à l'échelle, de la relation fonctionnelle déterminée par cette équation (figure 9).

5. — L'application d'une théorie du flambage nécessite la connaissance de plusieurs caractéristiques degré de finesse-contrainte de flambage, ces caractéristiques devant être déduites du diagramme de compression-contraction des matériaux envisagés. Il est par suite évident que pour un ingénieur qui a à calculer un ouvrage ayant à supporter une charge déterminée (statique par exemple), ces caractéristiques seraient d'une valeur tout à fait problématique si on les déduisait, suivant l'habitude antérieure, des diagrammes de compression-contraction relevés avec des vitesses de mise en charge ordinaires, qui sont relativement très fortes. En effet, le parcours géométrique du diagramme de compression-contraction et par suite également celui de la caractéristique finesse-contrainte de flambage qui en est déduite, dépendent, dans une large mesure, de l'allure dans le temps de la mise en charge au cours des essais de compression correspondants. Et en fait, l'influence du temps dans les essais de compression courants se manifeste dans ce sens, que pour de plus faibles vitesses de mise en charge, les diagrammes de compression-contraction descendent plus bas. Aux diagrammes inférieurs de compression-contraction correspondent pourtant les diagrammes inférieurs de la contrainte de flambage en fonction du degré de finesse. La figure 12 montre que l'influence du temps sur l'allure de ces derniers diagrammes peut être notable ; cette figure représente deux caractéristiques degré de finesse-contrainte de flambage qui

1. Des essais très étendus, ayant pour but la vérification directe de l'équation (2), doivent se terminer l'année prochaine.

ont été déterminées, d'après l'équation (2 a), et pour le même matériau d'épreuve, à partir des deux diagrammes compression-contraction qui sont représentés sur la figure 2 et qui ont été relevés avec des vitesses de mise en charge différentes.

Des considérations qui précèdent, il résulte que les caractéristiques degré de finesse-contrainte de flambage ne peuvent répondre aux nécessités de la pratique que si elles sont déduites de diagrammes de compression-contraction qui ont été relevés à peu près avec les mêmes vitesses de contraction que celles avec lesquelles il faut compter lorsqu'il s'agit d'éléments de construction effectifs. Il est clair, par suite, que pour obtenir un diagramme de compression-contraction répondant à cette dernière exigence, il ne suffirait pas d'un diagramme de compression normal, même si l'essai de compression consistait en un essai de durée. Pour aboutir à une relation fonctionnelle $\sigma = f(\varepsilon)$ qui soit susceptible de servir de point de départ pour l'obtention d'une caractéristique degré de finesse-contrainte de flambage qui soit elle-même utilisable pour le calcul statique d'un ouvrage, il est nécessaire de procéder, pour chaque matériau, à toute une série d'essais de compression de durée, sur des éprouvettes de mêmes dimensions, constitués avec un métal accusant des caractéristiques aussi uniformes que possible. Chacune de ces éprouvettes devrait être soumise à une charge permanente, appliquée à la vitesse normale puis maintenue constante. Après détermination expérimentale de l'allure de la variation de la contraction en fonction du temps, pendant un temps suffisamment long, il y aurait alors lieu de déterminer, pour chacune de ces éprouvettes, la valeur correspondante de ε_{max} de la contraction spécifique obtenue par extrapolation pour une durée d'application indéfinie de la charge correspondante. Au moyen des couples de valeurs $(\sigma, \varepsilon_{max})$ ainsi déterminés, on obtiendrait un diagramme de compression-contraction particulier qui serait susceptible de servir de point de départ à la détermination d'une caractéristique « statique » parfaite degré de finesse-contrainte de flambage.

6. — En ce qui concerne la discussion de Vienne au sujet de la question du flambage, on en arrive en résumé aux conclusions suivantes :

a. — Les objections qui ont été faites à la déduction mathématique de l'équation (1) se montrent insoutenables, du point de vue des hypothèses III a et III b.

b. — Ces objections sont nées de la conviction que le tracé brisé de l'isochrone constituait un dogme intangible [1].

c. — L'inexactitude de l'hypothèse de base de Kármán a été mise très nettement en évidence à plusieurs reprises au cours de ma contribution à la discussion de Vienne.

---

1. Le crédit accordé à la validité de l'hypothèse III de Kármán paraît d'autant plus surprenant que les protagonistes de la théorie d'Engesser-Kármán eux-mêmes n'accordent à la droite *bc*, figure 1, que la valeur d'une représentation approchée de la partie inférieure de la courbe de répartition des efforts. Il est de fait que l'on ne voit pas pourquoi cette représentation approchée pourrait représenter la répartition des efforts avec exactitude uniquement aux environs du point c, ainsi que le suppose la théorie d'Engesser-Kármán. (Noter à ce sujet l'indication introduite sur les diagrammes dans le Rapport du Professeur Roš : « Cours approximatif de la courbe tension-allongement à la décharge »).

Dr. G. SPIEGEL,
Wien-Prag.

1. — Die verschiedenen Auffassungen in der Stabilitätsuntersuchung zentrisch belasteter Bauteile legen den Versuch einer prinzipiellen Klärung dringend nahe. Die Schwierigkeit liegt in der Verwickeltheit des Problems im unelastischen Bereich. Den Bauingenieur interessiert jedoch letzten Endes nicht der genaue Verlauf der Knickspannungen um dessen selbst willen, sondern nur als Grundlage zur Ermittlung einer gleichmässigen Sicherheit gegen Knickgefahr. Dass dieser Gesichtspunkt bisher nicht genügend beachtet wurde und die Einheitlichkeit der Behandlung damit verloren gegangen ist, hat seinen besonderen Grund darin, dass die im allgemeinen grundverschiedenen Werte für die theoretisch genaue Knicklast (im erweiterten Sinne) einerseits und den dieser Last unendlich benachbarten Lastangriff andrerseits in den am weitesten ausgebauten Stabilitätsproblemen der Elastizitätstheorie infolge der Unveränderlichkeit des E-Moduls mit dem Eulerfall der betreffenden Stabschlankheit zusammenfallen.

2. — Theoretisch ist der Fall der zentrischen Knickung durch die Berechnungsformeln von Euler und Engesser-Kármán im elastischen bzw. unelastischen Bereich in einwandfreier Weise gegeben. Handelt es sich aber in der Untersuchung auf Knickung um den konkreten Fall der Wirklichkeit, dann darf wegen der ausserordentlichen Empfindlichkeit bei Labilitätserscheinungen gegen die geringsten, praktisch kaum zu vermeidenden störenden Einflüsse die zentrische Knickung (im strengsten Sinne des Wortes), bei welcher es sich lediglich um die Untersuchung der möglichen Gleichgewichtslagen handelt, nicht in den Mittelpunkt der Betrachtung gestellt werden, wie dies gewöhnlich geschieht. Denn diese ist nur ein (rein geometrischer, nicht technisch-physikalischer) Sonderfall des viel weiter gefassten Begriffes der « ideellen » Knickbelastung.

Bei schlanken Stäben ($\sigma_K < \sigma_P$) ist die kritische Last auf alle Fälle durch die Eulerlast ($K = \frac{\pi^2 E J}{l^2}$ bzw. $\sigma_K = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$) gegeben, welche — wie Zimmermann[1] eingehend nachgewiesen hat — auch bei schwacher Anfangskrümmung immer erreicht wird, wenn die Last an entsprechenden Fehlerhebeln (« ideelle » Belastung) angreift. Erfolgt aber der Uebergang in den labilen Zustand im unelastischen Bereich, dann muss erst die Grösse der Höchstlast gesucht werden, die ein wirklicher, d. h. im Sinne der neueren Knicktheorie « möglichst » gerader Stab ertragen kann.

Vom baustatischen Standpunkte ist aber auch die beim Stabilitätswechsel durch eine ausgesprochene Unstetigkeitsstelle gekennzeichnete ideelle Knickbelastung selbst (Fig. 1) als eine praktisch kaum zu erreichende Grenzlage noch auseinanderzuhalten von der unendlich benachbarten Gleich-

1. Sitzungsberichte d. preuss. Akad. d. Wissensch. phys. math. Klasse 1923, H. XXIII u. XXV; ferner : « Lehre vom Knicken auf neuer Grundlage », Berlin, 1930, W. Verlag, Ernst u. Sohn.

gewichtslinie mit einem noch allmählichen Uebergang in den labilen Zustand ; diese erscheint zur Beurteilung eines zentrisch gedrückten Bauteiles massgebender und muss deshalb den weiteren Untersuchungen zugrunde gelegt werden.

Von der Richtigkeit dieses Sachverhaltes kann schon eine einfache Rechnung auf Grund der bestehenden Formeln für den vollkommen geraden und gleichbeschaffenen Stab Aufschluss geben. Bei einer unendlich kleinen Abweichung vom zentrischen Lastangriff gilt für die kritische Last der ursprüngliche Engessersche Modul vom J. 1889 : $T = E'_n = \left.\frac{d\sigma}{d\varepsilon}\right|_n$, und dieser ist wesentlich geringer als der Knickmodul für rein zentrische Belastung. Z. B. ergibt sich für den rechteckigen Querschnitt bei $E' = 0,6$ und gleichem λ schon eine über 20 % ige Verringerung des letzteren.

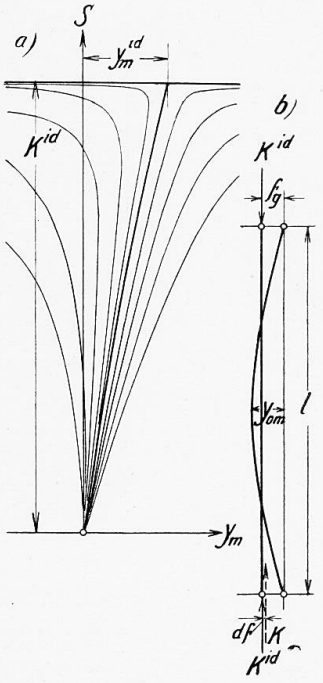


Fig. 1.

3. — Diese ausserordentliche, namentlich im unelastischen Bereich sich geltend machende Empfindlichkeit wird sich in der Grösse der Knicklasten dahin auswirken, dass im Sinne der von Zimmermann erstmalig in exakter Weise formulierten Aufgabe (Nr. 2) der durch seitliche Ausbiegungen und damit verbundenen zusätzlichen Biegungsspannungen allmählich sich vorbereitende kritische Zustand wesentlich durch die allmähliche Abnahme des veränderlichen E' — Moduls bedingt ist. Für die ideelle Knicklast ist demnach nicht nur die unmittelbare Umgebung von σ_K sondern der gesamte Verlauf der σ-ε Linie bis zu dieser Grenze von Einfluss.

Unter Zugrundelegung einer der vollkommenen Geradheit nahekommenden Systemlinie des Stabes und unter Berücksichtigung der in gemeinsamer Wirkung erfolgenden Zusammendrückung und Verbiegung ergibt sich in der allg. Gl. $\sigma_K = \frac{\pi^2 T}{\lambda^2}$ in dem nach Nr. 2 für uns in Betracht kommenden Belastungsfall der Modul

$$T = E'_n + \frac{\nu}{\varepsilon_n} \sum_{1}^{n-1} \frac{1}{2} (\varepsilon_r + \varepsilon_{r+1}) (E'_r - E'_{r+1}) \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

der auf Grund der abgeleiteten Formänderungslinie (E' — ε — Linie) des betreffenden Werkstoffes zu berechnen ist. (Fig. 2) ν ist ein mit ε_r veränderlicher Beiwert.

Durch Uebergang zum Integral folgt aus 1) die unmittelbare Berechnung der Knickschlankheiten λ_K und der dazu gehörigen σ_K -Werte mittels der einfachen Beziehung :

$$\lambda_K = \varkappa_K \frac{\pi}{\sqrt{\varepsilon_K}}$$

Der Beiwert $\varkappa$ ist aus der im allgemeinen ohne Schwierigkeit analytisch

annäherungsweise bis nahe zur oberen Fliessgrenze festlegbaren E'-Linie in einfacher Weise zu bestimmen [1].

Der weitere Verlauf von σ_K, namentlich im Bereich der kürzeren Schlankheiten hat vorwiegend theoretisches Interesse und ist nur auf Grund hypothetischer Annahmen zu ermitteln.

4. — Die praktische Bedeutung der hier gestreiften Fragen liegt in der Erfassung und Bemessung des Sicherheitsgrades gegen Knicken auf rationeller Grundlage. Auch hierin bestehen noch vielfach irrige Vorstellungen, so dass diese Frage eine nähere Erörterung angezeigt macht. Beim Knicken selbst handelt es sich um eine Labilitätserscheinung, bei der Bemessung jedoch um

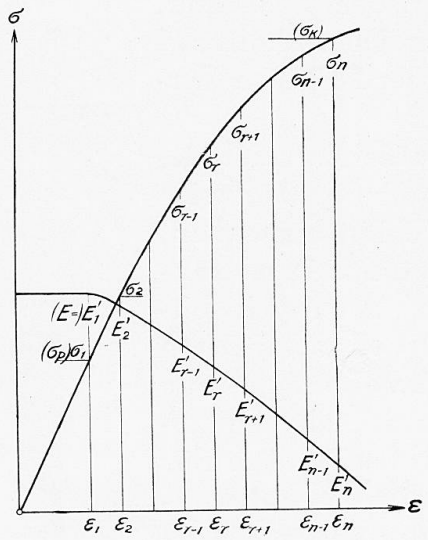


Fig. 2.

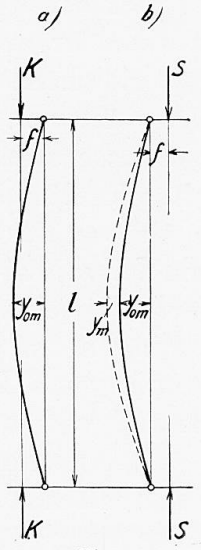


Fig. 3.

eine Inanspruchnahme auf Druck und Biegung [2]. Soweit die Aufgabe einer exakten Fassung zugänglich ist, gibt die erweiterte Knicktheorie die Anhaltspunkte zu ihrer vollständigen Behandlung, die in der Hauptsache folgendermassen liegt : Bei einem zentrisch belasteten Bauteil ist der günstigste Fall durch die in Nr. 2 näher definierte massgebende Last K mit der kritischen Spannung gegeben (Fig. 3 a). Vom praktisch erreichbaren Standpunkt wird aber auch die dadurch erhaltene σ_K-Linie mit der Annäherung an den Fliessbereich noch eine entsprechende Abrückung erfahren, wobei als massgebende Grenzlage für den Bereich der mittleren und kürzeren Schlankheiten die obere Fliessgrenze anzunehmen ist. Der ungünstigste Belastungsfall ist durch eine Verschiebung des Fehlerhebels f (Fig. 3 b) gekennzeichnet. wobei f und y_{om} entsprechend einzuschätzen sind, etwa am einfachsten in der linearen Abhängigkeit $f = \gamma . h$ und $y_{om} = \beta . l$. Diese Belastung ergibt für eine bestimmte Laststufe S als höchste Randspannung σ_{max}. Der Sicherheitsgrad ist dann gegeben durch $n = \frac{K}{S}$.

---

1. Die nähere Begründung dieser Rechnungsergebnisse soll in einem demnächst erscheinenden Aufsatz nachfolgen. Desgl. auch in einer anderen Arbeit der im folgenden nur angedeutete Weg zur Ermittlung der Knicksicherheit.

2. Vgl. hiezu auch die Ausführungen von M. T. Huber, Warschau : Bericht der II. Brückenbautagung, Wien, 1928, S. 310 ff. Wien, 1930 : J. Springer.

Die Berechnung im besonderen geht von der durch Zimmermann [1] (Seite 88) um den Einfluss des Biegungspfeils y_{om} ergänzten Durchbiegungsgl. $y_m = \varphi\,(f, y_{om})$ der Stabilitätstheorie aus, die mit Rücksicht darauf, dass σ_{max} noch im elastischen Bereich liegen muss, auch im Falle der unelastischen Knickung anwendbar ist. Mit Hilfe der obigen Ansätze für f und y_m und der Momentengl. $M_{max} = S.\,(f + y_{om} + y_m)$ gewinnt man eine allgemeine Beziehung zwischen λ und n von der Form :

$$n^2 - 2pn = \varkappa q$$

Welche die unmittelbare und bequeme Berechnung von n für jede Stabschlankheit ermöglicht.

Durch vergleichende Gegenüberstellung der Ergebnisse für verschiedene Stabquerschnittsformen und ursprüngliche Stabmittellinien kann der richtige Mittelwert von n festgelegt werden, wobei noch ein prozentualer Zuschlag für rechnerisch nicht erfassbare Einflüsse zu berücksichtigen ist.

5. — Mehr als auf irgend einem anderen Gebiete hat sich in der Knicktheorie die vielfach gewonnene Erfahrung bestätigt, dass die Mannigfaltigkeit der Erscheinungen der Wirklichkeit auf deduktivem oder spekulativem Wege allein nicht geklärt werden kann. Es mag uns heute selbstverständlich erscheinen, dass die Euler-Formel vom J. 1744 nur so lange zutreffen kann, als die ihr zugrunde liegenden Voraussetzungen (konstanter E-Modul) erfüllt sind, und doch waren es erst die bahnbrechenden Versuche Tetmajers, welche der bereits überhaupt in Abrede gestellten Formel die Grenze ihres Geltungsbereichs zuwiesen. Auf der nun endgültig geschaffenen Grundlage fanden die Arbeiten Engessers [1] ihre weitere Ergänzung durch die späteren Versuche Kármáns [2], die wieder eine Reihe theoretischer Erkenntnisse zeitigten, aber auch deren Mängel und die Notwendigkeit ihrer Weiterbildung erkennen liessen. Dies ergab sich einerseits in einer Erweiterung dieser Versuche auf die Fälle exzentrischen Lastangriffs durch die Schweizer Versuche [3], die ausser den unmittelbaren Ergebnissen noch als weitere Frucht das « T.-K.-V.-S.-B.-Verfahren » von Roš und Brunner zur Bemessung exzentrisch gedrückter Stäbe brachten. Es fussen aber auch überdies darauf die grundlegenden Untersuchungen von E. Chwalla [4], die zum ersten Male das Gleichgewichtsproblem gedrückter Stäbe aus Baustahl in seinem Zusammenhang erfassten. Anderseits stellte sich aber auch die Notwendigkeit heraus, die Versuche Kármáns, namentlich in Anbetracht der grösseren Streuungen ausserhalb des Eulerbereichs zu vervollkommnen, um über den genaueren Verlauf der Knickspannungen in diesem, gerade für die Baupraxis so wichtigen Gebiet Klarheit zu erlangen. Hier setzten die Versuche des Deutschen Stahlbau-Ver-

---

1. Zeitschrift d. hann. Arch. u. Ing. Verein 1889, S. 455 ; Schweiz. Bauztg, 1895, S. 24
2. Untersuchungen über Knickfestigkeit, Forschungsheft 81 des V.D.I. Berlin, 1910.
3. M. Roš und J. Brunner : Die Knicksicherheit von an beiden Enden gelenkig gelagerten Stäben aus Konstruktionsstahl. Bericht Nr. 13 d. Eidg. Materialprüfungsanstalt Zürich, 1926.
4. Die Stabilität zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe aus Baustahl. Sitzungsberichte d. Akad. d. Wissensch. math. naturw. Klasse, S. 469 ff., Wien, 1928.

bandes (W. Rein)[1] ein, und in den höher als bei Kármán erreichten Knicklasten war auch der Anstoss zur weiteren Klärung des Knickproblems gewiesen. Die richtige Deutung des Beobachtungsmaterials ergab die erweiterte Knicktheorie Zimmermanns[1] (Seite 88) und als deren weitere Folge die in der vorliegenden Abhandlung angeschnittenen Fragen in ihrer Anwendung im unelastischen Bereich.

Man ersieht, dass es immer der richtig eingeleitete Versuch ist, der gleichzeitig auch berufen ist, neues Licht in unsere theoretischen Erkenntnisse zu bringen, und so dürften auch die letztgenannten Versuche[1] zum weiteren Ausbau der Knicktheorie in einer Weise beitragen, wie es auf anderem Wege kaum möglich wäre.

Traduction.

1. — Les différentes interprétations auxquelles donnent lieu les recherches concernant la stabilité conduisent à la nécessité impérieuse de tenter une mise au point de principe. La difficulté de la question réside dans la complexité que prend le problème dans le domaine plastique. En fin de compte, l'ingénieur chargé d'une construction ne se préoccupe pas de l'allure de la variation des contraintes de flambage, en elles-mêmes, mais uniquement à titre de point de départ pour la détermination d'un degré de sécurité uniforme contre les risques de flambage. Cette manière de voir n'a pas été suffisamment prise en considération jusqu'à maintenant et il en est résulté une certaine divergence dans les conceptions. La raison en est tout particulièrement que les valeurs foncièrement différentes, en général, pour la charge de flambage théorique exacte (dans son sens large), d'une part, et pour les contraintes pratiques infiniment voisines de cette charge, d'autre part, arrivent à coïncider dans les problèmes de stabilité les plus étendus que pose la théorie de l'élasticité, par suite du caractère invariable du module E suivant Euler pour le degré de finesse considéré.

2. — Théoriquement, la question du flambage sous l'action des charges axiales se trouve traitée d'une manière parfaite, dans les domaines élastique et plastique, avec les formules d'Euler et d'Engesser. Lorsqu'il s'agit toutefois d'étudier le flambage dans un cas concret correspondant à la réalité, et étant donnée l'extrême sensibilité des phénomènes d'instabilité vis-à-vis des influences perturbatrices les plus faibles, qu'il est d'ailleurs presqu'impossible d'éviter dans la pratique, il ne faut pas considérer le flambage axial (au sens le plus rigoureux de terme), dans l'étude duquel on n'envisage que la recherche des positions d'équilibre possibles, comme constituant le cœur de la question, ainsi qu'on le fait couramment. Il ne constitue en effet qu'un cas particulier (purement géométrique et non pas physique) de la question beaucoup plus large que pose la notion de la charge de flambage dans son sens intégral (idéal).

---

1. Versuche zur Ermittlung der Knickspannungen für versch. Baustähle, Ausg. B H. 4 d. Berichte d. Ausschusses f. Versuche im Stahlbau. Berlin, 1930, J. Springer.

Pour les barres de finesse élevée ($\sigma_K < \sigma_P$), la charge critique correspond, dans tous les cas, à la charge d'Euler

$$K = \frac{\pi^2 E I}{l^2} \quad \text{ou} \quad \sigma_K = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

qui, ainsi que Zimmermann [1] l'a montré d'une manière très approfondie, se trouve toujours atteinte, même en cas de faibles courbures initiales, lorsque la charge est appliquée avec intervention du bras de levier correspondant (charge de flambage dans son sens intégral). S'il en résulte toutefois un passage à l'état d'instabilité dans le domaine plastique, il faut alors chercher la valeur de la charge maximum que peut supporter une barre réelle, c'est-à-dire « aussi rectiligne que possible », dans l'esprit de la nouvelle théorie du flambage.

Du point de vue de la statique de la construction, cependant, la charge idéale de flambage, caractérisée, pour le changement de stabilité, par une discontinuité très nette, doit elle-même être considérée comme une limite qu'il est pratiquement impossible d'atteindre (figure 1) et doit être distinguée de la ligne d'équilibre infiniment voisine, que caractérise un passage progressif à l'état instable. Cette dernière semble jouer un rôle prépondérant dans la manière dont se comporte un élément de construction soumis à une compression axiale et il importe par suite qu'elle fasse l'objet de recherches ultérieures.

Un calcul simple, basé sur les formules existantes, peut déjà donner quelques indications sur la légitimité de cette manière de voir en ce qui concerne une barre parfaitement rectiligne et de constitution homogène. Lorsque le mode d'application de la charge cesse, à un degré infiniment petit, d'être axial, le module initial d'Engesser (1889) est applicable à la charge critique :

$$T = E'_n = \left.\frac{d\sigma}{d\varepsilon}\right|_n$$

ce module est sensiblement plus faible que le module de flambage correspondant à une charge purement axiale. Par exemple, pour un même λ et pour une section rectangulaire telle que $E' = 0,6$ on constate déjà une réduction de plus de 20 %.

3. — Cette sensibilité extrême, qui se fait sentir tout particulièrement dans le domaine plastique, se manifeste, en ce qui concerne la valeur des charges de flambage, dans le sens indiqué pour la première fois, avec exactitude, par Zimmermann (voir 2) : l'état critique qui s'établit progressivement par suite du fléchissement latéral et de l'apparition corrélative de contraintes de flexion additionnelles est largement conditionné par la diminution progressive du module variable E'. En ce qui concerne la charge de flambage idéale, interviennent donc, non seulement le voisinage immédiat de σ_K mais également le parcours tout entier de la courbe σ-ε jusqu'à cette limite.

En se basant, pour la barre, sur une ligne voisine de la rectitude parfaite et

---

1. Rapports de Séance de la Preuss. Akad. d. Wissensch. phys. math. Klasse 1923, fasc. XXIII et XXV ; en outre « Lehre vom Knicken auf neuer Grundlage », Berlin, 1930, Verlag W. Ernst u. Sohn, éditeur.

en faisant intervenir la compression et la flexion combinées, qui se traduisent par une action d'ensemble, on obtient, pour le module T de l'équation générale

$$\sigma_K = \frac{\pi^2 T}{\lambda^2}$$

dans le cas de charge correspondant au n° 2 ci-dessus, qui nous occupe :

$$T = E'_n + \frac{\nu}{\varepsilon_n} \sum_{n}^{n-1} \frac{1}{2} (\varepsilon_r + \varepsilon_{r+1}) (E'_r - E'_{r+1}) \qquad (1)$$

qui doit être déterminé sur la base de la courbe de déformation (E'-ε) du matériau correspondant (figure 2). ν désigne un coefficient variable avec ε_r.

En passant à l'intégrale, on peut calculer directement à partir de l'équation (1) les degrés de finesse de flambage λ_K et les valeurs correspondantes de σ_K au moyen de la relation simple :

$$\lambda_K = \varkappa_K \frac{\pi}{\sqrt{\varepsilon_K}}$$

Le coefficient ϰ peut être déterminé d'une manière simple à partir de la courbe de E′, courbe qui peut être tracée analytiquement et généralement sans difficulté, d'une manière suffisamment approximative, jusqu'au voisinage de la limite supérieure d'écoulement [1].

L'allure ultérieure de σ_K en particulier dans la zone des plus petits degrés de finesse, présente surtout intérêt du point de vue théorique et ne peut être déterminée que sur la base de données hypothétiques.

4. — Les questions qui viennent d'être exposées trouvent toute leur importance pratique dans l'étude et la détermination, sur des bases rationnelles, du degré de sécurité contre le flambage. Dans cet ordre d'idées également, on se trouve encore fréquemment en face de conceptions erronées ; il n'est donc pas inutile d'entrer dans le vif du sujet. Dans le flambage lui-même, il s'agit d'une question d'instabilité, tandis que le calcul des pièces proprement dit pose une question de contrainte à la compression et à la flexion [2]. Pour autant que la question du flambage elle-même soit accessible à une conception exacte, la théorie du flambage élargie constitue un point d'appui pour son étude complète, sur la base suivante : Dans un élément de construction soumis à une charge axiale, le cas le plus favorable correspond à une charge K, telle qu'elle est définie dans le n° 2 ci-dessus et correspondant à la contrainte critique (fig. 3 *a*). Du point de vue pratique, toutefois, la courbe de σ_K ainsi obtenue subit encore un certain décalage, par suite de l'approximation sur la limite d'écoulement ; il en résulte qu'il faut adopter comme limite de base, pour la gamme des degrés de finesse moyens et faibles, la limite supérieure d'écoulement. Le cas le plus défavorable est caractérisé par une déformation du bras

1. Une justification plus détaillée de ces calculs sera publiée dans une prochaine étude. La sécurité au flambage, dont la détermination n'est qu'indiquée dans ce qui suit, fera également l'objet d'un prochain travail.

2. Voir également à ce sujet les conclusions de M. T. Huber, Varsovie : Bericht der II. Brückenbautagung, Vienne, 1928, pages 310 et suivantes, Vienne, 1930, J. Springer, éditeur.

de levier f (figure 3 b), f et y_{om} étant définis parallèlement par une relation linéaire simple telle que :

$$f = \gamma h \qquad\qquad y_{om} = \beta l$$

Pour un degré de charge S déterminé, cette disposition conduit à une contrainte périphérique maximum σ_{max}. Le degré de sécurité est alors donné par la relation :

$$n = \frac{K}{S}$$

Le calcul se fait, en particulier, à partir de l'équation du fléchissement $y_m = \varphi\,(f, y_{om})$ de la théorie de la stabilité, équation complétée par Zimmermann [1] (page 93) pour tenir compte de l'influence de la flèche y_{om}, et que l'on emploiera en tenant compte de ce que σ_{max} doit se trouver encore dans le domaine élastique, même dans le cas de flambage inélastique. A l'aide des relations précédentes concernant f et y_m et de l'équation des moments :

$$M_{max} = S\,(f + y_{om} + y_m)$$

on obtient une relation entre λ et n. On arrive ainsi à une équation ayant la forme générale suivante :

$$n^2 - 2p\,n = \varkappa q$$

En comparant les résultats obtenus pour différentes formes de section de la barre et pour différentes positions de la fibre moyenne, on peut déterminer la valeur moyenne exacte de n ; il faut en outre tenir compte d'une certaine marge en pourcent correspondant aux influences dans lesquelles il n'est pas possible de faire intervenir le calcul.

5. — La multiplicité des phénomènes qui se présentent dans la réalité effective ne peut pas être expliquée uniquement par des moyens déductifs ou spéculatifs purs ; c'est là un fait d'expérience fréquente que l'on constate d'ailleurs encore plus nettement qu'ailleurs dans le domaine du flambage. Il peut nous paraître parfaitement naturel aujourd'hui que la formule d'Euler, qui date de 1744, ne puisse se trouver justifiée que lorsque les hypothèses sur lesquelles elle est basée sont effectivement remplies (constance du module E) ; et cependant ce n'est qu'à la suite des essais de Tetmajer que cette formule, déjà généralement contestée, put recevoir une limite de validité effective. Sur cette base définitivement acquise, Engesser [1] publia ses travaux, qui furent complétés ultérieurement par Kármán [2] ; les travaux de Kárman, d'ailleurs, tout en élargissant largement le champ de nos connaissances théoriques, étaient encore insuffisants, la nécessité d'un développement ultérieur se faisant nettement sentir. A cette nécessité, répondirent les travaux suisses [3] concernant les charges excentrées, ces derniers travaux aboutissant, outre les résultats directs qu'ils purent fournir, à la méthode du T. K. V. S. B., de Roš et Brunner, pour le calcul des barres soumises à des charges excentrées. Sur ces

1. Zeitschrift d. hann. Arch. u. Ing. Verein 1889, page 455, Schweiz. Bauztg., 1895, page 24.
2. Untersuchungen über Knickfestigkeit, Forschungsheft n° 81 du V. D. I., Berlin, 1910.
3. M. Roš et J. Brunner, Die Knicksicherheit von an beiden Enden gelenkig gelagerten Stäben aus Konstruktionsstahl, Rapport n° 13, Laboratoire Fédéral d'Essai des Matériaux, Zurich, 1926.

recherches, se greffèrent également les travaux de base d'E. Chwalla [1] qui aborda, pour la première fois, dans son ensemble, le problème de l'équilibre des barres comprimées en acier de construction. Par ailleurs, la nécessité se fit sentir de pousser les essais dc Kármán, particulièrement en ce qui concerne les grandes divergences constatées en dehors du domaine d'Euler, afin d'obtenir des données plus précises sur l'allure des contraintes de flambage dans cette région, qui présente une telle importance pour la pratique. C'est ici que viennent se placer les essais effectués par le Deutscher Stahlbau-Verband (W. Rein) [2], les efforts pour arriver à une meilleure compréhension du problème du flambage portant même sur des charges de flambage plus élevées que celles qu'avait atteintes Kármán. L'importance du rôle que joue le matériau soumis à l'observation conduisit Zimmermann à publier sa théorie développée du flambage [1] (v. p. 93), puis à pousser l'étude des questions abordées par cette étude dans le domaine plastique.

On voit que les essais judicieusement entrepris nous permettent toujours de développer nos connaissances dans le domaine théorique et c'est ainsi que les dernières séries de travaux expérimentaux que nous venons de citer [2] doivent contribuer eux aussi à faire progresser la théorie du flambage dans des conditions qu'il aurait été à peine possible de réaliser différemment.

Zusammenfassung.

Auf Grund der Versuchsergebnisse des Deutschen Stahlbau-Verbandes und der daraus hervorgegangenen erweiterten Knicktheorie Zimmermanns wird die Frage einer prinzipiellen Klärung unserer bisherigen Berechnungsgrundlagen aufgeworfen.

Die gewöhnlich in den Mittelpunkt der Betrachtung gestellte zentrische Knickbelastung (Euler und Engesser-Kármán) ist nur ein Sonderfall des weiter gefassten Begriffes der « ideellen » Knickbelastung ; die der letzteren unendlich benachbarte Belastung K mit noch stetigem Uebergang in den labilen Zustand ist massgebend zur Ermittlung einer gleichmässigen Sicherheit und im allgemeinen vom ganzen Verlauf der Arbeitslinie unterhalb σ_K abhängig. Der Sicherheitsgrad $n = \frac{K}{S}$ ist durch die Randspannung σ_{max} infolge der entsprechend einzulegenden Last S bedingt ; $n = f(\lambda)$ kann analytisch festgelegt werden.

Résumé.

L'auteur pose la question d'une justification de principe des bases de calcul adoptées jusqu'à maintenant, justification s'appuyant sur les résultats des essais effectués par le Deutscher Stahlbau-Verband et sur la théorie du flambage telle qu'elle a été étendue par Zimmermann.

1. Die Stabilität zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe aus Baustahl, Rapports de Séance, Akad. d. Wissensch. math. naturw. Klasse, page 469, Vienne, 1928.

2. Versuche zur Ermittlung der Knickspannungen für versch. Baustähle, Ausg. B H. 4 d. Ausschusses f. Versuche im Stahlbau. Berlin, 1930, J. Springer, éditeur.

La charge de flambage axiale, généralement considérée comme constituant le cœur de la question (Euler et Engesser-Kármán) n'est qu'un cas particulier de la notion plus générale de la charge de flambage idéale; la charge K, infiniment voisine de cette dernière joue, avec le passage encore continu à l'état labile, un rôle capital pour l'obtention d'un degré de sécurité uniforme ; elle dépend, en général, de l'allure de toute la courbe elle-même au-dessous de σ_K. Le degré de sécurité $n = \frac{K}{S}$ est conditionné par les contraintes périphériques σ_{max} résultant de la charge S , la fonction $n = f(\lambda)$ peut être étudiée analytiquement.

Summary.

Based on the results of tests by the German Stahlbau Verband and the extended buckling theory of Zimmermann resulting from them, the question is raised of a clearing-up in principle of the bases hitherto used for our calculations.

The central buckling loading, usually regarded as the most important to be considered (Euler and Engesser-Kármán), is only a special case of the extended conception of the « ideal » buckling loading ; the loading K, infinitely close to the latter, still steadily passing over into the instabile state, is decisive for determining a uniform safety and depends in general on the whole run of the line of work below σ_K . The factor of safety $n = \frac{K}{S}$ conditioned by the stress at the edge, σ_{max}, in consequence of the corresponding load S that has to be applied ; $n = f(\lambda)$ can be found analytically.

Dr. Ing. K. HOOST,

Reg.- und Baurat, Dozent der Technischen Hochschule, Danzig.

In seinem einleitenden Referat über Stabilität und Festigkeit von auf Druck und Biegung beanspruchten Bauteilen sucht Herr Professor Dr. L. Karner u. a. das sehr schwierige, unelastische Gebiet des Knickvorganges tiefer zu erforschen. Wie er ganz richtig angibt, kann dieser Teil des Knickproblems nur allein auf die Prüfungsergebnisse von Druckversuchen der verschiedenen Materialien aufgebaut werden. Dadurch, dass er die gekrümmte Druckstauchungslinie für Stahl geradlinig verlaufen lässt, ergeben sich mit den für diesen Zweck abgeänderten Querschnittsgrössen F^r und J_s^r sehr einfache Beziehungen für die Spannungsermittlung. Die Flächenwerte werden ohne Schwierigkeiten aus der Beziehung der geraden Druckstauchungslinie zum wirklichen Kurvenverlauf erhalten. Hierbei ergibt sich für die abgeänderte Querschnittsgrösse F^r eine Lage des Schwerpunktes, die um eine Exzentrizität e^r von der normalen Lage entfernt ist. Die statische Stabachse weicht um den Betrag e^r von der geometrischen ab. Eine gleiche Exzentrizität ist bereits in

den Ableitungen zu der exakten Knickgleichung von Krohn in seiner Abhandlung « Knickfestigkeit » enthalten. Er kommt zu folgendem Wert :

$$\frac{1}{\rho} = \frac{P.k + M}{J.K}$$

Hierin bedeutet ρ den Krümmungshalbmesser P und M die äusseren Kräfte, k die Exzentrizität, welche infolge der variablen Stauchungszahl in jedem Querschnitt verschieden gross auftritt, J das Trägheitsmoment des Querschnittes bezogen auf seine Schwerpunktsachse und K eine mittlere Stauchungszahl.

Nach der Integration der Gleichung

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{P(k+y)}{J.K}$$

unter der Annahme, dass k und K unveränderlich sind und weiteren Vereinfachungen erhält Krohn folgenden Wert :

$$\frac{\cos\frac{\lambda}{2}\sqrt{\frac{\sigma_k}{D_k}}}{1-\cos\frac{\lambda}{2}\sqrt{\frac{\sigma_k}{D_k}}} = \frac{\sigma_k}{D_k}\left(\frac{dD}{d\sigma}\right)_k$$

Diese Lösung stellt die Knickgleichung für den allgemeinen Fall dar unter Berücksichtigung, dass die Stauchungszahl D mit der Spannung veränderlich ist.

Da die Formänderungs- und Spannungsverhältnisse eines Stabes im mittleren, dem meist gefährdeten Querschnitt fast stets massgebend sind, halte ich es für zulässig, in der Gleichung

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{P(k+y)}{J.K}$$

für die beiden Grössen k und K diejenigen Werte einzusetzen, die dem mittleren Querschnitt entsprechen und dann diese Grössen für den ganzen Stab als unveränderlich anzunehmen. Unter Berücksichtigung dieser Annahmen habe ich die allgemeine Knickgleichung auf einem anderen Wege ermittelt. Ein Stab, der in der Entfernung k exzentrisch belastet wird, biegt sich um die Grösse δ aus. Durch Auflösung einer Differentialgleichung und verschiedene Vereinfachungen erhalte ich :

$$\lambda = \frac{2}{\sqrt{\frac{\sigma}{D}}}\arccos\frac{k}{\delta+k} = \frac{2}{\sqrt{\frac{\sigma}{D}}}\arccos\frac{\frac{k}{\delta}}{1+\frac{k}{\delta}}$$

Die exakte Lösung nach Krohn zeigt hingegen folgendes Ergebnis :

$$\lambda = \frac{2}{\sqrt{\frac{\sigma_k}{D_k}}}\arccos\frac{\frac{\sigma_k}{D_k}\left(\frac{dD}{d\sigma}\right)_k}{1+\frac{\sigma_k}{D_k}\left(\frac{dD}{d\sigma}\right)_k}$$

Aus diesen beiden Gleichungen ist zu folgern :

$$\frac{k}{\sigma} = \frac{\sigma_k}{D_k}\left(\frac{dD}{d\sigma}\right)_k$$

Setze ich $D = E$, dem Elastizitätsmodul, so wird $\left(\frac{dD}{d\sigma}\right)_k = 0$ und damit $k = 0$.

Dann ergibt sich $\arccos 0 = \frac{\pi}{2}$ und $\lambda = \frac{\pi}{\sqrt{\frac{\sigma}{E}}}$ oder $\sigma = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$

Bei konstanter Stauchungszahl $D = E$ oder einem Exzentrizitätsmass $k = 0$ erhält man somit die Euler'sche Gleichung.

Setze ich $\sigma = \frac{P}{F}$ und $\frac{k}{\delta + k} = \gamma$ so wird :

$$P = \frac{4\,D.J}{l^2}(\arccos \gamma)^2$$

$$= \frac{4\,D.J}{l^2}\left(\frac{\pi}{2} - \gamma - \frac{1}{6}\gamma^3 \ldots\right)^2$$

Das erste Glied dieser Reihenbildung ist die Kármán'sche Formel :

$$P = \frac{\pi^2\,D.J}{l^2}$$

Demnach liefert dieser Näherungsausdruck zu grosse Werte, wie auch ein Vergleich mit den Versuchsergebnissen zeigt.

Bezeichne ich in der Gleichung

$$\sigma = \frac{4\,D}{\lambda^2}\left(\arccos \frac{k}{\delta + k}\right)^2$$

den Wert $\arccos \frac{k}{\delta + k}$ mit dem Ausdrucke α, so wird die Knickspannung allgemein :

$$\sigma = \frac{4\,D}{\lambda^2}\alpha^2$$

Im elastischen Bereich ergibt sich mit $\alpha = \frac{\pi}{2} - \arcsin \frac{k}{\delta + k}$ für $k = 0$ der Wert $\alpha = \frac{\pi}{2}$ und D dem Stauchungsmass gleich dem Elastizitätsmodul E die Euler'sche Gleichung

$$\sigma_{Euler} = \frac{4\,E}{\lambda^2} \cdot \frac{\pi^2}{4} = \frac{E\,\pi^2}{\lambda^2} = \sigma_E$$

Nehme ich diese Gleichung als Grundlage des Knickspannungswertes, so kann ich schreiben :

$$\sigma = \sigma_E \cdot \frac{D}{E} \cdot \frac{\alpha^2 . 4}{\pi^2} = \sigma_E . 0{,}4053 \frac{D}{E} \cdot \alpha^2 = \sigma_E . \beta$$

Setze ich die Werte für D, $\alpha = \frac{\sigma}{D} \cdot \frac{dD}{d\sigma}$ und λ in die Gleichung ein, so ergeben sich die Werte β der Knickspannungsgleichung.

Trage ich diese Werte als Ordinaten der zugehörigen λ Werte auf s. Fig., so erhalte ich zwischen $\lambda = 35{,}5$ und $\lambda = 92{,}6$ d. h. bis zum Anschluss an die Eulerhyperbel angenähert eine gerade Linie, ebenso zwischen $\lambda = 3{,}7$ und $\lambda = 16{,}5$. Dazwischen d. h. zwischen $\lambda = 16{,}5$ und $\lambda = 35{,}5$ ist die β Linie eine Kurve vom n^{ten} Grad, wobei n ermittelt werden muss.

Als Knickspannungsgleichungen habe ich nunmehr für den elastischen und unelastischen Bereich folgende Werte errechnet :

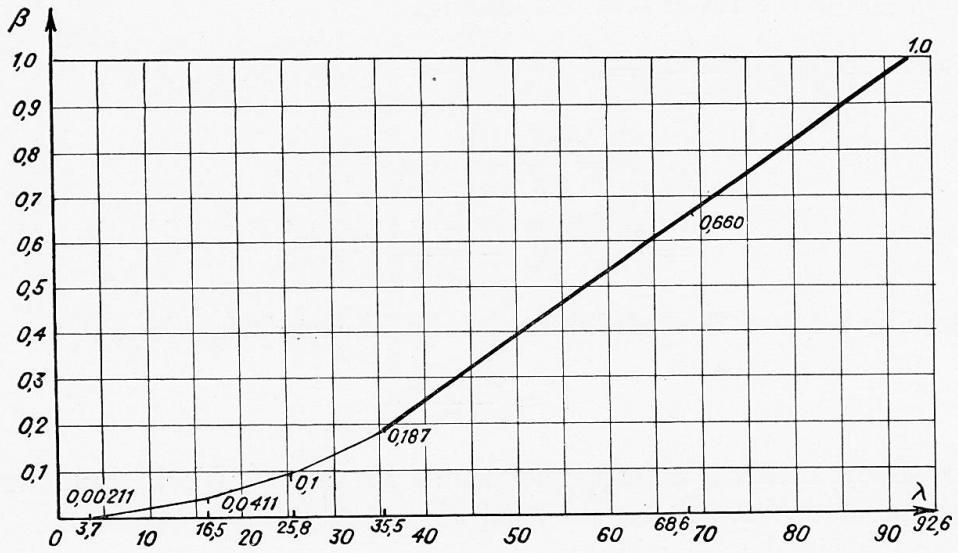


Fig. 1.

$$\sigma = \sigma_E = \frac{E\pi^2}{\lambda^2} \text{ für } \lambda > 92{,}6$$

$$\sigma = \sigma_E [0{,}0142\,\lambda - 0{,}318] \text{ für } \lambda = 92{,}6 \text{ bis } 35{,}5$$

$$\sigma = \sigma_E [0{,}00393\,(\lambda - 16{,}5).\,1{,}22 - 0{,}0411] \text{ für } \lambda = 35{,}5 \text{ bis } 16{,}5$$

$$\sigma = \sigma_E [0{,}00305\,\lambda - 0{,}00918] \text{ für } \lambda = 16{,}5 \text{ bis } 3{,}7$$

Da in der Stahlbautechnik Stabglieder unter einem Schlankheitsgrad von $\lambda = 35{,}5$ nur sehr selten oder garnicht vorkommen, kann ich folgenden Wert als die genaueste und einfachste Knickgleichung im unelastischen Bereich bezeichnen :

$$\sigma = \sigma_E [0{,}0142\,\lambda - 0{,}318]$$

Diese Funktion vom ersten Grade ist für die Anwendung in der Praxis unbedingt zu empfehlen.

Traduction.

Dans son Rapport d'Introduction sur la stabilité et la résistance des pièces travaillant à la compression et à la flexion, M. le Professeur Dr. L. Karner a étudié le processus du flambage en s'efforçant de pénétrer plus avant dans le

domaine, très difficilement accessible, de la plasticité. Ainsi qu'il l'indique très judicieusement, cette partie du problème du flambage ne peut être explorée avec succès qu'en se basant sur des résultats d'essais de compression effectués sur des matériaux divers. Le fait qu'il assimile à une droite, pour l'acier, le diagramme incurvé de la compression, permet, avec les valeurs modifiées de F^r et de J_s^r pour la section, d'arriver à des relations très simples en ce qui concerne la détermination des efforts. Les valeurs de la section peuvent être déduites sans difficulté de la relation entre le diagramme rectiligne et le diagramme incurvé effectif. On obtient ainsi, pour la section F^r modifiée, une position du centre de gravité qui présente par rapport à la position normale un écart d'excentricité e^r. L'axe statique de la barre s'écarte de cette valeur e^r de son axe géométrique. On retrouve déjà une même excentricité dans les travaux de Krohn à partir de l'équation exacte du flambage, dans son traité sur la « Résistance au Flambage ». Il arrive à la valeur suivante :

$$\frac{1}{\rho} = \frac{P.k+M}{J.K}$$

dans laquelle il désigne par :
ρ le rayon de courbure,
P et M les charges extérieures,
k l'excentricité, qui présente d'ailleurs des valeurs variables, par suite des variations du coefficient de compression d'une section à l'autre,
J le moment d'inertie de la section rapporté à son axe de gravité,
K un coefficient de compression moyen.

Après intégration de l'équation

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{P(k+y)}{J.K}$$

en admettant que k et K soient invariables et en introduisant différentes simplifications, Krohn arrive au résultat suivant :

$$\frac{\cos\frac{\lambda}{2}\sqrt{\frac{\sigma_k}{D_k}}}{1-\cos\frac{\lambda}{2}\sqrt{\frac{\sigma_k}{D_k}}} = \frac{\sigma_k}{D_k}\left(\frac{d\,D}{d\,\sigma}\right)_k$$

Cette solution représente l'équation du flambage dans le cas général, en tenant compte de ce fait que le coefficient de compression D est variable avec la contrainte.

Comme ce sont toujours les conditions de déformation et de contrainte dans la section du milieu, la plus exposée, qui jouent le rôle capital, j'estime qu'il convient, dans l'équation

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{P(k+y)}{J.K}$$

d'introduire pour k et K les deux valeurs qui correspondent précisément à cette section du milieu de la barre et d'admettre que ces valeurs sont invariables pour toute la barre. En partant de cette hypothèse, j'ai déterminé d'une autre manière l'équation générale du flambage.

Une barre qui est soumise à une charge appliquée avec une excentricité k, fléchit de la quantité δ. Par résolution d'une équation différentielle et au prix de différentes simplifications, j'obtiens le résultat suivant :

$$\lambda = \frac{2}{\sqrt{\frac{\sigma}{D}}} \text{ arc cos } \frac{k}{\delta + k} = \frac{2}{\sqrt{\frac{\sigma}{D}}} \text{ arc cos } \frac{\frac{k}{\delta}}{1 + \frac{k}{\delta}}$$

La résolution exacte suivant Krohn aboutit au résultat suivant :

$$\lambda = \frac{2}{\sqrt{\frac{\sigma_k}{D_k}}} \text{ arc cos } \frac{\frac{\sigma_k}{D_k}\left(\frac{d\,D}{d\,\sigma}\right)_k}{1 + \frac{\sigma_k}{D_k}\left(\frac{d\,D}{d\,\sigma}\right)_k}$$

De ces deux équations, on peut déduire :

$$\frac{k}{\sigma} = \frac{\sigma_k}{D_k}\left(\frac{d\,D}{d\sigma}\right)_k$$

Si je pose D = E module d'élasticité, j'obtiens :

$$\left(\frac{D\,d}{d\,\sigma}\right)_k = 0 \text{ et } k = 0$$

on en déduit : $(\text{arc cos } 0 = \frac{\pi}{2})$

$$\lambda = \frac{\pi}{\sqrt{\frac{\sigma}{E}}} \text{ ou } \sigma = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

Pour un coefficient de compression constant D = E, ou un degré d'excentricité $k = 0$ on obtient l'équation d'Euler.

Si l'on pose $\sigma = \frac{P}{F}$ et $\frac{k}{\delta + k} = \gamma$

on obtient :

$$P = \frac{4\,D.J}{l^2} (\text{arc cos } \gamma)^2$$

$$= \frac{4\,D.J}{l^2}\left(\frac{\pi}{2} - \gamma - \frac{1}{6}\gamma^3 \ldots\right)^2$$

Le premier terme de ce développement en série donne la formule de Kármán :

$$P = \frac{\pi^2 D.J}{l^2}$$

Par suite cette valeur approchée donne donc des chiffres trop forts, ainsi que l'on peut d'ailleurs s'en rendre compte par comparaison avec les résultats fournis par les essais.

Si dans l'équation :

$$\sigma = \frac{4\,D}{l^2}\left(\text{arc cos } \frac{k}{\delta + k}\right)^2$$

on désigne par α la valeur arc cos $\frac{k}{\delta + k}$

on obtient d'une manière générale pour la contrainte de flambage l'expression :

$$\sigma = \frac{4\,D}{\lambda^2} \cdot \alpha^2$$

Dans la zone élastique, avec

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - \arcsin \frac{k}{\delta + k}$$

pour $k = 0$, on obtient $\alpha = \frac{\pi}{2}$

D coefficient de compression étant égal à E module d'élasticité, on retombe sur l'équation d'Euler :

$$\sigma_{Euler} = \frac{4\,E}{\lambda^2} \cdot \frac{\pi^2}{4} = \frac{E\pi^2}{\lambda^2} = \sigma_E$$

Si j'adopte cette équation comme équation de base de la valeur de la contrainte de flambage, je puis écrire :

$$\sigma = \sigma_E \cdot \frac{D}{E} \cdot \frac{\alpha^2 . 4}{\pi^2} = \sigma_E . 0{,}4053 \frac{E}{D} . \alpha^2 = \sigma_E . \beta$$

Si j'introduis les valeurs de D, $\alpha = \frac{\sigma}{D} \cdot \frac{d\,D}{d\,\sigma}$ et λ dans l'équation, j'obtiendrai la valeur de β de l'équation de la contrainte de flambage.

Si l'on considère ces valeurs comme ordonnées en fonction des valeurs correspondantes de λ (voir figure), on obtient entre $\lambda = 35{,}5$ et $\lambda = 92{,}6$, c'est-à-dire jusqu'au raccordement avec l'hyperbole d'Euler, approximativement une ligne droite; il en est de même entre $\lambda = 3{,}7$ et $\lambda = 16{,}5$. Dans l'intervalle, c'est-à-dire entre $\lambda = 16{,}5$ et $\lambda = 35{,}5$ la courbe de β est une courbe de degré n, n devant être à déterminer.

Comme équations de la contrainte de flambage, j'ai ensuite établi les relations suivantes, pour les domaines élastique et plastique :

$\sigma = \sigma_E = \frac{E\pi^2}{\lambda^2}$ pour $\lambda > 92{,}6$

$\sigma = \sigma_E (0{,}0142\lambda - 0{,}318)$ pour λ compris entre 92,6 et 35,5

$\sigma = \sigma_E [0{,}00393 (\lambda - 16{,}5) . 1{,}22 - 0{,}0411]$ pour λ compris entre 35,5 et 16,5

$\sigma = \sigma_E (0{,}00305\lambda - 0{,}00918)$ pour λ compris entre 16,5 et 3,7

En construction métallique, les barres ne présentent que très rarement, ou même jamais, un degré de finesse inférieur à $\lambda = 35{,}5$; on peut donc considérer que dans le domaine plastique, la forme la plus simple et la plus exacte de l'équation du flambage est la suivante :

$$\sigma = \sigma_E (0{,}0142\lambda - 0{,}318)$$

Cette relation du premier degré est à recommander le plus largement pour les besoins de la pratique.

Zusammenfassung.

Der variable Druck-Elastizitätsmodul wird durch eine variable Exzentrizität der äusseren Kraft ersetzt (angenähert die Exzentrizität in bezug auf den Schwerpunkt der reduzierten Fläche F_r im Bericht von Herrn Prof. Dr. Karner). Dank der Einführung dieser Exzentrizität erhalte ich durch einfache Rechnung die allgemeine Gleichung des Knickzustandes, und als Spezialfall den Wert von Euler und Kármán. Schliesslich stelle ich eine Knickgleichung auf, die sich auf die genaue Gleichung stützt und die eine einfache, aber in den praktischen Grenzen des Schlankheitsgrades genaue Form annimmt.

Summary.

The variable coefficient of compression is replaced by a variable eccentricity of the external force (approximately the eccentricity of the centre of gravity of the modified section F_r in Prof. Karner's report). Owing to the introduction of this eccentricity, the general equation of buckling is obtained by a simple calculation and, as a particular case, the value of Euler and Kármán. Finally an equation of buckling is established, based on the exact equation and presuming a shape wich is simple but accurate within the practical limits of slenderness λ.

Dr. Ing. F. SCHLEICHER,

Professor an der Technischen Hochschule Hannover.

Bei exzentrisch gedrückten Stäben entspricht im allgemeinen jeder Belastung ein bestimmter Gleichgewichtsfall und Instabilität kommt nicht in Frage. Auf den Ausnahmefall haben Zimmermann[1] und Chwalla[2] unabhängig voneinander hingewiesen.

Ein im spannungslosen Zustand prismatischer Stab werde in der Ebene der kleinsten Steifigkeit mit $P = \psi P_E$ exzentrisch gedrückt (P_E = Eulerknicklast). Die Exzentrizitäten an den beiden Stabenden seien gleich gross, aber von entgegengesetztem Vorzeichen. Der Mittelpunkt des Stabes liegt auf der Kraftangriffsgeraden und erleidet keine Ausbiegung. Die Biegungslinien sind für $\psi < 1$ bezüglich dieses Punktes spiegelsymmetrisch und stabil. Wird $\psi = 1$, dann ist das Gleichgewicht labil und $w(\zeta) = w_1 \cos \pi\zeta + C \sin \pi\zeta$, wo C beliebige Werte besitzen kann. Vgl. Fig. 1.

Für ungleiche Exzentrizitäten w_1 bezw. w_2 ist die Durchbiegung in Stabmitte

$$w_M = \frac{w_1 + w_2}{2 \cos\left(\frac{\pi}{2}\sqrt{\psi}\right)}$$

1. H. Zimmermann, Lehre vom Knicken auf neuer Grundlage. Berlin, 1930, S. 41.
2. E. Chwalla, Eine Grenze elastischer Stabilität unter exzentrischem Druck. Z. angew., Math. Mech. 10 (1930) und Lösungstypen elastostatischer Probleme. Desgl. 11 (1931).

Der Zusammenhang zwischen w_M und ψ ist in Fig. 2 für verschiedene Verhältnisse $w_2 : w_1$ dargestellt. Für $w_2 = -w_1$ ist $w_M = 0$, solange ψ kleiner als 1 bleibt. Mit $\psi = 1$ ergibt sich nach der ersten Stufe der Genauigkeit der

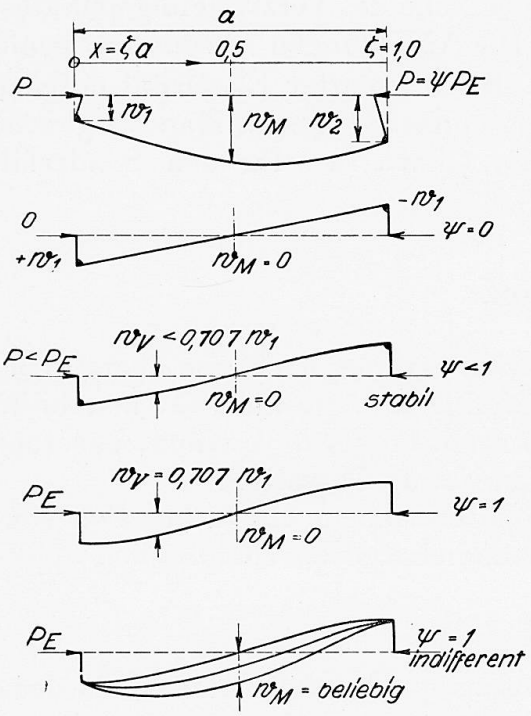


Fig. 1. — Désignations et figures d'équilibre.
Bezeichnungen und Gleichgewichtsfiguren.
Symbols and figures of equilibrium.
Stabil = Stabil = Stable.
Arbitraire = Beliebig = Arbitrary.

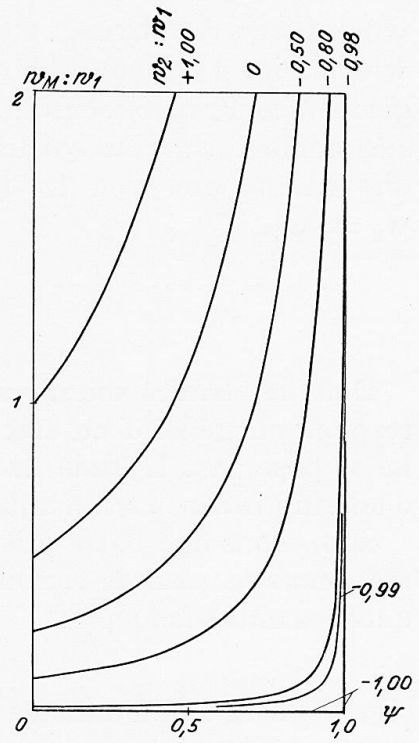


Fig. 2.
Déformation au milieu de la barre
Ausbiegung im Mittelpunkt.
Bending at middle of bar.

Rechnung ein indifferenter Gleichgewichtszustand. In diesem Fall ist w_M kein Mass der Verbiegung. In Fig. 3 ist die Ausbiegung im Viertelpunkt des Stabes w_V dargestellt, und zwar für $w_2 = -0{,}99\ w_1$ und für den Grenzfall

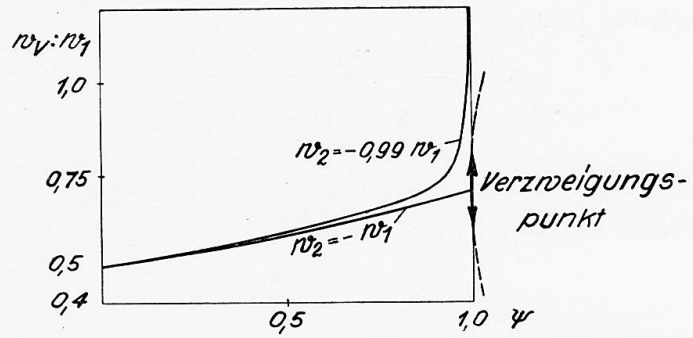


Fig. 3. — Déformation au quart de la barre.
Ausbiegung im Viertelpunkt.
Bending at quarter length of bar.

$w_2 = -w_1$. Sie nähert sich mit steigender Belastung $\psi \to 1$ dem Grenzwert $w_V = 0{,}707\ w_1$. Für die Eulerlast hat man einen Verzweigungspunkt des elastischen Gleichgewichts. Es ist demnach eine Grenze der Stabilität vorhan-

den, im Gegensatz zu dem Fall der Biegung durch Druckkräfte von verschiedener Exzentrizität.

Fig. 2 gilt für die erste Annäherung, d. h. wenn die Steigung der Biegungslinie im Vergleich zu 1 vernachlässigt wird [1]. Die genauere Rechnung gibt keine wesentliche Aenderung, ausgenommen in der Nähe des Verzweigungspunktes, wie in Fig. 3 schematisch angedeutet ist. Die Abbildungen setzen eine genügend hohe Proportionalitätsgrenze voraus. Bei begrenzter Elastizität ergeben sich analoge Zusammenhänge von weniger einfacher Form. Man vergleiche die Rechnungen von L. Karner [2] und E. Chwalla [3] für den Sonderfall $w_2 = w_1$.

Traduction.

Dans les barres soumises à une compression centrée, à chaque charge correspond en général un état d'équilibre déterminé et la question de l'instabilité ne se pose pas. L'étude du cas d'exception a fait l'objet de travaux, effectués d'ailleurs indépendamment, de Zimmermann [4] et de Chwalla [5].

Supposons une barre prismatique, ne supportant aucun effort, que l'on soumet, dans le plan de rigidité minimum, à une charge de compression appliquée excentriquement ;

$$P = \psi P_E$$

(P_E = charge de flamblage d'Euler). Supposons que les excentricités aux deux extrémités de la barre soient de même importance, mais de signes contraires. Le milieu de la barre se trouve sur la droite qui joint les points d'application des efforts et ne subit aucune flexion. Les courbes de déformation par flexion pour $\psi < 1$ sont symétriques par rapport à ce point et stables. Si $\psi = 1$, l'équilibre est alors labile et l'on a :

$$w(\zeta) = w_1 \cos \pi\zeta + C \sin \pi\zeta$$

le coefficient C pouvant prendre des valeurs arbitraires (Voir figure 1).

Pour des excentricités inégales w_1 et w_2 la déformation par flexion au milieu de la barre est donnée par :

$$w_M = \frac{w_1 + w_2}{2 \cos\left(\frac{\pi}{2}\sqrt{\psi}\right)}$$

La relation entre w_M et ψ est indiquée sur la figure 2 pour différentes valeurs du coefficient w_2/w_1. Pour

$$w_2 = - w_1$$

---

1. K. von Sanden und F. Tölke, Ueber Stabilitätsprobleme dünner, kreiszylindrischer Schalen. Ingenieur-Archiv 3 (1932).
2. L. Karner, Vorbericht S. 20.
3. E. Chwalla, Die Stabilität zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe aus Baustahl. Sitzungsberichte der Wiener Akademie, Wien, 1928.
4. H. Zimmermann, Lehre vom Knicken auf neuer Grundlage, Berlin, 1930, page 41.
5. E. Chwalla, Eine Grenze elastischer Stabilität unter exzentrischem Druck. Z. angew., Math. Mech. 10 (1930) et : Lösungstypen elastostatischer Probleme. Dito 11 (1931).

on a :

$$w_M = 0$$

tant que ψ reste inférieur à 1. Pour $\psi = 1$, on obtient, suivant la première approximation du calcul, un état d'équilibre indifférent. Dans ce cas, w_M ne peut nullement constituer une mesure de la déformation. La figure 3 représente la déformation au quart de la barre w_V, en fait pour

$$w_2 = - 0{,}99\ w_1$$

et pour le cas limite :

$$w_2 = - w_1$$

Cette déformation tend vers la valeur limite $w_V = 0{,}707\ w_1$ lorsque la charge augmente, $\psi \longrightarrow 1$.

Pour la charge d'Euler elle-même, on arrive à un point de bifurcation des conditions d'équilibre élastique. Il existe par suite une limite de stabilité, par opposition au cas de la flexion par suite de contraintes de compression suivant des excentricités différentes.

La figure 2 se rapporte à la première approximation, suivant laquelle on néglige l'accentuation de la courbe de flexion par rapport à 1 [1]. Un calcul plus précis n'accuse aucune modification sensible, si ce n'est au voisinage du point de bifurcation, ainsi qu'il est représenté d'une manière schématique sur la figure 3. Ces figures sont établies en supposant une limite de proportionnalité suffisamment élevée. Lorsque l'élasticité est limitée, on obtient des relations analogues sous une forme moins simple. Voir à ce sujet les calculs de L. Karner [2] et de Chwalla [3] pour le cas particulier correspondant à $w_2 = w_1$.

Dr. Ing. h. c. M. ROŠ,
Professor an der Eidgenössischen Technischen Hochschule und Direktor der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt, Zürich.

Zu den Diskussionsbeiträgen der Herren Professoren M. Broszko (Warschau), F. Hartmann (Wien), E. Chwalla (Brno), L. Baes (Bruxelles) und A. Mesnager (Paris) beehre ich mich, auch namens der wissenschaftlichen Mitarbeiter der E.M.P.A., Dr. Ing. J. Brunner und Dipl. Ing. A. Eichinger, mich wie folgt zu äussern.

Zu Prof. M. Broszko. Alle bisherigen Veröffentlichungen des Herrn Broszko die « Allgemeine Lösung des Knickproblems » betreffend, sowie die Behauptungen in den Diskussionsbeiträgen der Kongresse Wien (1928) und Paris (1932) beruhen auf mathematisch unrichtigen Ableitungen und physikalisch nicht zutreffenden Annahmen.

Im Schlusswort des Wiener Berichtes (Verlag Julius Springer Wien, 1929),

---

1. K. von Sanden et F. Tölke, Über Stabilitätsprobleme dünner kreiszylindrischer Schalen. — Ingenieur-Archiv 3, 1932.
2. L. Karner, Premier Congrès, Rapport Préliminaire, 1932.
3. E. Chwalla, Die Stabilität zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe aus Baustahl Wien. Akad. Vienne, 1928.

Seiten 338-343, ist die Unrichtigkeit der mathematischen Ableitung Broszkos, welcher damals die genau gleichen physikalischen Ansätze zugrunde lagen, wie der Knicktheorie von Engesser-Jasinski-Kármán, nachgewiesen. Im Mai 1931 überreichten wir Herrn Mesnager, Membre de l'Institut de France, die mathematisch genaue Integration der Broszko'schen Grundgleichung (*Comptes rendus des séances de l'Académie des Sciences*, 1928, vol. 186, p. 1041), auf welche er seine Theorie stützt, und erbrachten den Beweis, dass Broszkos Lösung infolge eines mathematischen Fehlers unrichtig ist und dass die richtige Lösung mit derjenigen von Engesser-Jasinski-Kármán genau übereinstimmt. Die mathematische Unrichtigkeit der von Broszko gegebenen Auflösung der Grundgleichung wurde auch von Dr. J. Fritsche, Prag, nachgewiesen. — Siehe « Der Bauingenieur » 1930, Heft 17, Seiten 298-300 « Zur Berechnung der Knicklast eines geraden Stabes ausserhalb des Gültigkeitsbereiches der Euler-Formel ». Ebenso wurde die Theorie Broszko's von Prof. Dr. E. Chwalla und Prof. Ing. Dr. P. Fillunger abgelehnt (Bericht über die II. Inter. Tagung für Brückenbau und Hochbau, Wien, 1928, S. 613 & 330).

Die ursprünglichen physikalischen Annahmen von Broszko in der Pariser Veröffentlichung sind mit denjenigen von Engesser-Jasinski-Kármán identisch. Aber bereits im Diskussionsbeitrage zum Wiener Kongress (1929) bemängelt Broszko den physikalischen Ansatz der Engesser-Jasinski-Kármán'schen Knickungstheorie, indem er die Gültigkeit des E-Gesetzes für die entlastete Zone der dem Knickzustande entsprechenden Spannungsverteilung des virtuell ausgebogenen Stabes als fehlerhaft bezeichnete und später am Pariser Kongress (1932) auch die Betrachtungen über die Abhängigkeit der Grösse der Verformung von der Geschwindigkeit der Verformung anstellt. Broszko stützt sich dabei auf die an sich richtigen Ewingschen Versuchsergebnisse, zieht jedoch für die Beweisführung der Richtigkeit seiner Knicktheorie Grenzwerte der Verformungsgeschwindigkeiten heran, welche bei der statischen Knickstabilität, von welcher allein die Rede ist und welche die Konstruktionspraxis in erster Linie interessiert, weder für die Belastungs- noch Entlastungszonen in Frage kommen. Zur ersten Bemängelung ist zu sagen, dass das Verformungs-Spannungs-Gesetz für wirklich eintretende Entlastungen, welche sich mit den in Frage stehenden Verformungsgeschwindigkeiten vollziehen, in Wirklichkeit dem E-Gesetz folgt. Das Material behält seinen elastischen Kern, wie dies Versuche einwandfrei beweisen.

Die Einflüsse der Dauer und Geschwindigkeit von Verformungen sind nachträglich hineingelegte Interpretationen von Broszko, die auch in seinen mathematischen Ansätzen in keiner Weise enthalten sind.

Die Ableitung der Broszko'schen Knicklast P_k für zentrisches Knicken

$$P_k = \pi^2 \frac{(1-\varepsilon_k)\ \tilde{E}_k . J_k}{l_k^2}$$

beruht auf einer mathematisch falschen Ableitung und physikalisch unzutreffenden Annahme. Diese Theorie liefert für Eisen zufällig zahlenmässig brauchbare Werte ; für andere Baustoffe, z.B. Leichtmetalle steht sie auch mit den Versuchsergebnissen in Widerspruch. — Abb. 1.

*
* *

Prof. M. Broszko zieht zur Beweisführung der Richtigkeit seiner Knicktheorie die Versuche zur Ermittlung der Knickspannungen für verschiedene Baustähle (Bericht des Ausschusses für Versuche im Stahlbau des D.St.V., Verlag Julius Springer, Berlin 1930) heran, über welche Prof. W. Rein Bericht erstattet. Wir haben uns bereits in der Wiener Diskussion — Seite 345 — zu den damaligen Ausführungen von Prof. Memmler geäussert und denselben zugestimmt. Die Berliner Versuchsergebnisse stimmen, bei sinngemässer Auslegung, mit den Zürcher theoretischen Ableitungen und Ergebnissen gut überein.

Nicht ganz einverstanden sind wir mit den theoretischen Ableitungen von Prof. Rein. Die Zimmermann'sche Fehlerhebel-Theorie für Stäbe schwacher anfänglicher Krümmung ist für den elastischen Bereich einwandfrei, für den plastischen Bereich bietet die genaue Lösung Schwierigkeiten, welche nur durch streng nicht zutreffende Annahmen überwunden werden können.

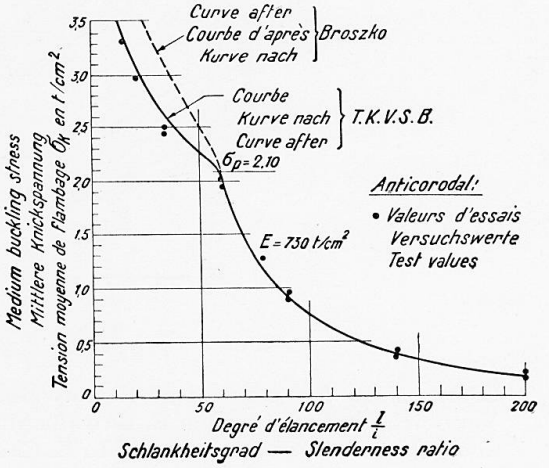


Fig. 1. — Essais avec des barres d'anticorodal. Valeurs d'essais. Courbes de flambage d'après Broszko et T. K. V. S. B.
Versuche mit Stäben aus Anticorodal. Versuchswerte. Knickspannungskurven nach Broszko und nach T. K. V. S. B.
Tests with bars of Anticorodal. Test results. Buckling stress curves according to Broszko and T.K.V.S.B.

Die Berichtigung, welche Rein der Knicktheorie angedeihen lässt und schliesslich in Form eines Zusatzgliedes ΔT zu dem Knickmodul T nach Engesser-Jasinski-Kármán zusammenfasst :

$$\Delta T = \sum_{1}^{n-1} \frac{\rho_n}{\rho_r} \left(T_r - T_{r+1} \right)$$

bei der « genaueren Entwicklung des Spannungs- und Verformungsbildes beim Knickvorgang » — Abb. 8 seines Berichtes — beruht auf unzutreffender Annahme der Entlastungszonen an der konvexen Seite anfänglich schwach gekrümmter, mit Zimmermann'schen Fehlerhebeln behafteter Stäbe, was bei nicht zu krummen Stäben bis zur Knicklast nicht erfolgt. Für den Grenzfall z.B. der Rein'schen Betrachtung, für den genau geraden, zentrisch belasteten Stab treten bis zum Erreichen der Knicklast offensichtlich keine solchen Rein'schen Spannungsentwicklungen auf, sondern die Spannungen lagern sich für die verschiedenen Spannungsstufen über den Querschnitt gleichmässig und linear. Wird dies berücksichtigt, so ergibt sich, dass auch im Sinne Zimmermanns die Knicklast nach Engesser-Jasinski-Kármán einem Maximum entspricht, somit ΔT kleiner als Null oder im Grenzfall = 0 sein muss, im Gegensatz zu Rein, welcher im unelastichen Bereich ΔT grösser als Null findet.

Die Knicktheorie nach Engesser-Jasinski-Kármán setzt ideale Verhältnisse

voraus. Zweck der Versuche ist, die Richtigkeit dieser idealen Voraussetzungen zu überprüfen.

Die Nichtbeachtung der angeführten Umstände führte zur nicht zutreffenden

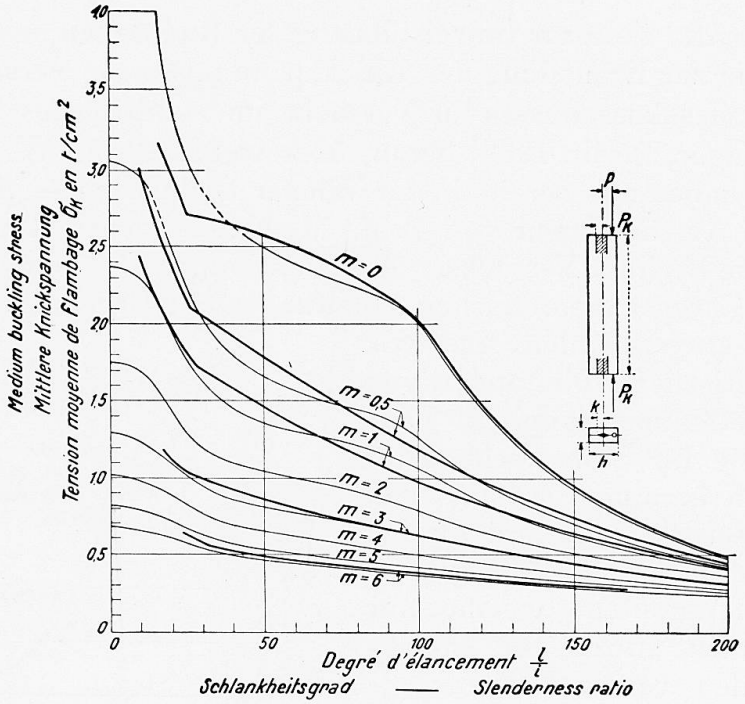


Fig. 2.

Comparaison des courbes de E. Chwalla (lignes grosse) et de Roš-Brunner (lignes fines)
Vergleich der Kurven nach E. Chwalla (dicke Linien) und nach Roš-Brunner (dünne Linien)
Comparison of curves according to E. Chwalla (thick lines) and Roš-Brunner (thin lines).

Verallgemeinerung der Korrektur des Knickmoduls T für zentrisches Knicken — Abb. 42 des Rein'schen Berichtes.

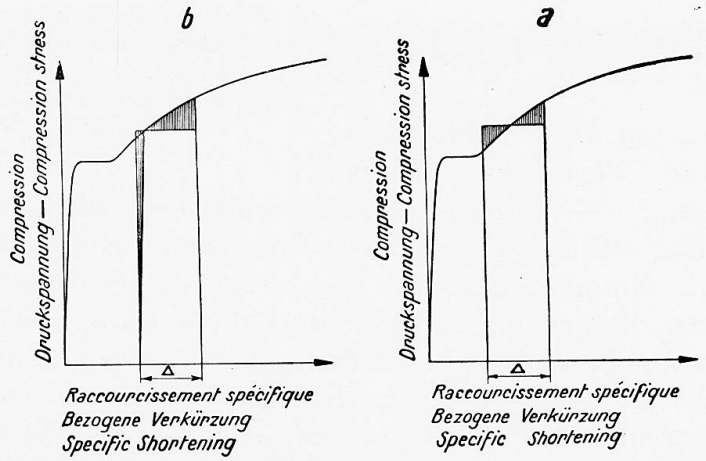


Fig. 3. — Δ = Différence des raccourcissements des fibres extrêmes.
Δ = Unterschied der Verkürzungen der Randfasern.
Δ = Difference in shortening of the outer fibres.

Zu Prof. Dr. F. Hartmann.

Dem von Herrn Prof. F. Hartmann bezogenen Standpunkte zu den Ausführungen von Prof. M. Broszko und Prof. W. Rein, das Knickproblem betreffend, stimmen wir zu, da sich seine grundsätzliche Stellungnahme mit

der von uns zuerst im Jahre 1922 schriftlich niedergelegten Auffassung in dem an die Technische Kommission des Verbandes Schweiz. Brückenbau- und Eisenhochbau-Fabriken unterbreiteten Berichte « Ueber das Problem der Knickung », sowie in den Ausführungen der späteren, an den Internationalen Kongressen in Wien (1928) und Paris (1932) unterbreiteten Berichte deckt.

Zu Prof. Dr. E. Chwalla.

Das für die Praxis wichtigste Ergebnis der sehr eingehenden theoretischen Untersuchungen von Chwalla, welche auf Grund des Zürcher Druck-Stauchungsdiagrammes für normalen Baustahl abgeleitet wurden, sind in der Abb. 2 graphisch zur Darstellung gebracht. Die von Chwalla abgeleiteten Knickspannungslinien für zentrisches und exzentrisches Knicken stimmen mit den von Roš-Brunner zugeordneten, theoretisch abgeleiteten und versuchstechnisch überprüften Kurven sehr gut überein. — Abb. 2 — Auch beim Näherungsverfahren nach Roš-Brunner ist diese Uebereinstimmung eine gute.

Chwalla legt seinen Ableitungen den jeweiligen Zweig des Druck-Stauchungs-Diagrammes, ohne Entlastungsbereich zugrunde — Fall a — Abb. 3, während wir für die Aufstellung unserer Knickspannungslinien für exzentrisches Knicken zuerst das Anwachsen der zentrisch wirkenden Knickkraft mit nachträglichem Hinzutritt der Exzentrizität (Biegungsmoment) voraussetzten, Fall b — Abb. 3 —.

Beide Annahmen sind nicht streng richtig. Ueber den sich daraus ergebenden Unterschied wurde anlässlich der Wiener Diskussion berichtet. Für Grundspannungen (Schwerpunktspannungen) bis zur Proportionalitätsgrenze sind die Knickspannungen für beide Fälle a und b einander genau gleich ; für Grundspannungen zwischen der Proportionalitäts- und Fliessgrenze sind die Unterschiede belanglos und erst beim Ueberschreiten des Fliessbereiches wird dieser Unterschied merklich. Für geringere Exzentrizitäten ist dem Verfahren von Roš-Brunner (T.K.V.S.B.-Verfahren) der Vorzug einzuräumen. Im Sonderfall des zentrischen Knickens eines ursprünglich geraden Stabes ist das Verfahren Engesser-Jasinski-Kármán genau. Für grössere Exzentrizitäten dagegen ist die Annahme von Chwalla zutreffender. Zwischen diesen beiden Grenzfällen liegt die Wirklichkeit.

Zu Prof. L. Baes.

Die Ausführungen von Prof. L. Baes betreffend den logischen Zusammenhang zwischen der Unstetigkeit der Engesser-Jasinski-Kármán'schen Knickspannungslinie und der Labilität des Druck-Stauchungsdiagrammes beim Erreichen der Fliessgrenze sowie beim Durchschreiten des Fliessbereiches bei Konstruktionsstählen, fanden unsere Zustimmung bereits durch das Schlusswort an der Wiener Diskussion — Seite 342 —.

Herr Prof. Mesnager lenkt die Aufmerksamkeit auf die theoretische Studie von R. Chambaud, Paris « Le flambement des pièces rectilignes à charge excentrée » Congrès international de Liége 1930. Die theoretischen Werte der Knicklasten von I-Trägern No 22 und 32 nach Chambaud für drei ver-

schiedene Schlankheitsgrade $\frac{l}{i} = 65$, 120 und 160 stimmen mit den Versuchswerten von Zürich sehr gut überein. Für den Bereich der Proportionalität $\sigma_p = 1{,}9$ t/cm², für welchen die Betrachtungen von Chambaud gelten, ist diese Uebereinstimmung eine sehr gute. Die Abweichungen zwischen Theorie und Versuch bewegen sich zwischen 3 % und 8 %.

Durch die theoretischen Untersuchungen von Chambaud haben die theoretischen T.K.V.S.B. Kurven eine weitere Bestätigung ihrer technischen Richtigkeit erhalten.

Abschliessend seien die Grundlagen des T.K.V.S.B. — Verfahrens von Roš-Brunner zusammengefasst.

Die Voraussetzungen, welche den theoretischen Ableitungen zugrunde liegen, sind im Pariser Vorbericht ausdrücklich hervorgehoben — Seiten 57 und 58 —. Nicht berücksichtigt wurden der Grasshof'sche Effekt und der Einfluss

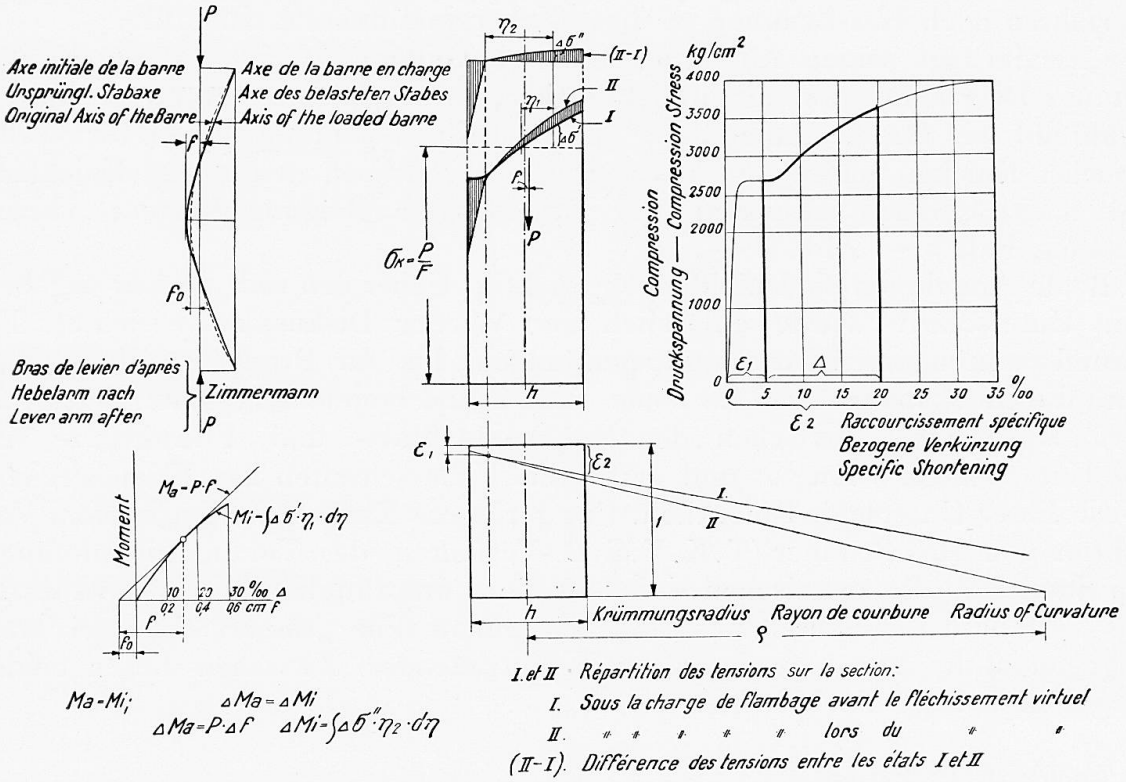


Fig. 4. — Equilibre entre les moments extérieurs et intérieurs. Labilité.
Gleichgewicht zwischen den äussern und innern Momenten. Labilität.
Equilibrium between external and internal moments. Instability.

der Querkräfte, in klarer Erkenntnis deren praktischer Belanglosigkeit auf die Endergebnisse für Stäbe der Konstruktionspraxis.

Die unter diesen Voraussetzungen abgeleiteten theoretischen Ergebnisse sind nicht als die mathematisch strenge, genaue Lösung des Knickproblems zu werten. Es kommt ihnen die Bedeutung eines für die Zwecke der Technik ausreichend genauen, in seinem Aufbau klaren Näherungsverfahrens zu.

Eine strengere Lösung des Knickproblems, in weitestem Sinne, wurde von uns bereits im ersten Berichte « Ueber das Problem der Knickung » der T.K.V.S.B. Kommission im Jahre 1926 unterbreitet, angewandt und in

den Kongressberichten von Zürich (1926) und Paris (1932) nochmals hervorgehoben. Die Integration der Differentialgleichung der Biegelinie

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{T_k . J}$$

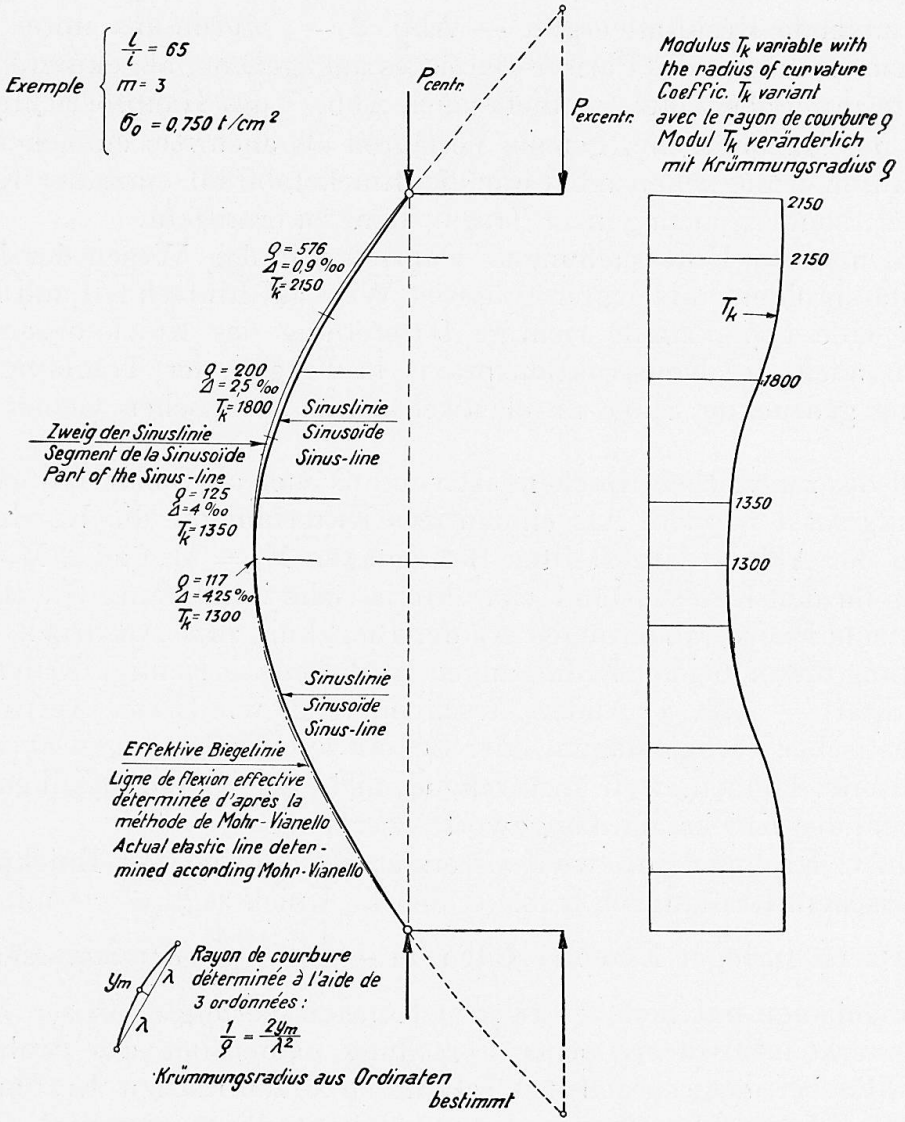


Fig. 5. — Comparaison des trois courbes : sinusoïde, segment de la sinusoïde et ligne de flexion effective déterminée d'après la méthode de Mohr-Vianello.

Vergleich der drei Kurven : Sinuslinie, Zweig der Sinuslinie und effektive Biegelinie, bestimmt nach dem Verfahren von Mohr-Vianello.

Comparison of the three curves : sine curve, part of sine curve and actual bending curve, determined by the method of Mohr-Vianello.

nach dem Verfahren von Mohr-Vianello, d. h. die Erfüllung der durch die Differentialgleichung ausgedrückten Gleichgewichts- und Verformungsbedingungen, gibt die strenge Lösung des Knickproblems. Dieses genauere Verfahren ist nur auf dem Wege der graphischen Integration, wie sie auch Kármán für den Fall sehr geringer Exzentrizität (Exzentrizitätsmass $m = \sim \frac{1}{17} \cdot \frac{1}{170}$) durchführte, möglich. In klarer Erkenntnis der Umständ-

lichkeit, mit welcher das genaue Verfahren behaftet ist, wurden die vorerwähnten, die Lösung des Problems vereinfachenden, technisch zulässigen Annahmen gemacht, insbesondere die Biegelinie als Sinuslinie vorausgesetzt.

Auf Grund der nach diesem Näherungsverfahren (T.K.V.S.B. - Verfahren) gewonnenen Ergebnisse, welches mit dem genaueren Verfahren sehr gur übereinstimmende Resultate ergibt — Abb. 2 —, wurde das unter Punkt 5 der Schlussfolgerungen des Pariser-Berichtes angegebene, abgekürzte, vereinfachte Verfahren abgeleitet. — Siehe auch Abb. 7 des Hauptberichtes.

Sowohl das umständliche, genaue Verfahren als auch das einfachere Näherungsverfahren ermöglichen nicht nur die Knickstabilität einzelner Konstruktionsglieder, sondern auch ganzer Tragsysteme zu ermitteln.

Bei allen unseren Untersuchungen wahrten wir das Wesen des Knickens als Stabilitätsproblem und legten grössten Wert auf Einfachheit und Klarheit, sowie auf eine physikalisch richtige Darstellung des Knickvorganges, um namentlich auch der Konstruktionspraxis in Fragen der Tragfähigkeit und Verformung gedrückter Stäbe im elastischen und plastischen Gebiet nützlich zu dienen.

Der Fall des zentrischen Knickens ist von uns auch als Sonderfall des exzentrischen aufgefasst worden. Als eindeutiges Kriterium für die Knicklast gelten die auf der Abb. 4 dargestellten Beziehungen $M_a = M_i$ und $\Delta M_a = \Delta M_i$, welche das für den Knickzustand charakteristische indifferente Gleichgewicht für sehr kleine Pfeilveränderungen Δf der Biegelinie zum Ausdruck bringen. Die Erfüllung dieser beiden Bedingungen ist das einzig richtige Kriterium der Knickstabilität. — Abb. 4. Andere Erscheinungen, wie Erstes Auftreten bleibender plastischer Verformungen, oder Beginn von Entlastungen an der konvexen Stabseite, können, weil unzutreffend, nicht als Charakteristiken für den Grenzzustand der Knickstabilität gewertet werden.

Prof. Th. v. Kármán gab wohl als erster die Lösung des Knickproblems bei exzentrischem Kraftangriff, wobei er den die Knicktragkraft vermindernden Einfluss äusserst geringer Exzentrizitäten ($m \sim \frac{1}{17}$ bis $\frac{1}{170}$ der Stab-Kernweite) im Zusammenhange mit dem zentrischen Knicken verfolgte. Unser Ziel war aber, neben erkenntnistheoretischer Forschung namentlich das Problem der Knickstabilität bei ausgesprochenen, stärkeren exzentrischen Kraftangriffen, wie sie in der Konstruktionspraxis vorkommen, zu lösen, angeregt durch die in der Schweiz. Bauzeitung bereits im Jahre 1899 — Bd. XXXIII, Seite 159 — erfolgte Veröffentlichung über die « Berechnung eines auf exzentrischen Druck beanspruchten Stabes » von René Koechlin (Paris), sowie durch die Einführung der Koechlin'schen Graphikons in die Konstruktionspraxis durch Herrn Oberingenieur F. Ackermann, Kriens-Luzern.

Traduction.

En réponse aux observations de MM. M. Broszko (Varsovie), F. Hartmann (Vienne), E. Chwalla (Brno), L. Baes (Bruxelles) et A. Mesnager (Paris), concernant la discussion de notre mémoire, j'ai l'honneur de présenter, en mon nom personnel ainsi qu'au nom des collaborateurs scientifiques du L. F. E. M., MM. J. Brunner et A. Eichinger, les remarques suivantes :

Prof. M. Broszko.

Toutes les publications de M. Broszko parues jusqu'à ce jour sur la « Solution générale du problème du flambage », ainsi que ses affirmations lors des discussions des congrès de Vienne (1928) et Paris (1932), se basent sur des déductions mathématiques erronées et sur des suppositions fausses au point de vue physique.

Dans la conclusion de notre rapport pour le congrès de Vienne (Édition Julius Springer, Vienne 1929), aux pages 338-343, nous avons prouvé l'erreur des déductions mathématiques de M. Broszko, qui se basaient alors sur les mêmes principes physiques de la théorie d'Engesser-Jasinski-Kármán. En mai 1931, nous remettions à M. Mesnager, membre de l'Institut de France, l'intégration mathématique exacte de l'équation initiale de Broszko sur laquelle repose sa théorie (Comptes rendus des séances de l'Académie des Sciences 1928 — vol. 186, page 1041 —), et nous apportions la preuve que la solution de Broszko, du fait d'une erreur mathématique, était fausse, tandis que la solution exacte correspondait parfaitement à celle d'Engesser-Jasinski-Kármán. L'inexactitude de la résolution que donne Broszko de l'équation initiale a été également prouvée par le Dr J. Fritsche de Prague — voir le « Bauingenieur » 1930, cahier 17, pages 298-300 —. « Le calcul de la charge de flambage d'une barre rectiligne dans le cas où la formule d'Euler n'est pas valable ». D'autre part la théorie de Broszko a été réfutée par les prof. E. Chwalla et P. Fillunger (Rapport du 2e Congrès international des Ponts et Charpentes, Vienne 1928, pages 613 et 630). Les principes physiques sur lesquels s'appuie Broszko dans sa publication de Paris sont identiques à ceux d'Engesser-Jasinski-Kármán, mais Broszko critique déjà dans sa contribution à la discussion du Congrès de Vienne (1929) les principes physiques de la théorie du flambage d'Engesser-Jasinski-Kármán en déclarant que la loi du module d'élasticité n'est pas valable pour la répartition des tensions dans la zone allégée (au moment du flambage) de la barre subissant un fléchissement virtuel; il fait de même plus tard au Congrès de Paris (1932), en présentant ses considérations sur la dépendance entre la grandeur des déformations et leur vitesse. Broszko s'appuie pour cela sur les résultats expérimentaux, d'ailleurs exacts, d'Ewing, en prenant, pour prouver la justesse de sa théorie, les valeurs limites des vitesses de déformation qui n'entrent absolument pas en considération, ni pour les zones chargées, ni pour les zones allégées, dans la stabilité statique du flambage dont il est uniquement question ici et qui intéresse en tout premier lieu la pratique de la construction. En réponse à la première critique, on peut dire qu'en réalité la loi des déformations et tensions suit la loi de l'élasticité pour les allégements réels qui se produisent avec les vitesses de déformation en question. Le matériau conserve son noyau élastique, comme le prouvent les essais d'une façon indubitable.

L'influence de la durée et de la vitesse des déformations n'a été introduite que postérieurement par Broszko et n'est renfermée en aucune façon dans ses équations mathématiques fondamentales.

La formule de Broszko donnant la charge de flambage P_k pour la compression centrée :

$$P_k = \pi^2 \frac{(1 - \varepsilon_k) . \tilde{E}_k . J_k}{l_k^2}$$

repose sur des déductions mathématiques fausses et sur des principes physiques inexacts. Cette théorie donne, par hasard, pour le fer, des valeurs utilisables ; pour d'autres matériaux, par exemple les métaux légers, elle est en contradiction avec les résultats des essais (fig. 1).

Le prof. Broszko, pour prouver l'exactitude de sa théorie du flambage, cite les essais faits pour déterminer les tensions de flambage pour différents aciers de construction, essais sur la base desquels le prof. W. Rein a rédigé un mémoire (Rapport de la Commission des essais de constructions métalliques du D. St. V., édition J. Springer, Berlin, 1930). Nous avons déjà, dans le livre du Congrès de Vienne, page 345, exprimé notre opinion à propos des observations du prof. Memmler en nous déclarant d'accord avec elles. Les résultats des essais de Berlin s'accordent bien, lorsqu'on les interprète logiquement, avec les déductions théoriques et les essais de Zurich.

Nous ne sommes par contre pas tout à fait d'accord avec les déductions théoriques du prof. Rein. La théorie du bras de levier compensateur (théorie de Zimmermann) pour les barres à faible courbure initiale, est exacte dans le domaine élastique ; dans le domaine plastique, la solution exacte offre des difficultés qui ne peuvent être surmontées qu'à l'aide de suppositions qui ne sont pas rigoureusement justes.

La correction que Rein apporte à la théorie du flambage et qu'il exprime sous forme d'un terme additionnel ΔT pour le coefficient de flambage d'Engesser-Jasinski-Kármán (correction appliquée lors du « développement exact des figures de tension-déformation dans le processus de flambage », page 8 de son rapport),

$$\Delta T = \sum_{1}^{n-1} \frac{\rho_n}{r\rho} (T_r - T_{r+1})$$

repose sur la supposition inexacte des zones allégées sur le côté convexe de barres à faible courbure initiale et pourvues de leviers-compensateurs selon Zimmermann ; pour les barres dont la courbure n'est pas trop prononcée, cette supposition ne répond pas à une réalité jusqu'au moment où on atteint la charge de flambage. Par exemple, pour le cas limite, c'est-à-dire pour la barre parfaitement rectiligne comprimée par des forces centrées, on ne constate, jusqu'au moment où la charge de flambage est atteinte, aucune répartition des tensions d'après Rein, mais pour tous les degrés de charge les tensions se répartissent uniformément et linéairement sur la section. En tenant compte de ces faits, il résulte, que même dans le sens où le comprend Zimmermann, la charge de flambage déterminée d'après Engesser-Jasinski-Kármán correspond à un maximum, c'est-à-dire que ΔT est plus petit que 0 ou, au plus, égal à 0, contrairement à ce qu'indique Rein, qui trouve que ΔT est plus grand que 0 dans le domaine inélastique.

La théorie du flambage d'Engesser-Jasinski-Kármán suppose l'existence de conditions idéales. Le but des essais doit être de contrôler l'exactitude de ces suppositions.

L'inobservation des conditions indiquées conduisit à une généralisation non fondée de la correction du module de flambement T pour des charges centrées. Fig. 42 du mémoire de Rein.

Prof. F. Hartmann.

Nous approuvons le point de vue que prend le prof. F. Hartmann vis-à-vis des théories du prof. M. Broszko et du prof. W. Rein concernant le flambage, étant donné que le principe adopté par M. Hartmann correspond à la conception que nous avons déjà exprimée par écrit en 1922 dans notre rapport à la Commission Technique de l'Association Suisse des Ponts et des Charpentes Métalliques, « Contribution à l'Étude du Problème du Flambage », puis, plus tard, dans nos mémoires présentés aux Congrès internationaux de Vienne (1928) et de Paris (1932).

Prof. E. Chwalla.

Les résultats si importants des recherches théoriques très complètes de Chwalla, découlant du diagramme compression-déformation proposé par Zurich pour l'acier doux de construction, sont reportés graphiquement sur la fig. 2. Les tensions de flambage que Chwalla a trouvées pour le flambage sous charge centrée et excentrée, correspondent très bien aux courbes théoriques de Roš-Brunner, contrôlées expérimentalement (fig. 2). En utilisant la méthode d'approximation de Roš-Brunner, la concordance des résultats est aussi satisfaisante. Chwalla base ses calculs sur le segment correspondant du diagramme compression-déformation, sans tenir compte de l'allègement — cas a, fig. 3 —; nous supposons par contre, lors de l'établissement des courbes des tensions de flambage sous charge excentrée, que l'accroissement de la force de flambage agissant centriquement intervient d'abord, tandis que l'apparition de l'excentricité (moment de flexion) n'a lieu que plus tard — cas b, fig. 3 —.

Aucune des deux suppositions n'est parfaitement exacte; nous avons examiné, lors de la discussion du Congrès de Vienne, les différences qui en résultent. Pour les tensions initiales (tensions au centre de gravité) jusqu'à la limite de proportionnalité, les tensions de flambage sont exactement les mêmes dans les deux cas a) et b); pour les tensions initiales comprises entre la limite de proportionnalité et la limite d'écoulement, les différences sont sans importance; ce n'est qu'après avoir dépassé la limite d'écoulement que les différences deviennent sensibles. Pour de faibles excentricités, on donnera la préférence à la méthode de Roš-Brunner (Méthode T. K. V. S. B.). Dans le cas particulier du flambage par charge centrée d'une barre rectiligne, la méthode d'Engesser-Jasinski-Kármán est exacte. Pour des excentricités plus grandes, la supposition de Chwalla est, par contre, plus juste. Entre ces deux cas limites se trouve la réalité.

Prof. L. Baes.

Les remarques du prof. L. Baes, concernant la corrélation logique entre la discontinuité de la courbe des tensions de flambage d'Engesser-Jasinski-Kár-

mán et l'instabilité du diagramme compression-déformation lorsqu'on atteint ou qu'on dépasse la limite d'écoulement des aciers de construction, ont déjà trouvé notre approbation dans les conclusions de la discussion de Vienne — page 342.

M. Mesnager a attiré notre attention sur l'étude théorique de R. Chambaud, Paris, « Le flambement des pièces rectilignes à charge excentrée », Congrès international de Liége, 1930. Les valeurs théoriques des charges de flambage des poutres I NP 22 et 32 selon Chambaud, pour les degrés d'élancement $\frac{l}{i} =$ 65, 120 et 160, correspondent parfaitement aux valeurs expérimentales de Zurich. Jusqu'à la limite de proportionalité $\sigma_p = 1,9$ t/cm², limite pour laquelle les valeurs de Chambaud sont valables, la concordance est excellente. Les écarts constatés entre la théorie et l'expérience varient de 3 à 8 %.

Grâce aux recherches théoriques de Chambaud, les courbes théoriques de la T. K. V. S. B. obtiennent une fois de plus confirmation de leur exactitude technique.

Pour terminer, nous résumerons les principes de la méthode de Roš-Brunner (méthode T. K. V. S. B.).

Les suppositions sur lesquelles s'appuient les calculs théoriques sont formellement exprimées dans le rapport de Paris (pages 57 et 58). On n'a pas tenu compte de l'effet de Grashof et de l'influence des efforts tranchants, en parfaite connaissance de leur peu d'importance pratique sur les résultats finaux, pour les barres utilisées en construction.

Les résultats théoriques découlant de ces suppositions ne donnent pas la solution mathématique exacte du problème du flambage. Ils représentent une méthode d'approximation dont la conception nous semble parfaitement claire et dont l'exactitude suffit aux buts de la technique.

Nous avons déjà présenté dans le premier mémoire « Contribution à l'étude du problème du flambage » de la Commission Technique du V. S. B. en 1926, une solution plus rigoureuse du problème du flambage; cette solution a été communiquée en outre dans les mémoires des Congrès de Zurich (1926) et de Paris (1932). L'intégration de l'équation différentielle de la ligne de flexion :

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{T_k . J}$$

selon la méthode de Mohr-Vianello, c'est-à-dire le fait de satisfaire aux conditions d'équilibre et de déformations exprimées par cette équation différentielle, fournit une solution plus rigoureuse du problème du flambage. Cette solution n'est possible, comme l'a démontré Kármán pour le cas de très faibles excentricités ($m = \frac{1}{17} - \frac{1}{170}$) qu'au moyen d'une intégration graphique. Pleinement conscients des difficultés que présente l'application de la méthode exacte, nous avons introduit des suppositions admissibles au point de vue technique pour simplifier la résolution du problème, en considérant en particulier la ligne de flexion comme une sinusoïde. Étant donné que les résultats obtenus à l'aide de cette méthode d'approximation (méthode T. K. V. S. B.) corres-

pondent très bien aux résultats qu'on obtient avec la méthode exacte (fig. 2), nous avons introduit la méthode simplifiée et rapide commentée sous chiffre 5 des conclusions du mémoire de Paris (voir aussi fig. 7 de ce mémoire). Les deux méthodes, méthode exacte et méthode d'approximation, permettent de calculer non seulement la stabilité au flambage d'éléments de construction isolés mais aussi celle de systèmes entiers.

Au cours de toutes nos recherches, nous sommes partis du principe que le flambage est un problème de stabibilité et nous avons recherché la simplicité, la clarté et une représentation fidèle, au point de vue physique, du processus du flambage ; nous espérons de cette façon avoir pu servir utilement le constructeur lorsqu'il a à s'occuper de la résistance et de la déformation de barres comprimées, sollicitées jusqu'à la limite d'élasticité ou au-dessus.

Nous avons considéré le flambage par charge centrée comme un cas particulier du flambage par charge excentrée. Les relations $M_a = M_i$ et $\Delta M_a = \Delta M_i$ (fig. 4) représentent un critérium indiscutable pour la charge de flambage ; ces relations expriment l'état d'équilibre indifférent, caractéristique de l'état de flambage, pour une augmentation très petite Δf des flèches de la ligne élastique. En satisfaisant à ces deux conditions, on a un critérium parfait, le seul exact de la stabilité au flambage (fig. 4). D'autres phénomènes tels que la première apparition des déformations plastiques permanentes ou le début de l'allégement sur le côté convexe de la barre, ne peuvent être considérés comme caractéristiques pour l'état limite de la stabilité au flambage.

Le prof. Th. v. Kármán a été le premier à présenter une solution du problème du flambage sous charge excentrée en étudiant la diminution de la force de flambage sous l'influence d'excentricités très faibles ($m \sim \frac{1}{17}$ jusqu'à $\frac{1}{170}$ de la grandeur du noyau). Notre but a été en outre la recherche théorique, la résolution du problème de la stabilité de flambage dans le cas où la force présente une excentricité plus grande et bien caractérisée, telle qu'on en rencontre en construction. Nous avons été attirés dans cette voie par le mémoire de René Koechlin (Paris), « Le calcul d'une barre sollicitée par des efforts de compression excentrée », paru dans la Schweiz. Bauzeitung dès l'année 1899 — Vol. XXXIII, page 159, et du fait de l'introduction du graphique de Koechlin dans la pratique par M. F. Ackermann, ingénieur en chef à Kriens-Lucerne.

I 3

LA STABILITÉ DE L'ÂME ET DES AILES DES BARRES COMPRIMÉES.
DIE STABILITÄT DÜNNER WÄNDE GEDRÜCKTER STÄBE.
STABILITY OF THE WEBS AND THE FLANGES OF COMPRESSED BARS.

Dr. Ing. **F. BLEICH**, Baurat, Wien.

Voir aussi « Publication Préliminaire », p. 107. — *Siehe auch « Vorbericht », S. 107.*
See also " Preliminary Publication ", p. 107.

Dr. F. BLEICH [1],
Baurat h. c., Wien.

Die in meinem Bericht in der Zusammenstellung angeführten Bemessungsregeln sind aus einer Differentialgleichung gewonnen, die der Voraussetzung Rechnung trägt, dass eine in einer Richtung über die Elastizitätsgrenze gezogene oder gedrückte Platte sich orthotrop verhält. Die bekannten Versuche von Roš und Eichinger weisen auf quasiisotropes Verhalten auch bei Ueberschreiten der Elastizitätsgrenze hin. Neuere Versuche, auf die Hohenemser [2] aufmerksam macht, lassen in gewissen Fällen auf ein Abweichen von der Isotropie schliessen. Nimmt man die Quasi-Isotropie als feststehend an, so bietet die von den Herren Eichinger und Roš mitgeteilte Differentialgleichung mit dem vorangestellten Plattenknickmodul eine einwandfreie wissenschaftliche Grundlage für die Lösung des Stabilitätsproblems der Platte. Ersetzt man nach dem Vorschlage des Herrn Schleicher den Plattenknickmodul durch den Engesser-Kármán-Modul, so erhält man eine nur einige Hundertteile geringere Tragfähigkeit der Platte im unelastischen Bereich, so dass diesem Vorschlage vom Standpunkt der Gewinnung einfacher Bemessungsformeln nur zuzustimmen ist. Es darf aber nicht übersehen werden, dass bei sehr kurzen Stäben, wie sie im Brückenbau häufig genug vorkommen, bei Schlankheiten zwischen 20 und 40 die Formel des Herrn Schleicher bei Forderung gleicher Sicherheit gegen Ausbeulen wie gegen Ausknicken des ganzen Stabes für das Verhältnis $\frac{b}{\delta}$ Ergebnisse liefert, die bei abstehenden Winkelschenkeln bei $\frac{l}{i} = 30$ z. B. das Verhältnis $\frac{b}{\delta} = 6$, bei $\frac{l}{i} = 40$ das Verhältnis $\frac{b}{\delta} = 8$ ergibt. Die gleichen Zahlen gelten auch für die Stege von T -förmigen Gurtquerschnitten. Tatsächlich liegen die Verhältnisse aber so, dass bei kurzen Stäben auch die wirklichen Randbedingungen an den schmalen gedrückten Seiten der Platte nicht ganz ohne Einfluss auf die Tragfähigkeit der Platte sind und diese nicht unwesentlich erhöhen.

---

1. Die hier wiedergegebenen Ausführungen beziehen sich zum Teil auf noch folgende Referate.

2. Hohenemser u. W. Prager, Beitrag zur Mechanik des bildsamen Verhaltens von Flusstahl. Z. A. M. M. 1932, S. 1.

Diese Ueberlegungen waren es, die mich veranlassten, über die unter Annahme der Orthotropie abgeleiteten Formeln zu berichten, obwohl ich die Einwände kannte, die auf Grund der Versuche von Roš und Eichinger gegen die die Grundlage bildende Differentialgleichung erhoben wurden [1].

Ich habe mich in meinem Bericht auf die Versuche bezogen, die anlässlich des Baues der Quebecbrücke durchgeführt wurden. Herr Schleicher bezweifelt die Beweiskraft dieser Versuche, mit dem Hinweis, dass für die Versuchsstäbe stahlartiges Material von 4,79 t/cm² Festigkeit mit einer Streckgrenze von rd. 3,0 t/cm² verwendet wurde, während meine Formeln für übliches Flusseisen von $\sigma_B = 4{,}5$ t/cm² gelten. Das Material, das Tetmajer für seine Versuche benützte, wies Festigkeiten zwischen 3,74 t/cm² und 4,28 t/cm² und Streckgrenzen zwischen 2,82 t/cm² und 3,07 t/cm² mit $\sigma_S = 2{,}99$ t/cm² im Mittel auf. Beide hier erwähnten Werkstoffe zeigen sehr nahe beieinander liegende Streckgrenzen, sodass ich mich wohl berechtigt glaubte, die amerikanischen Versuche zum Vergleich mit den in meinem Bericht angeführten Formeln heranzuziehen. Der Hinweis des Herrn Schleicher, dass der Elastizitätsmodul E des amerikanischen Materiales 2000 t/cm² betrug, während Tetmajer diesen Modul i. M. mit 2150 t/cm² festgestellt hat, ist ohne Bedeutung, da die Formeln für den unelastischen Bereich unabhängig vom Modul E sind und dieser Modul nur ihren Geltungsbereich begrenzt. Im übrigen bin ich der Meinung, dass die in der Diskussion angeschnittenen Fragen nur durch ausführliche Plattenversuche endgültig geklärt werden können.

Zum Schlusse möchte ich auf ein Versehen in meinem Berichte aufmerksam machen. Die Ausgangsgleichung (2) gilt bei den angegebenen Randbedingungen nur für eine ungerade Anzahl von Halbwellen, d. i. für $n = 1,3,5,\ldots$ Sie liefert daher nur die eine Hälfte der möglichen Knickspannungen. Die andere Hälfte die den spiegelsymmetrischen Verformungen entspricht, gewinnt man aus dem ergänzenden Ansatz

$$(2') \quad w = \sin \frac{n \pi x}{a} \left[A \cosh k_1 y + C \cos k_2 y\right]$$

Die Rechnungsergebnisse sind trotzdem richtig, da die für den Ansatz (2) gültige Beschränkung im Laufe der Rechnung stillschweigend fallen gelassen und beliebige Wellenzahlen $n = 1,2,3,\ldots$ zugelassen wurden.

Traduction [2].

Les règles de calcul que contient le tableau figurant dans mon rapport sont déduites d'une équation différentielle dans laquelle il est tenu compte de cette hypothèse que la plaque se comporte d'une manière orthotrope sous l'influence des efforts de traction ou de compression s'exerçant dans une direction déterminée au-dessus de la limite d'élasticité. Les essais bien connus de Roš et d'Eichinger mettent en évidence un comportement quasi isotrope même en cas de dépassement de la limite d'élasticité. De récents essais, sur lesquels Hohen-

1. Siehe : E. Chwalla, Bericht über die II. Intern. Tagung für Brückenbau und Hochbau. Wien, 1929. S. 322.

2. Les observations ci-dessus se réfèrent en partie à des mémoires publiés plus loin.

emser attire l'attention [1], permettent d'ailleurs de constater, dans certains cas, des écarts par rapport à l'isotropie. Si l'on admet la quasi-isotropie, l'équation différentielle établie par Roš et Eichinger constitue un point de départ parfaitement scientifique pour la solution du problème de la stabilité des plaques, cette équation faisant intervenir le module de flambage des plaques, tel qu'il a été établi. Si l'on remplace le module de flambage des plaques par le module de Kármán-Engesser, ainsi que M. Schleicher l'a proposé, on obtient pour la plaque, dans le domaine plastique, une capacité de charge inférieure de quelques centièmes seulement ; on ne peut donc que se rallier à cette proposition, qui permet d'aboutir à des formules de calcul plus simples.

Il ne faut toutefois pas perdre de vue que pour des éléments de très faible longueur, tels que ceux que l'on emploie assez fréquemment dans la construction des ponts et pour des degrés d'élancement compris entre 20 et 40, la formule de M. Schleicher qui implique la même sécurité contre le voilement que contre le flambage de l'élément dans son ensemble, conduit lorsque les ailes sont écartées à des rapports $\frac{b}{\delta}$ tels que pour $\frac{l}{i} = 30$ par exemple, $\frac{b}{\delta} = 6$ et pour $\frac{l}{i} = 40$, $\frac{b}{\delta} = 8$. On obtient les mêmes chiffres pour les âmes des sections de membrures ayant une forme en T. En fait, pour des éléments de faible longueur, les conditions effectives à la périphérie, sur les petits côtés comprimés de la plaque, ne sont pas sans exercer une certaine influence sur la capacité de charge de cette plaque, qu'elles améliorent dans des proportions appréciables.

Ce sont ces considérations qui m'ont conduit à étudier les formules établies en se basant sur l'hypothèse de l'orthotropie ; je n'ignore pas cependant l'objection qui s'est élevée contre l'équation différentielle qui en constitue la base, objection qui repose sur les résultats des essais de Roš et d'Eichinger [2].

Je me suis basé, dans mon rapport, sur les résultats d'essais qui ont été effectués à l'occasion de la construction du Pont de Québec. M. Schleicher émet quelque doute sur la légitimité des conclusions que l'on peut en tirer ; il considère en effet que l'on a utilisé pour la constitution des éprouvettes destinées à ces essais un métal accusant une charge de rupture de 47,9 kg par mm² et une limite d'écoulement de 30 kg par mm² environ, tandis que les formules que j'indique s'appliquent à un acier ordinaire accusant un $\sigma_B = 45$ kg par mm². Le métal que Tetmajer a employé pour ses essais accusait les caractéristiques suivantes :

Charge de rupture entre 37,4 et 42,8 kg par mm² ;

Limite d'écoulement entre 28,2 et 30,7 kg par mm² ;

avec $\sigma_s = 29{,}9$ kg par mm², en moyenne. Les deux limites d'écoulement indiquées ci-dessus sont très voisines ; c'est pourquoi je me suis cru fondé à établir une comparaison entre les résultats des essais américains et les formules indi-

---

1. K. Hohenemser et W. Prager, Beitrag zur Mechanik des bildsamen Verhaltens von Flusstahl. — Z.A.M.M., 1932, p. 1.

2. Voir à ce sujet : E. Chwalla, Compte Rendu du deuxième Congrès International des Ponts et Charpentes, Vienne, 1929, p. 322.

quées dans mon rapport. M. Schleicher signale que le module d'élasticité E du métal utilisé en Amérique atteignait 20.000 kg par mm², alors que Tetmayer est arrivé, en moyenne, pour ce module à une valeur de 21.500 kg par mm². Ceci est toutefois sans importance, car les formules qui s'appliquent à la zone plastique ne dépendent pas du module d'élasticité E et ce module n'intervient que pour limiter leur zone d'application. D'ailleurs, j'estime que les questions soulevées dans la discussion ne sont susceptibles d'être définitivement éclaircies que par des essais de plaques très poussés.

Pour terminer, j'attirerai l'attention sur une erreur contenue dans mon rapport. L'équation de départ (2) n'est valable, dans les conditions indiquées pour les bords de la plaque, que pour un nombre impair de demi-ondulations, c'est-à-dire pour $n = 1, 3, 5, \ldots$ Elle ne donne donc que la moitié des contraintes de flambage possibles. On obtient l'autre moitié, qui correspond à des déformations symétriques, par l'opération complémentaire.

$$w = \sin \frac{n \pi x}{a} [A \cosh k_1 y + C \cos k_2 y]$$

Les résultats des calculs n'en sont pas moins exacts, car la restriction valable pour la mise en équation de (2) a été implicitement laissée de côté dans le cours du calcul et on a admis des nombres d'ondulations arbitraires $n = 1, 2, 3, \ldots$

Participants à la discussion.

Diskussionsteilnehmer.

Participants in the discussion.

Dr.-Ing. F. SCHLEICHER,
Professor an der Technischen Hochschule Hannover.

I. — Weitere Versuche über die Knickung von gleichmässig gedrückten Stahlplatten.

Eine interessante Versuchsreihe ist gelegentlich des Baues der Hängebrücke zwischen Philadelphia und Camden durchgeführt worden [1], [2].

Es handelt sich um mit Winkeln gesäumte Rechteckplatten von $b = 88{,}9$ cm Gesamtbreite, bzw. $b' = 58{,}5$ cm zwischen den Saumwinkeln, $a = 305$ cm Länge und Blechdicken $h = 0{,}95$ bis $3{,}80$ cm. Die Platten waren an den Längsrändern lose geführt, das Material war Silizium-Mangan-Stahl von $\sigma_S = 3{,}165$ t/cm² Quetschgrenze und $\sigma_B = 5{,}6$ bis $6{,}7$ t/cm² Zerreissfestigkeit.

Mit $E = 2100$ t/cm², $m = 10/3$ ergibt sich die Knickspannung σ_K für das Seitenverhältnis $\alpha = 3{,}43$ und mit $n = 3$ Halbwellen zu

1) $$\sigma_K = 7750 \left(\frac{h}{b}\right)^2 \text{ in t/cm}^2.$$

1. W. Schachenmeier, Die Delaware-River-Brücke zwischen Philadelphia und Camden. Die Bautechnik 1927, Seite 513.

2. Clement E. Chase, Research and experimental tests in connection with the design of the bridge over the Delaware River between Philadelphia and Camden. Journal of the Franklin Institute, Vol. 200, Oct. 1925, p. 417.

Für $b = 88{,}9$ cm erhält man danach die folgenden Werte von σ_K. Die eingeklammerten Spannungswerte liegen über der Proportionalitätsgrenze und bedürfen deshalb einer Reduktion.

Aus dem Bericht [2] (S. 123) sind die Werte « beobachtet σ_K » entnommen.

h	b/h	σ_K theoretisch	σ_K beobachtet		Bemerkung
0,95	93,7	0,88	x		knickt vorzeitig aus
1,27	70,1	1,58	x		» » »
1,59	56,0	2,47	x		schon besser
1,90	46,8	(3,53)	3,23	3,17	Querschnitt knickt als Ganzes.
2,54	35,1	(6,30)	3,28	3,17	» » »
			3,09	3,13	
3.80	23,5	(14,1)	3,23	3,27	» » »
cm	—	t/cm²	t/cm²		

Bei 14 Versuchen wurde die Durchbiegung $w = w(\sigma)$ als Funktion der Längsspannung gemessen. Bei den mit x bezeichneten Versuchen konnte keine ausgeprägte Stabilitätsgrenze beobachtet werden, da die Platten schlecht gerichtet waren. Die Höchstlasten entsprachen für $h = 0{,}95$ bis 1,59 cm Spannungen von etwa 2,8 t/cm², wobei die Ausbiegungen bereits ein mehrfaches der Plattendicke betrugen. Abb. 1 zeigt zwei Versuche. Bei der dünnen Platte G1 nahm die Ausbiegung mit der Druckkraft stetig zu, von einer Stabilitätsgrenze kann nicht die Rede sein. Dagegen blieb sie bei den Platten von mehr als 1,9 cm Dicke, die besser gerichtet waren, klein und erreichte erst unter der gut ausgeprägten Knicklast grössere Werte. Abb. 1 zeigt als Beispiel hiefür den Versuch G7A mit einer Platte, die aus zwei 3/4" starken Blechen zusammengenietet wurde. Die Platten mit $h = 1{,}9$ bis 3,8 cm knickten ohne Rücksicht auf die Plattendicke an der Quetschgrenze. Aus zwei Platten zusammengenietete Stege erreichten die gleiche Knickspannung, wie einzelne Bleche von der doppelten Dicke.

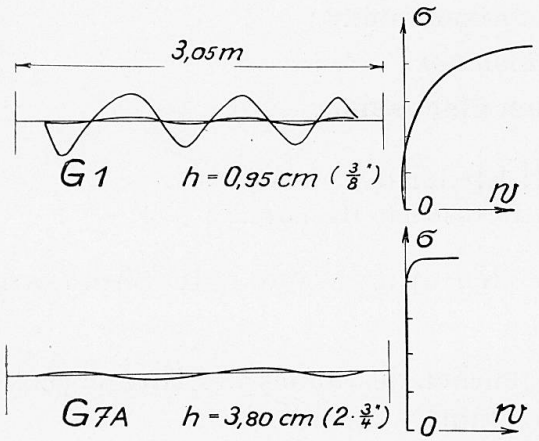


Fig. 1. — Essais de Chase. Déformation des plaques en fonction de la charge = Versuche von Chase. Ausbiegung der Platten als Funktion der Belastung = Test by Chase. Bending of the slabs as a function of the load.

Die anfänglichen Ausbiegungen hatten bei den Versuchen starken Einfluss. Eine Bestimmung der Knickspannungen der Platten mit $h < 1{,}90$ cm war besonders aus diesem Grunde nicht möglich. Es ist auch nicht bekannt, wie weit sich die Stegbleche auf Kosten der vier Saumwinkel entlasteten. Dies gilt besonders für die dünnen Bleche. Von Chase wird weiter bemerkt, dass die Festigkeitszahlen für die dünnen Bleche höher lagen, als für die dickeren Platten.

Aus den Beobachtungen an den dünneren Platten können also keine Schlüsse gezogen werden. Die Kurven für $w = w(\sigma)$ beweisen jedoch, dass die Ver-

suche für die dickeren Platten einwandfrei sind. Ein Vergleich mit der Theorie des Herrn Bleich für die Knickung im unelastischen Bereich ist somit zulässig. Bei den dünnen Blechen stellen sich die Ausbiegungen als Vergrösserung der von vornherein vorhandenen Unebenheiten dar. Die dicken Platten hatten eine gut ausgeprägte Knickgrenze und nach dem Ausbeulen 4 oder 5 Halbwellen. Eine Veränderlichkeit der Wellenzahl mit der Plattendicke ist nicht zu erkennen.

Nach der Theorie der isotropen Platte würden $\alpha = \sqrt{12} = 3{,}46$ sowohl 3 als auch 4 Halbwellen auftreten können, und zwar für die gleiche Knickspannung. Die untersuchten Platten ($\alpha = 3{,}43$) sind also gerade an der Grenze. Wenn die Verallgemeinerung der Differentialgleichung für den unelastischen Bereich zutreffen würde, (Vorbericht, S. 108)

$$2) \qquad \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}\tau + 2\,\frac{\partial^4 w}{\partial x^2\,\partial y^2}\sqrt{\tau} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4}\right) + \frac{\sigma \cdot h}{D}\,\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0$$

müsste[1] die Anzahl n der Halbwellen mit σ_K zunehmen und die Beulenlänge jedenfalls viel kleiner als die Plattenbreite sein. Dies ist aber nach Obigem nicht der Fall. Auch bei den Versuchen für die Quebecbrücke ist die zu erwartende Verkleinerung der Beulenlänge nicht zu beobachten[2], sondern die Wellenlänge stimmt im Wesentlichen mit der Plattenbreite überein.

Benützt man für die Berechnung der Knickzahl τ die Gleichung von Tetmajer

$$3) \qquad \sigma_K = 3{,}1 - 0{,}0114\,(l/i)^2, \text{ in t/cm}^2,$$

die auch Bleich als Grundlage seines Vorschlags für die Dimensionierungsformeln gebraucht, dann ergeben sich Knickspannungen, die mit abnehmendem b/h ansteigen. Für Platten aus normalem Stahl wäre danach z. B. für die Werte $b/h = 46{,}8$ bzw. $23{,}5$ ein Unterschied von rd. 20 % in den Knickspannungen zu erwarten.

Die Versuche von Chase gaben für alle Platten, die dicker waren als 1/50 der ganzen Plattenbreite, die Quetschgrenze als Knickspannung, ein Anwachsen mit der Plattendicke konnte für $h > b/50$ nicht beobachtet werden. Aus den obigen Versuchen muss also die Folgerung gezogen werden, dass die Tetmajer-Formel, bzw. eine ihr entsprechende Gleichung, verbunden mit der verallgemeinerten Theorie von Bleich, keine genügend genaue Ermittlung der Knickspannung gestattet.

Zum Schlusse noch eine Bemerkung über die Randbedingungen an den Längsseiten der Platten. Für die Versuche von Chase ist es unzulässig, die freie Plattenbreite b etwa nur zwischen den Nietreihen oder den Winkelschenkeln zu messen. Beim dritten Versuch wird mit $b' = 58{,}5$ cm Breite $\sigma_K^{el} = 5{,}75$ t/cm², während der Versuch einen weit unter der Quetschgrenze liegenden Wert ergab.

In der Abbildung eines der ausgeknickten Bleche (Chase, p. 420 oder

---

1. Man vergl. : II. Die Beulenlänge bei Knickung im unelastischen Bereich.
2. Man vergl. : Abb. 8 auf Seite 117 des Vorberichts oder R. Mayer, Die Knickfestigkeit, Abb. 212 auf Seite 425 und Abb. 215 auf Seite 427.

Schachenmeier, S. 514) ist zu erkennen, dass die Beulen nicht durch die Saumwinkel begrenzt sind. Eine nennenswerte Einspannung des Stegbleches in den Saumwinkel war also nicht vorhanden. Diese Beobachtung entspricht dem Vorschlag von Bleich (Vorbericht, S. 112, Fig. 3*c* und *d*), die ganze Plattenbreite in die Rechnung einzuführen.

Eine wirksame elastische Einspannung an den Rändern ist nur vorhanden, wenn die einspannenden Konstruktionsteile nicht gleichzeitig mit der Platte ausbeulen können. Im Normalfall sind gelenkig gelagerte Ränder anzunehmen und in die Rechnung ist die ganze Plattenbreite ohne Abzüge einzuführen.

II. — Die Beulenlänge bei Knickung im unelastischen Bereich.

Für eine an allen Rändern frei aufliegende Rechteckplatte mit gleichmässigen Druckspannungen erhält man nach Bleich die Knickspannung σ_K^{pl} im unelastischen Bereich zu

1) $$\sigma_K^{pl} = \sigma_{K1}^{el} \frac{\sqrt{\tau}}{4} \left(\frac{\alpha}{n\sqrt[4]{\tau}} + \frac{n\sqrt[4]{\tau}}{\alpha} \right)^2 .$$

Darin bedeutet

2) $$\sigma_{K1}^{el} = \frac{\pi^2 E}{2{,}73} \left(\frac{h}{b} \right)^2 , \text{ mit } m = 10/3,$$

die Knickspannung einer Platte aus Material von unbegrenzt hoher Proportionalitätsgrenze bei quadratischen Beulen ($n = \alpha$). Sie ist ebenso gross, wie die Euler-Knickspannung eines Stabes aus dem gleichen Material mit der Schlankheit

3) $$\lambda = 1{,}652\ (b/h).$$

Die Knickzahl

$$\tau = \frac{\sigma_K^{pl}}{\sigma^{Euler}}$$

ist von Knickversuchen mit geraden Stäben zu entnehmen. Sieht man in erster Annäherung davon ab, dass τ nach der Theorie von Engesser-Kármán von der Querschnittsform abhängt, so ergibt sich τ als eindeutige Funktion der Knickspannung σ_K^{pl}, bzw. der zugeordneten Euler-Knickspannung σ_{Euler}.

Das Minimum der Knickspannung im unelastischen Bereich

4) $$\min \sigma_K^{pl} = \sigma_{K1}^{el} \cdot \sqrt{\tau}.$$

tritt ein, wenn die Beulenzahl n gleich

5) $$n = \alpha / \sqrt[4]{\tau}$$

ist [1]. Die Beulenlänge $l = a/n$ der ausgeknickten Platten ist also mit der Höhe der Knickspannungen veränderlich, und zwar nimmt sie mit wachsender Plattendicke ab.

---

1. Die Beulenzahl ist hier als stetig veränderlich vorausgesetzt, während sie in Wirklichkeit nur ganzzahlige Werte annehmen kann. Das absolute Minimum nach Gl. 4 tritt nur ein, wenn α ein ganzzahliges Vielfaches der vierten Wurzel aus τ ist. Ist das nicht der Fall, dann sind die beiden benachbarten Werte n zu untersuchen und σ_K^{pl} ist etwas grösser als $\min \sigma_K^{pl}$. Der Unterschied ist jedoch bei mehr als zwei Beulen praktisch ohne Bedeutung.

Der Zusammenhang zwischen Beulenlänge und Plattendicke soll nachstehend näher verfolgt werden.

a) Legt man für weichen Flusstahl zur Berechnung von τ die Tetmajer-Formel

6) $$\sigma_K^{pl} = 3{,}1 - 0{,}0114\,\lambda, \text{ in t/cm}^2,$$

zugrunde, dann ist nach Engesser

7) $$\tau = \frac{\sigma_K^{pl}}{E}\left(\frac{3{,}1 - \sigma_K^{pl}}{\pi \cdot 0{,}0114}\right)^2.$$

Beschränkt man sich auf den Kleinstwert der Knickspannung, dann ist für Plattendicken $h > b/64$

8) $$_{\min}\sigma_K^{pl} = 3{,}1 + 2{,}282.10^{-8}\left(\frac{b}{h}\right)^4 - \sqrt{\left\{3{,}1 + 2{,}282.10^{-8}\left(\frac{b}{h}\right)^4\right\}^2 - 9{,}61}, \quad \text{in t/cm}^2$$

9) $$\tau = 1{,}655.10^{-8}\left(_{\min}\sigma_K^{pl}\right)^2 \cdot \left(\frac{b}{h}\right)^4, \text{ in t/cm}^2,$$

In diesen Gleichungen ist nach dem Vorgang von Tetmajer und Bleich $E = 2150$ t/cm² gesetzt [1]. Die Anzahl n der Beulen ergibt sich damit zu

10) $$n = \frac{88{,}1}{\sqrt{_{\min}\sigma_K^{pl}}}\left(\frac{h}{b}\right) \cdot \alpha, \quad \sigma_K \text{ in t/cm}^2,$$

gegenüber $n = \alpha$ im elastischen Bereich ($h < b/64$). Für verschiedene Plattendicken ergeben sich nach Obigem die in Tabelle 1 zusammengestellten Werte.

Tabelle 1.

b/h	= 50	40	30	25	20	15	10	—
$_{\min}\sigma_K^{pl}$	= 2,292	2,554	2,779	2,874	2,953	3,017	3,063	t/cm²
τ	= 0,544	0,276	0,1041	0,0533	0,0232	0,00755	0,00152	—
n/α	= 1,16	1,38	1,76	2,08	2,56	3,39	5,06	—

b) Für Material mit ausgeprägter Quetschgrenze σ_S, für das die Knickspannung bei Stäben in einem grösseren Bereich der Schlankheit λ mit σ_S zusammenfällt, erhält man folgende Zusammenhänge.

Ist die Knickspannung als Funktion der Stabschlankheit gegeben (Abb. 2),

11) $$\sigma_K^{pl} = \sigma_K^{pl}(\lambda),$$

so kann man die Knickzahl τ aus

12) $$\sigma_K^{pl} = \tau \cdot \sigma_{Euler}$$

berechnen. Man erhält

13) $$\tau = \frac{\sigma_K^{pl}}{E} \cdot \left(\frac{\lambda}{\pi}\right)^2$$

1. Vergl. Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin, 1924, S. 131.

oder wenn man λ durch Umkehrung der Gl. 11 ermittelt und in Gl. 13 einsetzt

$$\tau = \tau\,(\sigma_K^{pl}).$$

Für die in Abb. 2 dargestellte σ_K^{pl}-Kurve sind einige Ergänzungen notwendig. Wenn $\lambda \geqslant \lambda_P$ ist, gilt $\sigma_K^{el} = \sigma_{Euler}$ und $\tau = 1$. In dem Bereich $\lambda_2 < \lambda < \lambda_P$, $\tau < 1$, in dem sich die Knickspannungen $\sigma_K^{pl} < \sigma_S$ mit λ ändern, kann man Gl. 11 umkehren und τ als einwertige Funktion von σ_K^{pl} berechnen. Gleiches gilt für das Gebiet $\lambda < \lambda_1$, bei Knickspannungen, die über der Quetschgrenze liegen,

$$\sigma_K^{pl} > \sigma_S.$$

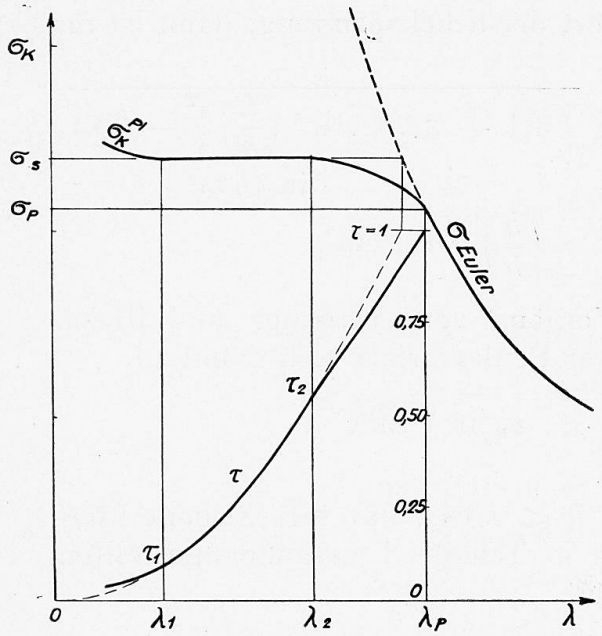


Fig. 2. — Représentation schématique de la relation entre la contrainte de flambage et le coefficient de flambage = Schematische Darstellung des Zusammenhangs zwischen Knickspannung und Knickzahl = Diagrammatic representation of connection between buckling stress and buckling coefficient.

An den Grenzen λ_1 und λ_2 des mittleren Bereichs stimmt die Knickspannung mit der Quetschgrenze überein, $\sigma_K^{pl} = \sigma_S$. Die zugehörigen Knickzahlen τ_1 und τ_2 ergeben sich zu

$$14) \qquad \tau_{1,2} = \frac{\sigma_S}{E}\left(\frac{\lambda_{1,2}}{\pi}\right)^2.$$

Die entsprechenden Plattendicken sind

$$15) \qquad \left(\frac{h}{b}\right)_{1,2} = \frac{0{,}527}{\sqrt[4]{\tau_{1,2}}}\sqrt{\frac{\sigma_S}{E}}.$$

Für alle Werte $\tau_1 < \tau < \tau_2$ ist $\sigma_K^{pl} = \sigma_S$.

Da $\tau = \tau\,(\sigma_K^{pl})$ für $\tau < \tau_1$ und $\tau > \tau_2$ bekannt ist, kann die Knickspannung einer Platte unmittelbar aus

$$16) \qquad \min \sigma_K^{pl} = \sqrt{\tau}\,\frac{\pi^2 E}{2{,}73}\left(\frac{h}{b}\right)^2$$

berechnet werden. Für den Bereich $\lambda_1 \leqslant \lambda \leqslant \lambda_2$ kann man somit schliessen: Wenn $h_1 \geqslant h \geqslant h_2$ ist, liegt die Knickspannung wegen $\tau_1 \leqslant \tau \leqslant \tau_2$ an der Quetschgrenze, $\sigma_K^{pl} = \sigma_S$, und es gilt

$$17) \qquad \tau = \left(\frac{2{,}73\ \sigma_S}{\pi^2\ E}\right)^2 \cdot \left(\frac{b}{h}\right)^4.$$

Insbesondere für St 37 ergibt sich mit $\sigma_S = 2{,}4$ t/cm² und[1] $E = 2150$ t/cm²

$$18) \qquad \tau = 9{,}53.10^{-8}\left(\frac{b}{h}\right)^4 \text{ und}$$

$$19) \qquad n = 56{,}9\left(\frac{h}{b}\right)\alpha.$$

$b/h = 56{,}9$ würde dem Grenzfall $\tau = 1$ der elastischen Beulung entspre-

1. Dieser hohe Wert wird eingesetzt, damit ein Vergleich mit a) möglich ist.

chen, wenn σ_P mit σ_S zusammenfallen könnte. Für $b/h = 28{,}4$ wäre im Vergleich zu der elastischen Knickung bereits die doppelte Beulenzahl zu erwarten. Für dieselben Plattendicken wie in Tabelle 1 ergeben sich die nachstehenden Zahlen.

Tabelle 2.

b/h	=	50	40	30	25	20	15	10	—
$\min \sigma_K^{pl}$	=	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	t/cm²
τ	=	0,597	0,244	0,0773	0,0373	0,01526	0,00483	0,000953	—
n/α	=	1,14	1,42	1,90	2,28	2,85	3,80	5,70	—

Vergleicht man Tabelle 1 und 2, so erkennt man, dass sich die Werte n/α nur wenig unterscheiden. Die Annahmen über die Knickspannungen beim Stab sind also in weiten Grenzen von geringem Einfluss auf die Beulenzahl. Diese Zunahme der Beulenzahl mit steigender Plattendicke müsste aber bei Versuchen mit dicken Platten deutlich festzustellen sein. Die bisherigen Versuche (mit $b/h = 23{,}5$) lassen eine solche Abhängigkeit nicht erkennen [1].

Bei der Beulung von ebenen Platten durch Schubspannungen liegen für $\tau_K \geqslant \tau_P = 0{,}58\,\sigma_P$ ähnliche Verhältnisse vor, wie bei der Knickung durch gleichmässige Druckspannungen. Versuche von Bollenrath zur Bestimmung der kritischen Schubspannungen zeigten ebenfalls keinen Unterschied in der Beulenlänge für elastische und unelastische Knickung. Bollenrath [2] sagt darüber: « Ein Unterschied in der Wellenlänge für elastische und unelastische Ausbeulung war nicht festzustellen » und « Die Wellenlänge der Ausbeulung steht in einem konstanten Verhältnis zur Plattenbreite und erweist sich als unabhängig von der Plattendicke und dem Werkstoffe ».

Der nach der Theorie von Bleich bestehende Zusammenhang zwischen Knickspannungen und Beulenlänge im unelastischen Bereich wird durch die Versuche nicht bestätigt.

Die hier angeschnittene Frage ist von grundlegender Bedeutung für die richtige Anordnung der Aussteifungen. Eine Klärung der Verhältnisse ist deshalb dringend notwendig.

III. — Beulung von Platten im unelastischen Bereich.

Die Nachrechnung auf S. 118 des Vorberichts ist mit E = 2150 t/cm² durchgeführt, während für das betr. Material im Mittel nur E = 2000 t/cm² ange-

1. Für den Grenzfall der sehr breiten Platte ($\alpha \to 0$) geht die Knickspannung in

$$\sigma_{K0}^{pl} = \sigma_{K0}^{el} \cdot \tau$$

über, worin σ_{K0}^{el} bis auf einen von der Querkontraktion abhängenden Faktor die bekannte Euler-Knickspannung eines Stabes von der Knicklänge a bedeutet. Diese Uebereinstimmung ist jedoch kein Beweis dafür, dass die Reduktion im unelastischen Bereich auch im allgemeinen Fall zutrifft.

2. F. Bollenrath, Ausbeulerscheinungen an ebenen auf Schub beanspruchten Platten, Dissertation Technische Hochschule Aachen, 1928, Seite 11 bezw. 16.

geben wird. Die Zerreissfestigkeit betrug [1] 4,79 t/cm². Da die Gültigkeit der Tetmajer-Formel auf Material mit weniger als 4,5 t/cm² Zugfestigkeit beschränkt ist [2], wäre mit der « Tetmajer-Formel für Flusseisen von Stahlcharakter » [3] zu rechnen. Berücksichtigt man diese Umstände, dann erhält man eine weniger gute Uebereinstimmung. Die von Bleich für den unelastischen Bereich zugrunde gelegte Differentialgleichung entspricht orthotropen Platten. Diese Voraussetzung « steht jedoch mit der Erfahrung in Widerspruch und führt zu fehlerhaften, auf der Seite der Unsicherheit liegenden Ergebnissen » [4].

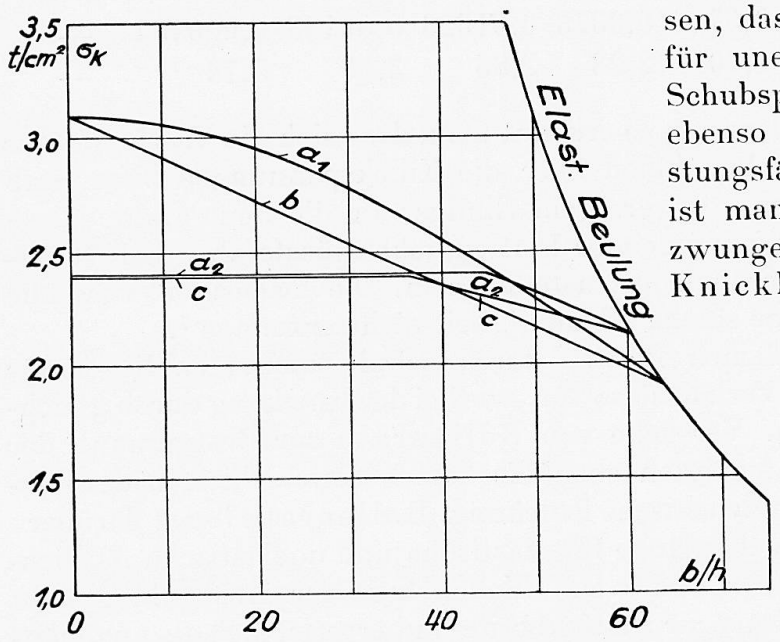


Fig. 3. — Contraintes de flambage sur des plaques rectangulaires soumises à une compression uniformément répartie, dans le domaine inélastique = Knickspannungen gleichmässig gedrückter Rechteckplatten im unelastischen Bereich = Rectangular slabs under uniform pressure; buckling stresses in the non-elastic zone.
Voile élastique = Elast. Beulung = Elast. buckling.

Schliesslich ist darauf hinzuweisen, dass eine Verallgemeinerung für unelastische Beulung durch Schubspannungen bisher fehlt, ebenso für alle anderen Belastungsfälle. Für praktische Zwecke ist man jedoch bereits heute gezwungen, die Abminderung der Knicklasten im unelastischen Bereich in Rechnung zu stellen. Bis Theorie und Versuchswesen weitere Fortschritte gemacht haben, ist ein Weg zu suchen, um diese Wirkung, möglichst für alle Fälle von Instabilität, auf die gleiche einfache Weise zu berücksichtigen. Es stehen dafür folgende Möglichkeiten offen :

a) Entsprechend Gl. 6 auf S. 110 des Vorberichts

1) $\min \sigma_K^{pl} = \sigma_{K1}^{pl} \sqrt{\tau}$.

könnte man die unter Annahme unbegrenzt elastischen Materials berechneten Knickspannungen allgemein mit $\sqrt{\tau}$ reduzieren [5]. Die Abb 3 zeigt den Verlauf der Knickspannungen nach Gl. 1, für eine gleichmässig gedrückte

---

1. R. Mayer, Die Knickfestigkeit, Tabelle 39. S. 423.
2. L. v. Tetmajer, Die Gesetze der Knickungs- und der zusammengesetzten Druckfestigkeit der technisch wichtigsten Baustoffe, 3. Aufl. Leipzig und Wien, 1903.
3. R. Mayer, Die Knickfestigkeit, S. 61, Formel für Flusseisen von mehr als 4, 5 t/cm² Zugfestigkeit.
4. E. Chwalla, Die Stabilität zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe aus Baustahl. Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften in Wien, Mathem.-naturw. Klasse, Abt. IIa, 137. Band, 8. Heft, Wien, 1928.
5. Die Bezeichnung τ für die « Knickzahl » kann zu Verwechslungen Anlass geben, wenn sich die Stabilitätsuntersuchung auf Belastungen durch Schubspannungen τ bezieht. Es empfiehlt sich, die Bezeichnung τ für die Knickzahl zu vermeiden und nur mit $T = \tau E$ bzw T/E zu rechnen.

Rechteckplatte aus Flusstahl (St 37), als Funktion der Plattendicke. Die Kurve a_1 gilt, wenn $\sqrt{\tau}$ aus der Tetmajer-Formel berechnet wird (Gl. 8 von II, a), Kurve a_2 für eine den Reichsbahnvorschriften für St 37 entsprechende Knickspannungslinie, mit $(b/h)_2 = 45{,}3$ (vgl. II, b).

b) Man könnte analog dem Vorschlag von Timoshenko für den unelastischen Bereich der Kippspannungen von Balken (vgl. S. 134 des Vorberichts, bzw. Abb. 3 auf S. 133) auch bei Platten einen geradlinigen Zusammenhang zwischen « Schlankheit » b/h und Knickspannungen σ_K^{pl} annehmen. Die Gerade ist bestimmt durch die Elastizitätsgrenze σ_E (besser Proportionalitätsgrenze σ_P) und die Druckfestigkeit σ_B, letztere vielleicht mit einem etwas ermässigten fiktiven Betrag. Die Kurve *b* in Abb. 3 zeigt diese Gerade mit den Tetmajer'schen Grenzwerten der Spannungen.

c) Wenn die σ_K-Linie für Stäbe [1] bekannt ist, kann man die unter Voraussetzung unbegrenzt elastischen Materials berechneten Spannungen σ_K^{el} bei Platten und Schalen im gleichen Verhältnis wie die Euler-Knickspannung bei Stäben reduzieren.

2) $$\sigma_K^{pl} = \tau . \sigma_K^{el}.$$

Für diesen Zweck braucht man nur die der gleichgrossen Euler-Spannung entsprechende Vergleichsschlankheit

3) $$\lambda = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_K^{el}}}$$

zu berechnen und in die als bekannt vorausgesetzte Gl. 4 einzusetzen.

4) $$\sigma_K^{pl} = \sigma_K^{p} (\lambda).$$

Z. B. bei der gleichmässig gedrückten Rechteckplatte ist die Ersatzschlankheit [2] gleich

4') $$\lambda = 1{,}652 \, (b/h).$$

Die Kurve c in Abb. 3 zeigt die Knickspannungen, wenn die Knickspannungslinie für St 37 der Reichsbahnvorschriften zugrunde gelegt wird.

Für andere Spannungszustände ist die Höhe der Beanspruchung nach der Plastizitätsbedingung [3] zu messen. Z. B. für Plattenknickung durch Schubspannungen oder Instabilität von Zylinderschalen unter Torsionsbeanspruchung gilt bei dehnbaren Metallen

5) $$\tau_S = 0{,}58 \, \sigma_S \text{ bzw. } \tau_P = 0{,}58 \, \sigma_P.$$

---

1. Für den vorliegenden Zweck ist σ_K und τ für Stäbe von Rechteckquerschnitt zu benutzen. Ueber den Einfluss der Querschnittsform vergl. man F. Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin, 1929, N° 35.

2. Man vergl. den Vorschlag von E. Chwalla (S. 322 des Berichts über die II. internat. Tagung für Brückenbau und Hochbau, Wien, 1928), für gleichmässig gedrückte Platten den Knickmodul allen drei Gliedern der Differentialgleichung zuzuordnen, bei Vernachlässigung der Aenderungen der Poisson'schen Zahl m. Man erkennt, dass dieser Vorschlag mit der Reduktion nach c) übereinstimmt.

3. Man vgl. F. Schleicher, Ueber die Sicherheit gegen Ueberschreiten der Fliessgrenze bei statischer Beanspruchung. Der Bauingenieur (9), 1928, Heft 15.

Bei allgemeinen kritischen Spannungszuständen ist anstatt Gl. 5 die Plastizitätsbedingung zu benutzen. Die Vergleichsspannung σ_{gK}, welche die Platte als einfache Druckspannung ebenso hoch beansprucht, wie der gegebene allgemeine Spannungszustand, tritt an die Stelle der Euler-Knickspannung σ_K^{el}, sodass die reduzierte Knickspannung wird

$$6) \qquad \sigma_{gK}^{pl} = \sigma_{gk}^{pl}(\sigma_{gk}^{el}) = \sigma_K^{pl}(\lambda_g).$$

Diese Art der Reduktion entspricht der Tatsache, dass die Quasi-Isotropie des Stahls auch im unelastischen Bereich der Spannungen erhalten bleibt [1]. Aus diesem Grunde tritt nur eine Abminderung in der Höhe der Knickspannungen ein, während die Beulenform wie bei der elastischen Knickung bleibt.

Die Abminderung nach c) lässt sich ohne Weiteres bei beliebiger Knickspannungslinie anwenden. Sie wurde in neuerer Zeit z. B. für die Stabilitätsuntersuchungen bei der « Dreirosenbrücke » über den Rhein in Basel (kontinuierlicher Blechbalken mit 75 + 105 + 75 m Stützweite) angewendet, die von der M.A.N., Werk Gustavsburg, und der Buss A.G., Basel, erbaut wird.

Wenn die Plattensteifigkeit gleichmässig abgemindert wird (sog. homogene Spannungszustände), so sind die Gleichungen genau zutreffend. Ist dagegen der Spannungszustand veränderlich, dann variiert τ D mit der Stelle und die nach c) reduzierten Spannungen sind zu klein, wenn die Reduktion für die grösste Beanspruchung durchgeführt wird.

Bei nicht homogenen Spannungszuständen ist nach Ueberschreitung der Proportionalitätsgrenze in der Regel mit einem Spannungsausgleich zu rechnen. Um in solchen Fällen eine genauere Berechnung durchführen zu können, müsste man, bekannte Spannungsverteilung vorausgesetzt, die Plattensteifigkeit in der Plattenbiegungsgleichung als Funktion der Höhe der Beanspruchung einführen.

$$7) \qquad \nabla^4 w + \frac{h.\,\sigma_x(y)}{D.\,\tau(y)} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0.$$

Schliesslich wäre noch zu untersuchen, wie sich der Umstand auswirkt, dass die bleibenden Formänderungen ohne Volumdehnung erfolgen [2]. Den Werten m = 10/3 im elastischen, bzw. m = 2 im plastischen Bereich würde ein Unterschied von 21 % in den Plattensteifigkeiten D entsprechen.

Wir fassen unsere Meinung über die Reduktion der kritischen Spannungszustände für allgemeine Stabilitätsgrenzen zusammen :

---

1. Man vergl. : M. Roš und A. Eichinger, Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr. 1) Verhandlungen des zweiten internat. Kongresses für technische Mechanik, Zürich 1926.2) Mitteilungen des schweizer. Verbandes für die Materialprüfungen der Technik, Zürich, September 1926. 3) Diskussionsbericht N° 34 der eidgen. Materialprüfungsanstalt in Zürich, Februar 1929.

W. Lode, Der Einfluss der mittleren Hauptspannung auf das Fliessen der Metalle. Dissertation Göttingen, 1926 (Heft 303 der Forsch. Arbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Berlin, 1928).

Neue Versuche weisen allerdings darauf hin, dass unter gewissen Umständen auch ein von der Isotropie abweichendes Verhalten eintreten kann. Man vgl. K. Hohenemser und W. Prager, Beitrag zur Mechanik des bildsamen Verhaltens von Flusstahl. Z. A. M. M. (12), 1932.

2. Man vergl. die in 1) genannten Arbeiten von Roš und Eichinger, und zwar Abb. 12 von N°. 2 und Abb. 44, 65, 66 von N°. 3.

Die Reduktion nach *a*) ist nicht zu empfehlen, da sie durch die Beobachtungen nicht bestätigt wird und zu hoch liegende Knickspannungen gibt.

Nach *b*) erhält man für den Bereich $\sigma_P < \sigma < \sigma_S$ i. a. genügend genau zutreffende Werte, sodass diese Art der Reduktion z. B. dann brauchbar sein dürfte, wenn die Knickspannungslinie nicht bekannt ist. Für dicke Platten wird die Stabilität danach jedoch überschätzt, sodass es sich empfiehlt, Werte $\sigma_K > \sigma_{-S}$ (bzw. die der Plastizitätsbedingung entsprechende Beanspruchung) durch σ_{-S} zu ersetzen.

Die Abminderung nach *c*) entspricht dem heutigen Stande unserer Kenntnisse am besten. Sie kann allgemein empfohlen werden; sowohl für homogene, als für nicht homogene Spannungszustände. Für die letzteren bleibt man auf der sicheren Seite, wenn man die Reduktion für die am stärksten beanspruchte Stelle durchführt.

Traduction.

I. — Autres essais sur le flambage des plaques d'acier uniformément comprimées.

Une série d'essais très intéressants a été effectuée à l'occasion de la construction du pont suspendu reliant Philadelphie à Camden [1, 2].

Il s'agit ici de plaques rectangulaires, bordées avec des cornières et accusant les dimensions suivantes : largeur totale $b = 88{,}9$ cm. ; largeur entre les cornières $b' = 58{,}5$ cm. ; longueur $a = 305$ cm. ; épaisseurs $h = 0{,}95$ cm. à 3,80 cm.

Les plaques ne comportaient aucun encastrement sur les bords longitudinaux et étaient constituées en acier au silicium-manganèse, accusant les caractéristiques suivantes : limite de compression $\sigma_{-S} = 3{,}165$ t/cm² ; charge de rupture $\sigma_B = 5{,}6$ à $6{,}7$ t/cm².

Pour $E = 2100$ t/cm², $m = 10/3$, on obtient la charge de flambage σ_K, pour un rapport entre les côtés égal à $\alpha = 3{,}43$ et en tenant compte d'un nombre de demi-ondulations $n = 3$: par la relation suivante :

$$1) \qquad \sigma_K = 7750 \left(\frac{h}{b}\right)^2 \text{ en t/cm}^2.$$

Pour $b = 88{,}9$ cm., on obtient les valeurs de σ_K indiquées dans le tableau suivant. Les valeurs indiquées entre parenthèses se trouvent au-dessus de la limite de proportionnalité et doivent donc subir une diminution. Les « σ_K observés » ont été tirées du Rapport.

Au cours de 14 essais, la déformation $w = w(\sigma)$ a eté déterminée en fonction de la contrainte longitudinale. Dans les essais marqués « x », on n'a pu observer aucune limite de stabilité nettement accusée, car les plaques étaient mises en place d'une manière défectueuse. Les charges les plus élevées corres-

1. W. Schachenmeier, Die Delaware River Brücke zwischen Philadelphia und Camden. Die Bautechnik, 1927, p. 513.

2. Clement E. Chase, Research and experimental tests in connection with the design of the bridge over the Delaware River between Philadelphia and Camdem, Journal of the Franklin Institute, vol. 200, oct. 1925, p. 417.

pondaient, pour $h = 0{,}95$ à 1,59 cm., à des contraintes d'environ 2,8 t/cm², les déformations correspondantes atteignant déjà une valeur multiple de l'épaisseur de la plaque. La figure 1 se rapporte à deux de ces essais. Pour la plaque mince G 1 la déformation augmenta régulièrement avec l'effort de compression et il ne peut pas dans ce cas être question d'une limite de stabilité. Par contre, pour les plaques dont l'épaisseur était supérieure à 1,9 cm., la déformation est restée faible, car ces plaques étaient fixées dans de meilleures conditions ; elle n'a atteint des valeurs élevées que sous l'influence d'une charge de flambage nettement accusée. On trouvera sur la figure 1, à titre d'exemple, l'essai G7A, effectué avec une plaque constituée par deux tôles fortes de 3/4″ (19,05 mm.) rivées ensemble. Les plaques ayant une épaisseur de $h = 1{,}9$ à 3,8 cm. ont flambé à la limite de compression sans que l'épaisseur elle-même de la plaque intervienne. Sur les pièces constituées par deux plaques rivées, on a atteint la même contrainte de flambage que sur des tôles simples d'épaisseur double.

Les déformations initiales ont exercé, au cours de ces essais, une influence très marquée. Pour cette raison principalement, il ne fut pas possible de déterminer les contraintes de flambage des plaques dont l'épaisseur était inférieure à 1,90 cm. On ignore également dans quelle mesure les tôles constituant en quelque sorte l'âme ont pu être soulagées par la présence des quatre cornières de bordure ; ceci d'ailleurs particulièrement en ce qui concerne les tôles minces. Chase a remarqué ultérieurement que les chiffres de résistance des tôles minces étaient relativement plus élevés que ceux des tôles de plus forte épaisseur.

h cm	b/h	σ_K théorique t/cm²	σ_K observé t/cm²	Observations
0,95	93,7	0,88	x	flambage anticipé
1,27	70,1	1,58	x	flambage anticipé
1,59	56	2,47	x	comportement meilleur
1,90	46,8	(3,53)	3,23 3,17	la section flambe dans son ensemble
2,54	35,1	(6,3)	(3,28 3,17) (3,09 3,13)	»
3,80	23,5	(14,1)	3,23 3,27	»

Aucune conclusion n'a pu non plus être tirée des observations effectuées sur les tôles minces. Les courbes pour $w = w(\sigma)$ montrent toutefois que les essais effectués sur les tôles épaisses sont remarquablement bons. Ils permettent une comparaison avec la théorie établie par M. Bleich pour le flambage dans le domaine inélastique. Pour les tôles minces les déformations ne constituent, en somme, que les accentuations des gauchissements initiaux dont il a déjà été fait mention. Les tôles épaisses ont accusé une limite de

flambage très nette, et, après apparition du voile, 4 ou 5 demi-ondulations se sont manifestées. On n'a pas pu constater de modifications dans le nombre des ondulations en fonction de l'épaisseur des plaques.

D'après la théorie des dalles isotropes, pour $\alpha = \sqrt{12} = 3{,}46$, il pourrait se produire aussi bien 3 que 4 demi-ondulations ; cela pour la même contrainte de flambage. Les plaques étudiées se trouvaient donc à la limite, puisque $\alpha = 3{,}43$. S'il est légitime de généraliser l'équation différentielle de déformation des plaques minces dans le domaine inélastique (voir Publication Préliminaire, page 120) :

$$2) \qquad \frac{\partial^4 w}{\partial x^4}\tau + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2}\sqrt{\tau} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + \frac{\sigma h}{D}\cdot\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0$$

le nombre n des demi-ondulations devrait [1] augmenter avec σ_K et la longueur intéressée par le voile devrait dans tous les cas être beaucoup plus faible que la largeur des plaques. D'après ce qui précède, ce n'est toutefois pas le cas. La diminution que l'on pouvait escompter sur la longueur intéressée par le voile n'a pas été observée non plus au cours des essais sur le pont de Québec [2], la longueur d'onde coïncidant sensiblement avec la largeur des plaques.

Si l'on fait appel, pour le calcul du coefficient de flambage τ, à l'équation de Tetmajer :

$$3) \qquad \sigma_K = 3{,}1 - 0{,}0114\left(\frac{l}{i}\right)^2 \text{ en t/cm}^2$$

qui est également à la base de l'étude de Bleich concernant le calcul des dimensions des plaques, on obtient alors des contraintes de flambage qui s'élèvent lorsque le rapport b/h diminue. Pour des plaques en acier normal, on arrive par exemple, pour des valeurs de b/h égales à 46,8 et 23,5, à des écarts de 20 % environ sur les contraintes de flambage, par rapport aux valeurs escomptées.

Les essais de Chase ont donné comme contrainte de flambage, pour toutes les plaques dont l'épaisseur est supérieure au 1/50 de la largeur totale, la limite de compression elle-même ; pour $h > b/50$, on n'a pas pu observer de valeurs supérieures pour une augmentation de l'épaisseur de la plaque. Les essais qui précèdent permettent donc de conclure que la formule de Tetmajer, ou toute autre relation correspondante, en liaison avec la théorie généralisée de Bleich, ne permettent pas de déterminer d'une manière suffisamment précise la contrainte de flambage.

Faisons encore une remarque, pour conclure, au sujet des conditions régnant aux bords de la plaque, sur les grands côtés. Il n'est pas admissible de mesurer, pour l'interprétation des essais de Chase, la largeur libre b de la plaque entre les rangées de rivets ou entre les arêtes des cornières seulement. Dans le troisième essai, avec $b' = 58{,}5$ on obtient :

$$\sigma_K^{el} = 5{,}75 \text{ t/cm}^2$$

---

1. Voir : Die Beulenlänge bei Knickung im elastischen Bereich.
2. Voir : Fig. 8, p. 117 de la Publication Préliminaire, ou R. Mayer, Die Knickfestigkeit, fig. 212, p. 425 et fig. 215, p. 427.

tandis que l'essai donne une valeur qui se trouve très nettement au-dessous de la limite de compression.

La photographie d'une des tôles ayant subi le flambage montre (Chase, p. 420, ou Schachenmeier, p. 514) que le voile n'est pas limité par les cornières de bordure. On ne peut donc pas dire qu'il y ait eu effectivement un encastrement de la tôle par la cornière de bordure. Cette observation correspond au projet de Bleich (Publication Préliminaire, p. 112, fig. 3 *c* et *d*) d'introduire la largeur entière de la plaque dans le calcul.

Il n'y a effectivement un encastrement élastique sur les bords de la plaque que lorsque les pièces qui sont susceptibles de constituer cet encastrement ne peuvent pas simultanément participer au voile de la plaque elle-même. Dans le cas général, il faut admettre que les bords de la plaque comportent un appui articulé et la largeur totale de la plaque doit être introduite dans les calculs sans aucune réduction.

II. — Importance du voile par flambage dans le domaine plastique.

Pour une plaque rectangulaire reposant librement sur ses quatre bords, et soumise à des contraintes uniformément réparties, on obtient la contrainte de flambage, suivant Bleich, dans le domaine inélastique, par la relation :

1) $$\sigma_K^{pl} = \sigma_{K1}^{el} \frac{\sqrt{\tau}}{4} \left(\frac{\alpha}{n\sqrt[4]{\tau}} + \frac{n\sqrt[4]{\tau}}{\alpha} \right)^2.$$

relation dans laquelle :

2) $$\sigma_{K1}^{el} = \frac{\pi^2 E}{2{,}73} \left(\frac{h}{b} \right)^2 \text{ avec } m = 10/3$$

représente la charge de flambage d'une plaque constituée par un matériau présentant une limite de proportionnalité infiniment élevée pour le voile rectangulaire ($n = \alpha$). Cette contrainte de flambage a la même valeur que la contrainte de flambage d'Euler pour une barre constituée avec le même matériau et ayant un degré de finesse :

3) $$\lambda = 1{,}652 . \frac{b}{h}$$

Le coefficient de flambage

$$\tau = \frac{\sigma_K^{pl}}{\sigma_{Euler}}$$

est fourni par les essais de flambage sur barre rectilignes.

Si, à titre de première approximation, on fait abstraction du fait que τ dépend de la forme de la section, suivant la théorie d'Engesser-Kármán, on obtient τ en le considérant comme fonction définie de la contrainte de flambage σ_K^{pl} ou de la contrainte de flambage d'Euler correspondante σ_{Euler}.

On atteint le minimum de la contrainte de flambage dans le domaine plastique :

4) $$\min \sigma_K^{pl} = \sigma_{K1}^{el} \sqrt{\tau}.$$

lorsque le nombre de demi-ondulations n est égal à [1] :

5) $$n = \frac{\alpha}{\sqrt[4]{\tau}}$$

La longueur du voile $l = \frac{a}{n}$ de la plaque ayant subi le flambage est donc variable suivant le niveau des contraintes de flambage ; en pratique, elle diminue d'ailleurs lorsque l'épaisseur de la plaque augmente.

Il est intéressant d'étudier d'une manière plus approfondie la relation qui existe entre la longueur du voile et l'épaisseur de la plaque.

a) Si l'on se base sur la formule de Tetmajer pour le calcul de τ dans le cas de l'acier doux :

6) $$\sigma_K^{pl} = 3{,}1 - 0{,}0114\ \lambda \text{ en t/cm}^2$$

on obtient, d'après Engesser :

7) $$\tau = \frac{\sigma_K^{pl}}{E}\left(\frac{3{,}1 - \sigma_K^{pl}}{\pi\, 0{,}0114}\right)^2.$$

Si l'on se limite à la plus faible valeur de la contrainte de flambage, on obtient alors, pour une épaisseur de plaque $h > b/64$:

8) $$_{\min}\sigma_K^{pl} = 3{,}1 + 2{,}282.10^{-8}\left(\frac{b}{h}\right)^4 - \sqrt{\left(3{,}1 + 2{,}282.10^{-8}\left(\frac{b}{h}\right)^4\right)^2 - 9{,}61}$$

en t/cm², et :

9) $$\tau = 1{,}655.10^{-8}\left(_{\min}\sigma_K^{pl}\right)^2 . \left(\frac{b}{h}\right)^4 \text{ en t/cm}^2.$$

Dans les équations, suivant la méthode de Tetmajer et de Bleich, on pose $E = 2150$ t/cm² [2]. Le nombre n des voiles est défini par la relation :

10) $$n = \frac{88{,}1}{\sqrt{_{\min}\sigma_K^{pl}}} . \frac{h}{b} . \alpha \quad (\sigma_K^{pl} \text{ en t/cm}^2)$$

alors que $n = \alpha$ dans le domaine plastique ($h < b/64$). On trouvera dans le tableau 2 ci-contre les valeurs obtenues pour différentes valeurs de l'épaisseur des plaques.

$\frac{b}{h}$	50	40	30	25	20	15	10
$_{\min}\sigma_K^{pl}$	2,292	2,554	2,779	2,874	2,953	3,017	3,063
τ	0,544	0,276	0,104	0,0533	0,0232	0,00755	0,00152
n/α	1,16	1,38	1,76	2,08	2,56	3,39	5,06

1. Le nombre d'ondulations est ici supposé variable d'une manière continue, tandis qu'en réalité il ne peut prendre que des valeurs entières. Le minimum absolu suivant la relation (4) ne se produit que lorsque α est un multiple entier de la racine quatrième de τ. Si ce n'est pas le cas, il faut rechercher les deux valeurs voisines de n et σ_K^{pl} est un peu plus élevé que $_{\min}\sigma_K^{pl}$. La différence est toutefois sans importance lorsqu'il s'agit de plus de deux ondulations.

2. Voir Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin, 1924, page 131.

b) Pour un matériau admettant une limite de compression très nette σ_{-S} pour lequel la contrainte de flambage à l'état de barre concorde avec σ_{-S} pour une large marge de variation du degré de finesse λ, on obtient les relations qui suivent :

Si la contrainte de flambage est donnée en fonction du degré de finesse à l'état de barre (figure 2) :

11) $$\sigma_K^{pl} = \sigma_K^{pl}(\lambda)$$

on peut alors calculer le coefficient de flambage τ en partant de la relation :

12) $$\sigma_K^{pl} = \tau . \sigma_{(Euler)}$$

et on obtient :

13) $$\tau = \frac{\sigma_K^{pl}}{E} \cdot \left(\frac{\lambda}{\pi}\right)^2$$

ou, en déterminant λ par inversion de l'équation (11) et en la remplaçant par sa valeur dans l'équation (13) :

$$\tau = \tau(\sigma_K^{pl}).$$

Quelques commentaires sont nécessaires au sujet de la courbe de σ_K^{pl} représentée sur la figure 2.

Si $\lambda \geqslant \lambda_P$ alors $\sigma_K^{el} = \sigma_{Euler}$ et $\tau = 1$. Dans la zone définie par : $\lambda_2 < \lambda < \lambda_P$, $\tau < 1$, dans laquelle les contraintes de flambage $\sigma_K^{pl} < \sigma_{-S}$ varient avec λ, on peut inverser l'équation (11) et calculer τ comme une fonction définie de σ_K^{pl}. Il en est de même pour la zone $\lambda < \lambda_1$ pour des contraintes de flambage qui se trouvent au-dessus de la limite de compression.

Pour les limites λ_1 et λ_2 de la zone moyenne, la contrainte de flambage coïncide avec la limite de compression :

$$\sigma_K^{pl} > \sigma_{-S}.$$

Les coefficients de flambage correspondants τ_1 et τ_2 peuvent être déduits de la relation suivante :

14) $$\tau_{1,2} = \frac{\sigma_{-S}}{E} \cdot \left(\frac{\lambda_{1,2}}{\pi}\right)^2.$$

Les épaisseurs correspondantes des plaques sont données par la relation :

15) $$\left(\frac{h}{b}\right)_{1,2} = \frac{0{,}527}{\sqrt[4]{\tau_{1,2}}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{-S}}{E}}.$$

Pour toutes les valeurs de τ telles que : $\tau_1 < \tau < \tau_2$ on a :

$$\sigma_K^{pl} = \sigma_{-S}.$$

Comme $\tau = \tau(\sigma_K^{pl})$ est connu pour $\tau < \tau_1$ et $\tau > \tau_2$ la charge de flambage d'une plaque peut être calculée directement à partir de la relation :

16) $$\min \sigma_K^{pl} = \sqrt{\tau} \cdot \frac{\pi^2 E}{2{,}73} \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^2 .$$

Pour la zone $\lambda_1 \leqslant \lambda \leqslant \lambda_2$ on peut donc conclure :

Si $h_1 \geqslant h \geqslant h_2$ la contrainte de flambage coïncide avec la limite de résistance à la compression : $\sigma_K^{pl} = \sigma_S$ car $\tau_1 \leqslant \tau \leqslant \tau_2$ et l'on a :

17) $$\tau = \left(\frac{2{,}73\ \sigma_S}{\pi^2 E}\right)^2 \cdot \left(\frac{b}{h}\right)^4 .$$

En particulier, pour l'acier St. 37, on obtient avec $\sigma_S = 2{,}4$ t/cm² et [1] $E = 2150$ t/cm²

18) $$\tau = 9{,}53.10^{-8} \left(\frac{b}{h}\right)^4 \text{ et}$$

19) $$n = 56{,}9 \cdot \frac{h}{b} \alpha .$$

$b/h = 56{,}9$ correspondrait à la limite $\tau = 1$ du voile dans le domaine élastique, si σ_P pouvait coïncider avec σ_S. Pour $b/h = 28{,}4$ on pourrait déjà escompter un nombre d'ondulations double, par rapport au flambage dans le domaine élastique. Pour les mêmes épaisseurs de plaque que dans le tableau 2 précédent, on arrive aux chiffres du tableau 3 ci-contre.

$\frac{b}{h}$	50	40	30	25	20	15	10
$\min \sigma_K^{pl}$	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40	2,40
τ	0,597	0,244	0,0773	0,0373	0,01526	0,00483	0,000953
n/α	1,14	1,42	1,90	2,28	2,85	3,80	5,70

Si l'on compare les tableaux 2 et 3, on constate que les valeurs de n/α diffèrent très peu. Les hypothèses concernant les contraintes de flambage de la barre sont donc, dans de larges limites, sans influence sensible sur le coefficient n. Cette augmentation du nombre de voiles lorsque l'épaisseur de la plaque augmente demande toutefois à être établie en toute certitude, par des essais, pour les plaques épaisses. Les essais qui ont été effectués jusqu'à maintenant, avec $b/h = 23{,}5$ ne permettent pas de mettre en évidence une telle relation [2].

---

1. Cette valeur élevée est adoptée ici afin de permettre la comparaison avec le cas *a* précédent.

2. Dans le cas limite d'une plaque très large ($\alpha \to 0$), la contrainte de flambage devient :

$$\sigma_{K0}^{pl} = \sigma_{K0}^{el}$$

relation dans laquelle σ_{K0}^{el} désigne la contrainte de flambage connue d'Euler pour une barre ayant une longueur de flambage *a* et sous réserve de l'introduction d'un facteur dépendant de la contraction transversale. Cette concordance ne prouve toutefois nullement que la réduction se présente également, dans le domaine plastique, dans le cas général.

Dans le cas du voile de plaques planes par suite de contraintes de cisaillement et pour :

$$\tau_K \geqslant \tau_P = 0{,}58\ \sigma_P$$

on se trouve en présence de conditions semblables à celles que présente le flambage sous l'action de contraintes de compression uniformément réparties. Les essais effectués par Bollenrath en vue de la détermination des contraintes critiques de cisaillement n'ont également mis en évidence aucune différence pour les longueurs de voile, entre les flambages élastique et plastique. Bollenrath [1] dit, à ce sujet : « Il n'y a pas à mettre en évidence une différence entre les flambages élastique et plastique » et « Les longueurs d'onde au voile sont dans un rapport constant avec la largeur des plaques et se montrent indépendantes de l'épaisseur des plaques et du matériau utilisé ».

La relation qui, suivant la théorie de Bleich, existe entre : la contrainte de flambage et la longueur du voile, dans le domaine plastique, n'est pas confirmée par les essais.

La question étudiée ici est d'une importance capitale pour la disposition judicieuse des éléments de renforcement. Il est absolument nécessaire, par conséquent, d'aboutir à une notion très nette des conditions effectives.

III. — Le voile des plaques dans le domaine plastique.

Le calcul de la page 126 de la Publication Préliminaire est exécuté avec $E = 2150$ t/cm², tandis que pour le métal considéré, on n'a environ, en moyenne, que $E = 2000$ t/cm². La résistance à la traction a atteint 4,79 t/cm² [2]. Comme la validité de la formule de Tetmajer est limitée à un métal accusant une résistance à la traction inférieure à 4,5 t/cm² [3], le calcul devrait être effectué avec la « formule de Tetmajer pour fontes présentant les caractéristiques de l'acier » [4].

Si l'on tient compte de cette remarque, on obtient alors une concordance moins bonne. L'équation différentielle sur laquelle se base Bleich pour le domaine plastique correspond aux plaques orthotropes. Cette hypothèse « est toutefois en contradiction avec les faits expérimentaux et conduit à des résultats erronés, tendant à provoquer une certaine insécurité » [5].

Enfin, il faut attirer l'attention sur le fait que jusqu'à maintenant, il n'existe pas de généralisation pour l'étude du flambage dans le domaine plastique, sous l'influence de contraintes de cisaillement, pas plus d'ailleurs que pour tous

---

1. F. Bollenrath, Ausbeulerscheinungen an ebenen auf Schub beanspruchten Platten. Dissertation, Ecole Polytechnique d'Aix-la-Chapelle, 1928, p. 11 et 16.
2. R. Mayer, Die Knickfestigkeit, tableau 39, p. 423.
3. L. v. Tetmajer, Die Gesetze der Knickungs- und der zusammengesetzten Druckfestigkeit der technich wichtigsten Baustoffe, 3e édition, Leipzig et Vienne, 1903.
4. R. Mayer, Die Knickfestigkeit, page 61, Formule pour aciers accusant une résistance à la traction de plus de 4,5 t/cm².
5. E. Chwalla, Die Stabilität zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe aus Baustahl. Rapport de Séance de l'Académie des Sciences de Vienne, Mathématiques-Sc. Naturelles, Sec. IIa, Vol. 137, fasc. 8, Vienne, 1928.

autres cas de charges ; en pratique, on est toutefois obligé de faire entrer en ligne de compte une réduction de la charge de flambage dans le domaine plastique. Tant que la théorie et la recherche expérimentale n'auront pas accompli de nouveaux progrès, il importe de chercher un moyen permettant de tenir compte de cette influence, s'appliquant, dans toute la mesure du possible, à tous les cas d'instabilité d'une manière également simple. On se trouve, à ce sujet, en présence des possibilités suivantes :

a) Suivant l'équation (6) de la page 121 de la Publication Préliminaire,

1) $$\min \sigma_K^{pl} = \sigma_K^{pl} \cdot \sqrt{\tau}$$

on pourrait réduire dans le rapport $\sqrt{\tau}$, d'une manière générale, les contraintes de flambage calculées dans l'hypothèse d'un matériau possédant une élasticité illimitée [1]. La figure 3 représente la variation des contraintes de flambage suivant l'équation (1) pour une plaque rectangulaire soumise à une compression uniformément répartie en acier St. 37, en fonction de l'épaisseur de cette plaque. La courbe a_1 s'applique au cas où $\sqrt{\tau}$ est calculé à partir de la formule de Tetmajer (équation (8) de la partie II, *a*) ; la courbe a_2 s'applique à une courbe de flambage correspondant aux prescriptions des Chemins de Fer Allemands pour l'acier St. 37, avec $(b/h)_2 = 45{,}3$ (voir II, *b*).

b) On pourrait également, suivant le projet de Timoshenko concernant les tensions critiques des poutres dans le domaine plastique (voir figure 3, page 133 et page 152 de la Publication Préliminaire), admettre une relation linéaire, même en ce qui concerne les plaques, entre le degré de finesse b/h et les contraintes de flambage σ_K^{pl}. Cette droite est déterminée par la limite d'élasticité (ou mieux par la limite de proportionnalité) et par la résistance à la compression, cette dernière étant représentée ici d'une manière fictive avec une certaine réduction. Cette droite est représentée par la courbe *b* de la figure 3, avec les valeurs limites des contraintes suivant Tetmajer.

c) Si l'on connaît la courbe σ_K pour les barres [2] on peut réduire les contraintes calculées dans l'hypothèse d'un matériau infiniment élastique σ_K^{el} pour les plaques et les parois minces, dans le même rapport que l'on réduit la contrainte d'Euler pour les barres.

2) $$\sigma_K^{pl} = \tau . \sigma_K^{el}.$$

Il suffit pour cela de calculer le degré de finesse relatif correspondant à la contrainte d'Euler équivalente :

3) $$\lambda = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_K^{el}}}$$

---

1. L'appellation τ adoptée pour le coefficient de flambage peut donner lieu à des confusions, si le problème de stabilité envisagé se rapporte à des charges de cisaillement τ. Il est donc à recommander d'éviter l'emploi de la désignation τ pour le coefficient de flambage et de ne faire intervenir que $T = \tau E$ ou T/E.

2. Dans le cas présent, il faut faire intervenir σ_K et τ pour des barres de section rectangulaire. En ce qui concerne l'influence de la forme de la section, voir F. Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin, 1929, n° 35.

et de le reporter dans l'équation (4) supposée connue :

$$4) \qquad \sigma_K^{pl} = \sigma_K^{pl}(\lambda).$$

Par exemple, pour la plaque rectangulaire soumise à une compression uniformément répartie, le degré de finesse équivalent est égal à [1] :

$$4') \qquad \lambda = 1{,}652\,(b/h).$$

La courbe *c* de la figure 3 représente les contraintes de flambage obtenues lorsque l'on adopte la courbe de flambage prévue dans les prescriptions des Chemins de Fer Allemands pour l'acier St. 37.

Pour d'autres régimes de charge, la valeur de la contrainte doit être calculée d'après les considérations de plasticité [2]. Par exemple, pour le flambage des plaques par contraintes de cisaillement ou l'instabilité des parois cylindriques minces sous l'influence de contraintes de torsion, on a, pour des métaux susceptibles d'accuser un allongement :

$$5) \qquad \tau_S = 0{,}58\,\sigma_S \text{ et } \tau_P = 0{,}58\,\sigma_P.$$

Pour tous les régimes critiques en général, on utilisera la condition de plasticité au lieu de l'équation 5. La contrainte de comparaison σ_{gK} qui correspond pour la plaque, à titre de compression simple, à la même contrainte que le régime de charge général indiqué, intervient à la place de la contrainte de flambage d'Euler, de telle sorte que la contrainte de flambage devient, après réduction :

$$6) \qquad \sigma_{gK}^{pl} = \sigma_{gK}^{pl}(\sigma_{gK}^{el}) = \sigma_K^{pl}(\lambda_g).$$

Ce mode de réduction correspond au fait que la quasi-isotropie de l'acier se conserve même dans le domaine inélastique des charges [3].

Par suite, il ne se manifeste qu'une diminution dans la valeur des contraintes de flambage, la forme que prend le voile restant la même que dans le cas du flambage élastique.

La méthode de réduction suivant *c* peut être utilisée sans dispositions spé-

---

1. Voir la proposition de E. Chwalla (p. 322 du Rapport sur la 2e Conférence Internationale des Ponts et Charpentes, Vienne, 1929) tendant à rapporter le module de flambage, pour les plaques soumises à une compression uniformément répartie, aux trois termes de l'équation différentielle, en négligeant les variations du coefficient de Poisson m. On voit que cette proposition concorde avec la réduction indiquée en *c*.

2. Voir Schleicher, Ueber die Sicherheit gegen Ueberschreiten der Fliessgrenze bei statischer Beanspruchuug. Bauingenieur, 9, 1928, n° 15.

3. Voir : M. Roš et A. Eichinger, Versuche zur Erklärung der Frage der Bruchgefahr. 1. Communications au 2e Congrès International de Mécanique Industrielle, Zurich, 1926. 2. Communications de l'Association Suisse pour l'Essai des Matériaux, Zurich, septembre 1926. 3. Discussion, n° 34, Laboratoire Fédéral pour l'Essai des Matériaux, Zurich, février 1929.

W. Lode, Der Einfluss der mittleren Hauptspannung auf das Fliessen der Metalle. Dissertation, Göttingen, 1926, Fasc. 303 der Forsch. Arbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Berlin, 1928.

De récents essais montrent d'ailleurs que dans certains cas on peut constater un comportement s'écartant de l'isotropie (voir Hohenemser et Prager : Beitrag zur Mechanik des bildsamen Verhaltens von Flussstahl. Z.A.M.M., 12, 1932.

ciales pour une courbe de contraintes de flambage arbitraire. Elle a été d'ailleurs employée récemment par exemple, pour les recherches de stabilité concernant le Pont des Trois Roses, sur le Rhin, à Bâle (poutres continues en tôles avec portées de 75 + 105 + 75 mètres), pont qui a été construit par la M.A.N., les Ateliers de Gustavsburg et la Buss A.G., de Bâle.

Lorsque la rigidité de la plaque se trouve uniformement réduite (état de contrainte dit homogène), les équations s'appliquent exactement. Si, par contre, l'état de contrainte n'est pas uniforme, τ_D varie alors avec le point considéré et les contraintes réduites suivant *c* sont alors trop faibles lorsque la réduction porte sur la contrainte maximum.

Dans le cas d'un régime de charge non homogène, et après le dépassement de la limite de proportionnalité, il faut en règle générale, compter sur une certaine compensation des contraintes. Pour pouvoir, en pareil cas, effectuer un calcul plus précis, il faudrait, en supposant connue la répartition des contraintes, introduire la rigidité de la plaque dans l'équation de déformation de cette plaque, à titre de fonction de la valeur de la contrainte.

$$7) \qquad \nabla^4 w + \frac{h.\,\sigma_x(y)}{D.\,\tau(y)} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0.$$

Il conviendrait enfin de rechercher également comment il se fait que les déformations permanentes s'accomplissent sans augmentation de volume [1]. Aux valeurs $m = 10/3$ dans le domaine élastique et $m = 2$ dans le domaine plastique, il devrait correspondre une différence de 21 % dans la rigidité des plaques.

Résumons maintenant notre manière de voir au sujet de la réduction du régime critique de charge dans le cas des limites générales de stabilité :

La réduction suivant *a* n'est pas à préconiser, car elle ne se trouve pas confirmée par les observations effectives et elle conduit à des contraintes de flambage trop élevées ;

Suivant *b*, et pour la zone $\sigma_P < \sigma < \sigma_S$ on obtient en général des valeurs suffisamment précises, de sorte que ce mode de réduction pourrait par exemple être appliqué lorsque les courbes des contraintes de flambage ne sont pas connues. Pour les plaques épaisses, la stabilité est toutefois ainsi surestimée, de sorte qu'il est à recommander de remplacer les valeurs de σ_K supérieures à σ_S par σ_S (ou la contrainte correspondant aux conditions de plasticité).

La réduction suivant *c* correspond au mieux à l'état actuel de nos connaissances. Elle est à recommander d'une manière générale, tant pour les régimes de charge homogènes que pour les régimes non homogènes. Pour ces derniers, on conservera une marge de sécurité, en effectuant la réduction pour les points qui sont soumis aux contraintes les plus élevées.

---

1. Voir les travaux de Roš et Eichinger mentionnés en (3) et, en particulier, la figure 12 du n° 2 et les figures 44, 65 et 66 du n° 3.

Dr. Ing. h. c. M. ROŠ,
Professor an der Eidgenössischen Technischen Hochschule
und Direktor der Eidg. Materialprüfungsanstalt, Zürich,

und

A. EICHINGER,
Wissenschaftlicher Mitarbeiter der Eidg. Materialprüfungsanstalt, Zürich.

Allgemeine Betrachtungen :

Durch die Versuche, welche in der Eidg. Materialprüfungsanstalt in den Jahren 1926-1929 durchgeführt worden sind[1] ist erbracht, dass das Mass der plastischen Gestaltänderung : δ_g in ebenso einfacher Weise von der Vergleichspannung : σ_g abhängig ist, wie bekanntermeise das Mass der elastischen Gestaltänderung : e_g durch dieselbe bedingt ist, nämlich :

$$\text{elastisch} : e_g = \sqrt{e_x^2 + e_y^2 + e_z^2 - e_x e_y - e_y e_z - e_z e_x + \frac{3}{4}(g_{xy}^2 + g_{yz}^2 + g_{zx}^2)} = \frac{\sigma_g}{E}\left(1 + \frac{1}{m}\right)$$

$$\text{worin} : \sigma_g = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \sigma_y - \sigma_y \sigma_z - \sigma_z \sigma_x + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}$$

$$\text{und plastisch} : \delta_g = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2 - \delta_x \delta_y - \delta_y \delta_z - \delta_z \delta_x + \frac{3}{4}(V_{xy}^2 + V_{yz}^2 + V_{zx}^2)} = \frac{\sigma_g}{D}\left(1 + \frac{1}{2}\right)$$

$$\text{sowie gesamt} : \varepsilon_g = e_g + \delta_g = \sigma_g \left\{ \frac{1}{E}\left(1 + \frac{1}{m}\right) + \frac{1}{D}\left(1 + \frac{1}{2}\right) \right\}$$

Es sind :	elastisch :	plastisch :	total :
e_x	$= \frac{1}{E}\left\{ \sigma_x - \frac{1}{m}(\sigma_y + \sigma_z) \right\}$	$\delta_x = \frac{1}{D}\left\{ \sigma_x - \frac{1}{2}(\sigma_y + \sigma_z) \right\}$	$\varepsilon_x = e_x + \delta_x$
e_y	$= \frac{1}{E}\left\{ \sigma_y - \frac{1}{m}(\sigma_z + \sigma_x) \right\}$	$\delta_y = \frac{1}{D}\left\{ \sigma_y - \frac{1}{2}(\sigma_z + \sigma_x) \right\}$	$\varepsilon_y = e_y + \delta_y$
e_z	$= \frac{1}{E}\left\{ \sigma_z - \frac{1}{m}(\sigma_x + \sigma_y) \right\}$	$\delta_z = \frac{1}{D}\left\{ \sigma_z - \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \right\}$	$\varepsilon_z = e_z + \delta_z$
g_{xy}	$= \frac{2\tau_{xy}}{E}\left(1 + \frac{1}{m}\right)$	$V_{xy} = \frac{2\tau_{xy}}{D}\left(1 + \frac{1}{2}\right)$	$\gamma_{xy} = g_{xy} + V_{xy}$

1. M. Roš u. A. Eichinger, Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr : I Flussstahl, 1926, III Metalle, 1929 E.M.P.A.
M. Roš u. A. Eichinger, Kongress f. techn. Mechanik. Stockholm, 1930. « Weitere Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr. »

$$g_{yz} = \frac{2\,\tau_{yz}}{E}\left(1+\frac{1}{m}\right) \qquad V_{yz} = \frac{2\,\tau_{yz}}{D}\left(1+\frac{1}{2}\right) \qquad \gamma_{yz} = g_{yz} + V_{yz}$$

$$g_{zx} = \frac{2\,\tau_{zx}}{E}\left(1+\frac{1}{m}\right) \qquad V_{zx} = \frac{2\,\tau_{zx}}{D}\left(1+\frac{1}{2}\right) \qquad \gamma_{zx} = g_{zx} + V_{zx}$$

Ebenso wurde damit erbracht, dass die plastische Volumenänderung ziemlich genau gleich Null ist : $\delta_x + \delta_y + \delta_z = 0$, weil $m = 2$; die mittlere Normalspannung $\sigma_m = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3}$ ohne Einfluss auf die plastische Formänderung ;

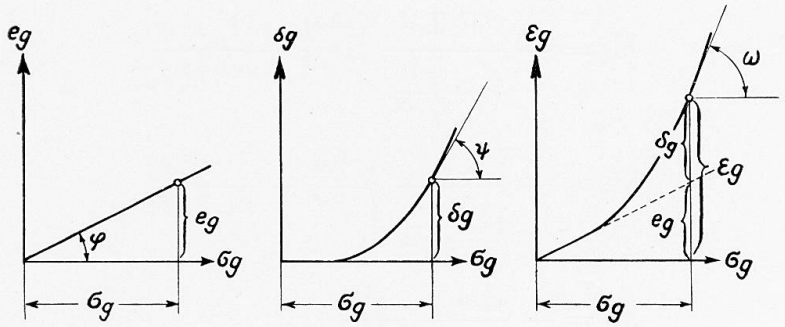


Fig. 1.

sowie dass die Quasiisotropie auch nach dem Ueberschreiten der E-Grenze bewahrt bleibt, da der Plastizitätsmodul D in allen Richtungen derselbe ist.

In bestimmten Fällen ist es günstiger, mit der Tangente an das $\sigma_g - \delta_g$ — Diagramm Fig. 1. zu operieren, statt mit dem D-Modul bezw. mit der plastischen Dehnungszahl $\frac{1}{D} = \frac{2}{3}\frac{\delta_g}{\sigma_g}$.

Das Letztere ist namentlich der Fall bei den Knickproblemen der Platten, von welchen wir beispielsweise die rechteckige Platte behandeln wollen :

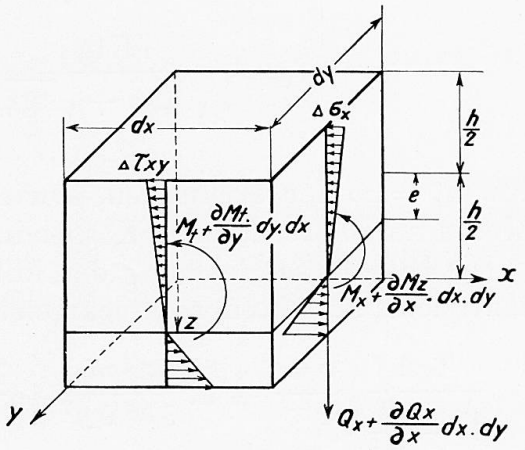


Fig. 2.

Knicken rechteckiger Platten :

Wird die Platte in ebenem Zustand zentrisch durch σ_x^k und σ_y^k bis zur Knicklast gebracht, wobei die Elastizitätsgrenze überschritten ist, so treten bei einer virtuellen Verbiegung der Platte folgende Kräfteänderungen unter der Voraussetzung des Ebenbleibens der Querschnitte auf.

$$\text{Weil : } \Delta\varepsilon_x = \Delta e_x + \Delta\delta_x = \frac{1}{E}\left(\Delta\sigma_x - \frac{\Delta\sigma_y}{m}\right) + \operatorname{tg}\psi.\,\frac{2}{3}\left(\Delta\sigma_x - \frac{\Delta\sigma_y}{2}\right)$$

$$\Delta\varepsilon_y = \Delta e_y + \Delta\delta_y = \frac{1}{E}\left(\Delta\sigma_y - \frac{\Delta\sigma_x}{m}\right) + \operatorname{tg}\psi.\,\frac{2}{3}\left(\Delta\sigma_y - \frac{\Delta\sigma_x}{2}\right)$$

$$\Delta\gamma_{xy} = \Delta g_{xy} + \Delta V_{xy} = 2\,\tau_{xy}\left\{\frac{1}{E}\left(1+\frac{1}{m}\right) + \operatorname{tg}\psi\right\}$$

ist, können $\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$, $\Delta\tau_{xy}$ daraus ermittelt werden.

Die konkave Seite folgt, was die Spannungsverteilung im Schnitt betrifft, der Tangente an das $\sigma_g - \varepsilon_g$ — Diagramm ($\operatorname{tg}\varphi + \operatorname{tg}\psi$), die konvexe Seite dem $\operatorname{tg}\varphi$ des σ_g — e_g — Diagrammes d. h. E-Gesetz. Daraus erhält man den Abstand der neutralen Fläche von der Mittelfläche :

$$e = \frac{h}{2}\frac{\sqrt{\operatorname{tg}\omega} - \sqrt{\operatorname{tg}\varphi}}{\sqrt{\operatorname{tg}\omega} + \sqrt{\operatorname{tg}\varphi}} \text{ worin } \operatorname{tg}\omega = \operatorname{tg}\varphi + \operatorname{tg}\psi$$

Nun ist leicht, M_x, M_y, und M_t zu ermitteln, nämlich :

$$M_x = -\frac{E.J.c}{1 - \frac{1}{m^2}}\left\{\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{1}{m}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right\}$$

$$M_y = -\frac{E.J.c}{1 - \frac{1}{m^2}}\left\{\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{1}{m}\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right\}$$

$$M_t = -\frac{E.J.c}{1 + \frac{1}{m}}\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}$$

worin $J = \frac{h^3}{12}$ und $c = \frac{4\operatorname{tg}\varphi}{E\left\{\sqrt{\operatorname{tg}\omega} + \sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\right\}^2}$

Bezeichnet man ähnlich wie beim Knicken zentrisch gedrückter Stäbe das Produkt $E.c = T_k$ = Knickmodul, so kommt man zu :

$$T_k = \frac{4E\operatorname{tg}\varphi}{\left\{\sqrt{\operatorname{tg}\omega} + \sqrt{\operatorname{tg}\varphi}\right\}^2} = \frac{4E\frac{1}{\operatorname{tg}\omega}}{\left\{\sqrt{\frac{1}{\operatorname{tg}\varphi}} + \sqrt{\frac{1}{\operatorname{tg}\omega}}\right\}}$$

Für $m = \infty$ der elastischen, sowie plastischen Deformationen geht der T_k — Modul für plattenförmige Körper in denjenigen für Stäbe über.

Die Differentialgleichung der in beiden Axenrichtungen über die E-Grenze zentrisch gedrückten, rechteckigen Platte lautet bei einer virtuellen Verbiegung :

$$\frac{T_k J}{1 - \frac{1}{m^2}}\left\{\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2.\frac{\partial^4 w}{\partial x^2\,\partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4}\right\} + h.\left\{\sigma_x^k.\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \sigma_y^k.\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right\} = 0$$

Es ergibt sich daraus, dass die Durchbiegungsfläche ihre Form auch im Gebiet ausserhalb der E-Grenze nicht ändert, z. B. bei allseitig geführter Platte :

$$\omega = f.\sin\frac{\pi x}{a}\sin\frac{\pi y}{b}$$

womit alles gegeben ist, um Knickprobleme rechteckiger Platten auch ausserhalb der E-Grenze bei verschiedenen Randbedingungen lösen zu können.

Traduction.

Considérations générales.

Au cours des essais qui ont été effectués entre les années 1926 et 1929 au Laboratoire Fédéral pour l'Essai des Matériaux on a pu établir que le degré de déformation plastique δ_g est relié à la contrainte σ_g envisagée par une relation aussi simple que celle qui conditionne le degré de déformation élastique e_g par rapport à la contrainte considérée [1]. On a en effet :

Cas de l'élasticité :

$$e_g = \sqrt{e_x^2 + e_y^2 + e_z^2 - e_x e_y - e_y e_z - e_z e_x + \frac{3}{4}(g_{xy}^2 + g_{yz}^2 + g_{xz}^2)} = \frac{\sigma_g}{E}\left(1 + \frac{1}{m}\right)$$

où : $\sigma_g = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x\sigma_y - \sigma_y\sigma_z - \sigma_z\sigma_x + 3(\tau_{yz}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}$

Cas de la plasticité :

$$\delta_g = \sqrt{\delta_x^2 + {}_y^2 + \delta_z^2 - \delta_x\delta_y - \delta_y\delta_z - \delta_z\delta_x + \frac{3}{4}(V_{xy}^2 + V_{yz}^2 + V_{zx}^2)} = \frac{\sigma_g}{D}\left(1 + \frac{1}{2}\right)$$

et : $\varepsilon_g = e_g + \delta_g = \sigma_g\left[\frac{1}{E}\left(1 + \frac{1}{m}\right) + \frac{1}{D}\left(1 + \frac{1}{2}\right)\right]$

On a

Elasticité	Plasticité	Au total
$e_x = \frac{1}{E}\left[\sigma_x - \frac{1}{m}(\sigma_y + \sigma_z)\right]$	$\delta_x = \frac{1}{D}\left[\sigma_x - \frac{1}{2}(\sigma_y + \sigma_z)\right]$	$\varepsilon_x = e_x + \delta_x$
$e_y = \frac{1}{E}\left[\sigma_y - \frac{1}{m}(\sigma_z + \sigma_x)\right]$	$\delta_y = \frac{1}{D}\left[\sigma_y - \frac{1}{2}(\sigma_z + \sigma_x)\right]$	$\varepsilon_y = e_y + \delta_y$
$e_z = \frac{1}{E}\left[\sigma_z - \frac{1}{m}(\sigma_x + \sigma_y)\right]$	$\delta_z = \frac{1}{D}\left[\sigma_z - \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y)\right]$	$\varepsilon_z = e_z + \delta_z$
$g_{xy} = \frac{2\tau_{xy}}{E}\left(1 + \frac{1}{m}\right)$	$V_{xy} = \frac{2\tau_{xy}}{D}\left(1 + \frac{1}{2}\right)$	$\gamma_{xy} = g_{xy} + V_{xy}$
$g_{yz} = \frac{2\tau_{yz}}{E}\left(1 + \frac{1}{m}\right)$	$V_{yz} = \frac{2\tau_{yz}}{D}\left(1 + \frac{1}{2}\right)$	$\gamma_{yz} = g_{yz} + V_{yz}$
$g_{zx} = \frac{2\tau_{zx}}{E}\left(1 + \frac{1}{m}\right)$	$V_{zx} = \frac{2\tau_{zx}}{D}\left(1 + \frac{1}{2}\right)$	$\gamma_{zx} = g_{zx} + V_{zx}$

On a pu établir également que la variation plastique de volume est assez sensiblement nulle :

$$\delta_x + \delta_y + \delta_z = 0$$

car $m = 2$; la contrainte normale moyenne

$$\sigma_m = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3}$$

---

1. M. Roš et A. Eichinger, Contribution à l'étude des possibilités de rupture. — I. Acier (1926). — II. Métaux divers (1929). — L.F.E.M.

M. Roš et A. Eichinger, Congrès de Mécanique Industrielle, Stockholm, 1930. — Nouvelles contributions à l'étude des possibilités de rupture.

est sans influence sur la déformation plastique. De même, la quasi-isotropie reste assurée, même après le dépassement de la limite élastique, car le module de plasticité D est le même dans toutes les directions.

Dans certains cas déterminés, il est plus indiqué plutôt que de faire intervenir le module D ou le coefficient d'allongement plastique

$$\frac{1}{D} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\delta_g}{\sigma_g}$$

de travailler avec la tangente au diagramme $\sigma_g - \delta_g$ ci-contre.

C'est précisément le cas pour les problèmes de flambage des plaques, parmi lesquels nous traiterons à titre d'exemple le cas de la plaque rectangulaire.

Flambage des plaques rectangulaires.

Si une plaque plane est soumise axialement à des contraintes σ_x^k et σ_y^k jusqu'à la charge de flambage, la limite d'élasticité se trouvant dépassée, on obtient, pour une déformation virtuelle de cette plaque, les variations suivantes des efforts, en se basant sur l'hypothèse de la conservation de la section :

comme :
$$\Delta \varepsilon_x = \Delta e_x + \Delta \delta_x = \frac{1}{E}\left(\Delta \sigma_x - \frac{\Delta \sigma_y}{m}\right) + tg\,\psi \cdot \frac{2}{3}\left(\Delta \sigma_x - \frac{\Delta \sigma_y}{2}\right)$$

$$\Delta \varepsilon_y = \Delta e_y + \Delta \delta_y = \frac{1}{E}\left(\Delta \sigma_y - \frac{\Delta \sigma_x}{m}\right) + tg\,\psi \cdot \frac{2}{3}\left(\Delta \sigma_y - \frac{\Delta \sigma_x}{2}\right)$$

$$\Delta \gamma_{xy} = \Delta g_{xy} + \Delta V_{xy} = 2\,\tau_{xy}\left[\frac{1}{E}\left(1 + \frac{1}{m}\right) + tg\,\psi\right]$$

on peut en déduire $\Delta \sigma_x$, $\Delta \sigma_y$, $\Delta \tau_{xy}$.

La répartition des contraintes sur le côté concave est déterminée par la tangente au diagramme $\sigma_g - \varepsilon_g$, $(tg\,\varphi + tg\,\psi)$; sur le côté convexe, par $tg\,\varphi$ du diagramme $\sigma_g - e_g$ c'est-à-dire par la loi de l'élasticité. On en déduit l'intervalle entre la surface neutre et la surface médiane :

$$e = \frac{h}{2} \cdot \frac{\sqrt{tg\,\omega} - \sqrt{tg\,\varphi}}{\sqrt{tg\,\omega} + \sqrt{tg\,\varphi}} \cdot \text{ où : } tg\,\omega = tg\,\varphi + tg\,\psi$$

Il est maintenant facile de déterminer M_x M_y et M_t :

$$M_x = -\frac{E J c}{1 - \frac{1}{m^2}}\left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{1}{m} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right]$$

$$M_y = -\frac{E J c}{1 - \frac{1}{m^2}}\left[\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{1}{m} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right]$$

$$M_t = -\frac{E J c}{1 + \frac{1}{m}} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x\, \partial y}$$

où :
$$J = \frac{h^3}{12}$$

et :
$$c = \frac{4\,tg\,\varphi}{E\left(\sqrt{tg\,\omega}+\sqrt{tg\,\varphi}\right)^2}.$$

De même que dans le cas du flambage d'une barre soumise à une compression axiale, si l'on adopte la désignation :
$E.c = T_k$ = module de flambage, on obtient :

$$T_k = \frac{4\,E\,tg\,\varphi}{\left(\sqrt{tg\,\omega}+\sqrt{tg\,\varphi}\right)^2} = \frac{4E.\dfrac{1}{tg\,\omega}}{\left(\sqrt{\dfrac{1}{tg\,\varphi}}+\sqrt{\dfrac{1}{tg\,\omega}}\right)^2}.$$

Pour $m = \infty$ (déformations élastiques aussi bien que déformations plastiques), le module T_k des éléments plans vient se confondre avec celui des barres.

Pour une déformation virtuelle, l'équation différentielle de la plaque rectangulaire soumise à une compression axiale suivant les deux directions de ses axes, au-dessus de la limite d'élasticité, devient :

$$\frac{T_k\,J.}{1-\dfrac{1}{m^2}}\left\{\frac{\partial^4\omega}{\partial_x^4}+2.\frac{\partial^4\omega}{\partial_x^2\,\partial_y^2}+\frac{\partial^4\omega}{\partial_y^4}\right\}+h.\left\{\sigma_y^k.\frac{\partial^2 w}{\partial_x^2}+\sigma_y^k.\frac{\partial^2 w}{\partial_y^2}\right\}=0$$

Il en résulte que la surface de flexion n'est modifiée ni dans sa position, ni dans sa forme, même dans la zone située au-dessus de la limite d'élasticité ; on a par exemple, pour une plaque maintenue sur tous ses côtés :

$$\omega = f.\ \sin\frac{\pi x}{a}.\ \sin\frac{\pi y}{b}.$$

On est donc en possession de tous les éléments pour pouvoir résoudre le problème du flambage des plaques rectangulaires même au-dessus de la limite d'élasticité, et pour différentes conditions aux bords.

I 4

LA STABILITÉ DE L'ÂME DES POUTRES SOLLICITÉES A LA FLEXION
DIE STABILITÄT DER STEGBLECHE VON BIEGUNGSTRÄGERN
STABILITY OF PLATE GIRDERS SUBJECTED TO BENDING

S. TIMOSHENKO,
Professor of Engineering, University of Michigan,
Ann Arbor.

Voir aussi « Publication Préliminaire », p. 129. — *Siehe auch « Vorbericht »*, *S. 129*. — See also " Preliminary Publication ", p. 129.

S. TIMOSHENKO,
Prof. University of Michigan, Engineering Mechanics,
Ann Arbor (Michigan).

In discussing the elastic stability of the web of a plate girder we have to consider two extreme cases : 1) the pure bending and 2) the pure shear of a rectangular plate.

At the middle of the span the bending stresses in the web are of primary importance and a portion of the web between the two stiffeners should be considered as a rectangular plate submitted to pure bending in its plane. In a plate girder of usual proportions, the distances between the stiffeners are such that the stiffeners do not affect substantially the critical value of maximum bending stress. This critical stress must be taken as a basis for calculating the thickness of the web. Considering the web as a rectangular plate with simply supported edges and neglecting the effect of stiffeners, the critical value of maximum bending stress will be larger than the usual working stress (16,000 lbs. per sq. in.) if we satisfy the relation :

$$\frac{h}{t} = \frac{\text{depth of the web}}{\text{thickness of the web}} < 200 \qquad (1)$$

When the thickness of the web has been determined by using equation (1) the distance between the stiffeners can be calculated by considering a portion of the web near the support as a rectangular plate submitted to the action of pure shear. The curves in figure 9 of the paper can be used for calculating the necessary distance between the stiffeners such that the desired factor of safety will be realised.

Table 10 of the paper gives the necessary data for proper dimensioning of the stiffeners.

Traduction.

Dans l'étude de la stabilité élastique de l'âme d'une poutre, deux cas extrêmes doivent être pris en considération :

1. la flexion simple ;
2. le cisaillement simple ;

ces cas étant appliqués à une plaque rectangulaire.

Au milieu de la portée, les efforts de flexion dans l'âme exercent une influence capitale et une portion de l'âme comprise entre deux éléments de renforcement doit être considérée comme une plaque rectangulaire soumise dans son plan à une flexion simple. Dans une poutre à parois pleines de dimensions courantes, les intervalles entre les éléments de renforcement successifs sont tels que ces éléments n'exercent pas une influence notable sur la valeur critique de l'effort maximum de flexion. Cette valeur critique doit être considérée comme constituant la base du calcul de l'épaisseur de l'âme. Si l'on considère l'âme de la poutre comme une plaque rectangulaire dont les bords sont simplement posés et si l'on néglige l'influence des éléments de renforcement, la valeur critique de l'effort maximum de flexion sera plus élevée que la contrainte ordinaire de travail (11,2 kg par mm^2) si l'inégalité suivante est satisfaite :

$$\frac{h}{t} = \frac{\text{hauteur de l'âme}}{\text{épaisseur de l'âme}} < 200 \qquad (1)$$

Si l'épaisseur de l'âme a été déterminée en faisant appel à l'équation (1), l'écartement entre les éléments de renforcement peut être calculé en considérant une partie de l'âme située près de l'encastrement comme une plaque rectangulaire soumise à un cisaillement simple. Les courbes de la figure 9 du Rapport (page 146) peuvent être utilisées pour calculer l'écartement nécessaire entre les éléments de renforcement de telle sorte que le coefficient de sécurité convenable soit effectivement assuré.

La table 10 du même Rapport (page 164) donne tous les éléments nécessaires pour le calcul des éléments de renforcement.

Participants à la discussion

Diskussionsteilnehmer

Participants in the discussion :

Dr.-Ing. F. SCHLEICHER,
Professor an der Technischen Hochschule Hannover.

I. — Die im Vorbericht erwähnten Versuche von Lilly sind für einen Vergleich mit den theoretischen Werten nicht brauchbar. Die Dicken von 0,038 bis 0,122 cm sind bei handelsüblichen Blechen zu klein, um eine Kontrolle der Rechnung zu ermöglichen. Die Abweichungen von der Ebene störten zu stark, ferner dürfte neben der Schubknickung auch die Beulung durch Biegungsdruckspannungen mitgewirkt haben. Trotzdem zeigen die Versuche deutlich, wie eng vertikale Steifen gesetzt werden müssen, wenn sie die Knickspannung τ_K nennenswert heben sollen. Bei Seitenverhältnissen α der einzelnen Plattenfelder

α	= 3,30	1,65	1,10	0,55	betrugen die kritischen Schubspannungen
τ_K	= 371	495	620	742	kg/cm² bei h = 0,038 cm Plattendicke
τ_K	= 381	528	700	848	» » h = 0,056 cm »
τ_K	= 538	830	1170	1610	» » h = 0,122 cm »

Wichtig ist, dass sich die Beulenlänge von der Blechdicke unabhängig zeigte.

Hinsichtlich der bei Versuchen zu verwendenden Mindestblechstärken ist auf die Ausführungen von K. v. Sanden [1] und T. Tokugawa [2] zu verweisen. Danach sollte bei baumässigen Stahlblechmodellen die Wanddicke nicht unter 4 mm betragen, weil sonst die Störungen zu grossen Einfluss haben. Selbstverständlich kann man auch mit dünnen Platten gute Ergebnisse erzielen. Dafür sind jedoch besonders genau gearbeitete Modelle notwendig.

II. — Sorgfältige Modellversuche über die Schubknickung von Platten enthält eine Aachener Dissertation [3]. Diese Versuche zeigten die Schwierigkeiten, die sich der Verwirklichung der Randbedingungen entgegenstellen. Da ein Seitenpaar frei war, mussten auch Biegungsspannungen auftreten. Spannungen und Randbedingungen lassen sich also nicht unmittelbar mit den theoretischen Verhältnissen vergleichen, weiter wären die Spannungserhöhungen in der Nähe der freien Ränder zu beachten. Schliesslich deuten die beobachteten Biegungsflächen darauf hin, dass die Einspannung nicht vollkommen war. Bollenrath selbst bemerkt, dass « die Güte der Annäherung an die theoretische Knicklast so ziemlich eine Frage der Einspannung ist ».

Die Versuche wurden mit Platten aus Zelluloid, Duralumin und Messing durchgeführt, wobei der Elastizitätsmodul zwischen 16 und 943 t/cm² variierte.

Die Ausbeulung ging immer vom freien Rande aus. Die Knickspannungen ergaben sich für den elastischen Bereich zu

$$h\tau_K = 50 \frac{D}{b^2} \tag{1}$$

Der Zahlenkoeffizient wurde zwischen 47 und 56 gefunden, wobei die theoretische Breite zwischen den Klemmbacken eingesetzt wurde. Die Theorie liefert für die sehr lange Platte mit freiaufliegenden bzw. eingespannten Rändern

$$h\,\tau_K = 53 \text{ bzw. } 89 \frac{D}{b^2} \tag{2}$$

Die ganze Beulenlänge wurde im Mittel aller Versuche zu $\lambda = 1{,}97\ b$ gefunden. Die Theorie gibt $\lambda = 2{,}66\ b$ für freiaufliegende Ränder und $\lambda = 1{,}60\ b$ bei Einspannung. Da die Breite nur 0,8 bis 2,0 cm betrug, bei den Metallstrei-

---

1. K. von Sanden und K. Günther, Ueber das Festigkeitsproblem querversteifter Hohlzylinder unter gleichmässigem Aussendruck, Werft und Reederei 1920 und 1921.
2. V. Takesada Tokugawa, Model experiments on the elastic stability of closed and cross-stiffened circular cylinders under uniform external pressure. Paper N° 651 der japan. Schiffbautechn. Gesellschaft, 1929.
3. F. Bollenrath, Ausbeulerscheinungen an ebenen auf Schub beanspruchten Platten, München, 1928.

fen bis 3,5 cm, bei 0,5 cm breiten Einspannkanten, muss jede kleine Korrektur der Plattenbreite wesentlichen Einfluss auf das Ergebnis haben. Z. B. für $b'/b = 2{,}4/2{,}0$ würde der Koeffizient in Gl. 1 statt 50 gleich 72, die Beulenlänge $\lambda' = 1{,}64\ b'$.

Die Gleichung von Bollenrath gilt nur für Schubspannungen unter der Proportionalitätsgrenze τ_P, die deutlich ausgeprägt war. Sie wurde, zugleich als Grenze zwischen der elastischen und unelastischen Ausbeulung, bei den folgenden Verhältnissen b/h gefunden : 34 bei Zelluloid, 50 bei Duralumin und 70 bei Messing. Ein Unterschied in der Beulenlänge für elastische und unelastische Ausbeulung war nicht festzustellen.

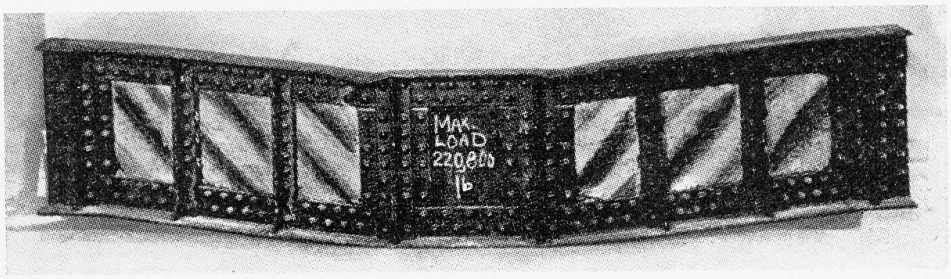


Fig. 1.

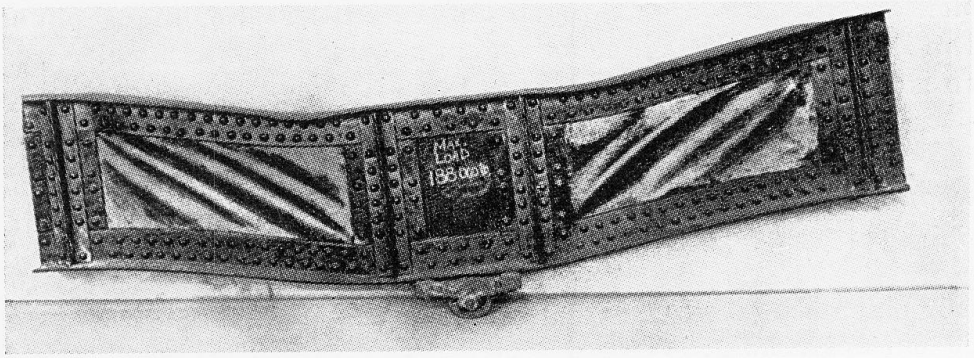


Fig. 2.

III. — Zwei schöne Beispiele von durch Schubspannungen ausgebeulten Blechen zeigen die Fig. 1 und 2, die einem Versuchsbericht von H. F. Moore und W. M. Wilson entnommen sind [1]).

IV. — Stabilität der Stegbleche von Blechträgerbrücken, insbesondere aus hochwertigen Baustählen.

Die Sicherung der Stegbleche von Vollwandbalken gegen die Ausbeulung durch Biegungsdruckspannungen ist schwieriger durchzuführen, als die gegen Schubspannungen. Die grössten Schubspannungen hat man im allgemeinen nur in der Nähe der Stützen, dagegen sind z. B. beim Parallelbalken die Biegungsdruckspannungen praktisch auf der ganzen Länge von konstanter Grösse.

---

1. H. F. Moore and H. M. Wilson, the strength of webs of I-beams and girders. University of Illinois, Engineering experiment station Bulletin N° 86, May 1916.

Besondere Schwierigkeiten sind bei kontinuierlichen Trägern zu überwinden, doch ist es auch da in den meisten Fällen möglich, konstruktiv und ästhetisch befriedigende Lösungen zu finden. Ein Beispiel einer Brücke, bei deren Entwurf alle Erfahrungen über die Stabilität von versteiften Platten berücksichtigt werden konnten, ist die im Bau befindliche « Dreirosenbrücke » über den Rhein in Basel [1].

Die bekannten Erfahrungsregeln für die Bemessung der Stegbleche gelten für Stahl von Normalgüte (St 37).

Wir betrachten eine bestimmte Konstruktion. Das Stegblech soll im elastischen Bereich knicken und andere Stabilitätsgrenzen als die des Stegblechs sollen nicht in Frage kommen. Wenn diese Konstruktion aus St 37 1,7-fache Sicherheit gegen Ausbeulen besitzt, so würde sie aus St 52 und unter der 1,5-fachen Belastung, die an sich zulässig wäre, nur noch 1,1-fache Knicksicherheit haben. Bei sonst gleichen Verhältnissen und genügend hoher Proportionalitätsgrenze müsste das Stegblech einer Konstruktion aus St 52 im Vergleich zu St 37 um 1,22-mal dicker sein. Allgemein müssten sich die Blechdicken wie die Wurzeln aus den Spannungen verhalten.

Ein Beispiel soll die Notwendigkeit besonderer Massnahmen zur Aussteifung hoher Blechträger illustrieren. Das unversteifte Stegblech eines Trägers aus St 52 soll eine kritische Biegungsbeanspruchung von $\sigma_K = 0{,}85 . 2{,}1 . 1{,}75 = 3{,}12$ t/cm² besitzen, entsprechend der üblichen Sicherheit gegen Erreichen der Streckgrenze, bezogen auf die mittlere Spannung ohne Nietabzüge. Die Proportionalitätsgrenze liege mindestens ebenso hoch. Nach Timoshenko ist dann

$$3) \qquad \sigma_K = 24.1895 \; (h/b)^2 = 45500 \; (h/b)^2, \text{ in t/cm}^2,$$

oder wenn $\sigma_K = 3{,}12$ t/cm² sein soll

$$4) \qquad b = 120 \; h.$$

Z. B. für einen Träger von $b = 480$ cm Höhe wäre eine Stegblechstärke von $h = 4{,}0$ cm notwendig. Vertikale Steifen in 240 cm Abstand würden [2] die Knickspannungen nur um 6% heben. Vertikale Steifen sind also kein geeignetes Mittel, um die Stabilität unter Biegungsdruckspannungen zu verbessern. Bei steifen, gegen Verdrehung gesicherten Gurten liegen die Verhältnisse infolge der Randeinspannung etwas günstiger. Wieviel dieser Einfluss ausmacht, kann jedoch nur von Fall zu Fall geschätzt werden.

V. — Zur experimentellen Bestimmung der Knickspannungen im elastischen Bereich.

Für die Untersuchung der Stabilität sollte mehr als bisher die Beobachtung der Schwingungszahlen mit heran gezogen werden. Wird das stabile Gleich-

---

1. L. Karner, Internat. Wettbewerb zur Erlangung von Entwürfen für eine Strassenbrücke über den Rhein in Basel (Dreirosenbrücke). Die Bautechnik, 1931. Ferner : Wettbewerb Dreirosenbrücke Basel. Ein Markstein in der Entwicklung der Balkenbrücken. Der Bauingenieur, 1931.
2. S. Timoshenko, Tafel 8, Vorbericht, S. 143.

gewicht eines elastischen Systems gestört, so zeigt das System das Bestreben, in die frühere Lage zurückzukehren. Das System schwingt um die stabile Gleichgewichtslage, die Frequenz ändert sich mit dem Spannungszustand. Bei jedem elastischen System, das unter einem bestimmten Spannungszustand instabil wird, sinkt die Frequenz bei Annäherung der Spannungen an die kritischen Werte. Auf der anderen Seite steigt sie mit Spannungen, die die Stabilität vergrössern. An der Stabilitätsgrenze wird die Frequenz null, das System zeigt keine Tendenz, in die alte Gleichgewichtslage zurückzukehren.

Für einen Stab mit der Druckspannung σ und der Euler-Knickspannung σ_K ist die Frequenz

$$p = p_0 \sqrt{1 - \frac{\sigma}{\sigma_K}}$$

worin p_0 die Frequenz des unbelasteten Stabes bedeutet [1]. Dabei ist vorausgesetzt, dass $\sigma_K < \sigma_P$ und die Störungsausbiegung genügend klein bleibt. Man erhält die folgenden Werte :

$\sigma : \sigma_K =$	0,00	0,50	0,75	0,90	0,950	0,990	0,999	1,000
$p : p_0 =$	1,00	0,707	0,500	0,316	0,224	0,100	0,032	0,000

Ähnliche Zusammenhänge gelten für Platten und Schalen. Die Beobachtung der Frequenzen dürfte auch noch dann brauchbare Ergebnisse liefern, wenn die theoretische Form etwas gestört ist.

Traduction.

I. — Les essais de Lilly, dont il est fait mention dans la Publication préliminaire, ne peuvent pas être utilisés pour établir une comparaison avec les résultats théoriques. Les épaisseurs de 0,038 à 0,122 cm sont trop petites, pour les tôles du commerce, pour permettre d'effectuer un contrôle du calcul. Les déformations par rapport au plan initial sont trop importantes ; en outre, il aurait fallu faire intervenir, à côté du flambage s'exerçant transversalement par cisaillement, le voile sous l'influence de contraintes simultanées de compression et de flexion. Quoi qu'il en soit, ces essais montrent quels écartements on doit admettre entre les éléments de renforcement verticaux pour leur permettre de parer aux contraintes de flambage τ_K. On trouvera dans le tableau ci-dessous

Rapport α	3,3	1,65	1,1	0,55
τ_K en kg/mm²				
$h = 0{,}038$ cm.	3,71	4,95	6,2	7,42
$h = 0{,}056$ cm.	3,81	5,28	7,0	8,48
$h = 0{,}122$ cm.	5,38	8,3	11,7	16,1

1. Vgl. Handbuch der Physik, Band VI, Berlin, 1928, S. 365.

les charges transversales critiques τ_K correspondant à divers rapports α entre les dimensions des côtés des plaques élémentaires, pour différentes épaisseurs h des tôles constituant ces plaques. Il est intéressant de remarquer que les longueurs de voile se sont révélées indépendantes de l'épaisseur des tôles.

En ce qui concerne les épaisseurs minima des tôles qu'il convient d'adopter pour les essais, on se reportera aux travaux de K. v. Sanden [1] et de T. Tokugawa [2]. Dans des modèles en tôle d'acier destinés à reproduire exactement les conditions de la construction pratique, l'épaisseur des parois ne doit pas descendre au-dessous de 4 millimètres, faute de quoi les influences qui provoquent les déformations sont trop fortes. On peut naturellement obtenir également de bons résultats avec des plaques minces ; toutefois, les modèles doivent alors être étudiés avec un soin particulier.

II. — Des essais très soignés, sur modèles, ont été effectués à Aix-la-Chapelle, sur le flambage des plaques par contrainte latérale [3]. Ces essais ont permis de mettre en évidence les difficultés que présente la réalisation de conditions déterminées en ce qui concerne les bords des plaques. Deux des côtés étant libres, des contraintes de flexion se sont également manifestées. On ne peut donc pas comparer d'une manière directe les contraintes et les conditions des bords des plaques avec les résultats correspondants obtenus du point de vue théorique ; en outre, il faudrait également tenir compte des accroissements que subissent les contraintes au voisinage des bords libres. Enfin, les surfaces de déformation qui ont été observées montrent que l'encastrement réalisé n'était pas parfait. Bollenrath lui-même fait remarquer que la valeur de l'approximation par rapport à la charge théorique de flambage est presqu'exclusivement une question d'encastrement.

Les essais ont été effectués sur des plaques de celluloïd, de duralumin et de laiton ; le module d'élasticité variait ainsi entre 160 et 9.430 kg par mm^2.

Le voile s'est toujours amorcé sur les bords libres. On a atteint, pour les efforts de flambage dans le domaine élastique :

$$h\,\tau_K = 50\,\frac{D}{b^2} \qquad (1)$$

Le coefficient numérique a atteint des valeurs comprises entre 47 et 56, ce coefficient tenant compte de l'écartement théorique entre les mâchoires de serrage. La théorie donne pour les plaques très longues reposant en appui libre ou avec bords encastrés :

$$h\,\tau_K = 53 \text{ ou } 89\,\frac{D}{b^2} \qquad (2)$$

Pour tous les essais, la valeur moyenne de la longueur de voile a été

1. K. v. Sanden et K. Günther, Ueber das Festigkeitproblem querversteifter Hohlzylinder unter gleichmässigem Aussendruck, Werft und Reederei, 1920 et 1921.

2. V. Takesada Tokugawa, Model experiments on the elastic stability of closed and cross. stiffened circular cylinders under uniform external pressure. Rapport n° 651 de la Société de Constructions Navales Japonaise, 1929.

3. F. Bollenrath, Ausbeulerscheinungen an ebenen auf Schub beanspruchten Platten-Munich, 1928.

$\lambda = 1{,}97\ b$. La théorie donne $\lambda = 2{,}66\ b$, pour des plaques reposant librement sur leurs bords et $\lambda = 1{,}60\ b$ dans le cas de l'encastrement. La largeur n'atteignant que 0,8 à 2 cm, pour des bandes métalliques allant jusqu'à 3,5 cm, avec des encastrements de 0,5 cm de large, une correction si faible soit-elle sur la largeur de la plaque doit exercer une influence sensible sur le résultat obtenu. C'est ainsi que pour $b'/b = 2{,}4/2{,}0$ on atteindrait pour le coefficient de l'équation (1) une valeur de 72 au lieu de 50, la longueur de voile étant alors $\lambda' = 1{,}64\ b'$.

L'équation de Bollenrath n'est valable que pour les efforts transversaux inférieurs à la limite de proportionnalité τ_p qui fut nettement accusée. Elle a coïncidé avec la limite de séparation entre les voiles élastique et plastique pour les rapports de dimensions suivants : $b/h = 34$ pour le celluloïd, 50 pour le duralumin et 70 pour le laiton. On n'a pas constaté de différences entre les longueurs de voile pour les voiles élastique et plastique.

III. — Les figures 1 et 2 constituent deux remarquables exemples de tôles ayant subi un voile par suite de contraintes latérales ; elles sont extraites d'un rapport d'essais publié par H. F. Moore et W. M. Wilson [1].

IV. — Stabilité des âmes des poutres de ponts, particulièrement en ce qui concerne les aciers de construction à haute résistance.

Il est plus difficile d'assurer la sécurité des âmes des poutres pleines contre le voile dû aux contraintes simultanées de compression et de flexion, que contre le voile dû aux efforts transversaux. Les maxima de ces contraintes transversales se manifestent en général seulement au voisinage des appuis ; par contre, dans les poutres parallèles par exemple, les contraintes simultanées de flexion et de compression sont pratiquement constantes sur toute la longueur de la poutre. Des difficultés particulières se rencontrent dans les poutres continues ; toutefois, précisément dans ce cas, il est très souvent possible de trouver des solutions satisfaisantes du point de vue de la construction et par ailleurs esthétiques. Le pont des Trois Roses, qui est actuellement en construction sur le Rhin à Bâle, constitue un remarquable exemple d'une construction dans laquelle on a tenu compte, dès l'établissement du projet, de toutes les expériences qui ont été faites au sujet de la stabilité des plaques renforcées [2].

Les règles expérimentales connues pour le calcul des pièces d'âme sont applicables à l'acier de construction de qualité normale (St. 36).

Considérons un ouvrage déterminé. Les tôles d'âme doivent subir le flambage dans la zone élastique et il ne doit pas intervenir d'autres limites de stabilité que celle de la tôle d'âme. Supposons l'ouvrage en acier St 37, avec une sécu-

---

1. H. F. Moore et H. M. Wilson, The strength of webs of I-beams and girders. Université d'Illinois, Bulletin de la Station d'Essais n° 86, mai 1916.

2. L. Karner, Concours International pour l'établissement des projets concernant la construction d'un pont-route sur le Rhin, à Bâle (Dreirosenbrücke), Die Bautechnik, 1931, et : Concours pour le Pont des Trois Roses à Bâle ; une date dans l'évolution de la construction des ponts à poutres, Der Bauingenieur, 1931.

rité de 1,7 contre le voile ; si, par contre, il était en acier St 52, avec une charge correspondant à un coefficient de 1,5, valeur admissible en soi, il ne resterait plus qu'une marge de sécurité de 1,1. Toutes choses égales d'ailleurs et pour une limite de proportionnalité suffisamment élevée, une pièce en acier St 52 doit avoir une épaisseur égale à environ 1,2 fois l'épaisseur correspondant à l'acier St 37. D'une manière générale, les épaisseurs des tôles varient comme les racines des charges.

Un exemple montrera quelles précautions particulières il est nécessaire d'envisager pour le renforcement des poutres à âmes pleines de grande hauteur. L'âme non renforcée d'une poutre en acier St 52 doit accuser une charge critique à la flexion

$$\sigma_K = 0{,}85 . 2{,}1 . 1{,}75 = 3{,}12 \text{ t/cm}^2$$

qui correspond à une marge de sécurité normale par rapport à la limite d'écoulement, pour l'effort moyen, sans tenir compte de l'affaiblissement dû au rivetage. La limite de proportionnalité serait au moins aussi élevée. On a alors, d'après Timoshenko :

$$\sigma_K = 24.1895 \, (h/b)^2 = 45500 \, (h/b)^2 \text{ en t/cm}^2 \qquad (3)$$

ou, si σ_K doit être égal à 3,12 t/cm² :

$$b = 120 \, h \qquad (4)$$

Par exemple, pour une poutre ayant une hauteur $b = 480$ cm, il serait nécessaire d'adopter pour les tôles de l'âme une épaisseur de $h = 4{,}0$ cm. Des éléments de renforcement situés à des intervalles de 240 cm n'élèveraient la charge de flambage que de 6 % environ [1]. L'adjonction d'éléments de renforcement verticaux ne constitue donc pas une solution favorable pour améliorer la stabilité aux efforts simultanés de compression et de flexion. Avec des membrures rigides, présentant une sécurité assurée contre la torsion, on arrive à des conditions de résistance bien meilleures, par suite de l'encastrement qui en résulte pour l'âme. L'influence exercée par cette disposition ne peut toutefois être évaluée que comme un cas d'espèce.

V. — La détermination expérimentale des contraintes de flambage dans la zone élastique.

Il devient de plus en plus important de prendre en considération, dans les études sur la stabilité, la question des fréquences d'oscillation. Lorsque l'équilibre stable d'un système élastique est soumis à une perturbation, ce système accuse une tendance à revenir à sa position initiale. Le système oscille autour de la position qui correspond à l'équilibre stable ; la fréquence varie avec le régime de charge. Dans tout système élastique instable sous un régime de charge déterminé, la fréquence baisse lorsque la charge approche de la valeur critique. Par ailleurs, elle s'élève pour des charges qui provoquent une amélioration de la stabilité. A la limite de stabilité, la fréquence est nulle, le système ne manifeste aucune tendance à revenir à l'ancienne position d'équilibre.

---

1. Timoshenko, Tableau 8, Publication Préliminaire, p. 162.

Pour une barre soumise à une contrainte de compression σ et admettant une charge de flambage d'Euler σ_K, la fréquence d'oscillation est donnée par :

$$p = p_o \sqrt{1 - \frac{\sigma}{\sigma_K}}$$

p_o désignant la fréquence de la barre à l'état non chargé [1]. On suppose que σ_K est inférieur à σ_P et que la déformation est suffisamment faible.

On obtient alors les valeurs suivantes, pour p/p_o, en fonction de $\frac{\sigma}{\sigma_K}$.

$\frac{\sigma}{\sigma_K}$:	0	0,5	0,75	0,9	0,95	0,99	0,999	1
$\frac{p}{p_o}$:	1	0,707	0,5	0,316	0,224	0,1	0,032	0

On obtiendrait des relations semblables pour les dalles et les surfaces de courbure. La prise en considération des fréquences ne peut toutefois donner de résultats effectifs que lorsque la forme théorique subit une certaine perturbation.

Dr.-Ing. A. HAWRANEK,
Professor an der Deutschen Technischen Hochschule, Brünn.

Knickversuch eines Blechträgerstückes mit veränderlicher Höhe.

Soweit bekannt, liegen bisher bloss theoretische Versuche mit vollwandigen genieteten Trägern mit parallelen Gurtungen vor, die sich mit dem Stabilitäts-

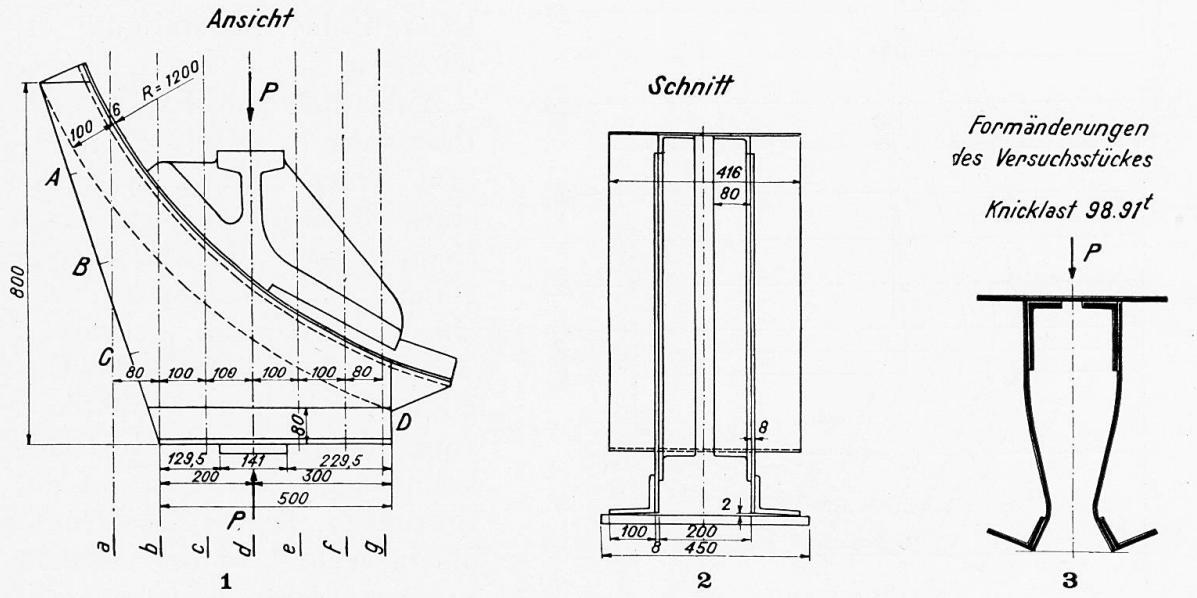


Fig. 1. — Vue de face = Ansicht = Side view.
Fig. 2. — Coupe = Schnitt = Section.
Fig. 3. — Déformation de la pièce d'essai = Formänderungen des Versuchsstückes = Deformation of the test piece — Charge de flambage : 98, 91 tonnes = Knicklast 98, 91t = Bukling load 98, 91 tons.

1. Voir Handbuch der Physik, vol. VI, Berlin, 1928, p. 365.

problem des Stehbleches befassen. Für Blechträger mit nichtparallelen Gurtungen ist sowohl für den Fall von Schubspannungswirkungen, wie bei Biegung das Problem der Stabilität des Stehbleches derzeit noch ungelöst, ist aber für die Hauptträger von Brücken, die als durchlaufende Träger oder Gerberträger ausgebildet sind von Wichtigkeit, da diese bei den Stützen gewöhnlich eine Vergrösserung der Stehblechhöhe in Form von Vouten erhalten.

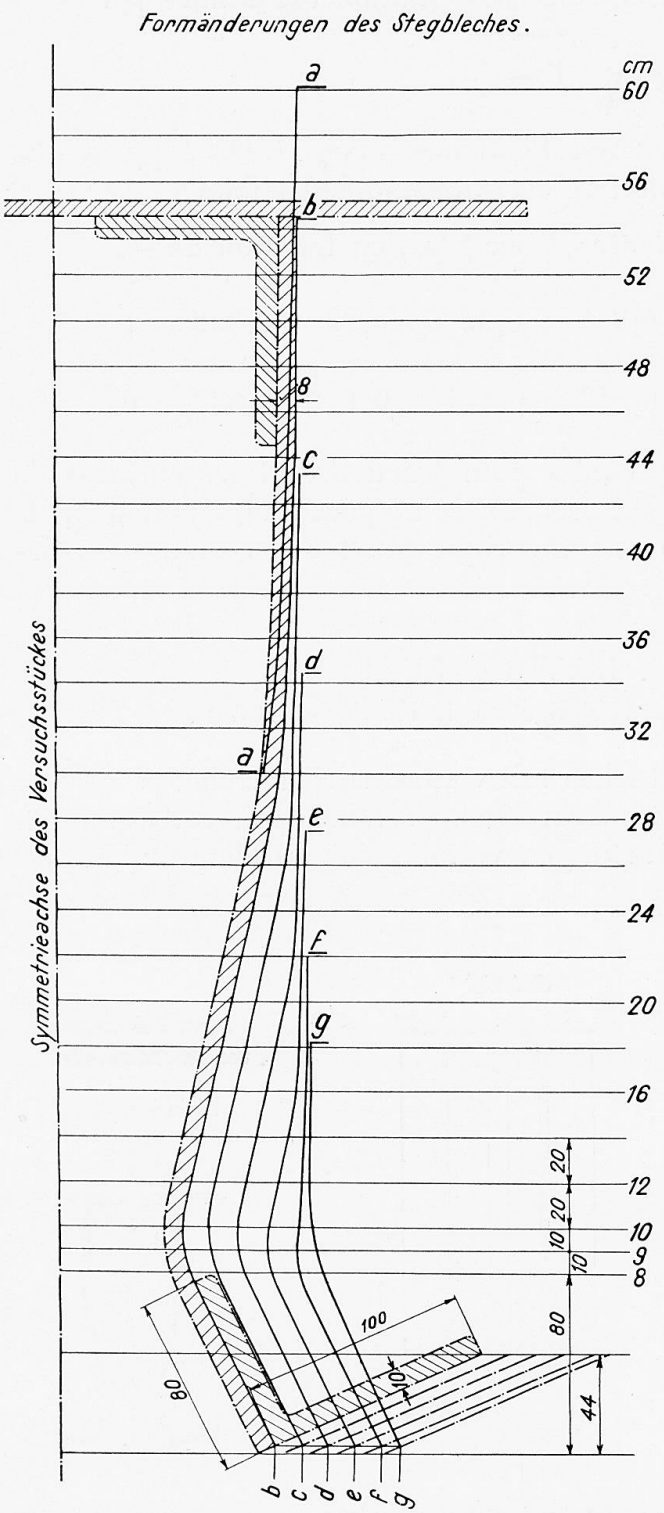


Fig. 1. — Déformation de l'âme = Formänderung des Stegbleches = Deformation of the web. — Axe de symétrie de la pièce d'essai = Symmetrieachse des Versuchsstückes = Axis of symmetry of the test piece.

Verfasser hat zur Klärung einer einschlägigen Frage einen Versuch durchgeführt, aus dem sich allerdings keine allgemeinen Schlüsse ableiten lassen, da er abgesehen von der Form des Versuchsstückes auch bezüglich der Lagerung eigenartig ist, aber hier vorgeführt werden soll, weil die Erscheinungen beim Knickvorgang die theoretische Behandlung erleichtern.

Anlässlich eines Falles in der Praxis war es nötig, die Knicklast eines Sattels in Form eines Blechträgers zu untersuchen, dessen untere Gurtung gerade, die obere Gurtung nach einem Kreisbogen gekrümmt war. Bei dem betreffenden Objekte war bloss ein Stehblech vorhanden, unten ein Gurtwinkel aussen, oben einer auf der Innenseite. Dieses Stück hatte die in Abb. 1 in der Ansicht gegebene Form, sie ist unsymmetrisch, das Stehblech war seitlich schief hinaufgezogen und 8 mm stark. Die Gurtwinkel sind 80/100/10. Die Abstützung des Stückes erfolgte auf einen I-Trägerflansch von 141 mm Breite. Die Belastung war lotrecht, auf 50 cm Breite am Obergurt gleichmässig verteilt, wirksam.

Für den Versuch wurde das Stück doppelwandig mit 200 mm lichtem Abstand ausgebildet (Abb. 2) und oben mit einer 6 mm starken Kopfplatte verbunden. Damit die lotrechte Kraft gleichmässig wirke und sich auf beide Stegteile in gleicher Weise verteile, wurde ein eigenes Gusslager aufgesetzt und die Schubwirkung durch ein aufgesetztes und verschraubtes Zwischenstück aufgenommen.

Die Fusswinkel sind mit einer geringen Federung von 2 mm(Abb. 2) aufgebracht worden, wie im Falle der Praxis, was aber für die Knicklast ohne Einfluss ist, da sich der Fusswinkel bei der kleinsten Last schon ganz aufstützte.

Das Versuchstück wurde mit einem Liniennetz auf den Aussenseiten ver-

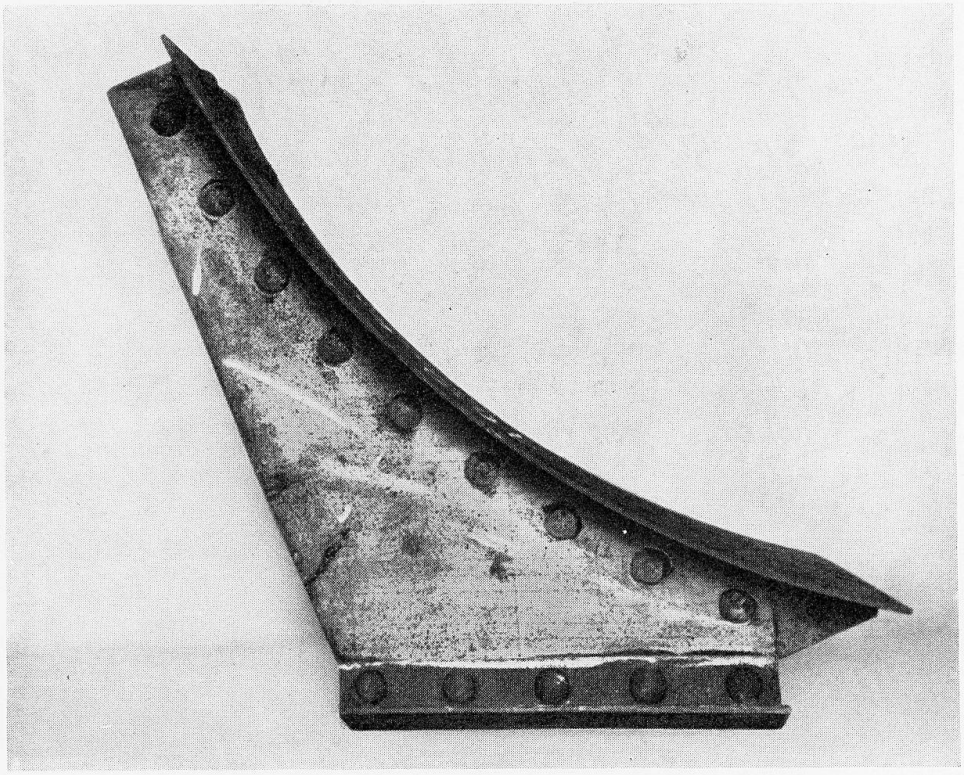


Fig. 5.

sehen und in die 400 t-Presse der Deutschen Techn. Hochschule in Brünn eingebracht.

Im Endzustande hatten die Stehbleche im Querschnitt eine Verbiegung aufgewiesen, die in Abb. 3 wiedergegeben ist. Gemessen wurden während des Versuches die lichten Abstände der Stehbleche auf der schiefen Seite, deren Länge in vier gleiche Teile geteilt war. Die Teilpunkte sind von oben O, A, B, C, während auf dem gegenüberliegenden Rand des Stehbleches knapp unterhalb der Innenwinkel bei D gemessen wurde. Die einzelnen Laststufen wurden je 5 Minuten lang gehalten.

Die Ablesungen ergaben :

Belastung :		0	48,714	61,28	73,846	86,4	98,98	t
Messstelle	A	200	200,8	200,6	200,8	200,9	201,0	mm
»	B	198,1	198,2	198,4	198,5	198,9	199,6	»
»	C	195,0	191,2	190,5	189,4	188,0	184,2	»
»	D	202,9	203,4	203,4	203,5	203,5	209,5	»

Die Knicklast betrug 98, 98 t, somit entfällt auf eine Hälfte die Knicklast von 49, 49 t.

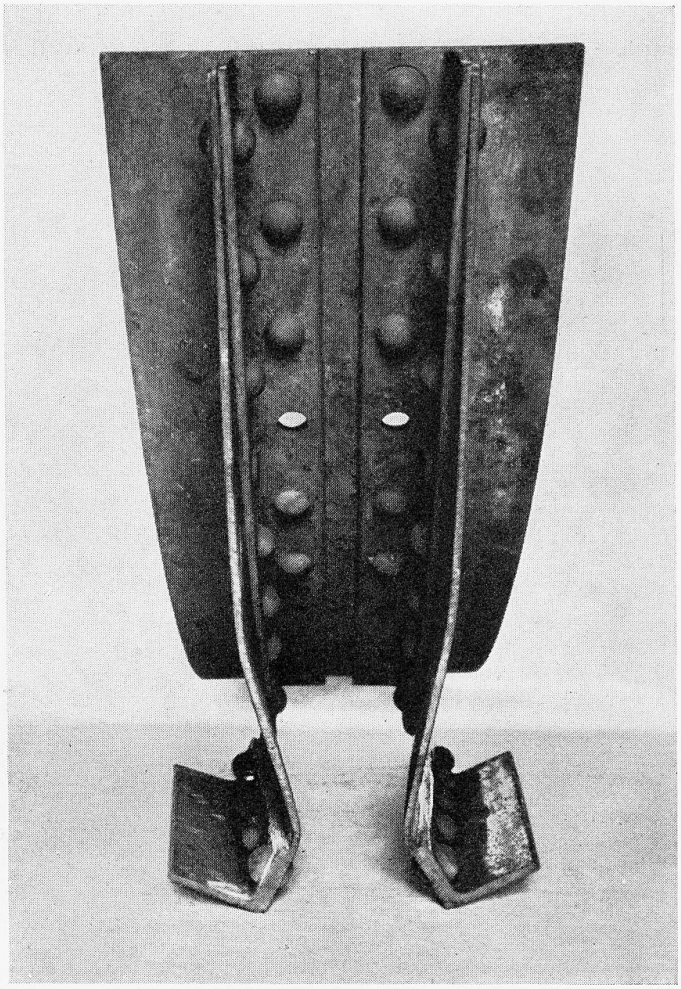


Fig. 6.

Die windschiefe Verbiegung des Stehbleches wurde nach dem Versuche für verschiedene Vertikalschnitte a-g (Abb. 1) des Fusses genau vermessen und in Abb. 4 eingetragen. Dabei wurden die unteren Winkeleisen im Grundriss nach innen gedreht und zwar haben sich diese an der Stelle mit grösster Trägerhöhe am meisten genähert, was auch aus Abb. 4 entnommen werden kann. Abb. 5 und 6 geben die Längs- und Queransicht des Versuchsstückes nach der Ausknickung.

Im vorliegenden Fall war es nicht möglich, bisher aufgestellte Formeln anzuwenden. Deshalb wurde eine Theorie aufgestellt, die wegen Raumman-

gels an anderer Stelle veröffentlicht wird. Hier soll nur der Näherungsweg beschritten werden, der eine gute Uebereinstimmung brachte.

Zu diesem Zwecke ist die Basislänge in 10 gleiche Teile eingeteilt worden. Es wurden 10 vertikale Streifen herausgegriffen, ohne auf die seitlichen Widerstände Rücksicht zu nehmen, die die kürzeren Streifen der Ausbeulung der längeren entgegensetzen. Ausserdem wurde der lange dreieckige Zwickel des Stehbleches vernachlässigt, der unten keine Stützung hat, länger ist und auch nicht unmittelbar belastet wird.

Diese Streifen des Stehbleches hatten eine Fläche von 4 cm^2 und einen Trägheitshalbmesser von 0,231 cm. Da nach der Formänderung des Versuchsstückes die unteren Fusstellen sich gedreht haben, oben jedoch die Gurtwinkel das Stehblech festhielten, aber knapp unterhalb des Winkelrandes das Stehblech sich ausgedreht hat, wird für jeden Streifen der Abstand vom Fussende bis zu diesem Winkelrand als freie Knicklänge genommen.

Für diese Annahme wurde für alle Streifen unabhängig voneinander die zulässige Knicklast nach Tetmajer bezw. Euler gerechnet für $s = 1200$ kg/cm^2. Die Stauchspannung für das verwendete Eisen ist mit 2400 kg/cm^2 ermittelt worden.

Die zulässige Last ergab sich mit 49,44 und die rechnungsmässige Knicklast aus der Stauchspannung mit 98,88 t. Die tatsächliche Knicklast betrug für diese Hälfte 98, 62 t., was eine gute Ubereinstimmung gibt.

Traduction.

Jusqu'à maintenant, et pour autant que l'on sache, seules les poutres rivées à âme pleine à membrures parallèles ont fait l'objet d'études portant sur la question de la stabilité des tôles de l'âme. En ce qui concerne les poutres en tôle dont les membrures ne sont pas parallèles et tant pour le cisaillement que pour la flexion, le problème de la stabilité des tôles de l'âme n'a pas encore reçu de solution. Ce problème présente cependant une extrême importance pour les poutres principales de ponts exécutées en poutres continues ou poutres Gerber, car ces dispositions comportent généralement, aux appuis, une augmentation de la hauteur de l'âme sous forme de voûtins.

L'auteur, ayant à étudier une question corrélative, a effectué un essai, qui, sans permettre d'aboutir à des conclusions d'ordre général (car cet essai porte non seulement sur une forme particulière, mais également sur une disposition particulière des appuis), n'en est pas moins intéressant à évoquer ici, les phénomènes qui ont été constatés au flambage pouvant contribuer à faciliter l'étude théorique de ce processus.

A l'occasion d'un cas concret, il fut nécessaire d'étudier le flambage d'une pièce d'appui ayant la forme d'une poutre à âme pleine, dont la membrure inférieure affectait une forme rectiligne, tandis que la membrure supérieure présentait la forme d'un arc de cercle. Dans le cas considéré, la poutre ne comportait qu'une seule tôle d'âme, avec cornière de membrure inférieure extérieure et cornière de membrure supérieure intérieure. La pièce avait la forme indiquée sur la figure 1 ; elle était donc dissymétrique, la tôle d'âme,

d'une épaisseur de 8 millimètres, étant inclinée latéralement vers le haut. Les cornières de membrure ont 80-100-10. L'appui de la pièce était assuré par une semelle en I de 141 mm de large. La charge s'exerçait verticalement, sur 50 centimètres de large, et d'une manière uniformément répartie, sur la membrure supérieure.

Pour l'essai, la pièce fut constituée avec double paroi à un écartement entre âmes de 200 mm (figure 2), ces deux âmes étant assemblées à la partie supérieure avec une semelle de 6 mm d'épaisseur. Afin que l'influence de la charge puisse s'exercer uniformément et que cette charge se répartisse également sur les deux âmes de la pièce, on disposa un support en fonte de forme appropriée, l'effort de cisaillement étant supporté par une pièce intermédiaire rapportée et boulonnée.

Les cornières inférieures sont montées avec un faible jeu de 2 mm (figure 2), de même que dans la pratique, fait qui n'exerce cependant aucune influence sur le processus du flambage, car l'appui effectif de ces dernières est complètement assuré pour la plus faible charge.

On traça sur la pièce d'essai un système de lignes de repère et elle fut montée sur la presse de 400 tonnes de l'École Polytechnique de Brünn.

La figure 3 représente la déformation accusée par les tôles de l'âme à la fin de l'essai. Pendant l'essai, on mesura l'intervalle entre les tôles d'âme, sur le côté incliné, dont la longueur avait été divisée en quatre parties égales. Les points de divisions sont marqués, à partir du haut, O, A, B, C ; sur le bord opposé de la tôle d'âme, presque sous la cornière, la mesure fut effectuée en D. Les différentes charges successives furent maintenues chacune pendant 5 minutes.

Les résultats obtenus sont indiqués dans le tableau ci-contre :

La charge de flambage fut atteinte pour 98,98 t, ce qui correspond, pour chaque moitié de la pièce, à une charge de flambage de 49,49 tonnes.

Charge en t.	0	48,71	61,28	73,85	86,4	98,98
Point A	200	200,8	200,6	200,8	200,9	201
Point B	198,1	198,2	198,4	198,5	198,9	199,6
Point C	195	191,2	190,5	189,4	188	184,2
Point D	202,9	203,4	203,4	203,5	203,5	209,5

Le gauchissement de la tôle d'âme fut mesuré exactement après l'essai, pour différentes sections verticales *a-g* (figure 1) et fait l'objet de la figure 4. Les cornières inférieures se sont d'ailleurs déformées vers l'intérieur, se rapprochant d'ailleurs l'une de l'autre au maximum à l'endroit correspondant à la plus grande hauteur de l'âme de la poutre, ainsi qu'on peut s'en rendre compte sur la figure 4. Les figures 5 et 6 représentent la pièce ainsi soumise à l'essai, en vue longitudinale et transversale, après le flambage.

Il n'a pas été possible d'appliquer, au cas qui vient d'être exposé, les formules déjà établies. On a dû mettre sur pied une théorie, dont le peu de

place dont nous disposons actuellement nous oblige à différer la publication. Nous n'exposerons ici qu'une méthode approchée, donnant d'ailleurs un résultat en concordance.

Cette méthode consiste à diviser la longueur de base en 10 parties égales. On définit ainsi 10 bandes verticales et l'on ne tient pas compte de la résistance qu'opposent les bandes de faible longueur au flambage des bandes de plus grande longueur. On néglige en outre la longue pointe triangulaire de la tôle d'âme, qui ne comporte aucun appui inférieur et qui n'est pas soumise, d'ailleurs, à l'action d'une charge directe.

Les bandes ainsi définies avaient une surface de 4 cm^2 et un rayon d'inertie de 0,231 cm. A la suite des déformations provoquées par l'essai, les parties inférieures ayant été particulièrement déformées, la cornière supérieure de membrure ayant tenu, mais la tôle ayant été gauchie presque immédiatement au-dessous du bord de cette cornière, on a pris comme longueur libre de flambage, pour chacune des bandes, la distance entre le pied et ce bord de cornière lui-même.

On a calculé, dans ces conditions, d'après Tetmajer et Euler, la charge de flambage admissible pour toutes les bandes, indépendamment les unes des autres, pour s = 1200 kg/cm^2. La contrainte de compression, pour l'acier employé, a été trouvée égale à 2400 kg/cm^2.

On a trouvé une charge admissible de 49,44 tonnes et une charge de flambage déduite de la contrainte de compression de 98,88 tonnes. La charge de flambage effectivement constatée pour cette moitié de la pièce est de 98,62 tonnes, ce qui est d'accord avec le calcul.

Dr. Ing. ST. BRYLA,
Professeur à l'École Polytechnique, Lwów.

En ce qui concerne la question du renforcement des poutres en double T, à l'aide de contre-fiches, question soulevée par M. Timoshenko dans son très intéressant mémoire, je m'empresse d'indiquer ci-après les résultats des essais exécutés par moi en 1930-31.

Il s'agit de poutres en double T laminées, dont les âmes ont été renforcées par des contre-fiches, constituées par des fers plats soudés aux âmes. On a essayé des poutres de 16, 20, 24, 30, 32 et 34 cm de hauteur, dont les appuis étaient éloignés de 3 mètres. Les poutres supportaient une charge appliquée au milieu, car je n'avais pas d'appareils répartissant uniformément la charge sur toute la longueur des poutres.

Dans chacune des 6 séries on a essayé : une poutre sans contre-fiche de renforcement, une poutre avec 3 contre-fiches, placées aux points d'application des charges verticales, et une poutre à 5 contre-fiches placées à des distances égales l'une de l'autre. (Voir fig. 1.)

Les résultats détaillés de ces essais seront publiés spécialement. Je me bornerai ici à citer les résultats qui sont représentés par les tableaux fig. 2-4. Sur ces diagrammes, on a porté en abscisses les hauteurs des poutres et en ordon-

nées la résistance au pliage, calculée d'après la formule $k = \frac{M}{W}$, où M désigne la valeur du moment de rupture et W celle du moment de résistance des poutres.

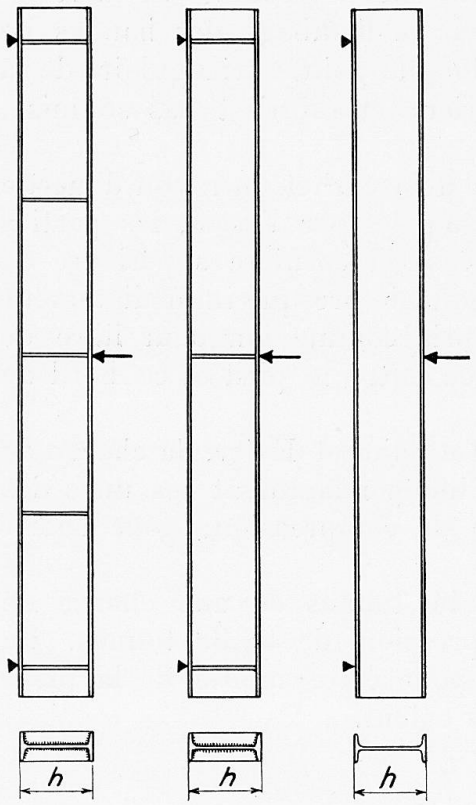


Fig. 1.

En ce qui concerne les autres poutres, elles n'ont pas supporté l'effort, ce qui s'est manifesté, soit par l'écrasement de la semelle, soit par le flambage de l'âme.

Pour ces dernières poutres, de plus grande hauteur, on voit l'importance de l'application des contre-fiches, qui augmentent la résistance.

Le diagramme fig. 2 (poutres non-renforcées) montre la diminution de la résistance pour des poutres d'une plus grande hauteur, ce qui est d'ailleurs connu ; cependant le diagramme fig. 3 (poutres renforcées par 3 contre-fiches) et surtout fig. 5 (5 contre-fiches) met en évidence, non seulement une stabilité, mais même une augmentation de la résistance. Cette augmentation est de plus en plus nette lorsque la hauteur des poutres augmente, et traduit le renforcement de l'âme à l'aide des contre-fiches.

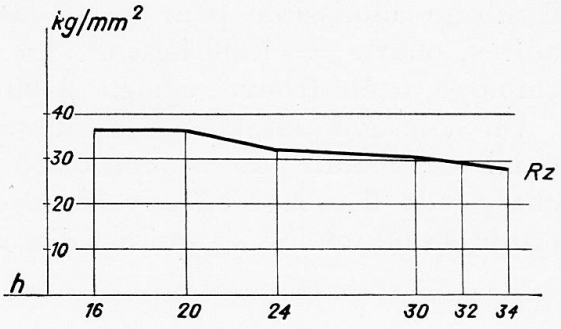


Fig. 2.

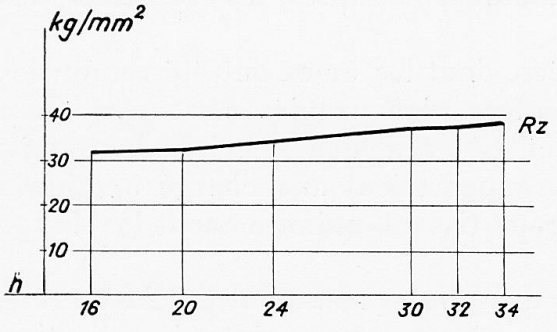


Fig. 3.

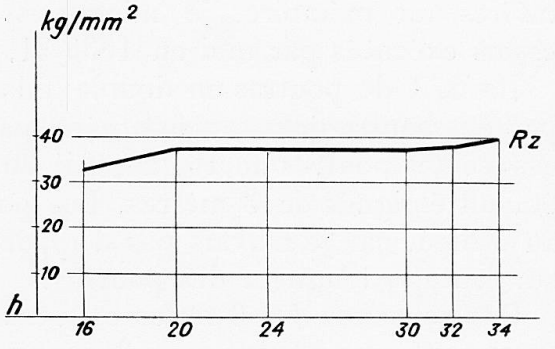


Fig. 4.

Les conséquences qu'on peut tirer de ces diagrammes sont les suivantes :

1° L'application de contre-fiches soudées augmente la résistance des poutres laminées en double T, quelquefois même de plus de 20 %.

2° Si les contre-fiches sont placées à la même distance, la résistance augmente d'autant plus que la hauteur de la poutre est plus grande.

3° Les essais n'ont pas permis de déterminer la valeur la plus avantageuse du rapport $\frac{h}{l}$.

4° L'augmentation est la plus grande si l'on applique des contrefiches dans les points d'application des charges concentrées.

5° L'application des contre-fiches à des intervalles plus réduits augmenterait la résistance, mais leur coût deviendrait alors plus élevé que le profit que l'on retirerait de l'augmentation de la résistance.

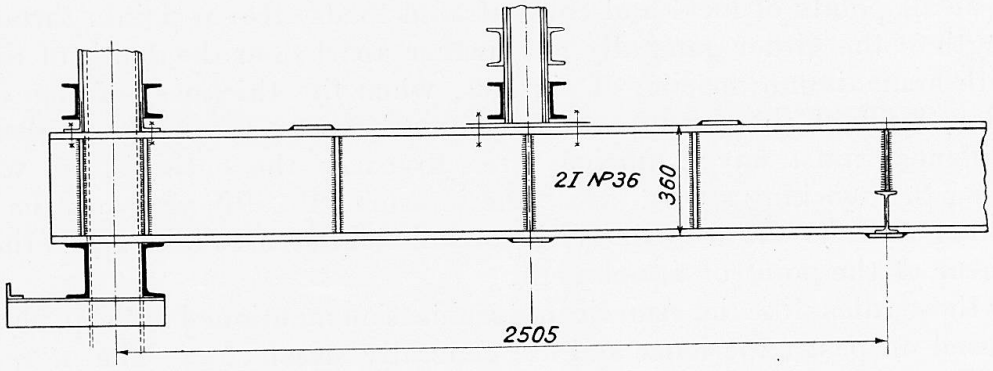


Fig. 5.

6° L'épaisseur de l'âme des poutres examinées n'a pas joué dans ces essais un rôle primordial, étant donné que ces poutres étaient relativement basses ; l'épaisseur de l'âme dépend plutôt de considérations de fabrication que de questions de résistance.

Les résultats ci-dessus ne peuvent pas être généralisés, bien entendu, car nous n'avons pas appliqué une charge uniformément répartie sur toute la longueur de la poutre ; néanmoins le renforcement des poutres par des contre-fiches soudées semble procurer des avantages incontestables.

L'augmentation de la résistance par application de contre-fiches peut avoir une importance dans la pratique pour des poutres en double T travaillant à la flexion et la compression. J'ai employé ces poutres à la construction du bâtiment de 16 étages de la Société « Prudential » à Varsovie, où l'on s'est décidé à construire encore le 16e étage alors que l'on était encore au 15e. Les poutres en double T, de 36 cm. de hauteur, qui supportaient 2 étages, ont dû être légèrement renforcées, et on ne pouvait pas appliquer de semelles ni en haut ni de côté, la construction ne le permettant pas. On a donc prévu, dans la partie la plus chargée, plusieurs contre-fiches soudées, en fers plats. (Fig. 5.)

Discussion libre.
Freie Diskussion.
Free discussion.

M. B. BUXTON,
Captain, Chartered Civil Engineer, London.

Professor Timoshenko's paper on Stability of Plate Girders Subject to Bending, marks a practical advance in structural engineering, because he lays down a theoretical basis for the design and spacing of stiffeners in the webs of plate girders, and for the thickness of the web. Hitherto the rules have been largely empirical.

In Great Britain the Standard Specification for Girder Bridges demands web stiffeners riveted on both sides at the ends and inner edges of the bearing plates, at all points of local and concentrated loads, also at points throughout the length of the girder generally not further apart than the depth of the girder with a maximum spacing of six feet, when the thickness of the web is less than 1/60 of the unsupported distance between the flange angles. The end stiffeners must have sufficient area to carry the entire shear without exceeding the working stress, while the intermediate stiffeners and the rivets connecting them to the web should be of sufficient area to take 2/3 of the vertical shear at the point of attachment.

Now these rules, like the American Specification mentioned in the paper, have been based on past experience and are generally satisfactory. The more exact rules of Prof. Timoshenko show an appreciable saving of material and are to be welcomed, and it is hoped that they will be supported by practical experience.

Traduction.

Le Rapport du Professeur Timoshenko sur la Stabilité des poutres sollicitées à la flexion marque un progrès très effectif dans la technique de la construction, car il pose les bases de notions théoriques en vue du calcul des éléments de renforcement et de leur écartement sur l'âme des poutres pleines ainsi que pour le calcul des épaisseurs à donner aux âmes de ces poutres. Jusqu'à maintenant en effet, les règles que l'on adoptait étaient pratiquement empiriques.

En Grande-Bretagne, la « Standard Specification » prescrit pour les ponts à poutres des éléments de renforcement rivés, sur les deux côtés, aux extrémités et sur les bords intérieurs des plaques de tôle constituant les âmes, ainsi qu'en tous les points où peuvent se manifester des charges localisées ou concentrées ; ces éléments de renforcement sont également prévus sur toute la longueur de la poutre, généralement à des écartements non supérieurs à la hauteur de la poutre elle-même, avec un maximum de 6 pieds (1,83 mètre), lorsque l'épaisseur de l'âme est inférieure au 1/60 de la distance qui sépare les extrémités des cornières des membrures inférieure et supérieure (ce que l'on pourrait appeler la hauteur nette de l'âme). Les éléments de renforcement des extrémités doivent présenter une section suffisante pour pouvoir supporter la totalité du cisaillement sans travailler au-dessus du taux normal ; les éléments de renforcement intérieurs et le rivetage qui les assemble sur l'âme de la poutre

doivent présenter une section suffisante pour pouvoir supporter les 2/3 du cisaillement vertical qui s'exerce à leur point d'assemblage.

Ces prescriptions, de même que les Spécifications américaines qui sont mentionnées dans le rapport, sont basées sur une longue expérience et donnent généralement des résultats satisfaisants. Les règles plus exactes établies par le Professeur Timoshenko permettent de réaliser une économie très appréciable de matière première ; elles doivent recevoir un chaleureux accueil et il faut espérer qu'elles seront légitimées par l'expérience pratique.

Dr. sc. techn. J. BRUNNER,
Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt, Zürich.

Zur Abhandlung von Prof. Dr. Karner möchte ich bemerken, dass mir seine Definition des Knickens zu eng gefasst erscheint.

Prof. Karner sagt : « Wird ein gelenkig gelagerter Stab zentrisch belastet, so bleibt er infolge Belastungen unterhalb der kritischen Knicklast (Euler'sche Knicklast) gerade. Wird die Stabachse durch hinzutreten von äusseren Momenten gebogen (und tritt keine Randspannung über der Proportionalitätsgrenze auf), so kehrt der Stab nach Wegfall der Ausbiegungsursachen wieder in die gerade Lage zurück.

« Der Stab bleibt auch bei weiterer Steigerung der Last gerade, er ist im stabilen Gleichgewicht, bis die kritische Last, die Knicklast, erreicht ist. Der Stab ist bisher nur durch eine Normalkraft beansprucht. Wird nunmehr die Last um einen noch so kleinen Teil gesteigert, so tritt eine Ausbiegung auf, es wird ein Zusatzmoment wirksam. Nur diesen Vorgang sprechen wir als Knickvorgang an. »

Diese Definition erscheint mir, wie gesagt, zu eng, sie ist darauf eingestellt, nur elastiche Baustoffe rechnerisch zu erfassen.

Baustoffe, die keine Proportionalitätsgrenze, resp. Elastizitätsgrenze kennen, wie z. B. Kupfer, auch Gusseisen, würden nicht unter den Knickbegriff eingereiht werden können.

Unsere Stäbe der Praxis sind auch immer exzentrisch gedrückt. Auch da würde man nicht von Knicken sprechen können.

Geeigneter scheint es mir, das exzentrische Knicken als Typus zu wählen und das zentrische Knicken als Spezialfall zu bezeichnen.

Gewiss kann man den Begriff « Knicken » so einengen, doch deckt sich dies weder mit der Praxis, noch ist wissenschaftlich damit etwas gewonnen.

Traduction.

Au sujet du Rapport présenté par le Professeur Dr. Karner, je me permettrai de faire cette remarque que sa définition du flambage me semble trop étroite.

Le Professeur dit : Lorsqu'une barre articulée à ses extrémités est soumise à un effort axial centré, elle reste rectiligne si la charge est inférieure à la charge critique de flambage (charge de flambage d'Euler). Si l'axe de la barre subit une flexion sous l'influence de moments extérieurs (et si aucune contrainte périphérique n'arrive à dépasser la limite de proportionalité), la barre revient à sa

forme rectiligne après la disparition des causes ayant provoqué la déformation.

« La barre reste également rectiligne si la charge augmente à nouveau ; elle se trouve en équilibre stable jusqu'à ce que soit atteinte la charge critique, c'est-à-dire la charge de flambage. Cette barre n'a été ainsi soumise, jusqu'à ce moment, qu'à une charge normale, axiale. Si toutefois, à partir de ce moment, la charge continue à augmenter, si peu soit-il, il se produit une déformation par flexion et un moment additionnel entre effectivement en jeu. C'est cette phase seulement du processus de charge que nous considérons comme constituant essentiellement le flambage. »

Ainsi que je l'ai dit, cette définition me paraît trop étroite. Elle ne considère d'une manière mathémathique que les matériaux parfaitement élastiques.

Des matériaux tels que le cuivre, la fonte également, qui ne possèdent aucune limite de proportionnalité, aucune limite d'élasticité nettement définie, ne pourraient en effet pas être soumis à cette notion du flambage.

Dans la pratique, les barres que nous employons sont en outre toujours soumises à des charges excentriques. Là encore, il ne serait pas non plus possible de parler de flambage.

Ainsi que je l'ai dit, cette définition me paraît trop étroite. Elle ne considère d'une manière mathématique que les matériaux parfaitement élastiques.

Il me semblerait donc plus judicieux de considérer le flambage sous l'influence de charges excentrées comme constituant le cas général, dont le flambage sous l'influence de charges centrées ne serait qu'un cas particulier.

On peut évidemment maintenir la notion de « flambage » dans ces étroites limites, mais cela ne concorde pas avec la pratique et l'on n'a rien à y gagner scientifiquement.

M. BROSZKO,
Professor an der Technischen Hochschule, Warschau.

Bei der Behandlung des Knickproblems werden oft logische Fehler begangen, welche auf einen gemeinsamen Ursprung zurückgeführt werden können. Zur Aufdeckung der gemeinsamen Ursache dieser Fehler wird man durch die folgenden Ueberlegungen geführt :

Die Eigenart der mathematischen Elastizitätstheorie besteht bekanntlich darin, dass sie, auf die Allgemeingültigkeit ihrer Ergebnisse von vornherein verzichtend, die wirklichen elastomechanischen Eigenschaften der beanspruchten festen Körper durch willkürlich angenommene, unabänderlich festgelegte Eigenschaften ersetzt, und infolgedessen bei Bewertung der Korrektheit ihrer Resultate sich auf die Anwendung der rein mathematischen Kriterien beschränken kann. Im Gegensatz zu der mathematischen Elastizitätstheorie muss die allgemeine, d. h. eine unbeschränkte Gültigkeit ihrer Lösungen anstrebende Knicktheorie die wirklichen elastomechanischen Eigenschaften der festen Körper in ihren Ansätzen voll berücksichtigen, und kann infolgedessen bei der Ueberprüfung der Richtigkeit ihrer Ergebnisse neben der Mathematik auch eines anderen Prüfmittels, nämlich des Versuchs nicht entbehren. Denn die Korrektheit der mathematischen Operationen, mit deren Hilfe die Ergebnisse der vollwertigen physikalischen Theorien gewonnen werden, bildet eine

zwar notwendige, keinesfalls aber auch hinreichende Bedingung für die Richtigkeit der letzteren. Eine vollwertige physikalische Theorie darf vielmehr den Anspruch auf Richtigkeit nur dann erheben, wenn erstens ihre Grundannahmen, und zweitens auch ihre aus diesen Grundannahmen in korrekter Weise abgeleiteten Endergebnisse mit den Erfahrungstatsachen übereinstimmen.

Die Ursache der bei der Behandlung des Knickproblems sich regelmässig wiederholenden logischen Fehler kann nun auf Grund der vorstehenden Erörterungen leicht aufgezeigt werden. Sie liegt darin, dass viele Ingenieure, infolge des ständigen Gebrauches der von unverrückbaren Ansätzen ausgehenden Elastizitätstheorie, sich gewohnheitsmässig von der Pflicht einer gewissenhaften Ueberprüfung der Rechnungsgrundlagen enthoben fühlen, und nur zu leicht zu dem Glauben verführt werden, ein in mathematischer Hinsicht korrektes Rechnungsergebnis stelle unter allen Umständen eine einwandfreie Lösung des Problems dar. Die Richtigkeit dieser Behauptung möge durch einige Beispiele belegt werden :

1) Die formale Korrektheit der Rechnung, mit deren Hilfe v. Kármán seine Knickformel aus einem unrichtigen, weil mit den Erfahrungstatsachen unverträglichen Spannungsverteilungsgesetz abgeleitet hat, wurde bekanntlich von mehreren Forschern dargelegt. Nach der Meinung eines Verfechters der Engesser-v. Kármán'schen Theorie soll nun die Korrektheit der Kármán'schen Rechnung schon an und für sich einen zwingenden Beweis dafür bilden, dass eine andere, auf Grund anders gearteter Annahmen unter Benutzung einer korrekten Rechnung aufgestellte Knicktheorie unbedingt falsch sein müsse !

2) Die von dem hochverdienten Leiter der Dahlemer Knickversuche aufgestellte Knicktheorie wurde aus physikalischen Annahmen abgeleitet, deren Unrichtigkeit durch die in meinen Diskussionsvortrag dargelegte Unrichtigkeit des Engesser-v. Kármán'schen Spannungsverteilungsgesetzes bedingt ist. Auf Grund einer kritischen Ueberprüfung der Rechnungsgrundlagen und der Rechnungsresultate der Rein'schen Knicktheorie gelangt nun ein Verfasser zu dem Ergebnis, welches im Falle seiner Richtigkeit geeignet wäre, die in der Physik bis dahin geltenden Kriterien für die Richtigkeit der theoretischen Ableitungen ins Wanken zu bringen : Er findet nämlich, dass die Rein'sche Theorie, trotz ihrer (auch von ihm erkannten) Unrichtigkeit sich mit den Erfahrungstatsachen in voller Uebereinstimmung befinde !

Traduction.

Dans l'étude du problème du flambage, on commet souvent des fautes de raisonnement que l'on peut d'ailleurs attribuer à la même cause générale. Les considérations qui sont exposées ci-après nous permettront de mettre en évidence l'origine commune de ces erreurs.

La théorie mathématique de l'élasticité est caractérisée, ainsi qu'on le sait, par la conception suivante : renonçant par avance à donner aux résultats qu'elle permet d'obtenir un caractère général de validité, elle remplace les propriétés mécano-élastiques effectives des corps solides soumis à des contraintes par des propriétés choisies en quelque sorte arbitrairement et *établies dans un cadre invariable*, ce qui lui permet de se limiter, dans l'interprétation

de la légitimité des résultats obtenus, à l'intervention de critères purement mathématiques. Par contre, et opposée en cela à la théorie mathématique de l'élasticité, la théorie du flambage, qui s'efforce d'aboutir à des solutions générales, c'est-à-dire d'une validité non limitée, doit tenir compte d'une manière intégrale des caractéristiques mécano-élastiques effectives des corps solides ; elle se trouve par suite dans la nécessité de faire appel également au contrôle expérimental pour vérifier la validité des résultats obtenus. L'exactitude des opérations mathématiques auxquelles on a recours pour tirer les conséquences d'une théorie physique qui a toute sa valeur constitue donc une condition nécessaire, mais nullement suffisante pour en assurer la légitimité. Il importe bien davantage, pour confirmer la validité de cette théorie physique, de constater un accord entre les principes sur lesquels elle s'appuie et les résultats définitifs logiquement déduits de ces principes, d'une part, et les faits d'expérience correspondants, d'autre part.

Ces considérations d'ordre général vont nous permettre de dégager facilement l'origine des erreurs d'ordre logique dont on constate la répétition régulière dans les études consacrées au problème du flambage. Elle est la suivante : très fréquemment, les ingénieurs, tout habitués qu'ils sont à appliquer la théorie de l'élasticité, qui découle de propositions *immuables*, ne pensent pas avoir à se soumettre à l'obligation de contrôler d'une manière scientifique les principes de base sur lesquels ils appuient leurs calculs ; ils ne sont que trop enclins à admettre qu'un résultat fourni par le calcul, dans des conditions correctes du seul point de vue mathématique, peut constituer, dans tous les cas, la solution parfaite d'un problème. Quelques exemples permettront de se rendre compte du degré de légitimité de cette tendance.

1. — L'exactitude, dans la forme, du calcul au moyen duquel Kármán a établi sa formule du flambage a été reconnue, ainsi qu'on le sait, par de nombreux investigateurs ; or cette formule est basée en somme sur une loi de répartition des contraintes qui n'est pas rigoureusement correcte, puisqu'elle n'est pas conciliable avec les faits d'expérience pratique. Suivant l'opinion émise par un protagoniste de la théorie d'Engesser-Kármán, l'exactitude du calcul de Kármán, prise en elle-même, constituerait un argument de poids, suivant lequel toute autre théorie du flambage, basée sur d'autres hypothèses et faisant intervenir un calcul correct, serait nécessairement fausse !

2. — La théorie du flambage, telle qu'elle est établie par le très distingué réalisateur des essais de flambage de Dahlem, repose sur des hypothèses d'ordre physique dont on peut dire que le caractère non parfaitement légitime est précisément conditionné par le défaut d'exactitude de la loi de répartition des contraintes d'Engesser-Kármán, défaut que j'ai mis en évidence dans ma communication à la Discussion. L'étude critique des bases sur lesquelles repose le calcul de la théorie du flambage de Rein et des résultats correspondants conduit, en considérant cette théorie comme légitime, à un véritable bouleversement des critères admis jusqu'à maintenant comme susceptibles de justifier, en physique, la légitimité des déductions théoriques : on arrive en effet à constater que malgré son défaut d'exactitude — défaut reconnu par l'auteur lui-même — cette théorie de Rein se trouve en parfait accord avec les faits d'ordre expérimental !

II

Deuxième Séance de travail.
Zweite Arbeitssitzung.
Second Working Meeting.

DALLES ET CONSTRUCTIONS A PAROIS MINCES EN BÉTON ARMÉ
PLATTEN UND SCHALEN IM EISENBETONBAU
SLABS IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES.

II 1.

DALLES ET CONSTRUCTIONS A PAROIS MINCES EN BÉTON ARMÉ
RAPPORT D'INTRODUCTION

PLATTEN UND SCHALEN IM EISENBETONBAU
EINLEITENDES REFERAT

SLABS IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES
INTRODUCTORY REPORT

Dr. **M. RITTER**,
Professor an der Eidgenössischen Technischen Hochschule, Zürich.

Voir « Publication Préliminaire », p. 171. — *Siehe « Vorbericht », S. 171.*
See " Preliminary Publication ", p. 171.

Participant à la discussion.
Diskussionsteilnehmer.
Participant in the discussion.

Dr.-Ing. F. SCHLEICHER,
Professor an der Technischen Hochschule Hannover.

« Elastische Gewebe » wurden schon lange vor den auf Seite 175 des Vorberichtes erwähnten Arbeiten durch L. Euler zur Untersuchung der Schwingungen von Trommelmembranen benutzt (1764), die Methode des « Trägerrostes » fand bereits im Jahre 1787 durch J. Bernouilli D. J. für die angenäherte Berechnung von ebenen Platten Verwendung. Die von Bernouilli zur Bestimmung der Knotenlinien von schwingenden Platten gebrauchte Differentialglei-

chung für die Biegungsfläche des Trägerrostes ist (natürlich bis auf das Belastungsglied) mit der Gleichung 3 auf Seite 190 des Vorberichtes identisch.

Dass die Ergebnisse der Trägerrost-Theorie nicht mit der Wirklichkeit übereinstimmen, wurde schon 1809 von Chladni nachgewiesen [1].

Traduction.

La méthode du « Tissu élastique » a été utilisée par Euler pour l'étude des oscillations des membranes, bien avant les travaux signalés à la page 182/183 de la Publication Préliminaire (1764); la méthode de la grille, ou système de tranches perpendiculaires était déjà employée en 1787 par J. Bernouilli pour le calcul approché des dalles planes. L'équation différentielle utilisée par Bernouilli pour la détermination des lignes de nœuds des dalles en oscillation, dans l'étude de la surface fléchie du système de tranches perpendiculaires est (évidemment jusqu'au terme concernant la charge elle-même) identique à l'équation (3) de la page 225 de la Publication Préliminaire.

Chladni a déjà signalé en 1809 que les résultats de la théorie de la décomposition en tranches perpendiculaires (grille) ne concordaient pas avec la réalité [2]

II 2.

DALLES RECTANGULAIRES REPOSANT SUR LES QUATRE CÔTÉS
RECHTECKIGE, ALLSEITIG AUFLIEGENDE PLATTEN
RECTANGULAR SLABS SUPPORTED ON ALL SIDES

Dr. Ing. **W. GEHLER**,

Professor der Technischen Hochschule und Direktor beim Staatl. Versuchs- und Materialprüfangsamt. Dresden.

Voir aussi « Publication Préliminaire », p. 187. — *Siehe auch « Vorbericht », S. 187.*
See also " Preliminary Publication ", p. 187.

Rechteckige, allseitig aufliegende Platten.

Die ureigensten und zweckmässigsten Grundformen des Eisenbetons sind die Säulen und Platten, während die Eisenbetonbalken bekanntlich den Nachteil haben, dass die ersten Betonzugrisse bereits bei einer Eisenspannung von 500 kg/cm² auftreten, also bei einer Laststufe, die noch unter der Hälfte

---

1. Man vergl. Navier-Saint Venant, De la résistance des corps solides, Paris, 1864, p. cclv, Historique.
2. Voir Navier-Saint-Venant, De la résistance des corps solides, Paris, 1864, p. cclv, Historique.

der zulässigen Grenzspannung von 1200 kg/cm² liegt. Die hauptsächlichsten Fragen hinsichtlich der Platten sind nun :

1. Wie können die Eisenbetonplatten in einfacher Weise bemessen werden?
2. Wie gross ist ihre Rissicherheit ?

Auf Grund der Stuttgarter und Dresdner Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton in den Jahren 1915 bis 1930 konnten diese Fragen ausreichend beantwortet werden, wie aus der « Zusammenfassung » S. 245 des « Vorberichtes » hervorgeht.

1. Diskussionsfrage : Ist es berechtigt, für kreuzweise bewehrte rechteckige Eisenbetonplatten im Stadium I die Berechnungsweise der isotropen Platte zu Grunde zu legen?

Allseitig aufliegende, kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatten verhalten sich im Stadium I (bei ungerissener Betonzugzone) völlig wie isotrope Platten. Bei den vorliegenden Dresdner Versuchen sind durch Festhalten der Plattenecken die theoretischen Randbedingungen erfüllt worden ; die Formänderungs- und Dehnungsmessungen geben im Vergleich mit der Bemessung der Platten einen aufschlussreichen Einblick in das elastische Verhalten.

In einer Dissertation hat mein Mitarbeiter im Materialprüfungsamt, Dipl. Ing. Heide, an zahlreichen frei aufliegenden und eingespannten Platten die völlig befriedigende Uebereinstimung mit den errechneten Werten nachgewiesen. Diese Uebereinstimmung zeigt sich sowohl für die Durchbiegungen als auch für die Beanspruchungen. Hierbei ist als Elastizitätsmass für das Stadium I der bei den Versuchen an Materialprobekörpern gefundene Wert von $E = 215000$ kg/cm² und als Querdehnungszahl der ebenfalls versuchsmässig bestimmte Wert von $m = 6, 4$ eingesetzt worden.

1. Beispiel : Bei der frei aufliegenden Platte der Versuchsreihe 2 ergibt sich für eine Belastung von $\Delta q = 1000$ kg/m² die Durchbiegung der Plattenmitte im Stadium I nach der Rechnung : $\delta_R = 1{,}64$ mm, während beim Versuch $\delta_V = 1, 68$ mm gefunden wurde. Die Eisenbeanspruchung in Plattenmitte wurde nach der Rechnung zu $\sigma_{eR} = 125$ kg/cm² ermittelt, während beim Versuch $\sigma_{eV} = 127$ kg/cm² gemessen wurde.

2. Beispiel : Für die eingespannte Platte der Reihe 7 ergibt sich unter denselben Voraussetzungen die rechnungsmässige Durchbiegung $\delta_R = 0{,}597$ und beim Versuch $\delta_V = 0{,}57$ mm. Die Eisenbeanspruchung in Plattenmitte ist nach der Rechnung $\sigma_{eR} = 64$ kg/cm², nach dem Versuch $\sigma_{eV} = 61$ kg/cm².

Ergebnis : Man ist somit berechtigt, für kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatten im Stadium I die Berechnungsweise der isotropen Platte zu Grunde zu legen.

2. Diskussionsfrage : Erscheint es berechtigt, auch im Stadium II (also nach der Rissbildung) kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatten nach der Berechnungsweise der isotropen Platte zu bemessen ?

Die Betrachtung der Spannungsverhältnisse der quadratischen, allseitig aufliegenden Eisenbetonplatten bei ansteigender Belastung ergibt nach oben genannter Dissertation folgendes Bild :

α) Im Stadium I gelten die aus der Mitwirkung des Drillungswiderstandes abgeleiteten Momentenwerte der Platten-Theorie, also für die quadratischen Platten $M = \frac{1}{27,4}\, ql^2$.

β) Der Verdrillungswiderstand nimmt mit fortschreitender Belastung und Rissbildung (Stadium II) immer mehr ab. Dann tritt an Stelle des unter α) genannten Momentes der Wert von rd. $\frac{1}{20}\, ql^2$ bis $\frac{1}{23}\, ql^2$.

γ) Im Augenblick des Bruches bildet sich (wohl infolge der beträchtlichen Formänderungen) ein durch Messungen nicht mehr verfolgbarer neuer Spannungszustand aus, wobei zu der Biegungswirkung die sogen. « Membranwirkung » hinzutritt. (Dass diese zusätzliche Wirkung für die dünneren Platten der Versuchsreihe 2 grösser ist als für die dickeren der Reihe 3, entspricht der Vorstellung einer Membranwirkung.) Diese Wirkung verringert nun die Bruchmomente bei den betrachteten Versuchsreihen auf Werte, die sogar noch etwas unter den nach der Plattentheorie berechneten Momentenwerten liegen $\left(M = \frac{1}{28,7}\, ql^2 \text{ gegenüber } M = \frac{1}{27,4}\, ql^2 \text{ s. S. 210 des « Vorberichtes »}\right)$.

Beispiel: Vergleich der gemessenen Durchbiegung, der Eisendehnung und der Betondruckdehnung in der Mitte der Platte bei festgehaltenen Ecken der Reihe 2 mit den entsprechenden Werten für Plattenstreifen als Balken auf 2 Stützen. (Der Plattenstreifen ist 50 cm breit und ist aus der Platte in Richtung der unteren Eisenlage herausgeschnitten gedacht.)

Die Belastungen, welche gleich grossen Durchbiegungen bei der Platte und dem Plattenstreifen entsprechen, stehen in einem bestimmten Verhältnis, das (z. B. bei Reihe 2) von 3,12 auf 2,76 abnimmt und sich gegen den Bruch einem bestimmten Grenzwert von etwa 2,5 nähert.

Da beim Plattenstreifen das Biegungsmoment zu $\frac{1}{8}\, ql^2$ anzunehmen ist, erhält man für diese Platten Werte der Biegungsmomente, die von $\frac{1}{3,12} \cdot \frac{1}{8}\, ql^2 = \frac{1}{25}\, ql^2$ bis auf $\frac{1}{2,5} \cdot \frac{1}{8}\, ql^2 = \frac{1}{20}\, ql^2$ in der Nähe des Bruches anwachsen.

Der Vergleich der Bruchmomente von Platte und Plattenstreifen ergibt aber (s. S. 210) einen Momentenwert für die Platte von i. M. $\frac{1}{28,7}\, ql^2$. Die Abweichung dieses Wertes von $\frac{1}{20}\, ql^2$ muss einer Aenderung des Spannungszustandes im Augenblick des Bruches (Membranwirkung) zugeschrieben werden, die zweifellos mit der sehr beträchtlichen Formänderung (bis 21 cm Durchbiegung in Plattenmitte) zusammenhängt.

Ergebnis: Da aber die Anteile der beiden Wirkungen (der Biegungs- und Membranwirkung) sehr schwer abzuschätzen sind, empfiehlt es sich, auch

für das ganze Stadium II die Berechnungsweise der drillungssteifen isotropen Platte zu Grunde zu legen, die, wie aus den Schlussfolgerungen (S. 217, Ziff. 4) hervorgeht, durch die Versuche mit Plattenstreifen auch für die Bruchlast erwiesen worden ist.

3. Diskussionsfrage (Vorschlag M. Ritter) : Ist zur Berechnung der Biegungsmomente die Poissonzahl $m = 4$ einzusetzen oder rechtfertigt sich eine grössere Poissonzahl und warum ?

Hinsichtlich der Querdehnungszahl m muss stets unterschieden werden zwischen $m_{\text{elast}} = m = \varepsilon : \varepsilon_q$ und $m_{\text{total}} = m = \delta : \delta_q$.

1) Berechnet man die Querdehnungszahl aus den gemessenen elastischen Formänderungen, also $m_{\text{elast}} = m$, ermittelt also die zweite Materialkonstante der Elastizitätslehre, so ergibt sich für Beton ein mit wachsender Spannung fallender Wert, und zwar bei Druck von $m = 6$ bis $m = 4$ (s. Referat Gehler, Materialprüfungskongress, Zürich 1931, S. 1095). Zu beachten ist hierbei jedoch, dass man diese Rechnungsweise nur so lange anwenden darf, als die bleibenden Formänderungen η verhältnismässig gering sind, also bei gebogenen Eisenbetonbalken etwa bis zur Nutzlast.

2) Bildet man dagegen die Werte $m_{\text{total}} = \text{m} = \delta : \delta_q$, so zeigt sich in der Nähe des Bruches, dass die Werte δ stärker anwachsen als die Werte δ_q, dass also die Werte $m\delta$ mit wachsender Belastung steigen.

3) Welche Querdehnungszahl empfiehlt sich bei einer Plattenberechnung zu wählen, m_{elast} oder m_{total} ?

Wir vermögen nur für $m_{\text{elast}} = m$ bestimmte Gesetze anzugeben, also für den Fall, dass man sich auf die elastischen Anteile beschränkt (Stadium I unserer Plattenversuche). Für das Stadium II werden die Verhältnisse durch Hinzutreten der plastischen Anteile der Formänderung ausserordentlich unübersichtlich.

Ergebnis : Die Frage von M. Ritter ist daher zu beantworten : Zur Berechnung der Biegungsmomente bei Eisenbetonplatten ist die Querdehnungszahl $m = 6$ einzusetzen.

Traduction.

Dalles rectangulaires, reposant sur leurs quatre côtés.

Les formes essentielles qui répondent le mieux à la nature même du béton armé sont les poteaux et les dalles. Les poutres en béton armé ont en effet cet inconvénient que les premières fissures qu'elles manifestent se produisent pour une contrainte de 5 kg/mm² seulement dans les armatures, c'est-à-dire pour une charge qui n'est même pas égale à la moitié de la charge admissible limite de 12 kg/mm². Les principales questions que posent les dalles en béton armé sont les suivantes :

1. — Comment les dalles en béton armé peuvent-elles être calculées d'une manière simple ?

2. — Quelle sécurité à la fissuration assurent-elles ?

Première question de discussion : Est-il légitime d'adopter pour les dalles de béton rectangulaires armées en croix, dans le stade I, le mode de calcul des dalles isotropes ?

Les dalles de béton armé en croix et reposant librement sur tous leurs côtés se comportent entièrement dans le stade I (pour laquelle la zone qui travaille à la traction ne manifeste pas de fissures) comme des dalles isotropes. Au cours des essais de Dresde, on a réalisé les conditions théoriques des bords des dalles, en maintenant leurs angles ; la comparaison entre les dimensions propres des dalles et les déformations et allongements mesurés permet d'aboutir à des conclusions fécondes au sujet de leur comportement élastique.

Au cours d'une thèse, mon collaborateur au Laboratoire d'Essai des Matériaux, le Dipl. Ing. Heide, a mis en évidence la remarquable concordance entre les valeurs calculées et les valeurs mesurées relevées sur de nombreuses dalles tant encastrées que reposant librement. Cette concordance se manifeste d'ailleurs aussi bien pour les contraintes que pour les fléchissements. Dans les calculs en question, on a adopté comme coefficient d'élasticité pour le stade I la valeur $E = 215.000$ kg/cm², déterminée au cours d'essais sur des éprouvettes et pour coefficient d'allongement transversal la valeur $m = 6{,}4$ qui a été également déterminée expérimentalement.

Exemple 1 : Pour la dalle reposant librement, 2e série d'essais, on obtient le fléchissement calculé du milieu de la dalle dans le stade I, pour une charge $\Delta q = 1.000$ kg/m² : $\delta_R = 1{,}64$ mm, tandis que l'essai donne : $\delta_V = 1{,}68$ mm. Pour la contrainte dans les fers au centre de la dalle, le calcul a donné : $\sigma_{eR} = 125$ kg/cm², tandis que l'on a obtenu expérimentalement : $\sigma_{eV} = 127$ kg/cm².

Exemple 2 : Pour la dalle encastrée de la série 7, et dans les mêmes conditions, on obtient pour le fléchissement, par le calcul : $\delta_R = 0{,}597$ mm. et expérimentalement : $\delta_V = 0{,}57$ mm ; pour les contraintes dans les fers, le calcul donne : $\sigma_{eR} = 64$ kg/cm², tandis que la valeur mesurée est : $\sigma_{eV} = 61$ kg/cm².

Conclusion : Il est donc légitime d'adopter, pour le calcul des dalles de béton armées en croix, dans le stade I, la méthode de calcul des dalles isotropes.

Deuxième question de discussion : Dans le stade II (après apparition des fissures), est-il également légitime de calculer les dalles de béton armées en croix d'après la méthode de calcul des dalles isotropes ?

La considération des contraintes qui se manifestent dans les dalles en béton armé carrées reposant librement sur tous leurs côtés, sous l'influence de l'accroissement de la charge, conduit, d'après la thèse citée plus haut, aux résultats suivants :

α. — Dans le stade I, sont valables les valeurs des moments déduites de la théorie des dalles, en faisant intervenir la résistance à la torsion, soit, pour des dalles carrées :

$$M = \frac{1}{27{,}4} \cdot q l^2$$

β. — La résistance à la distorsion augmente sans cesse lorsque la charge

augmente et que la fissuration s'accentue (stade II). Au lieu de la valeur indiquée en α, on aura alors pour le moment :

$$M = \frac{1}{20}\, ql^2 \quad \text{à} \quad \frac{1}{23}\, ql^2$$

γ. — Au moment de la rupture et sous l'influence des déformations importantes, se manifeste un nouveau régime de contraintes, que les mesures ne sont plus susceptibles de suivre ; et il s'ajoute au phénomène de flexion un phénomène dit « effet de membrane ». (Le fait que cette influence additionnelle est plus réduite pour les dalles épaisses de la série 3 que pour les dalles plus minces de la série 2 correspond précisément à la notion d'effet de membrane). Cette nouvelle influence provoque, pour les séries d'essais considérés, une diminution des moments de rupture jusqu'à des valeurs qui se trouvent même au-dessous des valeurs des moments calculés d'après la théorie des dalles ($M = 1/28{,}7\ ql^2$ contre $M = 1/27{,}4\ ql^2$. Voir page 210 de la Publication Préliminaire).

Exemple : Comparer les valeurs mesurées des fléchissements et des allongements dans les fers et dans le béton au milieu de la dalle de la série 2, avec angles maintenus, aux valeurs correspondantes pour des tranches de dalles considérées comme poutres reposant sur deux appuis. (La tranche de dalle a une largeur de 50 cm. et est supposée découpée dans la dalle suivant la direction des armatures inférieures.)

Les charges qui provoquent, dans la dalle et dans la tranche, des fléchissements de même valeur, sont entre elles dans un rapport déterminé qui (par exemple pour la série 2) diminue de 3,12 à 2,76 et atteint presque 2,5 à la rupture.

Comme, pour la tranche de dalle, le moment doit être considéré comme égal à $1/8\ ql^2$, on obtient pour ces dalles des moments fléchissants qui croissent de :

$$\frac{1}{3{,}12} \cdot \frac{1}{8} \cdot ql^2 = \frac{1}{25} \cdot ql^2$$

$$\text{jusqu'à} \quad \frac{1}{2{,}5} \cdot \frac{1}{8} \cdot ql^2 = \frac{1}{20} \cdot ql^2$$

au voisinage de la rupture.

La comparaison des moments de rupture de la dalle et de la tranche donne toutefois (voir page 210) pour la dalle un moment moyen de $1/28{,}7\ ql^2$. L'écart entre cette valeur et $1/20\ ql^2$ doit être attribué à une modification du régime de contrainte au moment de la rupture (effet de membrane), qui dépend sans aucun doute de l'importance des déformations (atteignant jusqu'à 21 cm. de fléchissement au centre de la dalle).

Conclusion : Il est très difficile d'estimer la part qui revient à chacune des deux influences (flexion et effet de membrane) ; il est donc à recommander, pour le stade II tout entier, d'appliquer le mode de calcul des dalles isotropes tenant compte de la torsion, que justifient, même pour la charge de rupture (ainsi qu'il résulte des conclusions de la page 241, paragraphe 4), les essais effectués sur des tranches de dalles.

Troisième question de discussion (proposée par M. Ritter) : Dans le calcul des moments fléchissants, doit-on employer le coefficient de Poisson $m = 4$, ou est-il justifié d'adopter pour ce coefficient une valeur plus élevée et pourquoi?

En ce qui concerne le coefficient d'allongement transversal m il faut toujours distinguer entre :

$$m_{\text{élast.}} = m = \varepsilon : \varepsilon_\eta \text{ et}$$
$$m_{\text{total}} = m = \delta : \delta_\eta$$

1. — Si l'on calcule le coefficient d'allongement transversal à partir des déformations élastiques mesurées, donc $m_{\text{élast.}} = m$, c'est-à-dire la deuxième constante de la théorie de l'élasticité, on obtient pour le béton une valeur qui diminue lorsque la contrainte croît ; pour la compression, par exemple, m diminue de $m = 6$ à $m = 4$ (voir rapport du Dr. Gehler au Congrès pour l'Essai des Matériaux de Zurich, 1931, page 1095). Il faut toutefois observer ici que l'on ne peut employer ce mode de calcul que tant que les déformations η permanentes restent relativement faibles, donc, pour les poutres en béton armé, environ jusqu'à la charge utile.

2. — Si, par contre, on détermine les valeurs de :

$$m_{\text{total}} = m = \delta : \delta_\eta$$

on constate, au voisinage de la charge de rupture, que les valeurs de δ augmentent plus que celles de δ_η et que par suite les valeurs de m augmentent lorsque la charge croît.

3. — Quel coefficient d'allongement transversal convient-il d'adopter pour le calcul d'une dalle, $m_{\text{élast.}}$ ou m_{total} ?

On ne peut indiquer de règle déterminée que pour $m_{\text{élast.}} = m$, c'est-à-dire pour le cas où l'on se limite au domaine élastique (stade I de nos essais de dalles). Pour le stade II, on se trouve dans des conditions très peu claires, par suite de l'intervention des influences de déformation plastique partielle.

Conclusion : La réponse à la question de M. Ritter est donc la suivante : Pour le calcul des moments fléchissants dans les dalles de béton armé, il faut adopter le coefficient d'allongement transversal $m = 6$.

Participants à la discussion.

Diskussionsteilnehmer.

Participants in the discussion.

Dr.-Ing. F. SCHLEICHER,
Professor an der Technischen Hochschule, Hannover.

I. — Ueber die Steifigkeit der quadratischen Eisenbetonplatten.

Es ist interessant, die Durchbiegungen der freiaufliegenden, an den Ecken festgehaltenen quadratischen Platten mit den theoretischen Werten für die isotrope Platte zu vergleichen. Der Elastizitätsmodul wäre dabei von den Biegungsversuchen mit den Plattenstreifen zu entnehmen, über die im Vorbericht leider noch keine näheren Angaben gemacht sind.

Nach A. Nádai [1] ist die grösste Durchbiegung einer gleichmässig belasteten isotropen quadratischen Platte von der Seitenlänge a für die oben genannten Randbedingungen gleich

$$1) \qquad f = 0{,}00406 \frac{p\, a^4}{D}.$$

Der Elastizitätsmodul E des Plattenmaterials, der praktisch mit der Grösse

$$2) \qquad E' = \frac{m^2 \cdot E}{m^2 - 1} = 0{,}0487 \frac{p}{f} \frac{a^4}{h^3}$$

übereinstimmt [2], kann bei Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes aus den « Kennziffern » δ für die Durchbiegungen berechnet werden. Für die Reihen 1 bis 4 der Dresdner Versuche (vgl. Seite 210 des Vorberichtes) erhält man aus Gl. 2

Stadium I $E' =$ 197 232 200 200 im Mittel 207 t/cm²
Stadium II $E' =$ 21,1 24,9 20,0 26,5 im Mittel 23,1 t/cm²

Der Vergleich mit den Plattenstreifen ist mit den im Vorbericht angegebenen Daten leider noch nicht möglich. Es können aber schon jetzt die Unterschiede zwischen den Stadien I und II studiert werden.

Der mittlere Wert $E' = 207$ t/cm² des Elastizitätsmoduls für die isotrope Platte ohne Risse entspricht wohl dem, was zu erwarten ist. Dagegen ist die Steifigkeit nach Eintritt der Risse wesentlich kleiner, als man für eine isotrope Platte erwarten würde.

Nimmt man für einen Ueberschlag an, dass die Risse im Stadium II alle bis an die Nullinie reichen, dann hat man für die Plattensteifigkeit in den üblichen Bezeichnungen

$$3) \qquad D = E' \left(\frac{x^3}{3} + n\, F_e\, (h - x)^2 \right) = E'.\, \psi\, d^3,$$

gegenüber dem Wert

$$4) \qquad D = E'.\, 0{,}0833.\, d^3 \text{ im Stadium I.}$$

Wenn die Platte auch nach Eintritt der Risse noch wie eine isotrope Platte wirken würde, d. h. mit den gleichen Eigenschaften wie im Stadium I, nur mit entsprechend verminderter Steifigkeit, so müsste die Zunahme der Durchbiegungen etwa in den Grenzen bleiben, die aus der nicht mehr mitwirkenden Zugzone folgen.

Reihe	d cm	h/d	bh/F_e	x/h für $n = 6$	J_I/J_{II} für $n = 6$	x/h für $n = 15$	J_I/J_{II} für $n = 15$	δ_{II}/δ_I beobachtet
1	12	0,858	229	0,205	6,8	0,302	3,2	9,3
2	10	0,830	185	0,224	6,3	0,330	3,0	9,3
3	12	0,858	263	0,192	7,6	0,285	3,6	10,0
4	12	0,850	200	0,217	6,2	0,321	3,0	7,6
Mittelwerte					6,7		3,2	9,1

1. A. Nádai, Elastische Platten, Berlin, 1925, Seite 127.
2. Der Unterschied zwischen E und E' beträgt für $m = 6$ nur 3 %.

Für die Verhältnisse der Dresdner Versuchsreihen 1 bis 4 ergeben sich die folgenden Werte.

Die Zahlen für $n = 6$ stellen wohl eine extreme Grenze dar, die durch die wirklichen Verhältnisse kaum überschritten wird. Wenn die Zugzone nicht ganz gerissen ist, werden die Verhältniszahlen für J_I/J_{II} etwas kleiner sein als die obigen Werte. Der Unterschied gegenüber der Beobachtung wird dann noch etwas grösser. Schätzt man das Verhältnis der Steifigkeiten im Mittel gleich $J_I/J_{II} = 5$, so wäre der Unterschied 9 gegen 5 aufzuklären.

Der beobachtete Unterschied wird teilweise dadurch erklärt, dass der Elastizitätsmodul des Betons mit steigenden Spannungen abnimmt. In der Hauptsache ist er jedoch nur dadurch zu erklären, dass die Platte nach Eintritt der Risse nicht mehr als isotrope Platte wirkt, sondern als Trägerrost ohne nennenswerte Drillungssteifigkeit.

Die Durchbiegung des Trägerrostes ist etwa doppelt so gross, als die der isotropen Platte mit unverminderter Drillungssteifigkeit. Für den Trägerrost ist also eine rd. zweimal so grosse Kennziffer $\mathfrak{d}_{II}$ für die Durchbiegung als beim isotropen Anfangszustand zu erwarten. Rechnet man nach Obigem eine Verminderung der Steifigkeit durch die Risse auf 1/5 des ursprünglichen Betrages, so wird die Kennziffer nach Risseeintritt insgesamt rd. 10 mal so gross als für die Platte im Stadium I, was genügend mit der Beobachtung übereinstimmt. Der noch verbleibende Unterschied ist dadurch erklärt, dass in der Platte neben Gebieten ohne Drillungssteifigkeit auch noch solche mit einer gewissen Drillungssteifigkeit vorhanden sind, ausserdem reisst die Zugzone nicht überall gleichmässig tief ein.

Der verschiedene Charakter der Biegungsflächen für die Stadien I bezw. II müsste übrigens bei Messung der Durchbiegungen leicht festgestellt werden können, da die Biegungsformen für den Trägerrost in den Ecken der Platte voller sind als für die isotrope Platte.

II. — Bemerkung über die Knickung von Eisenbetonplatten.

Bei den dünnen Platten der neuzeitlichen Eisenbetonkonstruktionen ist in manchen Fällen auch die Stabilität zu untersuchen.

Für eine isotrope Eisenbetonplatte mit gleichmässigen Druckspannungen, die an allen vier Rändern gelenkig gelagert ist, ergibt sich im elastischen Bereich mit $E = 200$ t/cm² und $m = 6$ eine kleinste Knickspannung von

$$5) \qquad {}_{\min}\sigma_K^{el} = 675\ (h/b)^2, \text{ in t/cm}^2.$$

Nach dieser Gleichung folgt ${}_{\min}\sigma_K^{el} = 0{,}2$ t/cm², wenn die Plattenbreite $b = 58\ h$ ist, und ${}_{\min}\sigma_K^{el} = 0{,}1$ t/cm² für $b = 82\ h$.

Für das Stadium II, nach Eintritt der Risse, ist die Steifigkeit der Platte nach dem Referat Gehler nur noch etwa 1/9 des Wertes für die Platte ohne Risse. Nimmt man an, dass auch für die Knickung im Stadium II noch mit genügender Genauigkeit die Gleichung für isotrope Platten verwendet werden kann, so wird mit $D_{II}/D_I = 1/9$ als Knickspannung etwa

$$6) \qquad {}_{\min}\sigma_K^{el} = 75\ (b/h)^2, \text{ in t/cm}^2,$$

gefunden. Der dabei vorausgesetzte Zustand II wird eintreten, wenn ausser

den Druckspannungen (gleichzeitig oder früher) auch Biegungsspannungen wirken, die die Rissgrenze überschreiten. In solchen Fällen kann man die Gl. 6 wohl mit genügender Genauigkeit für eine erste Schätzung der Grössenordnung benutzen. Es ergeben sich danach die folgenden grösstzulässigen Plattenbreiten :

$$\min \sigma_K^{el} = \quad 0{,}2 \quad 0{,}1 \quad 0{,}05 \text{ t/cm}^2 \text{ für}$$
$$b/h = \quad 19 \quad 27 \quad 39.$$

Man erkennt daraus, dass die Stabilität durchaus nicht so gross ist, als man erwarten würde. Bei der Schätzung dieser Zahlen ist dabei weder die Abminderung der Knickspannungen im unelastischen Bereich, noch die Abnahme des Elastizitätsmoduls mit steigenden Spannungen berücksichtigt.

Auch bei den dünnwandigen Schalen und Kuppeln ist es manchmal notwendig, auf die Stabilität zu achten, wobei unter Umständen die unvermeidlichen Abweichungen von der theoretischen Form eine Rolle spielen können.

Traduction.

1. — Rigidité des dalles carrées en béton armé.

Il est intéressant de faire une comparaison entre les fléchissements qu'accusent les dalles carrées reposant librement sur leurs appuis, avec fixation aux angles, et les valeurs théoriques obtenues pour la dalle isotrope. Le module d'élasticité devrait en outre être calculé à partir des résultats des essais effectués sur des tranches élémentaires, question qui n'a fait l'objet d'aucune indication précise au cours des Rapports Préliminaires.

Suivant A. Nádai [1] le fléchissement maximum d'une dalle carrée isotrope chargée uniformément, ayant une longueur a, et soumise aux conditions périphériques indiquées plus haut est donné par l'expression :

$$f = 0{,}00406 \frac{p\, a^4}{D} \tag{1}$$

Le module d'élasticité E du matériau constituant cette dalle et dont la valeur concorde en pratique avec la valeur [2] :

$$E' = \frac{m^2 \cdot E}{m^2 - 1} = 0{,}0487 \frac{p\, a^4}{f\, h^3} \tag{2}$$

peut être calculé à partir des chiffres caractéristiques pour les fléchissements, en considérant la loi de Hooke comme valable. Pour les séries 1 à 4 des essais de Dresde (voir page 210 de la Publication Préliminaire), on obtient en appliquant l'équation (2) :

Phase I : E′ = 197 232 200 200 moyenne 207 t/cm²
Phase II : E′ = 21,1 24,9 20,0 26,5 moyenne 23,1 t/cm²

Malheureusement, il n'est pas encore possible d'établir, avec les chiffres indiqués dans la Publication Préliminaire, la comparaison pour les tranches élémentaires de dalles. On peut toutefois étudier dès maintenant les différences entre les phases I et II.

1. A. Nadai, Elastische Platten, Berlin, 1925, p. 127.
2. L'écart entre E et E′, pour $m = 6$, n'est que de 3 %.

La valeur moyenne $E' = 207$ t/cm² du module d'élasticité, pour la dalle isotrope sans fissure, correspond bien à ce que l'on peut prévoir. Par contre, la rigidité après fissuration est sensiblement plus faible que l'on ne pourrait le prévoir pour une dalle isotrope.

Si l'on suppose à titre d'approximation que dans la phase II, les fissures s'étendent toutes jusqu'à la ligne neutre, on a pour la rigidité de la dalle, avec les désignations courantes :

$$D = E' \left(\frac{x^3}{3} + n F_e (h - x)^2 \right) = E' \psi d^3 \qquad (3)$$

alors que pour la phase I, on a :

$$D = E' \cdot 0{,}0833\ d^3 \qquad (4)$$

Si la dalle se comportait, même après apparition des fissurations, encore comme une dalle isotrope, c'est-à-dire suivant les mêmes propriétés que dans la phase I, mais avec une rigidité réduite en proportion, l'accroissement du fléchissement resterait à peu de chose dans des limites correspondant à la zone de traction, qui d'ailleurs est hors de cause.

Dans les conditions qui correspondent aux séries 1 à 4 des essais de Dresde, on obtient les valeurs suivantes :

Série	d cm	h/d	bh/F_e	x/h pour $n = 6$	J_I/J_{II}	pour $n = 15$	J_I/J_{II}	δ_{II}/δ_I observés
1	12	0,858	229	0,205	6,8	0,302	3,2	9,3
2	10	0,830	185	0,224	6,3	0,330	3,0	9,3
3	12	0,858	263	0,192	7,6	0,285	3,6	10,0
4	12	0,850	200	0,217	6,2	0,321	3,0	7,6
Valeurs moyennes.....					6,7		3,2	9,1

Les chiffres qui correspondent à $n = 6$ représentent une marge extrême qui doit être à peine dépassée dans des conditions pratiques effectives. Si la zone de traction n'est pas entièrement fissurée, les coefficients correspondant à J_I/J_{II} seront légèrement plus faibles que les valeurs ci-dessus. L'écart par rapport aux observations sera donc encore un peu plus accentué. Si l'on admet pour le rapport des rigidités au milieu

$$J_I/J_{II} = 5$$

l'écart s'établira à 9 au lieu de 5.

L'écart observé s'explique en partie de ce fait que le module d'élasticité du béton diminue lorsque la contrainte augmente. Toutefois, il ne s'explique, dans l'ensemble, que parce que la dalle ne se comporte plus comme une dalle isotrope après l'apparition de la fissuration, mais plutôt comme un système de tranches perpendiculaires ne possédant aucune rigidité de torsion déterminée.

Le fléchissement de ce système est à peu près le double de celui qu'accuserait une dalle isotrope admettant une rigidité de torsion intégrale. Il faut donc tabler, pour ce système, sur un chiffre caractéristique δ_{II} environ deux fois plus

élevé que pour le fléchissement correspondant à l'état d'isotropie. Si d'après ce qui précède, on compte la réduction de la rigidité, par suite de la fissuration, comme atteignant le 1/5 de la valeur initiale, on arrivera, après la fissuration, à un chiffre caractéristique environ 10 fois plus élevé que pour la dalle lorsqu'elle se trouvait dans la phase I, résultat qui concorde suffisamment bien avec les observations. La différence qui subsiste s'explique de ce fait qu'il existe dans la dalle, à côté de régions ne possédant aucune rigidité de torsion, des régions qui accusent encore pour cette rigidité une certaine valeur ; en outre la zone de traction ne subit pas partout une fissuration d'une profondeur uniforme.

La différence d'allure entre les déformations de fléchissement dans les phases I et II devrait d'ailleurs pouvoir être mise en évidence facilement par la mesure, car les surfaces de déformation que prend ce système de tranches perpendiculaires dans les angles de la dalle, sont plus nettement accusées que dans le cas de la dalle isotrope.

2. — Remarque sur le flambage des dalles en béton armé.

Dans les dalles minces que l'on emploie pour les constructions en béton armé modernes, il importe d'étudier, dans de nombreux cas, la question de la stabilité.

Si l'on considère une dalle isotrope en béton armé soumise à des contraintes uniformément réparties et admettant des appuis articulés sur ses quatre bords, la contrainte minimum de flambage, dans le domaine élastique, avec $E = 200$ t/cm² et $m = 6$ est de

$$\min \sigma_k^{el} = 675\ (h/b)^2 \text{ en t/cm}^2 \qquad (5)$$

D'après cette relation, pour une largeur de dalle

$$b = 58\ h \qquad \text{on obtient :}$$

$$\min \sigma_K^{el} = 0{,}2 \text{ t/cm}^2$$

Et pour

$$b = 82\ h \qquad \text{on obtient :}$$

$$\min \sigma_K^{el} = 0{,}1 \text{ t/cm}^2$$

En ce qui concerne la phase II et après apparition de la fissuration, d'après le rapport de M. Gehler, la rigidité de la dalle n'est plus que le 1/9 de la valeur qui correspond pour cette dalle à l'absence de fissuration. Si l'on admet que même pour le flambage dans la phase II, on puisse employer l'équation des dalles isotropes avec une précision suffisante, on aura, avec $D_{II}/D_I = 1/9$ comme contrainte de flambage,

$$\min \sigma^{el} = 75\ (b/h)^2, \text{ en t/cm}^2 \qquad (6)$$

Le passage à la phase II, ici admis, se produira lorsqu'aux contraintes de compression viendront s'ajouter, simultanément ou ultérieurement, des contraintes de flexion telles que la limite de fissuration se trouve dépassée. En pareil cas, on peut pour une première estimation de l'ordre de grandeur, faire appel avec une précision suffisante à l'équation (6). On en déduit pour les largeurs des dalles ci-dessous, les valeurs maxima admissibles suivantes :

$$_{mn}\sigma_{el} = \quad 0{,}2 \quad 0{,}1 \quad 0{,}05 \text{ t/cm}^2 \text{ pour :}$$
$$b/h = \quad 19 \quad 27 \quad 39$$

On voit que la stabilité n'est pas tout à fait aussi élevée que l'on pourrait prévoir. Dans l'estimation approximative de ces valeurs, on ne tient compte ni de la diminution des contraintes de flambage dans le domaine élastique, ni de la diminution que subit le module d'élasticité lorsque les contraintes croissent.

Dans les coupoles et les voûtes minces elles-mêmes, il est fréquemment nécessaire de veiller à cette considération de stabilité, car dans certains cas, les dérogations qu'il est impossible d'éviter par rapport aux formes théoriques peuvent intervenir dans des proportions importantes.

Dr. Ing. M. HUBER,
Professeur à l'École Polytechnique, Varsovie.

I. — Die wirtschaftliche Ausnutzung der statischen Wirkung der Pilzdecken erfordert eine möglichst genaue Erforschung ihres Formänderungs- und Spannungszustandes im Zusammenhange mit dem Sicherheitsgrade bei jeder möglichen Belastungsart. In meinem Berichte habe ich versucht, den heutigen Stand des Problems einer zuverlässigen statischen Berechnung der Pilzdecken zu schildern. Ich bin mir bewusst, dass vielleicht manche schätzenswerte Ergebnisse und Arbeiten meiner Aufmerksamkeit entgangen sind und werde etwaige Beiträge der Herren Kongressteilnehmer gerne zur Kenntnis nehmen und prüfen. Ich bemerke aber dabei, dass gewisse Näherungstheorien und darauf gegründete Berechnungsverfahren vor vollkommeneren, wissenschaftlich besser begründeten Methoden zurückweichen müssen. Letztere wurden deshalb vor allem behandelt.

In der Einleitung meines Berichtes habe ich auf die zahlreichen Schwierigkeiten einer vollständigen und exakten Lösung des Problems hingewiesen und zwar :

1. Die steife Verbindung der Säulen mit der Deckenplatte.

Sie verursacht, dass bei unsymmetrischen Belastungen der Decke ihre allgemeine Biegung von der Säulenbiegung stark abhängig ist. Betrachtet man die Decke als « dünne », elastische, näherungsweise isotrope Platte, so wird die Lösung der klassischen Biegungsgleichung von Lagrange durch statisch unbestimmte Flächenstützung ausserordentlich erschwert.

2. Die ungleichförmige Biegungssteifigkeit der Decke und die Wirkung der Säulenkopfplatte.

Die Unterschiede der Biegungssteifigkeiten in verschieden orientiert gedachten Plattenstreifen sind zwar im Stadium I praktisch vernachlässigbar ; dieses gilt aber nicht immer im Stadium II, nach welchem bekanntlich die Sicherheit beurteilt wird. Die Säulenkopfplatte bildet eine plattenförmige, elastische Stützung dieser Deckenteile, welche ohne Kopfplatte ausserordentlich beansprucht wären.

3. Der starke Wechsel der Biegungssteifigkeit beim Uebergange in das Stadium II der Decke wirkt insofern erschwerend, als der neue (verminderte) Wert der Biegungssteifigkeit nur gewisse Teilgebiete der Plat-

tenfläche beherrscht. Infolgedessen wirkt die Decke etwa wie eine heterogene Platte, welche aus homogenen Flecken von verschiedener Stärke zusammengefügt ist.

Trotzdem führen die bisherigen Versuche mit Eisenbetonplatten in Deutschland (Stuttgart und Dresden) zu dem überraschenden Ergebnis, dass in guter Annäherung eine lineare Abhängigkeit der Durchbiegungen bezw. Formänderungen von den Belastungsgrössen (bezw. Spannungen) auch im Stadium II stattfindet. Abb. 1 zeigt diese Abhängigkeit, wobei die Durchbiegungen w als Abszissen und die Spannungen (bzw. Biegungsmomente und dgl.) als Ordinaten gemessen sind.

Ich glaube, dass die künftige Entwicklung der Theorie dieses Schema als Ausgangspunkt wählen wird.

II. — Die bisherigen Theorien und Berechnungsmethoden beziehen sich hauptsächlich auf das Stadium I und verfolgten den Zweck, die wirklichen Spannungen, welche von der Nutzlast herrühren, zu berechnen. Dabei dürfen die durch verschieden starke Bewehrung bedingten Unterschiede der Biegungssteifigkeiten in der Regel vernachlässigt werden, folglich kommt die klassische Theorie der dünnen isotropen Platten zur Anwendung.

Die entsprechenden, strengen Lösungen im Falle einer totalen, gleichförmigen Belastung einer unbegrenzten Platte, welche nach Abb. 2 gestützt ist, findet man bereits in einer halb vergessenen Arbeit von Lavoinne aus dem Jahre 1872. Die Ergebnisse sind in den Formeln (3 bis 7) zusammengestellt. Die nach diesen Formeln errechneten Momentwerte sind in den Abb. 3 und 4 übersichtlich dargestellt.

Die Lösung im wichtigen in der Abb. 5 dargestellten Belastungsfalle verdankt man der Arbeit [1, 2] von Dr. Lewe, welcher auch gebrauchsfertige Tabellen für diesen und andere Fälle berechnet hat.

Obige Lösungen gelten nicht mehr für Deckenfelder, welche durch Umfassungswände gestützt sind. In diesen Fällen geben aber viele im Bericht zitierte Arbeiten entweder die fertige Lösung, oder es können die dort gefundenen Ergebnisse zur Lösung der in der Abb. 6 veranschaulichten Fälle verwendet werden.

Beispiele wichtiger Einzellösungen geben Abb. 7 mit der Formel (8) und Abb. 8 mit den Formeln (9) und (10). Ich möchte noch hinzufügen, dass Herr E. Melan [3] eine der Lösung (9) äquivalente Formel gefunden hat. Im Falle freier Auflagerung der kreisförmigen Ränder einer Pilzdecke ist freilich die Michell-Melansche Lösung nicht anwendbar. Angesichts dessen ist Herr K. Hajnal-Kónyi [4] von der Föpplschen [5] Lösung in Form einer Fourierschen Reihe ausgegangen, um die Stützkräfte und Biegungsmomente in praktisch

1. V. Lewe, Die Lösung des Pilzdeckenproblems durch Fouriersche Reihen. Bauingenieur, 1920, N° 22, 1922, N° 4, 10, 11.

2. V. Lewe, Pilzdecken, Berlin, 1926.

3. E. Melan, Die Durchbiegung einer exzentrisch durch eine Einzellast belasteten Kreisplatte (Eisenbau, 1920, N° 10).

4. K. Hajnal-Kónyi, Die Berechnung von kreisförmig begrenzten Pilzdecken, Berlin, 1929.

5. A. Föppl, Die Biegung einer kreisförmigen Platte, Sitzungsbericht der Akad. München, 1912, S. 155.

A. u. L. Föppl, Drang und Zwang, Bd. I, 2. Aufl., 1924.

wichtigen Spezialfällen zu berechnen. Die seiner Arbeit beigefügten Zahlentafeln erleichtern die praktische Anwendung.

III. — Es gibt aber sehr viele praktisch wichtige Stützungsbedingungen und Belastungsfälle, welche einer praktisch verwertbaren, exakten Lösung nicht zugänglich sind. Dann leistet die Methode der Differenzengleichungen in Verbindung mit der Methode der elastischen Gewebe von Herrn H. Marcus sehr gute Dienste. Es muss hier hervorgehoben werden, dass diese Methoden zur unmittelbaren Anwendung durch den Konstrukteur ebensowenig geeignet sind wie viele sehr verwickelte Lösungsformeln der strengen Theorie dünner Platten. Ihre Bedeutung beruht vielmehr darauf, dass sie zur Prüfung und Korrektur der rohen Annahmen in vereinfachten Berechnungsvorschriften bequem herangezogen werden können. (Die Arbeiten von Nielsen und Marcus.)

III, IV. — Bei der Berechnung der Säulen einer Pilzdecke wird die ungünstigste (gleichförmig verteilte) Belastung nach dem in Abb. 10 veranschaulichten Schema angenommen. Dem gegenüber zeigt Abb. 11 die ungünstigste Belastung für die positiven Biegungsmomente in der Mitte der Plattenfelder. Die grössten negativen Biegungsmomente in der Deckenplatte rings um die Säulenköpfe finden infolge einer totalen Belastung der betreffenden Decke statt.

Wenn man auf eine genauere Berechnung an Hand der Lösungen und Zahlentafeln von Lewe verzichten muss, so gibt die in meinem Berichte kurz skizzierte Methode des stellvertretenden Rahmens, welche besonders von Marcus entwickelt worden ist, eine gute Annäherung.

Als Beispiel einer Berechnung in erster Annäherung wurde endlich die Methode angeführt, welche in den Ver. Staaten von Amerika seiner Zeit als Grundlage für amtliche Vorschriften gedient hat. Diese gewissermassen « theoretisch-empirische » Methode beruht auf einfachen Betrachtungen des Gleichgewichts der äusseren und inneren Kräfte in einem Oktanten eines quadratischen Deckenfeldes (Abb. 13), als einem System von doppelter Symmetrie. Die Verallgemeinerung der Anwendung des Hauptergebnisses : $M_O = M_{(-)} + M_{(+)}$ auf rechteckige Plattenfelder dürfte aber nur dann als genügend angenähert gelten, wenn das Seitenverhältnis $a : b$ nicht viel von 1 abweicht.

Traduction.

I. — L'utilisation pratique des dalles à champignon nécessite une étude aussi précise que possible de leur régime de tensions et de déformations, en faisant intervenir le coefficient de sécurité et pour chaque mode possible d'application des charges. Dans mon rapport, je me suis efforcé de montrer l'état actuel du problème que constitue le calcul rationnel des dalles à champignon. Quelques travaux intéressants m'ont certainement échappé et je serai heureux de prendre connaissance des communications que feront MM. les Congressistes à ce sujet. Je dois toutefois signaler que certaines théories approchées et certaines méthodes de calcul basées sur ces théories doivent laisser place à des méthodes reposant sur des bases plus exactes. Ce sont ces dernières que nous avons principalement étudiées.

Dans l'Introduction de mon rapport, j'ai attiré l'attention sur les nombreuses

difficultés que présente la solution complète et exacte du problème et qui sont les suivantes :

1° La connexion rigide entre les colonnes et les dalles.

Elle a pour conséquence, dans le cas des charges dissymétriques, que la flexion des dalles dépend étroitement de la déformation des poteaux ; si l'on considère le plancher lui-même comme une dalle isotrope élastique mince, la solution de l'équation classique de la flexion d'après Lagrange est rendue considérablement plus difficile, par suite de ce soutènement superficiel statiquement indéterminé.

2° La flexibilité variable de la dalle et l'influence des chapiteaux couronnant les colonnes.

Les différences de rigidité dans des tranches élémentaires d'orientations différentes sont négligeables, en pratique, dans le stade I ; il n'en est toutefois pas toujours de même dans le stade II, d'après lequel se trouve défini le coefficient de sécurité. Le chapiteau forme un soutènement élastique plan, pour les parties du plancher qui subiraient sans lui des efforts très élevés.

3° Le changement dans la rigidité au moment du passage dans le stade II complique le problème, étant donné que la nouvelle valeur réduite de la rigidité ne se rapporte qu'à certaines zones du plancher. Il en résulte que le plancher se comporte en quelque sorte comme une dalle hétérogène, constituée par des parties de différentes épaisseurs.

Les essais effectués jusqu'à maintenant en Allemagne (Dresde et Stuttgart) conduisent toutefois à ce résultat surprenant que, avec une approximation assez bonne, on peut admettre pour le stade II également, une relation linéaire entre les fléchissements (ou les déformations) et les valeurs des charges (ou tensions). La figure 1 met en évidence cette relation ; les fléchissements w sont portés en abscisses et les efforts (moments fléchissants) en ordonnées.

J'estime que le développement ultérieur de la théorie des dalles-champignons sera basé sur cette relation.

II. — Les théories et méthodes de calcul présentées jusqu'à maintenant concernent principalement le stade I et ont pour but de permettre le calcul des tensions effectives qui se trouvent mises en jeu par suite de l'application de la charge utile. Dans ce cas, on peut négliger les différences de rigidité provenant des sections différentes des armatures et on en arrive à employer la théorie classique des dalles isotropes minces.

Les solutions correspondant au cas d'une charge absolument uniforme, répartie sur une dalle illimitée, avec appuis disposés ainsi que le montre la figure 2, ont déjà été exposées par Lavoinne, en 1872, dans un travail à moitié oublié ; les résultats sont groupés dans les formules 3 à 7. Les valeurs des moments calculés d'après ces formules sont représentées par les figures 3 et 4.

Nous sommes redevables au Dr Lewe [1, 2] (p. 190) de la solution correspondant au cas très intéressant que représente la figure 5. Le Dr Lewe a d'ailleurs établi des tables, tant pour ce cas que pour d'autres.

Les solutions qui précèdent ne sont plus valables pour des parties de la dalle qui reposent sur des murs de soutènement de pourtour. Dans ce dernier cas, de nombreux travaux cités dans le rapport donnent soit des solutions com-

plètes, soit des résultats partiels qui peuvent être mis à contribution pour la solution des problèmes indiqués sur la figure 6.

La figure 7 et la formule 8, d'une part, la figure 8 et les formules 9 et 10, d'autre part, constituent des exemples intéressants de solutions particulières. Il faut ajouter ici que M. E. Melan a trouvé une formule [3] équivalente à la solution 9.

Dans le cas d'un appui libre de la périphérie circulaire d'une dalle-champignon, la solution de Michell-Melan ne peut évidemment pas être employée. C'est pourquoi M. Hajnal-Kónyi [4] s'est basé sur la solution de Föppl [5] présentée sous la forme d'une série de Fourier, pour calculer dans certains cas spéciaux de la pratique, les réactions sur les appuis et les moments fléchissants Les tableaux annexés à son étude en facilitent l'emploi pratique.

III. — Il existe toutefois, dans la pratique, de nombreux cas de charge et d'appui intéressants qui ne sont pas susceptibles de recevoir une solution pratique exacte. Ici, la méthode des équations à différences finies rend d'excellents services, en liaison avec la méthode du tissu élastique de M. H. Marcus. Il importe d'ailleurs de signaler ici que ces méthodes se prêtent mal à une utilisation par le constructeur lui-même ; il en est de même des nombreuses formules compliquées de la théorie exacte des plaques minces. Leur intérêt provient plutôt de ce qu'elles permettent le contrôle des hypothèses sur lesquelles sont basées les prescriptions simplifiées concernant le calcul pratique.

III. IV. Pour le calcul des poteaux d'un plancher-champignon, on suppose le cas le plus dangereux (charge uniformément répartie), suivant le schéma de la figure 10. La figure 11 indique la répartition de charge la plus dangereuse, pour des moments fléchissants positifs dans le milieu des panneaux. Les moments négatifs maxima tout autour de la tête du poteau se manifestent lorsque l'on charge toute la surface du plancher.

Si l'on ne peut pas effectuer un calcul plus exact, en se basant sur les solutions et sur les tableaux de Lewe, on pourra adopter la méthode des cadres suppléants, indiquée brièvement dans mon rapport et qui conduit à une bonne approximation ; cette méthode a été particulièrement développée par M. Marcus.

On a enfin choisi, à titre d'exemple d'un calcul de première approximation, la méthode qui a, en son temps, servi de base à l'établissement des Règlements Officiels aux États-Unis. Cette méthode, que l'on peut considérer à la fois comme théorique et empirique, repose sur les considérations simples de l'équilibre des tensions extérieures et intérieures dans la huitième partie du panneau

---

1. V. Lewe, Die Lösung des Pilzdeckenproblems durch Fouriersche Reihen. Bauingenieur, 1920, N° 22, 1922, N° 4, 10, 11.

2. V. Lewe, Pilzdecken, Berlin, 1926.

3. E. Melan, Die Durchbiegung einer exzentrisch durch eine Einzellast belasteten Kreisplatte (Eisenbau, 1920, N° 10).

4. K. Hajnal-Kónyi, Die Berechnung von kreisförmig begrenzten Pilzdecken, Berlin, 1929.

5. A. Föppl, Die Biegung einer kreisförmigen Platte, Situngsbericht der Akad. München, 1922, S. 155.

A. et L. Föppl, Drang und Zwang, vol. I, 2e édition, 1924.

carré (figure 13), considéré comme constituant un système de double symétrie. Toutefois, la généralisation de l'emploi du résultat principal

$$M_O = M_{(-)} + M_{(+)}$$

aux dalles rectangulaires ne doit être considérée comme donnant une approximation suffisante que lorsque le rapport entre les deux dimensions du rectangle ne s'écarte pas trop de l'unité.

Dr. M. RITTER,

Professor an der Eidgenössischen Technischen Hochschule, Zürich.

Die Versuche von Herrn Prof. Gehler mit rechteckigen, allseitig aufliegenden Eisenbetonplatten gewähren einen trefflichen Einblick in das statische Verhalten dieser Konstruktionen ; die Deutung der Versuchsergebnisse wird durch die Einführung der verschiedenen Kennziffern wesentlich erleichtert.

Von besonderer Wichtigkeit erscheinen mir die Kennziffern für die Einsenkung in Plattenmitte. Im Stadium I verhalten sich die kreuzweise bewehrten Platten praktisch wie isotrope Platten. Im Stadium II (Stadium der Rissebildung) steigt die Kennziffer der Einsenkung unvermittelt auf den sieben- bis neunfachen Betrag an. Diese grosse Zunahme der Kennziffer der Einsenkung lässt sich durch die Abminderung der Trägheitsmomente durch die Rissebildung des Betons allein nicht erklären und ist auch bei den vergleichsweise geprüften Plattenstreifen nicht vorhanden. Es ist wohl zu beachten, dass die bedeutende Zunahme der Kennziffer der Einsenkung bereits bei einer Belastung erfolgt, bei der die Eisenspannungen noch weit unterhalb der Fliessgrenze liegen. Für die Zunahme der Kennziffer der Einsenkung gibt es zwei verschiedene Erklärungsmöglichkeiten : Entweder kommt darin die sogenannte Membranwirkung der Platte zum Ausdruck oder die Ursache liegt in der Verminderung der Drillungssteifigkeit der Platte durch die Rissebildung. Es ist darauf hinzuweisen, dass sich die beobachteten Durchbiegungen aus der Abminderung der Trägheitsmomente im Verein mit der Verkleinerung der Drillungssteifigkeit infolge der Rissebildung zwanglos erklären lassen und für eine Membranwirkung meines Erachtens keine Anhaltspunkte vorliegen. Die Membranwirkung ist im Bruchstadium der Platte vielleicht vorhanden, ist jedoch ohne Bedeutung für die überraschend grosse Aenderung der Kennziffer der Durchbiegung im Stadium II.

Traduction.

Les essais effectués par M. le Professeur Gehler sur des dalles de béton armé rectangulaires, reposant sur leurs quatre côtés, permettent d'obtenir une représentation remarquable du comportement statique de ces éléments de construction. L'interprétation des résultats fournis par ces essais est d'ailleurs largement facilitée par l'introduction des différentes grandeurs caractéristiques considérées.

A mon avis, les caractéristiques de fléchissement au centre de la dalle sont d'une importance toute particulière. Dans la phase I, les dalles armées en croix se comportent pratiquement comme des dalles isotropes. Dans la phase II (phase de fissuration), les valeurs de la caractéristique de fléchissement montent brusquement jusqu'à atteindre le rapport 7 ou 9. La diminution que subit le moment d'inertie par suite de la formation des fissurations dans le béton ne peut pas suffire, à elle seule, pour justifier cette considérable augmentation de la caractéristique de fléchissement, qui n'a d'ailleurs pas été constatée dans les essais comparatifs effectués sur des tranches. Il est à remarquer que cette importante augmentation de la caractéristique de fléchissement se manifeste lorsque l'on atteint une charge pour laquelle les contraintes des fers d'armature se trouvent encore notablement au-dessous de la limite d'écoulement. Deux thèses différentes se présentent pour expliquer cette augmentation : il s'agit soit d'une mise en jeu de l'effet dit « de membrane », soit d'une réduction de la rigidité de la dalle à la torsion sous l'influence de la formation des fissures. Il est à observer à ce sujet que les flèches observées peuvent en effet s'expliquer aisément par l'intervention simultanée des influences résultant de la diminution des moments d'inertie et de l'affaiblissement de la rigidité de torsion de la dalle. A mon avis, il n'y a pas lieu d'envisager une intervention de l'effet de membrane. Cette influence se manifeste peut-être dans la phase de rupture de la dalle ; toutefois, elle n'intervient pas dans la variation extrêmement importante qu'accuse la caractéristique de fléchissement dans la phase II.

II 3

THÉORIE DES DALLES A CHAMPIGNON
THÉORIE DER PILZDECKEN
THEORY OF « MUSHROOM » SYSTEMS

Dr. **M. T. HUBER**,
Professeur à l'École Polytechnique, Varsovie.

Voir aussi « Publication Préliminaire », p. 249. — *Siehe auch « Vorbericht », S. 249.*
See also " Preliminary Publication ", p. 249.

Im Vorbericht findet man (S. 188) folgende Behauptung des Herrn Kollegen Gehler : « Bei den Platten besteht Einigkeit darüber, dass sie unterhalb der Risslast (Stadium I) als homogene und isotrope Platten wirken. » Es handelt sich hier gewiss um eine Feststellung, welche den seiner Zeit in Stuttgart und jetzt in Dresden ausgeführten Versuchen praktisch gut entspricht. Wenn man aber bedenkt, dass die Unterschiede der beiden Biegungssteifigkeiten

$$B_1 (= E_x' . J_x) ; \qquad B_2 (= E_y' . J_y) ;$$

bei allen Versuchen nur verhältnismässig klein waren und dabei nur die

Wirkung praktisch gleichförmig verteilter Belastung untersucht worden ist, so konnte auch auf theoretischem Wege vorausgesehen werden, dass eine strengere Berechnung an Hand der Theorie orthotroper Platten nur praktisch unmerkliche Unterschiede aufweisen wird. Geht man aber zu grösseren Unterschieden von B_1 und B_2 über, und berücksichtigt man dabei noch den praktisch sehr wichtigen Fall einer Einzellast, so muss man zu der Ueberzeugung gelangen, dass die angeführte Behauptung nur als eine angenäherte, allgemeine Regel mit wichtigen Ausnahmen gelten darf. Ich werde dieses an zwei einfachen durchgerechneten Beispielen demonstrieren.

Zuvor will ich bemerken, dass in der vollständigen Biegungsgleichung einer orthotropen Platte, welche in meinem Berichte als Formel (2) angeführt worden ist, der Beiwert H des mittleren Gliedes aus drei Summanden besteht und zwar :

$$H = \frac{1}{2} \cdot \frac{B_1}{m_2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{B_2}{m_1} + 2\,C\,;$$

in der entsprechenden Gleichung (13) des Gehler'schen Berichtes fehlt der dritte Summand, d. h. die Platten-Drillungssteifigkeit 2 C ; wahrscheinlich deshalb, weil ich mich in meiner ersten Veröffentlichung darüber im J. 1914 (Zeitschrift d. österr. Ing. u. Arch. Ver.) geäussert habe, dass im Stadium II diese Grösse praktisch verschwinden dürfte.

Die Ergebnisse der seit dieser Zeit in Deutschland durchgeführten Versuche scheinen aber zu bezeugen, dass diese Vorsicht, welche auch der leider nicht mehr lebende Prof. Leitz geteilt hatte, etwas übertrieben war. Man dürfte vielmehr annehmen, dass bei steigender Belastung der Platte der Abminderung der Werte von B_1 u. B_2, die Abminderung des Wertes von C gleichen Schritt hält. Demgemäss wird man für das Stadium I mit grosser Genauigkeit $H^2 = B_1 . B_2$ ansetzen können, um die Berechnung nach der strengen Theorie orthotroper Platten zu vereinfachen. Danach habe ich folgende zwei Fälle durchgerechnet :

1. Die gleichförmig total belastete Platte (Abb. 1) für den Wert $\varepsilon = 1$ des reduzierten Seitenverhältnisses

$$\varepsilon = \frac{a}{b} \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}$$

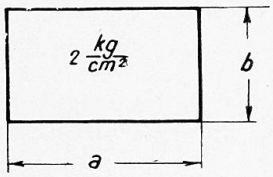


Fig. 2.

(Freie Auflagerung der Ränder, Ecken fest). In der Plattenmitte gelten allgemein die Formeln für die beiden Biegungsmomente :

$$M_1 = \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \left(\mu_{11} + \mu_{22} \frac{1}{m_2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \right) q . b^2$$

$$M_2 = \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left(\mu_{22} + \mu_{11} \frac{1}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) q . b^2$$

Die Zahlengrössen μ sind Funktionen von ε, deren Werte in einer Zahlentafel meiner Arbeit zusammengestellt sind.

Für $\varepsilon = 1$ ist :

$$\mu_{11} = \mu_{22} = 0{,}0368 = \frac{1}{27{,}2};$$

a) Im Falle $B_1 = B_2$ ist dann $a = b$ (quadratische isotrope Platte) und bei Annahme $m_1 = m_2 = 6$ wird :

$$M_1 = M_2 = 0{,}0429\, q\, a^2 = \frac{1}{23{,}3}\, q\, b^2;$$

b) Im Falle $B_2 = 2\,B_1$, $\varepsilon = 1$ wird : $a = 0{,}841\, b$
folglich :

$$M_1 = 0{,}0291\, q\, b^2 = \frac{1}{34{,}4}\, q\, b^2 = 0{,}0411\, q\, a^2 = \frac{1}{24{,}3}\, q\, a^2$$

$$M_2 = 0{,}0455\, q\, b^2 = \frac{1}{22{,}0}\, q\, b^2$$

Wenn also die Biegungssteifigkeit B_1 um 50 % kleiner ist als B_2, so wird dadurch die Grösse des Zahlenbeiwertes für M_1 um ca. 5 % verkleinert und für M_2 um ebensoviel vergrössert.

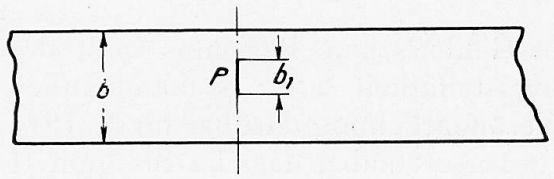


Fig. 1.

2. Lange Platte von der Spannweite b frei aufgelagert.
Die Einzellast P in der Plattenmitte dargestellt durch linienförmige Belastung einer kurzen Strecke b_1. Für die massgebenden Momente an der belasteten Stelle gelten die Formeln :

$$M_1 = \varkappa_1 . \psi . P \qquad M_2 = \varkappa_2 . \psi . P$$

für	$\frac{b_1}{b} =$	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{24}$
ist	$\psi =$	$0{,}273_3$	$0{,}337_0$	$0{,}351_7$

$\varkappa_1$, $\varkappa_2$ sind abkürzende Bezeichnungen für theoretische Zahlenbeiwerte

$$\varkappa_1 = \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}}\left(1 + \frac{1}{m_2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\right); \quad \varkappa_2 = \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}\left(1 + \frac{1}{m_1}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\right);$$

die Ausrechnung mit den Werten $m_1 = m_2 = 6$ liefert folgende kleine Zahlentafel :

$\frac{B_1}{B_2} =$	3	2	1	1/2	1/3
$\varkappa_1 =$	1,696	1,469	1,167	0,940	0,833
$\varkappa_2 =$	0,833	0,940	1,167	1,469	1,696

Dieser Tafel ist zu entnehmen, dass, wenn z. B. die Biegungsfestigkeit B_1 um 50 % kleiner ist als B_2 (d. h. $B_2 = 2\,B_1$), dadurch die Grösse des Zahlenbeiwertes für M_1 um ca. 20 % verkleinert, dagegen für M_2 um ca. 26 % vergrössert wird. Der Einfluss der ungleichen Biegungssteifigkeiten ist jetzt offenbar bereits so bedeutend, dass es auch praktisch nicht zulässig wäre, die Platte als isotrop zu behandeln.

Aus derartigen Rechnungen findet man immer, dass die beiden Biegungsmomente sich gewissermassen den Biegungssteifigkeiten anpassen.

Traduction.

Dans son Rapport Préliminaire (voir p. 224), notre collègue, M. Gehler, s'exprime de la manière suivante : « Pour les dalles on admet, d'une manière unanime, qu'au-dessous de la charge de fissuration (phase 1), elles se comportent comme dalles homogènes, ou isotropes. » Cette opinion correspond pratiquement bien aux essais effectués à cette époque à Stuttgart et actuellement à Dresde. Si l'on considère toutefois que la différence entre les deux rigidités

$$B_1\ (= E'_x \,.\, J_x) \qquad \text{et} \qquad B_2\ (= E'_y \,.\, J_y)$$

a toujours été relativement faible dans tous les essais et que, en outre, on a seulement étudié l'influence d'une charge pratiquement répartie uniformément, on pourrait également prévoir d'après des considérations d'ordre théorique, qu'un calcul plus rigoureux, basé sur la théorie des dalles orthotropes, ne conduirait qu'à des écarts pratiquement insensibles. Or, si l'on fait intervenir des différences plus importantes entre B_1 et B_2 et si l'on tient en outre compte du cas extrêmement intéressant en pratique que constitue une charge localisée, on en arrive à cette opinion que le point de vue ainsi exprimé ne constitue qu'une règle approchée et générale, comportant des exceptions intéressantes. Je me propose de développer cette opinion en l'appuyant sur deux exemples simples.

Tout d'abord, je remarquerai que dans l'équation de flexion complète d'une dalle orthotrope, qui figure comme formule (2) dans mon rapport (p. 249), le coefficient H qui entre dans le deuxième terme est la somme de trois éléments et que l'on a :

$$H = \frac{1}{2} \cdot \frac{B_1}{m_2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{B_2}{m_1} + 2\,C$$

Dans l'équation (13) correspondante du rapport de M. Gehler (p. 229), le troisième terme de la somme ci-dessus manque, ce terme représentant la rigidité de torsion de la dalle, 2 C ; il faut attribuer ce fait, vraisemblablement, à ce que, dans ma première publication à ce sujet, en 1914 (Zeitschrift d. österr. Ing. u. Arch. Ver.) j'ai indiqué que dans la phase II, cette quantité peut pratiquement disparaître.

Les résultats des essais qui ont été effectués depuis en Allemagne semblent toutefois montrer que cette manière de voir, que le regretté professeur Leitz avait d'ailleurs partagée, est quelque peu exagérée. Il conviendrait plutôt d'admettre que pour une augmentation de la charge, la diminution des valeurs de

B_1 et de B_2 s'accompagne d'une diminution corrélative de C. Par suite, on pourra poser avec une bonne précision, pour la phase II :

$$H^2 = B_1 \cdot B_2$$

afin de simplifier le calcul tel qu'il résulte de la théorie rigoureuse des dalles orthotropes. Sur ces bases, j'ai effectué les calculs pour les deux cas suivants :

1. — Cas d'une dalle chargée entièrement et uniformément (figure 1).

Pour la valeur $\varepsilon = 1$ du coefficient réduit :

$$\varepsilon = \frac{a}{b}\sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}$$

(appui libre sur les bords, rigide aux angles). Au milieu de la dalle sont applicables d'une manière générale les formules concernant les deux moments fléchissants :

$$M_1 = \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\left(\mu_{11} + \mu_{22}\frac{1}{m_2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\right)q \cdot b^2$$

$$M_2 = \sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\left(\mu_{22} + \mu_{11}\frac{1}{m_1}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\right)q \cdot b^2$$

les μ étant des fonctions de ε dont les valeurs sont indiquées dans un tableau que j'ai établi.

Pour $\varepsilon = 1$

$$\mu_{11} = \mu_{22} = 0{,}0368 = \frac{1}{27{,}2}$$

a. — Dans le cas où $B_1 = B_2$ on a alors $a = b$ (dalle carrée isotrope) et en admettant que $m_1 = m_2 = 6$, on a :

$$M_1 = M_2 = 0{,}0429\ q\,a^2 = \frac{1}{23{,}3}\ q\,b^2.$$

b. — Dans le cas où $B_2 = 2\ B_1$, $\varepsilon = 1$, on a : $a = 0{,}841\ b$ d'où il résulte :

$$M_1 = 0{,}0291\ q\,b^2 = \frac{1}{34{,}4}\ q\,b^2 = 0{,}0411\ q\,a^2 = \frac{1}{24{,}3}\ q\,a^2$$

$$M_2 = 0{,}0455\,q\,b^2 = \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = \frac{1}{22{,}0}\ q\,b^2.$$

Si donc la rigidité de flexion B_1 est égale à la moitié de B_2 la valeur du coefficient numérique correspondant à M_1 diminue d'environ 5 % et celui qui correspond à M_2 augmente d'autant.

2. — Cas d'une dalle de grande longueur ayant un appui libre sur sa largeur *b*.

La charge localisée dans le milieu de la dalle est représentée par un élément

linéaire de charge ayant une faible longueur b_1. En ce qui concerne les moments principaux, on a les relations :

$$M_1 = \alpha_1 \psi P \qquad M_2 = \alpha_2 \psi P$$

dans lesquelles ψ est donné en fonction de $\frac{b_1}{b}$ par le tableau suivant :

$\frac{b_1}{b}$	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{24}$
ψ	0,2733	0,3370	0,3517

α_1 et α_2 désignant par ailleurs les coefficients théoriques suivants :

$$\alpha_1 = \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}}\left(1 + \frac{1}{m_2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\right) \qquad \alpha_2 = \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}\left(1 + \frac{1}{m_1}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\right)$$

En effectuant les calculs avec $m_1 = m_2 = 6$, on arrive au tableau suivant :

$\frac{B_1}{B_2}$	3	2	1	1/2	1/3
α_1	1,696	1,469	1,167	0,940	0,833
α_2	0,833	0,940	1,167	1,469	1,696

On peut conclure de ce tableau que si, par exemple, la rigidité de flexion B_1 est égale à la moitié de B_2 la valeur du coefficient numérique correspondant à M_1 se trouve réduite d'environ 20 %, tandis que celle du coefficient qui correspond à M_2 est augmentée d'environ 26 %. L'influence de l'inégalité des rigidités de flexion devient déjà si nettement importante qu'il ne serait plus possible, même pour les besoins de la pratique, de traiter la dalle comme isotrope.

De tels calculs montrent toujours que les deux moments fléchissants s'adaptent dans une certaine mesure aux rigidités de flexion.

Participant à la discussion.
Diskussionsteilnehmer.
Participant in the discussion.

R. MAILLART,
Genève.

Afin de soulager les sommiers que l'on jugeait indispensables au commencement du siècle, on imagina entre autres d'en multiplier le nombre en les disposant, non seulement dans les deux sens principaux, mais aussi dans celui des diagonales (Fig. 1). Très onéreux au point de vue coffrage, ce genre de

construction n'a pas duré, mais la même idée est certainement à l'origine de la construction américaine des dalles-champignons. En exagérant la largeur des poutres au profit d'une réduction de leur hauteur, les espaces triangulaires compris entre ces poutres finissent par disparaître. La dalle qui en résulte est

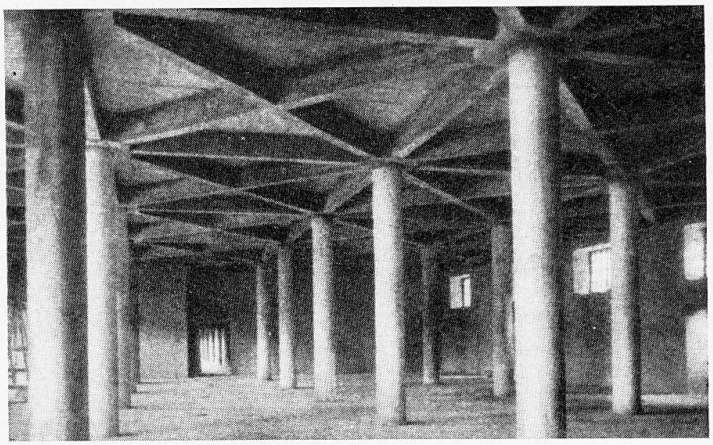


Fig. 1.

formée de tranches orientées et armées dans les quatre directions principales (Fig. 2). Ce système n'a été connu en Europe qu'après la parution, en 1909, de l'ouvrage de Turner : « Concrete Steel Construction ».

Par l'emploi de plaques de grande portée, toujours préférable au système

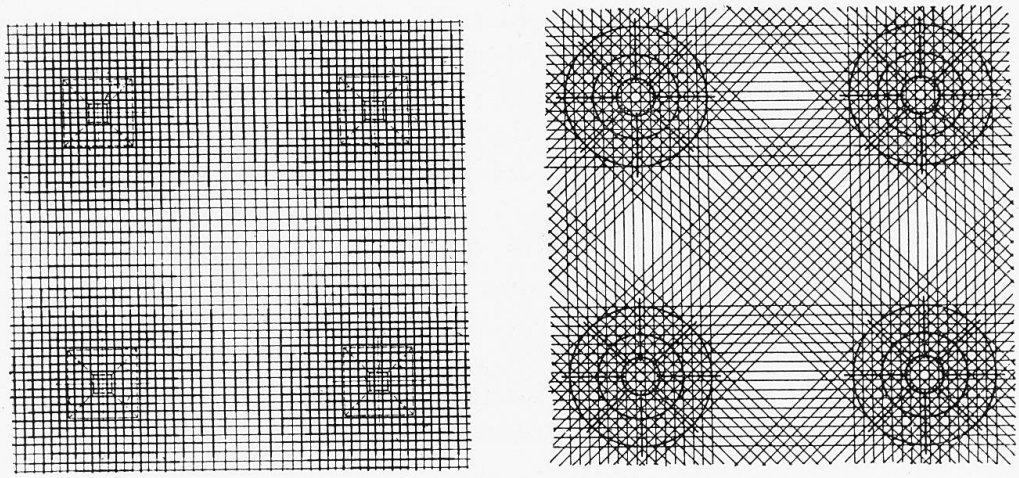


Fig. 2.

des nervures multiples, je fus conduit à la conclusion que la dalle en béton armé pouvait et devait être considérée elle-même comme un élément constructif, contrairement aux théories habituelles, copiées de la construction en bois ou en fer, et traitant la dalle comme une juxtaposition d'éléments en forme de poutres. Dès lors, l'emploi d'une dalle placée directement sur des colonnes sans l'intermédiaire de poutres pouvait donner des résultats intéressants.

J'admis à priori que deux directions d'armatures devaient suffire pour supporter les fléchissements en tous sens, puisqu'il est possible d'armer obliquement

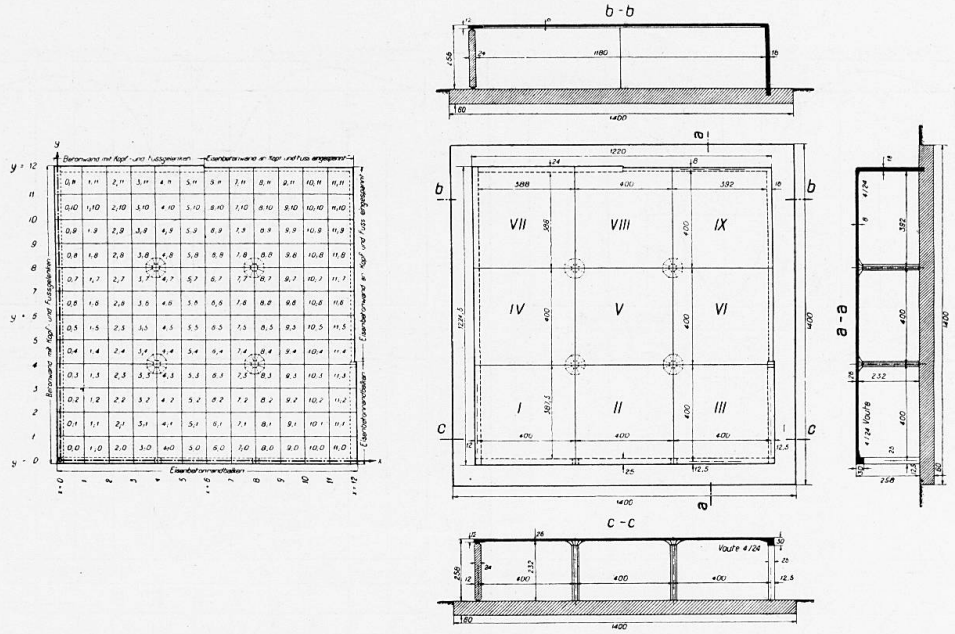


Fig. 3. —Mur de béton avec articulations en tête et en pied = Betonwand mit Kopf- und Fussgelenken = Concrete wall with joints at top and bottom.
Mur de béton armé avec encastrement en tête et en pied = Eisenbetonwand an Kopf und Fuss eingespannt = Reinforced concrete wall fixed at top and bottom.
Poutre d'angle en béton armé = Eisenbetonrandbalken = Reinforced concrete angle beam.

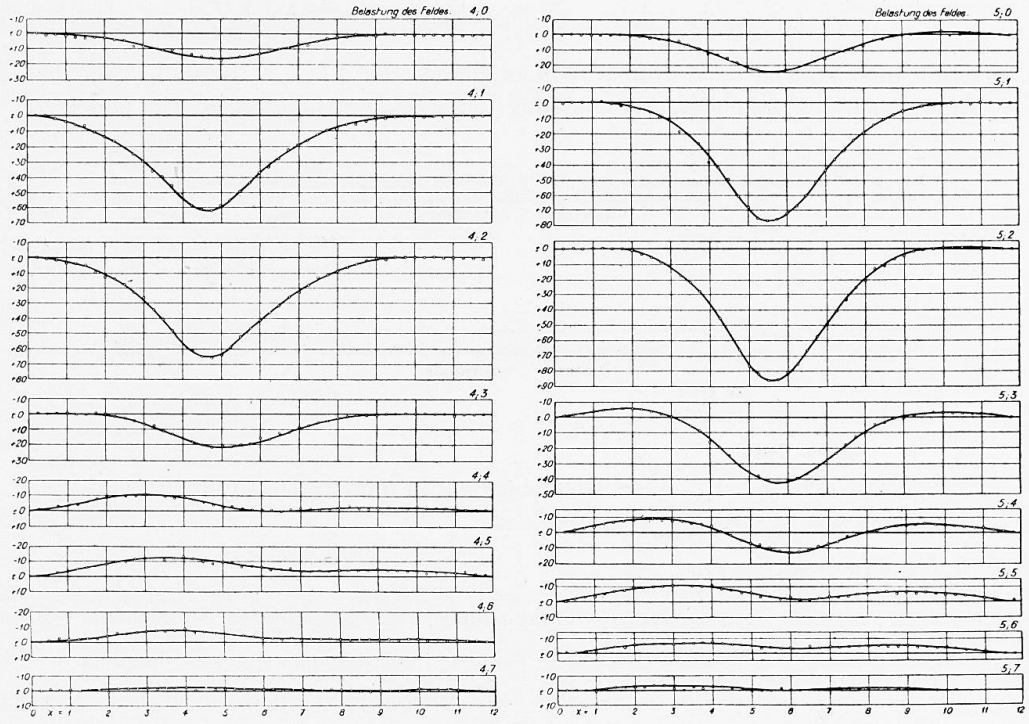


Fig. 4. — Charge sur le panneau = Belastung des Feldes = Loading of the panel.

une dalle portant sur deux appuis parallèles, en utilisant le métal déployé, par exemple. Cette conception, qui supprime la nécessité de faire courir les arma-

tures d'une tête de pilier à l'autre, constitue la différence fondamentale entre ce système et celui qui est préconisé en Amérique.

Dans le seul but de pouvoir juger de la tenue générale d'une telle construc-

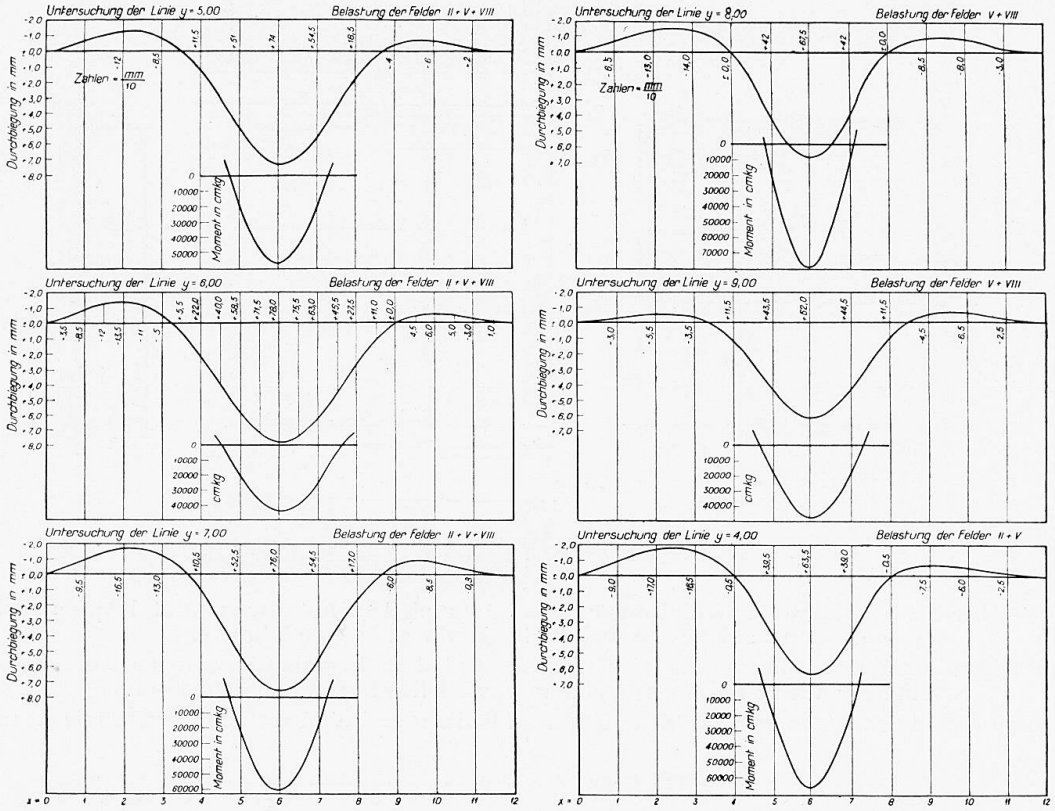


Fig. 5. — Étude de la courbe de flexion = Untersuchung der Linie = Investigation of the lines. Charge sur les panneaux = Belastung der Felder = Loading of the panels.

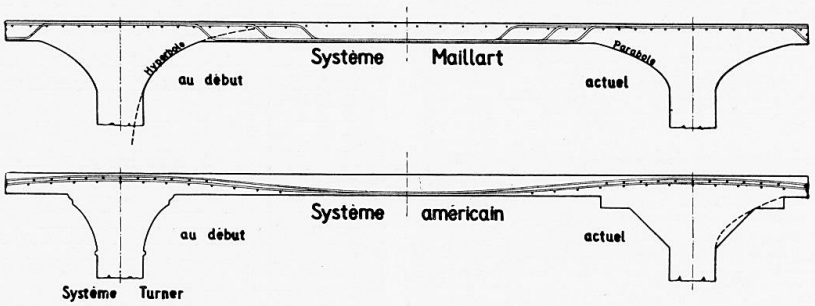


Fig. 6. — Flèche en mm. = Durchbiegung in mm. = Deflection in mm.

Suite de la légende de la fig. 7.

Sens l_1 — Richtung l_1 — Direction l_1 ; d^s l'axe colonne — in Säulenaxe — in column axis ; au quart — im Viertel — at a quarter ; au milieu — in der Mitte — in the middle ; Panneau intérieur — Innenfeld — Inner panel Panneau extérieur — Aussenfeld — outer panel.

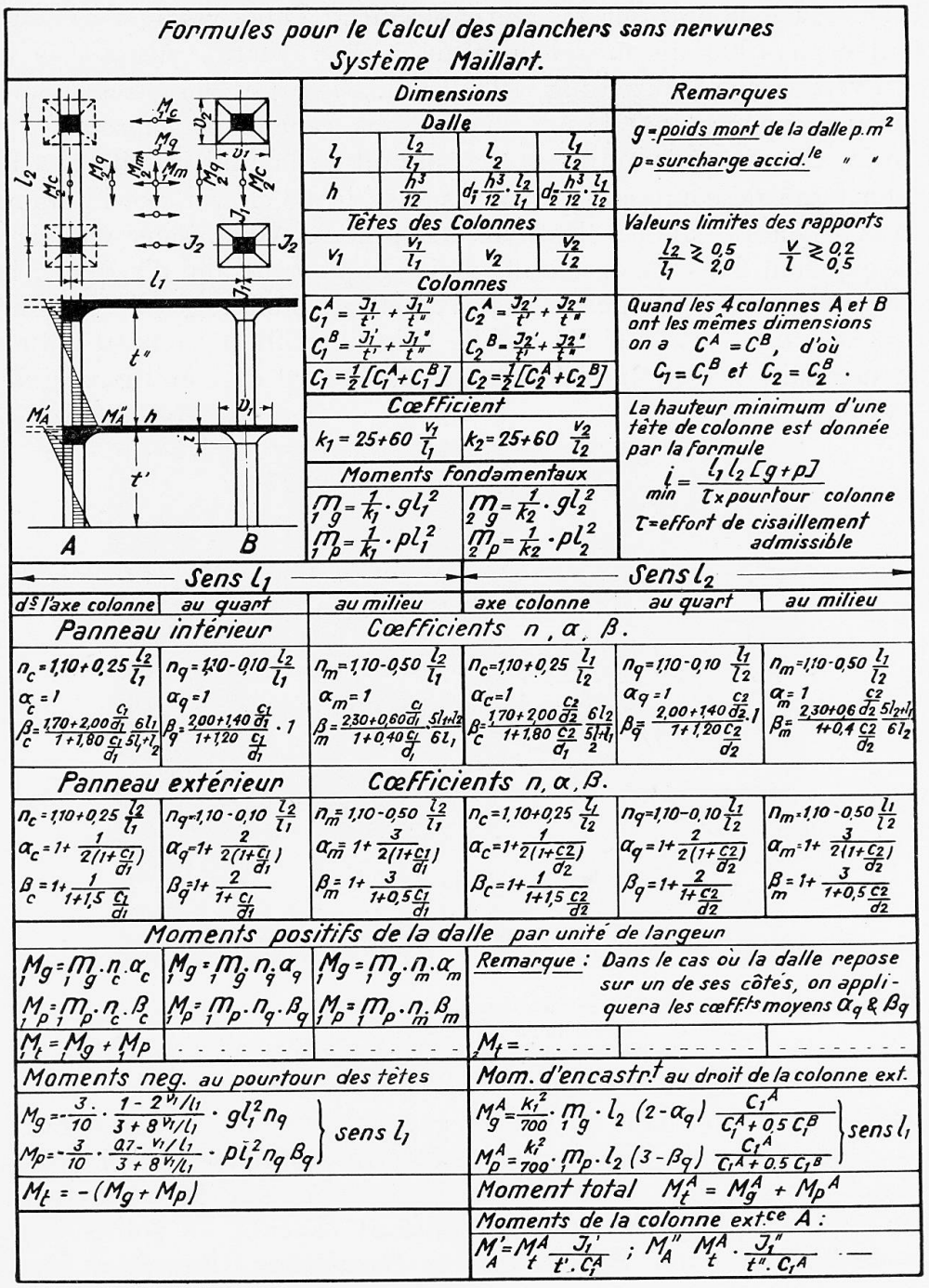
Moments positifs de la dalle par unité de largeur — Positive Plattenmomente pro Breiteneinheit — Positive moments of the slab per unit width.

Remarque : Dans le cas où la dalle repose sur un de ses côtés, on appliquera les coefficients moyens α_q et β_q — Bemerkung : Falls die Platte auf einer ihrer Seiten auflagert, wird mand die mittleren Koeffizienten α_q und β_q anwenden — Remark ; If the slab rests on one of its sides, the mean coefficients α_q and β_q are used

Moments neg. au pourtour des têtes — Neg. Momente am Umfang der Säulenköpfe — Negative moments at the periphery of the heads of columns.

Moment d'encastrement au droit de la colonne extérieure — Einspann-Moment an der Aussensäule — Fixing moment to the right of the outer column.

Moments de la colonne extérieure A — Moment der äussern Säule A — Moments of the outer column A.



Formules pour le Calcul des planchers sans nervures
Système Maillart.

Dimensions

Dalle

l_1	$\frac{l_2}{l_1}$	l_2	$\frac{l_1}{l_2}$
h	$\frac{h^3}{12}$	$d_1 \frac{h^3}{12} \cdot \frac{l_2}{l_1}$	$d_2 \frac{h^3}{12} \cdot \frac{l_1}{l_2}$

Têtes des Colonnes

v_1	$\frac{v_1}{l_1}$	v_2	$\frac{v_2}{l_2}$

Colonnes

$C_1^A = \frac{J_1}{t'} + \frac{J_1''}{t''}$ $\quad C_2^A = \frac{J_2'}{t'} + \frac{J_2''}{t''}$

$C_1^B = \frac{J_1'}{t'} + \frac{J_1''}{t''}$ $\quad C_2^B = \frac{J_2'}{t'} + \frac{J_2''}{t''}$

$C_1 = \frac{1}{2}[C_1^A + C_1^B]$ $\quad C_2 = \frac{1}{2}[C_2^A + C_2^B]$

Cœfficient

$k_1 = 25+60 \frac{v_1}{l_1}$ $\quad k_2 = 25+60 \frac{v_2}{l_2}$

Moments fondamentaux

$m_1 g = \frac{1}{k_1} \cdot g l_1^2$ $\quad m_2 g = \frac{1}{k_2} \cdot g l_2^2$

$m_1 p = \frac{1}{k_1} \cdot p l_1^2$ $\quad m_2 p = \frac{1}{k_2} \cdot p l_2^2$

Remarques

g = poids mort de la dalle p. m²

p = surcharge accid.le " "

Valeurs limites des rapports

$\frac{l_2}{l_1} \gtrless \frac{0,5}{2,0}$ $\qquad \frac{v}{l} \gtrless \frac{0,2}{0,5}$

Quand les 4 colonnes A et B ont les mêmes dimensions on a $C^A = C^B$, d'où $C_1 = C_1^B$ et $C_2 = C_2^B$.

La hauteur minimum d'une tête de colonne est donnée par la formule

$$i_{min} = \frac{l_1 l_2 [g+p]}{\tau \times \text{pourtour colonne}}$$

τ = effort de cisaillement admissible

Sens l_1

d.s l'axe colonne	au quart	au milieu
Panneau intérieur	**Cœfficients n, α, β.**	
$n_c = 1,10+0,25 \frac{l_2}{l_1}$	$n_q = 1,10-0,10 \frac{l_2}{l_1}$	$n_m = 1,10-0,50 \frac{l_2}{l_1}$
$\alpha_c = 1$	$\alpha_q = 1$	$\alpha_m = 1$
$\beta_c = \frac{1,70+2,00 \frac{c_1}{d_1}}{1+1,80 \frac{c_1}{d_1}} \frac{6 l_1}{5 l_1 + l_2}$	$\beta_q = \frac{2,00+1,40 \frac{c_1}{d_1}}{1+1,20 \frac{c_1}{d_1}} \cdot 1$	$\beta_m = \frac{2,30+0,60 \frac{c_1}{d_1}}{1+0,40 \frac{c_1}{d_1}} \frac{5 l_1 + l_2}{6 l_1}$
Panneau extérieur	**Cœfficients n, α, β.**	
$n_c = 1,10+0,25 \frac{l_2}{l_1}$	$n_q = 1,10-0,10 \frac{l_2}{l_1}$	$n_m = 1,10-0,50 \frac{l_2}{l_1}$
$\alpha_c = 1+\frac{1}{2(1+\frac{c_1}{d_1})}$	$\alpha_q = 1+\frac{2}{2(1+\frac{c_1}{d_1})}$	$\alpha_m = 1+\frac{3}{2(1+\frac{c_1}{d_1})}$
$\beta_c = 1+\frac{1}{1+1,5 \frac{c_1}{d_1}}$	$\beta_q = 1+\frac{2}{1+\frac{c_1}{d_1}}$	$\beta_m = 1+\frac{3}{1+0,5 \frac{c_1}{d_1}}$

Sens l_2

axe colonne	au quart	au milieu
Panneau intérieur	**Cœfficients n, α, β.**	
$n_c = 1,10+0,25 \frac{l_1}{l_2}$	$n_q = 1,10-0,10 \frac{l_1}{l_2}$	$n_m = 1,10-0,50 \frac{l_1}{l_2}$
$\alpha_c = 1$	$\alpha_q = 1 \quad \frac{c_2}{d_2} \cdot 1$	$\alpha_m = 1 \quad \frac{c_2}{d_2}$
$\beta_c = \frac{1,70+2,00 \frac{c_2}{d_2}}{1+1,80 \frac{c_2}{d_2}} \frac{6 l_2}{5 l_1 + l_2}$	$\beta_q = \frac{2,00+1,40 \frac{c_2}{d_2} \cdot 1}{1+1,20 \frac{c_2}{d_2}}$	$\beta_m = \frac{2,30+0,6 \frac{c_2}{d_2}}{1+0,4 \frac{c_2}{d_2}} \frac{5 l_2 + l_1}{6 l_2}$
Panneau extérieur	**Cœfficients n, α, β.**	
$n_c = 1,10+0,25 \frac{l_1}{l_2}$	$n_q = 1,10-0,10 \frac{l_1}{l_2}$	$n_m = 1,10-0,50 \frac{l_1}{l_2}$
$\alpha_c = 1+\frac{1}{2(1+\frac{c_2}{d_2})}$	$\alpha_q = 1+\frac{2}{2(1+\frac{c_2}{d_2})}$	$\alpha_m = 1+\frac{3}{2(1+\frac{c_2}{d_2})}$
$\beta_c = 1+\frac{1}{1+1,5 \frac{c_2}{d_2}}$	$\beta_q = 1+\frac{2}{1+\frac{c_2}{d_2}}$	$\beta_m = 1+\frac{3}{1+0,5 \frac{c_2}{d_2}}$

Moments positifs de la dalle par unité de largeur

$M_g = m_1 g \cdot n_c \cdot \alpha_c$	$M_g = m_1 g \cdot n_q \cdot \alpha_q$	$M_g = m_1 g \cdot n_m \cdot \alpha_m$
$M_p = m_1 p \cdot n_c \cdot \beta_c$	$M_p = m_1 p \cdot n_q \cdot \beta_q$	$M_p = m_1 p \cdot n_m \cdot \beta_m$
$M_t = M_g + M_p$	. . . . .	. . . . .

Remarque : Dans le cas où la dalle repose sur un de ses côtés, on appliquera les cœff.ts moyens α_q & β_q

$M_t =$ . . . . . | . . . . . | . . . . .

Moments neg. au pourtour des têtes — sens l_1

$$M_g = -\frac{3}{10} \cdot \frac{1-2\frac{v_1}{l_1}}{3+8\frac{v_1}{l_1}} \cdot g l_1^2 n_q$$

$$M_p = -\frac{3}{10} \cdot \frac{a_1 - \frac{v_1}{l_1}}{3+8\frac{v_1}{l_1}} \cdot p l_1^2 n_q \beta_q$$

$M_t = -(M_g + M_p)$

Mom. d'encastr.t au droit de la colonne ext. — sens l_1

$$M_g^A = \frac{k_1^2}{700} \cdot m_1 g \cdot l_2 (2-\alpha_q) \frac{C_1^A}{C_1^A + 0,5 C_1^B}$$

$$M_p^A = \frac{k_1^2}{700} \cdot m_1 p \cdot l_2 (3-\beta_q) \frac{C_1^A}{C_1^A + 0,5 C_1^B}$$

Moment total $M_t^A = M_g^A + M_p^A$

Moments de la colonne ext.ce A :

$M_A' = M_t^A \frac{J_1'}{t' \cdot C_1^A}$; $M_A'' = M_t^A \cdot \frac{J_1''}{t'' \cdot C_1^A}$.—

Fig. 7. — Formules pour le calcul des planchers sans nervures. Système Maillart = Formeln zur Berechnung der unterzugslosen Decken, System Maillart = Formulae for calculating floors without ribs, Maillart system.

Dimensions — Abmessungen — Dimensions ; Remarques — Bemerkungen — Remarks ; Dalle — Platte — Slab ; Tête des Colonnes — Säulenköpfe — Heads of columns ; Colonnes — Säulen — Columns ; Moments fondamentaux — Fundamentalmomente — Fundamental moments ;
g = Poids mort de la dalle par m² — Ständige Last der Platte pro m² — Dead weight of slab per m².
p = Surcharge accidentelle — Zufällige Last — Chance load.
Valeurs limites des rapports — Grenzwerte der Verhältnisse — Limit values of the ratios.
Quand les 4 colonnes A et B ont les mêmes dimensions on a = Wenn die 4 Säulen A and B die gleichen Abmessungen haben, ist = When the 4 columns A and B have the same dimensions we have
La hauteur minimum d'une tête de colonne est donnée par la formule — Die minimale Säulen-Kopfhöhe ist durch die Formel gegeben — The minimum height of the head of a column is given by the formula.
Pourtour colonne — Säulenumfang — Periphery of column.
Effort de cisaillement admissible — Zulässige Scherspannung — Admissible shearing stress,

Voir suite de la légende page 200.

tion et de sa valeur pratique, et afin d'établir si l'idée valait d'être suivie, je fis exécuter en 1908 un modèle destiné à être chargé jusqu'à la rupture [voir Schweizerische Bauzeitung, 1926, Vol. 87, page 263]. Cet essai initial m'encouragea à poursuivre le problème, sans cependant chercher à établir une théorie, en raison des difficultés résultant de la multiplicité des facteurs entrant en ligne de compte et parmi lesquels je ne citerai que l'influence des chapiteaux et la résistance élastique des piliers. Ainsi, sans vouloir approfondir la question dans son ensemble, mais simplement afin d'acquérir les connaissances nécessaires à la garantie de la sécurité d'ouvrages de ce genre, une nouvelle construction d'essai fut établie (Fig. 3). Elle permettait l'étude d'un panneau normal ainsi que de huit panneaux de rive de conditions différentes

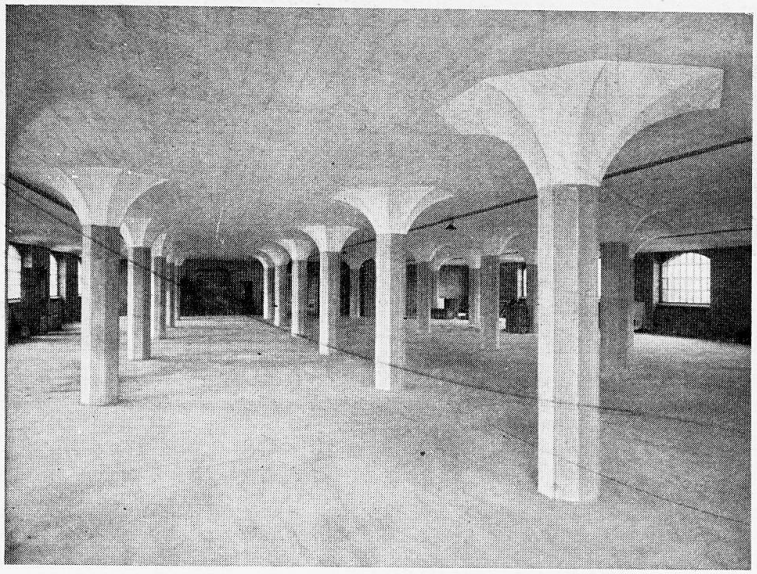


Fig. 8. — Magasin Zurich-Giesshübel.
Lagerhaus Zürich-Giesshübel.
Storehouse, Zurich-Giesshübel.

d'appui : libre, encastré dans un mur ou reposant sur des poutres de rive sur colonnes. Une charge de 1000 kg. pouvait être appliquée en 144 points de la superficie et les inflexions mesurées successivement sur 46 lignes parallèles, à 0,25 m. les unes des autres et comportant chacune 46 points de mesure distants de 0,25 m. (voir Schweizerische Bauzeitung, Fig. 3 et 4). L'essai complet comportait donc environ trois mille déplacements de la charge, donnant autant de lignes d'inflexion dans chaque sens principal. En voici un spécimen (Fig. 4).

Des mesures semblables furent effectuées sur deux poutres-témoins, d'épaisseur et d'armature identiques à celles de la dalle, appuyées librement et bétonnées le même jour. La comparaison de l'intensité des courbures permit ainsi de juger de la fatigue de la dalle. Pour déterminer la fatigue maximum ou minimum en un point quelconque, on n'eut qu'à superposer les résultats de même sens de courbure. Il fut également facile de délimiter les zones nécessitant une armature près de la face supérieure ou inférieure, ou encore près des deux simultanément. La superposition correspondant à la charge

totale de quelques panneaux donne une bonne conception d'ensemble (Fig. 5).

La forme des chapiteaux fut tout d'abord déterminée uniquement dans le but d'éliminer les risques de cisaillement. Afin d'opposer une résistance uniforme aux efforts de cisaillement, le contour devait être une hyperbole, l'une des asymptotes étant dans le plan supérieur de la dalle, l'autre coïncidant avec l'axe de la colonne (Fig. 6). Cependant on reconnut par la suite l'efficacité d'un élargissement des chapiteaux pour diminuer les efforts dans la dalle, et on adopta, tout en conservant l'hyperbole comme minimum, une courbe plus plate, sensiblement parabolique.

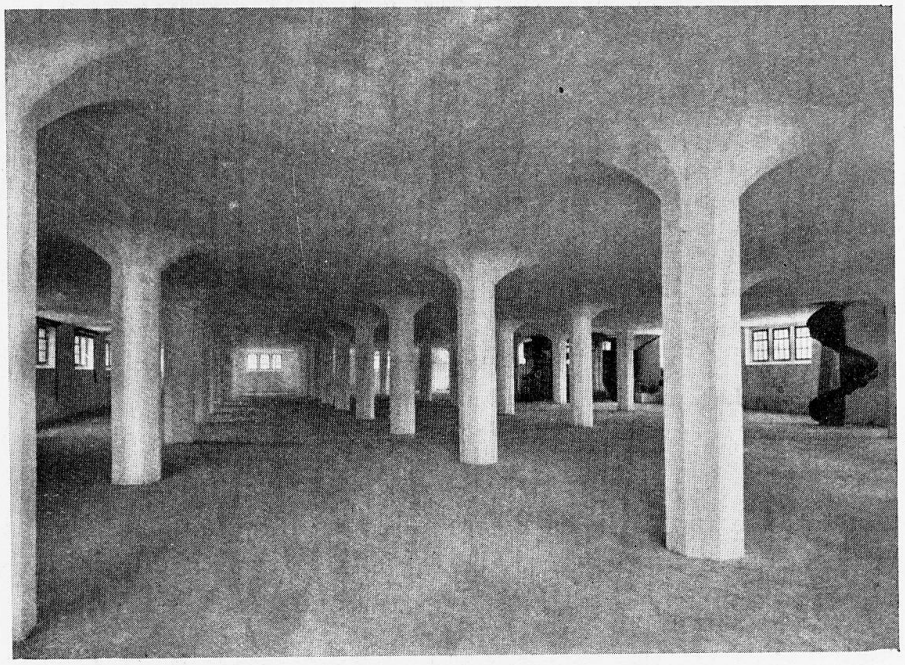


Fig. 9 — Dépôt à grains fédéral à Altdorf = Eidg. Getreidelager, Altdorf.
Federal Grain Stores, Altdorf.

Les armatures furent nettement coudées, afin de les faire travailler au maximum et aux endroits déterminés par les essais et l'expérience.

Le système Turner emploie des chapiteaux à pente plus raide. Les armatures ne comportent aucune courbure prononcée. Pour ces raisons et du fait qu'il existe quatre couches d'aciers sur les colonnes, les éléments inférieurs étant passablement éloignés de la face supérieure, l'armature est nécessairement d'un rendement restreint. D'autre part l'angle vif entre le chapiteau et la dalle provoque des fatigues locales importantes, qui, la position trop basse des armatures aidant, laissent craindre la fissuration au pourtour des chapiteaux. Pour parer à cet inconvénient, les constructeurs américains ont été amenés à intercaler une dalle, disposition qui a également pris pied en Europe.

La silhouette ainsi obtenue est suffisante lorsqu'elle circonscrit la silhouette continue et certes plus rationnelle. Mieux vaudrait donc l'adopter franchement puisqu'elle simplifie le coffrage, supprime du béton inutile et les angles vifs rentrants, toujours indésirables dans une construction en béton, en

raison des fatigues locales qu'ils provoquent. On s'étonnerait certainement de rencontrer pareille silhouette près des appuis d'une poutre, le cas est cependant identique !

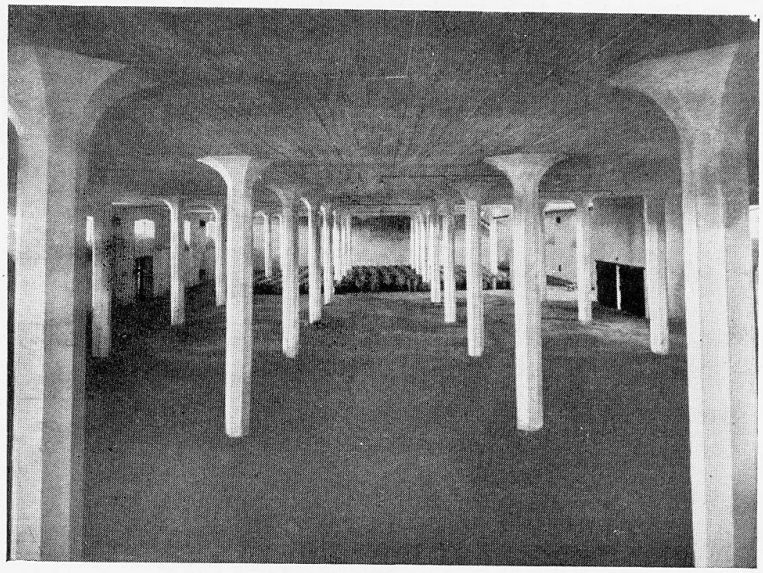


Fig. 10. — Magasin à Pétersbourg, construit en 1912. Entre-sol.
Charge accidentelle, 1.100 kg/m².
Lagerhaus in Petersburg. Erbaut im Jahre 1912.
Zwischengeschoss, Nutzlast 1100 kg/m².
Storehouse in Petrograd. Built in 1912.

Le système que je viens de décrire a eu des applications multiples dans différents pays d'Europe, suivies en Suisse d'essais de charge minutieux, qui ont permis d'élargir l'expérience et d'améliorer la construction.

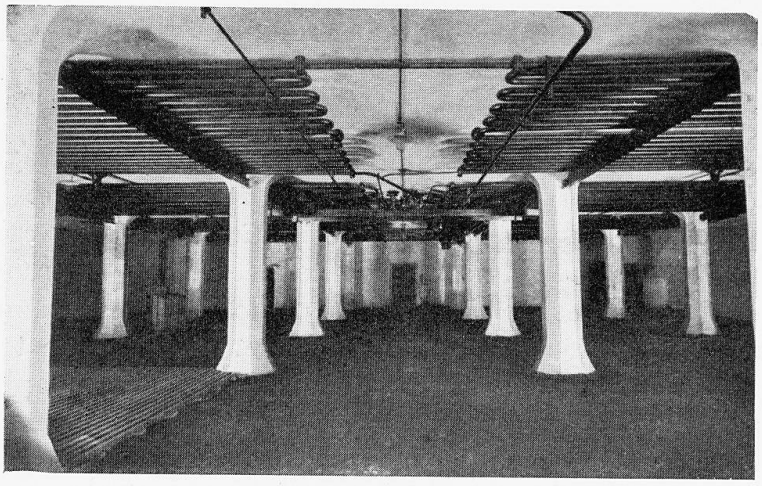


Fig. 11. — Frigorifique Gerhard & Hey, à Pétrograd.
Kühlhaus Gerhard und Hey, in Petersburg.
Cold Stores, Gerhard and Hey, Petrograd.

Un tableau a été établi pour le calcul pratique (Fig. 7). On y remarque les coefficients suivants :

k dépend de la largeur des chapiteaux.
n dépend du rapport des portées et de la situation de la section considérée.

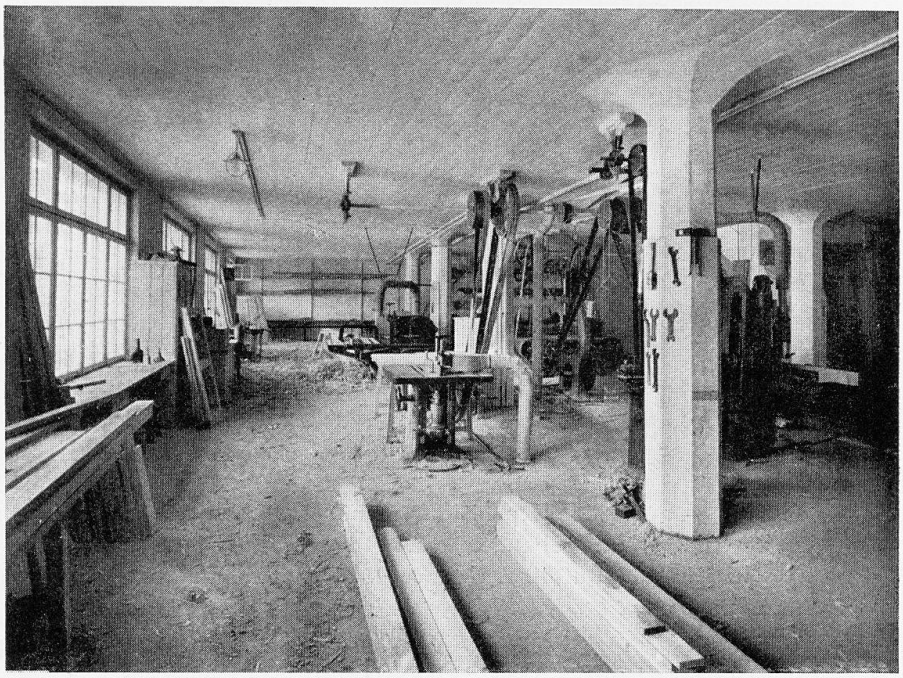


Fig. 12. — Menuiserie, Frehner, Herisau = Schreinerei Frehner, Herisau.
Carpenter's Shop, E. Frehner, Herisau.

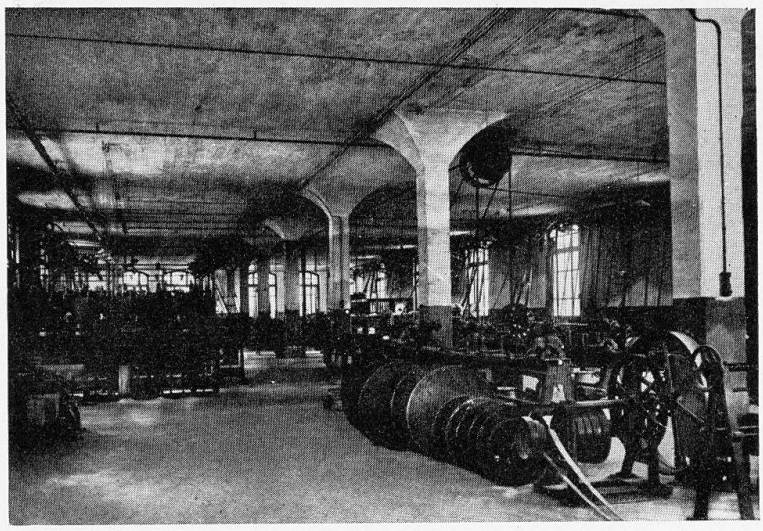


Fig. 13. — Fabrique de câbles. Pirelli y Cia. Villanueva y Geltru, 1914.
Kabelfabrik, 1914. Pirelli y Cia. Villanueva y Geltru.
Electric Cable Works, 1914. Pirelli y Cia. Villanueva y Geltru.

α tient compte des conditions d'appui des travées extérieures.
β détermine l'influence des charges mobiles et dépend des conditions élastiques de la dalle et des colonnes.

La première exécution importante d'après ce système est celle d'un entrepôt à Zürich en 1910 (Fig. 8). On y remarque la silhouette hyperbolique des chapiteaux.

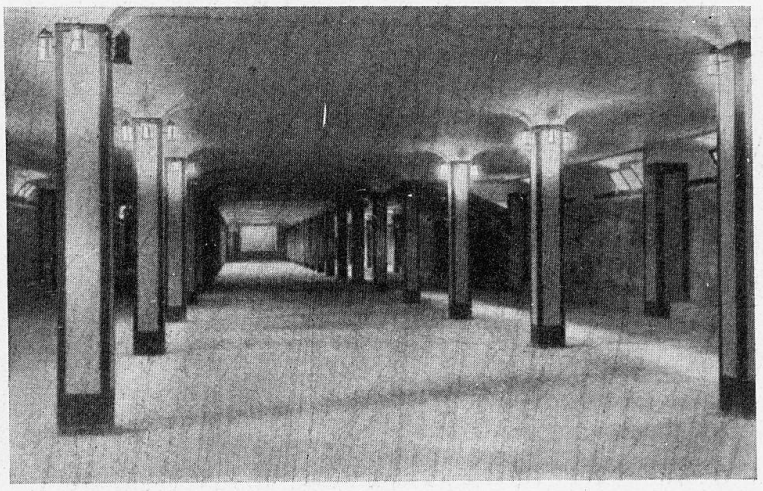


Fig. 14. — Palais des Expositions, Genève, 1926. Sous-sol.
Ausstellungsgebäude Genf. Untergeschoss.
Exhibition Building, Geneva, 1926. Basement.

(Fig. 9) Une construction semblable, entrepôt de céréales pour le Gouvernement suisse, exécutée en 1912.

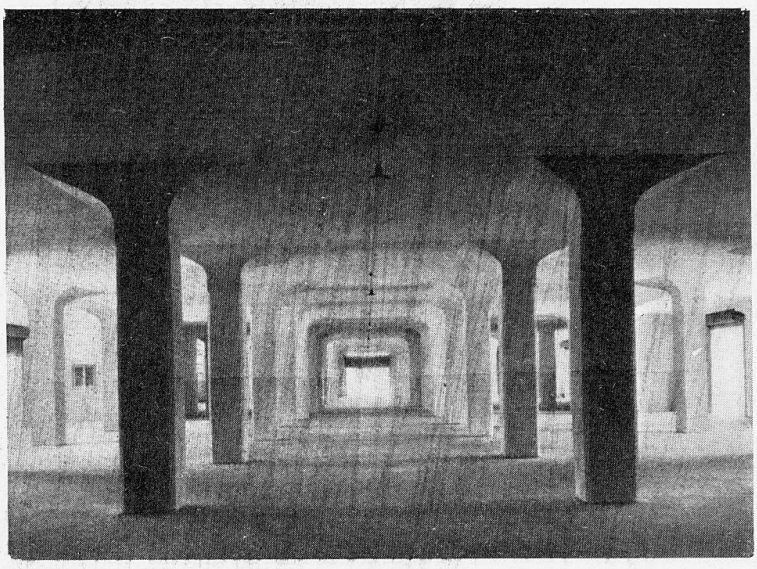


Fig. 15. — Magasins généraux, Chiasso, 1923/25.
Lagerhaus Chiasso, 1923/25.
General Stores, Chiasso, 1923/25.

(Fig. 10) Entrepôt à Pétrograd en 1912.

(Fig. 11) Local frigorifique dans le même bâtiment. La plaque de fondation est du même système.

(Fig. 12) Usine démontrant la facilité de fixation des transmissions et de passage des canalisations.

(Fig. 13) Encore une construction à chapiteaux hyperboliques : Usine de la maison Pirelli en Espagne.



Fig. 16. — Bâtiment des Postes « Sihlpost », Zurich. Sous-sol.
Postgebäude an der Sihl, Zürich Erdgeschoss.
Sihl Postal Service Building, Zurich. Basement.

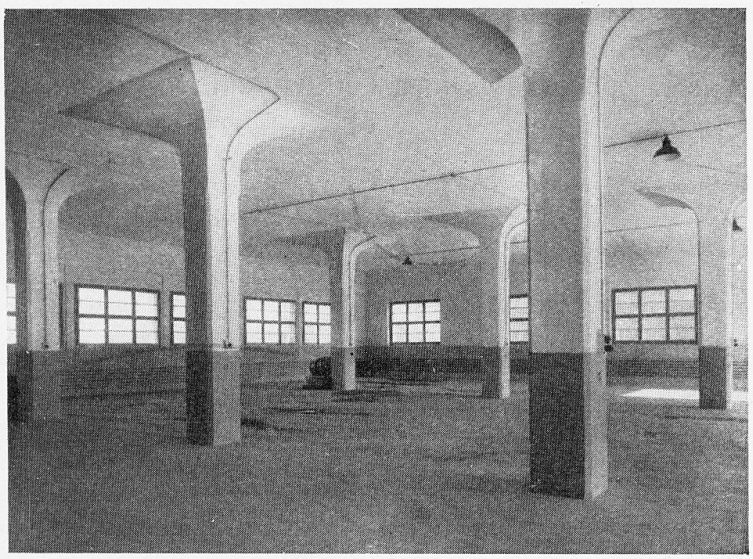


Fig. 17. — Installation pour la combustion des ordures ménagères. Bâtiment de service, garage. Surcharge utile, 1000 kg/m².
Kehrichtverbrennungs-Anstalt Dienstgebäude; Garage, Nutzlast 1000 kg/m².
Refuse Destruction Plant Service Building; Garage. Permissible loading 1000 kg/m².

(Fig. 14) Le sous-sol du Palais des Expositions à Genève. Décoration et illumination en vue d'utiliser ce local comme restaurant.

(Fig. 15) Construction plus moderne avec chapiteaux élancés : Entrepôts à Chiasso.

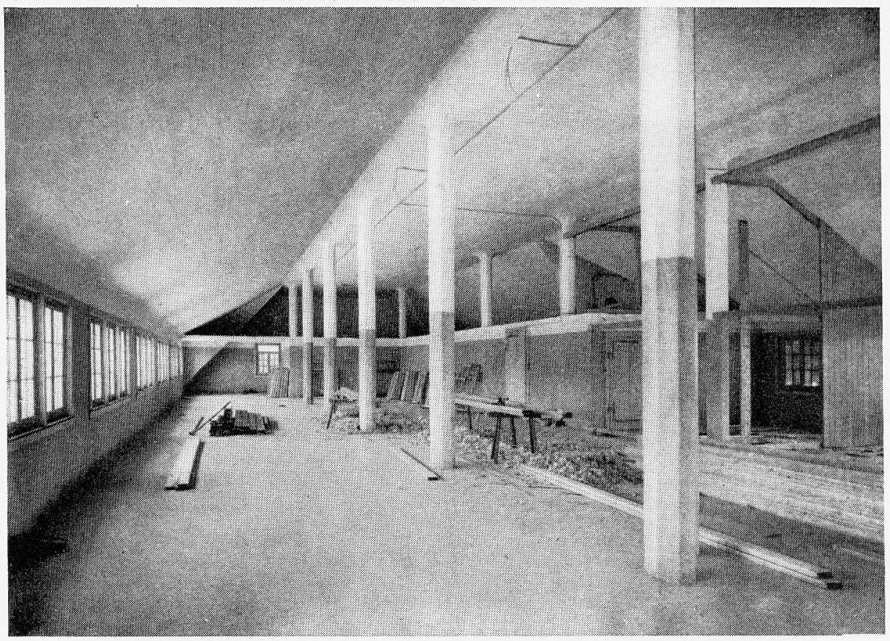


Fig. 18. — Nouveau bâtiment de la fabrique Felber et Cie. Wädenswil.
Fabrikneubau Felber und Co., Wädenswil.
New Factory Building, Felber & Co., Wadenswil.

(Fig. (16) Nouvelle Poste à Zürich. Portées très inégales (5,00 et 10,00 m.) avec chapiteaux asymétriques.

(Fig. 17) Garage à Zürich, portée 10,00 m. pour 1000 kg/m² de surcharge.

(Fig. 18) Une dalle épousant la forme d'une toiture inclinée.

II 4

PAROIS ET VOÛTES MINCES EN BÉTON ARMÉ.
SCHEIBEN UND SCHALEN IM EISENBETONBAU.
SLABS AND STRUCTURES WITH THIN PARTITIONS.

Dr. Ing. **Wilhelm PETRY**,
Geschäftsführendes Vorstandsmitglied des Deutschen Beton-Vereins,
Oberkassel-Siegkreis.

Voir aussi « Publication Préliminaire », p. 267. — *Siehe auch « Vorbericht », S. 267.* — See also « Preliminary Publication », p. 267.

Es handelt sich um räumliche Tragwerke, bei denen die Lastübertragung im wesentlichen nur durch Dehnungskräfte bewirkt wird, während die Biegungspannungen kaum eine Rolle spielen. Solche Flächentragwerke können aus ebenen Scheiben oder aus gekrümmten Schalen bestehen.

Das Wesentliche bei den Scheiben ist die Beanspruchung in der Scheibenebene. Hier tritt das Problem der tragenden Wand auf, d. h. eines Trägers, dessen Höhe im Verhältnis zur Spannweite gross ist.

Im Jahre 1923 veröffentlichte Dr. Bleich eine Arbeit im « Bauingenieur », die die Unterlagen für die Berechnung von durchlaufenden wandartigen Trägern enthält. Auf dem Wiener Kongress 1928 teilte Dr. Craemer die Ergebnisse einer statischen Untersuchung eines hohen wandartigen Trägers mit, der sich bei feldweise wechselnder Belastung über unendlich viele Felderreihen erstreckt. In der Aussprache erhob Professor Bortsch Bedenken gegen den von Dr. Craemer vorgetragenen Rechnungsgang und dessen Ergebnisse, da er bei seinen Berechnungen zu anderen Ergebnissen gelangt war.

Im Jahre 1927 untersuchten Prof. Dr. Kármán und F. R. Seewald das gleiche Problem mit Hilfe von Einflusslinien. Die Spannungen ergaben sich als Summe einerseits der Biegungsspannungen nach dem Navierschen Biegungsgesetz und andererseits der Spannungen, die sich aus der Einführung der Säulenlast in der Scheibe ergeben.

Das noch ungelöste Problem einer rechteckigen Scheibe, die als frei aufliegender Träger zwischen zwei Stützen wirkt, behandelte mit einem Näherungsverfahren Dr.-Ing. Bay 1930/31. Er fand, dass bei der freiaufliegenden Wand nur ein quadratisch begrenzter Teil über der Unterkante der Wand bei der Aufnahme der Biegungs-und Schubspannungen mitwirkt.

Vergleicht man dieses von Dr. Bay entwickelte Bewehrungsbild für mehrfeldrige Silowände (Abb. 1) mit der vor mehr als zwanzig Jahren ausgeführten Bewehrung der Trägerwände und der angehängten Trichter eines Zementsilos in Hagendingen (Abb. 2), so kann man eine weitgehende Uebereinstimmung feststellen. Gesundes konstruktives Gefühl hat dort den richtigen Weg gewiesen. Zur Ermittlung der Eiseneinlagen wurde ein geschätzter Teil der Wandhöhe als Träger berechnet und in diesen auch die Aufhängeeisen für die Trichter hineingeführt.

Ein Flächentragwerk entsteht, wenn man zwei oder mehrere Scheiben in den Längskanten miteinander verbindet. Das Wesentliche ist dabei die systematische Ausnutzung der Trägerwirkung aller Wandflächen unter Berücksichtigung ihrer gegenseitigen Verbindung, also der Zusammenhang der Wände und ihr Zusammenwirken.

Die Theorie dieser Flächentragwerke wurde, unabhängig voneinander und mit etwa gleichen Ergebnissen, von Dr. Ing. Craemer und von Dipl. Ing. Ehlers aufgestellt. Gewisse Meinungsverschiedenheiten sind noch vorhanden. Allein mit Hilfe von theoretischen Untersuchungen, die ein homogenes Material voraussetzen, wird das Problem wohl kaum zu lösen sein, sondern es werden Versuche hinzukommen müssen.

Im Bunkerbau wird die fortschreitende Entwicklung gut gekennzeichnet durch die Gegenüberstellung dieser Querschnitte ausgeführter Bauten. (Abb. 3).

Bunker A stammt aus dem Jahre 1915. Er enthält im Innern zur Aussteifung ein umfangreiches System von Rippen und Querträgern, ja sogar noch von Längsträgern, um wieder diese Rippen auszusteifen. Schwere Bodenträger sind vorhanden, auf denen die Last des gesamten Bunkerinhaltes ruht.

Beim Bunker B aus dem Jahre 1921 sind die Bodenträger verschwunden

und durch die schrägen Bodenflächen selbst ersetzt. Die senkrechten Wände sind aber auch hier noch für sich, also ohne Berücksichtigung des Zusammenhanges mit den schrägen Bodenflächen, betrachtet worden; dies zeigt sich äusserlich in den Verstärkungen am Fuss dieser Wände.

Bei dem Bunker C aus dem Jahre 1925 wird das gesamte Tragwerk in senkrechter und waagrechter Richtung ausschliesslich von den Wand- und Bodenflächen selbst gebildet, die unter Berücksichtigung ihrer gegenseitigen Verbindung als zusammenhängendes Flächentragwerk aufgefasst sind. Rippen oder Träger sind nicht vorhanden.

Abb. 4 zeigt den Entwurf eines Daches als Flächentragwerk von Dr. Craemer (« Faltwerk ») mit 30,00 × 24,00 m Spannweite. An seinen Enden ruht das Flächentragwerk auf Eisenbetonwänden.

Die grösste Ausführung dieser Art in Deutschland ist das Dach über dem Betriebsgebäude des Milchhofes in Nürnberg mit einem freien Raum von 24,00 × 24,00 und zum Teil 37,00 × 24,00 m Weite (Abb. 5). Zur Ueberdachung dieses Raumes wurden ebenflächige, waagerechte und schräge Wände so zusammengeschlossen, dass sie im gegenseitigen Zusammenwirken ihre Lasten auf wenige Punkte übertragen.

Sind die Flächen räumlicher Tragwerke nicht eben sondern gekrümmt, so sprechen wir von Schalen. Dr.-Ing. Dischinger hat in einer Arbeit « Eisenbetonschale als Raumträger » nachgewiesen, dass bei Schalenkuppeln mit runden Grundrissen (Rotationsschalen) grosse Säulenabstände dadurch erzielt werden können, dass Ring und Schale zwischen den Säulen als einheitlicher Raumträger zusammenarbeiten. Um diese Tragwirkung zu erreichen, ist es notwendig, die Schale am Kämpfer kräftig auszusteifen.

Ein Beispiel ist der Querschnitt einer Rotationskuppel von 75,00 m Spannweite (Abb. 6), die auf 6 Säulen mit einem Abstand von 40,00 m aufgelagert ist. Ausgesteift wird die Rotationsschale durch die horizontale Decke des breiten Umbaues.

In den letzten Jahren sind nach den Vorschlägen von Dr. Dischinger vielfach zylindrische, quer versteifte Schalendächer über rechteckigen Grundrissen und Vieleckskuppeln, die aus versteiften Zylinderschalen zusammengesetzt sind, erbaut worden.

Die Querschnittsform der Schalen ist heute meist ein ganz flaches Kreissegment mit hohen Randbalken (Abb. 7). Das schwierige Randproblem ist von Dr. Ing. Finsterwalder in einer Arbeit « Eisenbeton als Gestalter » gelöst worden.

Der kühnste Bau, der nach dem Schalensystem ausgeführt wurde, ist die Grossmarkthalle in Budapest (Abb. 8). Bei ihr besitzen die Tonnen eine Spannweite von 41,00 m bei einer Schalendicke von 0,06 m.

Den richtigen Eindruck vom Wesen dieser Dachform vermittelt erst ein Blick in das Innere des Bauwerkes (Abb. 9). Die Spannweite in der Wölbrichtung tritt vollkommen zurück gegenüber der Spannweite senkrecht zur Wölbrichtung. Nicht ein Gewölbestreifen bildet das Bauelement, sondern ein ganzer Zylinderabschnitt, dessen Ränder ausgesteift sind.

Durch Verschneidung solcher Tonnengewölbe und Aussteifung der Schnittgrate lassen sich Kuppeln über rechteckigen oder vieleckigen Grundrissen

herstellen. Die bekanntesten Bauten dieser Art sind die 76,00 m weit gespannten Kuppeln über der Grossmarkthalle in Leipzig mit 0,09 m Schalendicke und die 60,00 m weit gespannte Kuppel über der Grossmarkthalle in Basel mit 0,085 m Schalendicke (Abb. 10).

Infolge der Kuppelwirkung entstehen, ebenso wie bei einer Rotationsschale, Ringkräfte, durch die die Grate biegungsfrei gehalten werden. Zu dieser Kuppelwirkung tritt jedoch noch eine Trägerwirkung hinzu, denn die durch die Grate ausgesteiften zylindrischen Schalengewölbe wirken als grosse Raumträger zwischen den Graten und übertragen die Lasten der Dachfläche nach den Graten und durch diese nach den Ecksäulen. In dieser Vereinigung von Kuppel- und Trägerwirkung liegt der wesentliche Vorteil dieses Kuppelsystems gegenüber den bisherigen Rotationsschalen. Bei grossen Spannweiten kommen doppelt gekrümmte Schalen in Frage. Bei diesen spielen die Biegungsmomente nur noch eine ganz untergeordnete Rolle; die Dehnungskräfte werden wesentlich geringer und die Knicksicherheit erheblich grösser.

Eine derartige Kuppel mit quadratischem Grundriss (Abb. 11) steht als Modell in Wiesbaden-Biebrich. Die Kugelschale wird auf allen 4 Seiten durch vertikale Binderscheiben begrenzt. Die Binderscheiben wirken mit der Schale zusammen als ein einheitlicher grosser Raumträger, der die gesamten Lasten bei ganz geringen Dehnungsspannungen nach den 4 Eckpunkten abträgt. Die Grundfläche dieser Modellkuppel beträgt 7,30 × 7,30 m, die Schalendicke 0,015 m; sie ist am Uebergang zu den Bindern auf 0,025 m verstärkt. Die Schale ist durch ein 3 mm Maschennetz bewehrt, und an den Ecken sind Zulageeisen angeordnet. Bei der Probebelastung wurde diese nur 0,015 m starke Kuppel mit 300 kg/m² sowohl ganzseitig wie auch halbseitig belastet; ausser dem wurde ein Belastungsversuch mit 50 dicht beieinanderstehenden Menschen durchgeführt. Die Schale blieb dabei vollkommen rissefrei.

Dieses Kuppelsystem ist auch sehr geeignet für die Herstellung von Vieleckskuppeln (Abb. 12). Es lassen sich damit noch wesentlich grössere Säulenabstände erzielen, als mit den vorher genannten Vieleckskuppeln, die aus versteiften Zylinderschalen zusammengesetzt sind. Zusammenfassend kann man sagen, dass im Eisenbetonbau durch die bewusste Ausnutzung des streng genommen meist vorhandenen räumlichen Spannungszustandes im letzten Jahrzehnt gewaltige Fortschritte erzielt worden sind. Es liegt kein Anzeichen dafür vor, dass diese Entwicklung bereits abgeschlossen ist.

Traduction.

Il s'agit ici d'éléments portants spatiaux, dans lesquels les efforts de transmission des charges se manifestent principalement sous forme de contraintes d'allongement, les contraintes de flexion n'intervenant qu'à peine. Ces éléments peuvent être constitués soit par des parois planes, soit par des voûtes minces.

La considération la plus importante, dans les parois planes, est celle des contraintes se manifestant dans le plan de la paroi. C'est ici que se pose le problème de la « paroi portante », c'est-à-dire d'un élément dont la hauteur est considérable par rapport à la portée.

En 1923, le Dr Bleich publiait dans « Bauingenieur » une étude qui contenait

les bases du calcul des poutres continues à parois pleines. Au cours du Congrès de Vienne de 1928, le Dr Craemer a communiqué les résultats d'une étude statique sur une poutre à parois pleines de grande hauteur, cette poutre comportant un nombre infini de panneaux, avec des alternatives de charge sur les différents panneaux.

Au cours de la discussion, le professeur Bortsch a d'ailleurs élevé des objections contre le mode de calcul adopté par le Dr Craemer et contre les résultats ainsi obtenus, étant parvenu lui-même, par ses propres calculs, à des résultats différents.

En 1927, le professeur Dr Kármán et F.R. Seewald reprirent le même problème en faisant intervenir les lignes d'influence. Les contraintes étaient obtenues comme sommes, d'une part des efforts de flexion suivant la loi de la flexion de Navier, et, d'autre part, des efforts résultant de l'introduction des réactions dues aux appuis.

Le Dr Ing. Bay, en 1930-1931, a étudié, à l'aide d'une méthode approchée, le problème non encore résolu d'une paroi rectangulaire se comportant comme une poutre reposant librement entre deux appuis. Il a constaté que dans une paroi reposant librement sur deux appuis, seule, une portion limitée à un carré situé au-dessus de l'arête inférieure de cette paroi intervient pour supporter les contraintes de flexion et de cisaillement.

Si l'on compare le schéma du dispositif d'armature proposé par le Dr Bay pour les parois de silos à plusieurs panneaux (figure 1) avec les dispositions d'armatures adoptées depuis plus de vingt ans pour les parois portantes et les trémies suspendues d'un silo à ciment à Hagondage (figure 2), on peut constater une étroite correspondance. Dans ce dernier cas, le choix judicieux de la disposition a été guidé par un sens naturel exact de la construction. Pour la détermination des armatures, on a calculé comme poutre une partie déterminée de la hauteur de la paroi et on y a introduit également les armatures de suspension des trémies.

On réalise une paroi portante, lorsque l'on assemble suivant leurs arêtes longitudinales deux ou plusieurs éléments plans. Il importe alors d'obtenir une utilisation systématique des capacités portantes de tous les éléments de la paroi, en tenant compte de leur assemblage, c'est-à-dire des actions mutuelles qui interviennent.

La théorie de ces parois portantes a été établie par le Dr Craemer et par l'Ing. Dipl. Ehlers, dans des travaux d'ailleurs indépendants l'un de l'autre et aboutissant à peu près aux mêmes résultats. On y constate toutefois encore certaines divergences de points de vue. Le problème ne peut d'ailleurs pas être résolu en faisant intervenir l'étude théorique seule, basée sur l'hypothèse d'un matériau homogène ; on est obligé de faire appel aux essais pratiques.

Le développement de la construction des silos est nettement mis en évidence par la comparaison des sections de différents ouvrages, d'après la figure 3.

Le silo A a été établi en 1915. Il comporte intérieurement, en vue d'assurer sa rigidité, un système complet de nervures et d'entretoises, et même de longerons destinés eux-mêmes à renforcer les entretoises. Un radier très lourd supporte la charge totale que contient le silo.

Dans le silo B, qui date de 1921, les poutres des radiers ont disparu et sont

remplacées par les parois inclinées des radiers elles-mêmes. Les parois verticales ont été ici calculées indépendamment les unes des autres, sans tenir compte de l'influence que peut exercer leur assemblage avec les parois inclinées des radiers ; ce point est nettement visible aux renforcements que comportent les pieds de ces parois verticales.

Dans le silo C, qui a été construit en 1925, les parties portantes sont uniquement composées des parois latérales verticales et des radiers, l'ensemble ayant été étudié en tenant compte cette fois de la solidarité réciproque des parties qui sont ainsi assemblées. Il n'existe pas de nervures ni d'entretoises.

La figure 4 représente un projet de couverture conçu comme un ensemble de parois portantes sans poutres, par le Dr Craemer, avec portées de 30 × 24 mètres. A ses extrémités, le système repose sur des murs de béton armé. L'exécution la plus remarquable en Allemagne, dans cet ordre d'idées, est la couverture du bâtiment d'exploitation de la Laiterie de Nuremberg, qui offre une surface libre de 24 × 24 mètres, avec élargissement partiel à 37 × 24 mètres (figure 5). Pour couvrir cet espace considérable, on a eu recours à des éléments plans disposés horizontalement et obliquement, assemblés de telle sorte que les charges soient reportées en quelques points seulement.

Si les surfaces des systèmes porteurs spatiaux ne sont plus planes mais courbes, on a affaire à des voûtes minces. Dans son ouvrage « Eisenbetonschale als Raumträger », le Dr Ing. Dischinger a montré que dans les voûtes minces admettant une base circulaire (coupoles de révolution), il était possible de réaliser de grands intervalles entre les colonnes d'appui en faisant travailler simultanément la ceinture et la voûte proprement dite, entre les appuis, comme éléments porteurs spatiaux homogènes. Pour réaliser ce comportement, il est toutefois nécessaire de prévoir un renforcement notable de la voûte elle-même aux retombées.

La figure 6 représente un exemple de coupole de révolution de 75 mètres de portée, reposant sur 6 colonnes avec un intervalle de 40 mètres entre appuis.

Au cours de ces dernières années et suivant les projets du Dr Dischinger, ont été construites de nombreuses voûtes cylindriques, renforcées transversalement, reposant sur plan rectangulaire, ainsi que des coupoles polygonales, composées d'éléments de voûtes renforcés.

La forme de section la plus généralement adoptée aujourd'hui est celle d'un segment d'arc très surbaissé, avec poutres de bordure à âme haute (figure 7). Le problème très difficile que posent les conditions en bordure a été résolu par le Dr Ing. Finsterwalder et publié dans son ouvrage « Eisenbeton als Gestalter ».

La construction la plus hardie qui ait été réalisée dans le système des voûtes minces est celle du Grand Marché de Budapest (figure 8). Les voûtes élémentaires ou berceaux y accusent une portée de 41 mètres, pour une épaisseur de voûte de 6 centimètres. Un examen de l'intérieur de l'ouvrage permet de se rendre compte exactement de sa conception (figure 9). L'importance de la portée suivant la direction axiale des éléments de voûte est très faible par rapport à la portée réalisée dans la direction perpendiculaire. L'élément de construction ici adopté n'est pas constitué par un fragment de voûte ; mais bien par un segment de cylindre dont les bords sont renforcés.

En assemblant plusieurs voûtes en berceau ainsi constituées et en renforçant leurs arêtes, on peut obtenir des coupoles reposant sur plan rectangulaire ou polygonal. Les exemples les plus connus de réalisations de cet ordre sont les coupoles de 76 mètres de portée du Grand Marché de Leipzig ; l'épaisseur de la voûte est de 9 centimètres ; la coupole du Grand Marché de Bâle a une portée de 60 mètres, avec une épaisseur de voûte de 8,5 centimètres (figure 10).

L'adoption de la disposition en coupole permet de faire intervenir, tout comme lorsqu'il s'agit de coupoles de révolution, des efforts de ceinture ; grâce à ces efforts, on peut éviter de faire travailler les arêtes d'intersection à la flexion. A ce comportement semblable à celui de la coupole, vient également s'ajouter un effet de poutre portante, car les éléments de voûte renforcés aux arêtes interviennent comme des éléments porteurs spatiaux ; il en résulte que les charges sont transmises aux arêtes, et, par l'intermédiaire de ces arêtes, aux colonnes d'angle. C'est précisément dans cette combinaison des modes de comportement en coupole et en poutres portantes que réside tout l'avantage de ce système de coupole, par rapport au dispositif de la coupole de révolution.

Pour les portées les plus importantes, on fait appel aux coupoles à double courbure ; dans cette disposition, les moments fléchissants ne jouent plus qu'un rôle secondaire ; les efforts d'extension sont notablement plus faibles et la sécurité au flambage est considérablement plus élevée.

Une coupole répondant à cette disposition a été installée à titre de modèle, à Wiesbaden-Biebrich (figure 11) ; elle repose sur plan carré ; la coupole de forme sphérique est limitée sur les quatre côtés par des éléments plans verticaux, qui constituent avec elle un système porteur spatial ; les charges se trouvent ainsi intégralement reportées aux quatre angles, avec des efforts d'extension très faibles. La surface couverte par cette coupole-modèle est de $7{,}30 \times 7{,}30$ mètres ; l'épaisseur de la voûte est de 1,5 centimètre ; elle est d'ailleurs renforcée à 2,5 centimètres au raccordement avec les éléments plans latéraux. L'armature est constituée par un système maillé de mailles de 3 mm. ; des armatures supplémentaires sont prévues aux angles. Au cours de l'essai de charge, cette coupole qui ne possède, ainsi que nous venons de le voir, qu'une épaisseur de 1,5 centimètre, a pu supporter une charge de 300 kg/m^2 soit sur la moitié de la surface, soit même sur toute la surface ; un autre essai a été effectué avec 50 hommes serrés les uns contre les autres sans qu'aucune fissure ne se produise.

Ce système de coupoles se prête également parfaitement bien à la construction de coupoles polygonales (figure 12). On peut ainsi obtenir encore de beaucoup plus grands intervalles entre colonnes qu'avec la disposition indiquée plus haut pour la constitution des coupoles polygonales constituées par la juxtaposition de voûtes cylindriques renforcées.

Pour résumer, on peut dire que des progrès extrêmement remarquables ont été réalisés, au cours de ces dernières années, grâce à la mise en œuvre systématique des contraintes spatiales ; il n'est d'ailleurs nullement à prévoir que cette évolution doive être dès maintenant considérée comme touchant à sa fin.

III

Troisième séance de travail.
Dritte Arbeitssitzung.
Third Working Meeting.

LA SOUDURE DANS LES CONSTRUCTIONS EN ACIER
SCHWEISSEN IM STAHLBAU
WELDING IN STEEL STRUCTURAL WORK

III 1.

LA SOUDURE DANS LES CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES. RAPPORT D'INTRODUCTION
SCHWEISSEN IM STAHLBAU. EINLEITENDES REFERAT.
WELDING IN STEEL STRUCTURAL WORK. INTRODUCTORY REPORT

T. GODARD,
Ancien Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Pau.

Voir « Publication Préliminaire », p. 303. — *Siehe « Vorbericht », S. 303.* See " Preliminary Publication ", p. 303.

III 2.

CALCUL ET CONSTRUCTION DES CHARPENTES MÉTALLIQUES SOUDÉES
BERECHNUNG UND BAULICHE DURCHBILDUNG GESCHWEISSTER STAHLBAUTEN.
CALCULATION AND DETAILS OF WELDED STEEL STRUCTURES

Dr. Ing. **KOMMERELL,**
Direktor bei der Reichsbahn im Reichsbahnzentralamt für Bau-und Betriebstechnik. Berlin.

Voir aussi « Publication Préliminaire », p. 315. — *Siehe auch « Vorbericht », S. 315.* — See also " Preliminary Publication ", p. 315.

1) Beim Schweissen dürfen nicht sogleich zu dicke Schweissdrähte verwendet werden, weil sonst der seitliche Einbrand in das Werkstück zu gross wird. Der elektrische Strom sucht den Weg des geringsten Widerstandes. Wie aus dem Bilde ersichtlich ist, kommt man mit zu dicken Schweissdrähten

gar nicht in die Wurzel der Naht, ein Einbrand an dieser Stelle ist also nicht oder nur ungenügend zu erreichen. Wir beabsichtigen daher jetzt in Ergän-

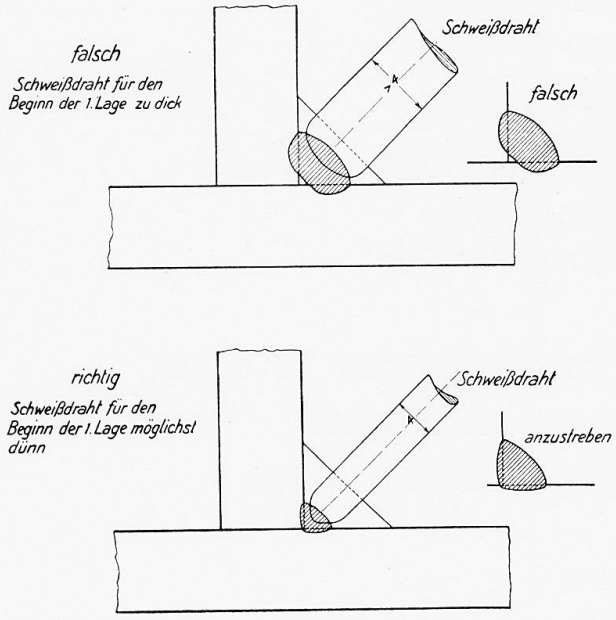


Fig. 1.

Faux = Falsch = Incorrect.

Cordon de soudure trop gros pour le commencement de la première couche = Schweissdraht für den Beginn der 1. Lage zu dick = Welding wire too thick for beginning the first layer.

Juste = Richtig = Correct.

Cordon de soudure aussi mince que possible pour le commencement de la première couche = Schweissdraht für den Beginn der 1. Lage möglichst dünn = Welding wire as thin as possible for beginning the first layer.

Aspirer à obtenir cette forme = Anzustreben = Result to be aimed at.

zung unserer Schweissvorschriften vorzuschreiben : Mit blanken und leicht getauchten Schweissdrähten von höchstens 1 mm Umhüllungswanddicke und von höchstens 4 mm Drahtdicke können Schweissnähte bis zu 6 mm Dicke, mit stärker umhüllten Schweissdrähten von höchstens 3 mm Drahtdicke können Schweissnähte bis zu 5 mm Dicke in einer Lage geschweisst werden. Bei dickeren Nähten muss nach diesen Vorschriften zunächst vorgeschweisst werden, für die weiteren Lagen können dickere Schweissdrähte verwendet werden.

Benennung Désignation Term	Sinnbild Symbole Symbol	
V-Naht Soudures en V Butt weld in V		
x-Naht Soudures en x Butt weld in x		
Volle Kehlnaht, durchlaufend Soudures d'angle renforcées continues Reinforced fillet weld continuous		
Volle Kehlnaht, unterbrochen Soudures d'angle renforcées discontinues Reinforced fillet weld interrupted		
Leichte Kehlnaht, durchlaufend Soudures d'angle en congé discontinues Light fillet weld continuous		

Fig. 2.

Bei Verwendung umhüllter Schweissdrähte darf von diesen Vorschriften abgewichen werden, wenn der Nachweis erbracht ist, dass auch bei Verwendung dickerer Schweissdrähte ohne Vorschweissen der Schweiss-Stoff mit dem Werkstoff im Scheitel der Naht gut bindet, ohne dass der seitliche Einbrand in dem Werkstoff zu tief wird.

In allen Fällen sind Schweissdrahtdurchmesser und Stromstärke so zu wählen, dass möglichst geringe Wärmespannungen entstehen [1].

1. (Diese Ergänzungsbestimmungen hat die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft für ihren Verwaltungsbereich bereits seit 25.7.1932 eingeführt.)

2) Es wäre im Interesse des internationalen technischen Verkehrs erstrebenswert, wenn einheitliche Sinnbilder für Schweissnähte eingeführt würden. Ich verspreche mir einen grossen Vorteil, wenn man sich zunächst auf wenige grundsätzliche Zeichen, die in der Anlage zusammengestellt sind und die bereits in merheren Ländern benutzt werden, einigen könnte.

Traduction.

1. — En matière de soudure, il convient de ne pas adopter des électrodes d'un diamètre trop fort, faute de quoi la pénétration latérale de la fusion dans la pièce à souder serait trop importante. Le courant électrique suit le parcours présentant la résistance électrique minimum. Ainsi qu'on peut le voir sur la figure, lorsque l'on travaille avec une électrode de trop fort diamètre, on ne peut pas atteindre la racine de la soudure et la pénétration de la fusion à cet endroit ne se fait pas, ou, à tout le moins, est insuffisante. Nous prévoyons donc l'addition suivante à nos Prescriptions concernant la Soudure :

Avec des électrodes nues ou légèrement enduites, admettant un enrobage ayant au plus 1 mm. d'épaisseur et un diamètre d'au plus 4 mm., on ne pourra souder en une seule couche que jusqu'à concurrence d'une épaisseur de cordon de 6 mm. ; avec des électrodes à enrobage fort, ayant un diamètre de 3 mm. au plus, on ne pourra souder en une seule couche que jusqu'à concurrence d'une épaisseur de cordon de 5 millimètres.

Lorsque les cordons de soudure doivent avoir une épaisseur plus forte, on passera tout d'abord une première couche en tenant compte des prescriptions qui précèdent ; pour les couches ultérieures, on pourra employer des électrodes de plus forts diamètres.

Lorsque l'on travaille avec des électrodes enrobées, on pourra toutefois s'écarter de ces prescriptions s'il est prouvé qu'en employant des électrodes de diamètres plus forts, le métal s'accroche dans de bonnes conditions sur le métal de base au sommet ou racine de la soudure, sans soudure préalable et sans toutefois que la pénétration de la fusion latéralement soit trop forte.

Dans tous les cas, il importe de choisir les diamètres des électrodes et les intensités de courant de telle sorte que les tensions résultantes d'origine thermique soient aussi faibles que possible [1].

2. — Il serait désirable, dans l'intérêt même des échanges techniques internationaux, que des symboles unifiés fussent adoptés en ce qui concerne la représentation des cordons de soudure. Je considère qu'il serait très avantageux d'adopter pour commencer, d'une manière uniforme, quelques signes principaux, qui sont groupés dans le tableau ci-joint, et que de nombreux pays ont déjà adoptés.

---

1. La Société des Chemins de fer Allemands a déjà mis ces prescriptions complémentaires en vigueur dans son domaine depuis le 25 juillet 1932.

Participants à la discussion.
Diskussionsteilnehmer.
Participants in the discussion.

a. **Les bases des résistances statique et dynamique des constructions en acier.**
Grundlagen der statischen und dynamischen Festigkeit von Schweisskonstruktionen.
Fundamentals of the Static and Dynamic Strength of Welded Constructions.

Dr. h. c. M. ROŠ [1],
Professor an der Eidgenössischen Technischen Hochschule,
Direktor der Eidg. Materialprüfungsanstalt, Zürich.

Für die Berechnung und bauliche Durchbildung geschweisster Stahlbauten sind nicht allein die Ergebnisse der statischen Bruchversuche massgebend, sondern es ist vielmehr auch den Ergebnissen wiederholter Beanspruchungen, der Wechselfestigkeit (Ermüdung), das gebührende Mitspracherecht einzuräumen. Beide Festigkeiten sind für die Praxis von Bedeutung, da Stahlbauten, abgesehen von der Knickstabilität, nachgewiesenermassen sowohl infolge statischer Ueberanstrengung als auch zufolge der Ermüdung ihre Tragfähigkeit einbüssen können. Bei der Aufstellung der zulässigen Spannungen sowohl für genietete als auch für geschweisste Stahlbauten besteht daher deren Berücksichtigung zu Recht.

Die Entwicklung der statischen Festigkeit und des statischen Verformungsvermögens geschweisster Verbindungen zeigt, insbesondere in den letzten vier Jahren, ausgesprochene, zum Teil sehr beachtenswerte Fortschritte [2]. Der Wechselfestigkeit wurde erst in der allerletzten Zeit, in den Jahren 1931 und 1932, in den Materialprüfungsanstalten von Stuttgart [3] und Zürich die gebührende Beachtung zuteil.

Die Form und Abmessungen der geschweissten Versuchsstäbe der E. M. P. A., sowie die in der schweiz. Brückenbauverordnung (1933) in Aussicht genommenen, auszuweisenden statischen Zugfestigkeiten und Biegezahlen, sodann die Ursprungsfestigkeiten σ_u mit wiederholtem Lastwechsel zwischen 0 und σ_{max} (Zug), für

---

1. Texte des figures voir page 225.
Text der Figuren siehe Seite 225.
Text of the figures see page 225.

2. M. Roš, « Ergebnisse der an der Eidg. Materialprüfungsanstalt in den Jahren 1930-31 durchgeführten Versuche mit autogen und elektrisch geschweissten Stäben. » Bericht No. 19 des Schweiz. Verbandes für die Materialprüfungen der Technik, Zürich, Mai 1932.

3. O. Graf, « Dauerfestigkeit von Stählen mit Walzhaut ohne und mit Bohrung, von Niet- und Schweissverbindungen. » V. D. I.-Verlag Berlin, 1931.
K. Schaechterle, « Die zulässigen Spannungen bei genieteten und geschweissten Stahlbrücken. » Bautechnik, Heft 44-45, Berlin, 1932.

die Stumpfschweissung,
die Stoss-, Flanken- sowie Stirn-Kehlschweissung
sind aus der Abb. 1 ersichtlich.

Solange neben den Versuchsergebnissen einaxiger Ermüdungsversuche nicht auch die Ergebnisse systematischer zwei- und dreiaxiger Ermüdungsversuche, welch letztere sich in der E. M. P. A. im Gange befinden, zutreffendere

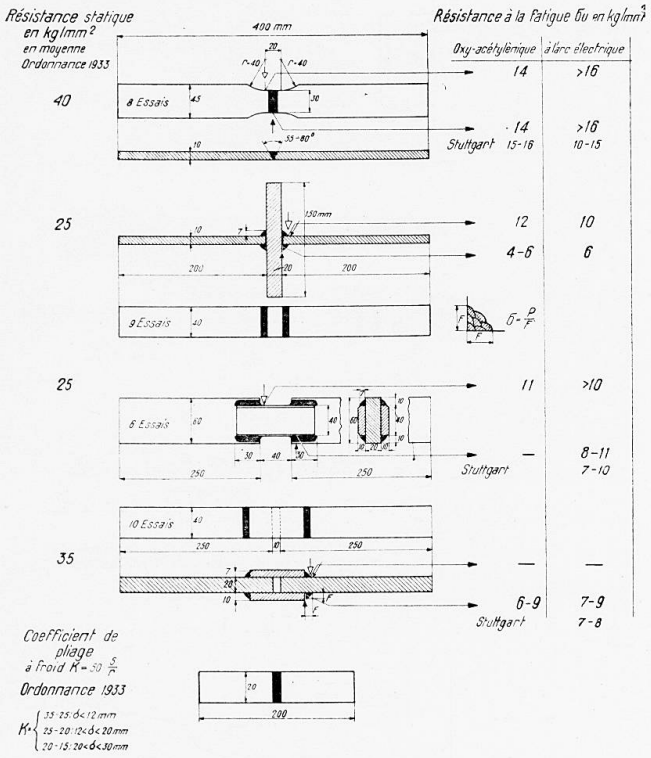


Fig. 1.

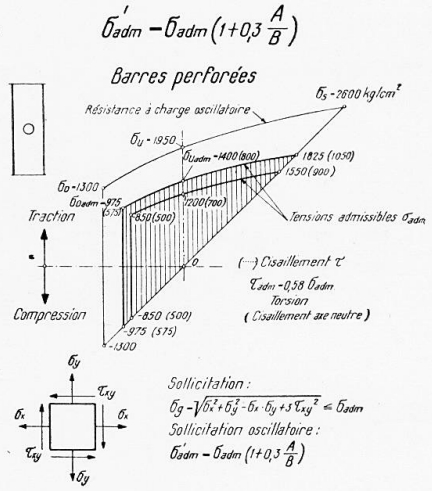


Fig. 2.

Grundlagen betreffend Ermüdungsfestigkeit liefern und dadurch eine genauere Festsetzung der zulässigen Spannungen ermöglichen, werden für gelochten Konstruktionsstahl — genietete Konstruktionen — in Anpassung an die Versuchsergebnisse nachfolgende Beziehungen empfohlen

$$\text{zul } \sigma = \text{zul } \sigma_u \left\{1 + 0{,}3 \frac{A}{B}\right\}$$

In der Abb. 2 sind diese zulässigen Spannungen für die durch Niet- bezw. Schraubenlöcher geschwächten Stäbe aus normalem Konstruktionsstahl — Muttermaterial — graphisch dargestellt.

Es bedeuten :

$\text{zul } \sigma_u$ = zulässige Spannung für Ursprungsbeanspruchung,

A den kleinsten, B den grössten Grenzwert der Kräfte, Momente, bezw. Spannungen ; den Zugspannungen ist das Zeichen (+), den Druckspannungen das Zeichen (—) vorzusetzen.

Für auf Schwingung beanspruchte Elemente, bei welchen jede der Hauptspannungen zwischen zwei gleichgrossen Spannungsgrenzen entgegengesetzten Vorzeichens schwankt, darf auf Grund der bisherigen Ermüdungsversuche

die durch statische Versuche von Göttingen [1] und Zürich [2] ausgewiesene Theorie der konstanten Gestaltänderungsenergie, als zutreffend angenommen werden.

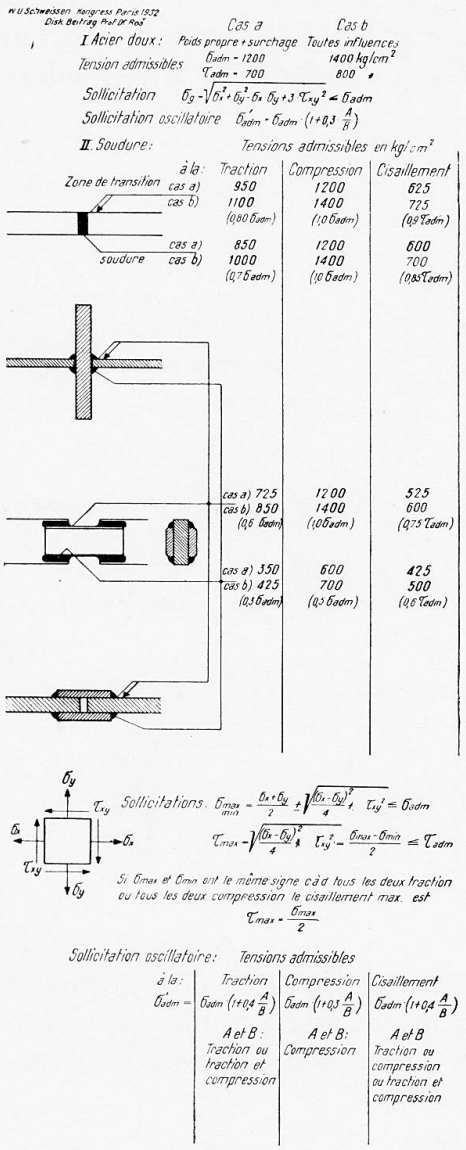


Fig. 3.

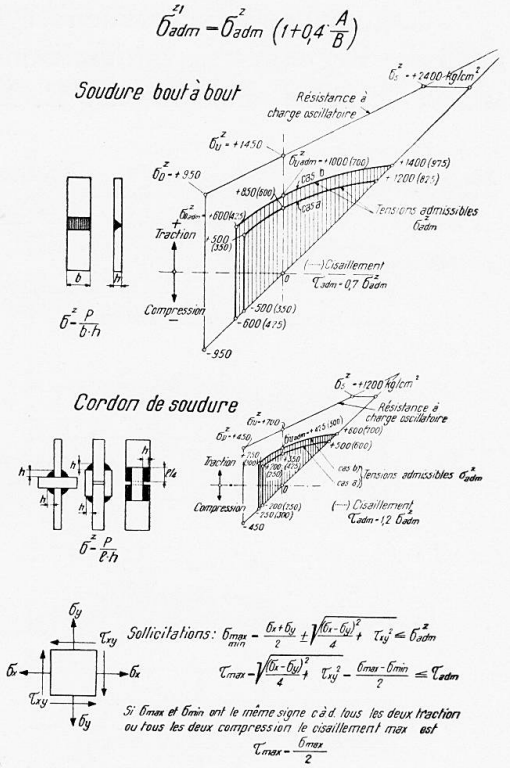


Fig. 4.

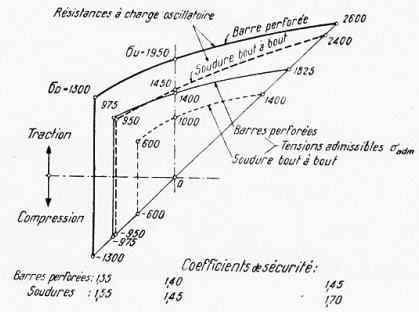


Fig. 5.

Bei gleichzeitigem Zusammenwirken von Normalspannungen σ_x und σ_y und Schubspannungen $\tau_{x,y}$ — zwei- bezw. dreiaxige Spannungszustände — wird gleichfalls die Theorie der konstanten Gestaltänderungsenergie als gültig ange-

---

1. A. Nádai, « Zur Mechanik der bildsamen Formänderungen. » Berichte der Fachausschüsse des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute, Werkstoffausschuss Bericht No. 56, 1925.
   W. Lode, « Versuche über den Einfluss der mittleren Hauptspannung auf das Fliessen der Metalle ». Zeitschrift für Physik, 1926, Heft 11-12.
2. M. Roš und A. Eichinger, « Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr. » Bericht des 2. Internationalen Kongresses für angewandte Mathematik und Mechanik, Zürich 1926 und Diskussionsbericht No. 34 der Eidg. Materialprüfungsanstalt Zürich, 1929.

nommen. Statisch gleich stark angestrengte Elemente d. h. von gleicher Grösse der Vergleichsspannung

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3 \tau_{x \cdot y}^2}$$

sind auch inbezug auf Wechselfestigkeiten gleichwertig, vorausgesetzt, dass alle Hauptspannungen in gleichem Verhältnis wechseln, wie bei der entsprechenden einaxigen Wechselfestigkeit.

Auf Grundlage der Versuchsergebnisse mit ungeschweissten und geschweissten Verbindungen betreffend

die Ursprungsfestigkeit σ_u $(\sigma_{min} = 0) < \sigma_u$ $(+ \sigma_{max})$
die Schwingungsfestigkeit σ_w $(- \sigma_{max}) < \sigma_w < (+ \sigma_{max})$ und die statische Fliessgrenze σ_f

des einaxigen Zugversuches, wurden, wie erwähnt, die zulässigen Spannungen des Muttermaterials — voll und gelocht —, sodann der Uebergangszone und der Schweissnaht selbst für Zug, Druck und Schub seitens der E. M. P. A. festgelegt. — Abb. 3. Die Klammerwerte der Abb. 3. geben die Verhältniszahlen der zulässigen Spannungen der Schweissnähte zu den entsprechenden zulässigen Spannungen des Muttermaterials an. Während für das homogene Muttermaterial (Konstruktionsstahl), entsprechend der durch Versuche ausgewiesenen Theorie der konstanten Gestaltänderungsenergie, die jeweilige Vergleichsspannung σ_g der mehraxigen Beanspruchung mit der zulässigen Spannung σ_{zul} als der massgebenden zu vergleichen ist, werden für die weniger homogenen Schweissungen die Theorien der konstanten Reissfestigkeit und der grössten Schubspannung nach Mohr als für die Praxis ausreichend genau gewertet.

In der Abb. 4 sind die zulässigen Spannungen für Lastwechsel, ausschliesslich im Zug- oder Zug-Druckgebiet, sowohl für Stumpf- als auch für die Kehlnähte in Form von Graphikons der Beziehung

$$_{zul}\sigma^z = {}_{zul}\sigma_u^z \left(1 + 0{,}4 \frac{A}{B}\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

folgend, zur Darstellung gebracht. Es gelten des ferneren die Beziehungen

$$\tau_{zul} = 0{,}70 \cdot \sigma_{zul}^z \text{ für Stumpfnähte und}$$
$$\tau_{zul} = 1{,}20 \cdot \sigma_{zul}^z \text{ für Kehlnähte.}$$

Es bedeuten

$_{zul}\sigma_u^z$ = zulässige Spannung für die Ursprungsbeanspruchung auf Zug

A den kleinsten,

B den grössten Grenzwert der Kräfte, Momente bezw. Spannungen; den Zugspannungen ist das Zeichen (+), den Druckspannungen (—) vorzusetzen.

Für Kraft- bezw. Spannungswechsel ausschliesslich im Druckgebiet gilt für die zulässigen Normalspannungen die gleiche Beziehung wie für das Muttermaterial

$$\sigma_{zul}^D = {}_{zul}\sigma_u^D \left(1 + 0{,}3 \frac{A}{B}\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$$

und für die zulässigen Schubspannungen

$$\tau_{zul} = 0{,}7\ \sigma^{D}_{zul} \text{ — für Stumpfnähte und}$$
$$\tau_{zul} = 1{,}20\ \sigma^{D}_{zul} \text{ — für Kehlnähte.}$$

Für zwei- bezw. dreiachsige Spannungszustände müssen die Bedingungen erfüllt sein.

Hauptspannungen

$$\sigma_{min} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau_{xy}^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (3)$$

kleiner oder höchstens gleich der zulässigen Spannung σ_{zul} (Theorie der konstanten Reissfestigkeit)
und gleichzeitig muss auch die

Grösste Schubspannung τ_{max} kleiner oder höchstens gleich der entsprechenden zulässigen Schubspannung τ_{zul} sein (Mohr'sche Theorie der grössten Schubspannung). Es gelten somit gleichzeitig auch die Beziehungen

$$\tau_{max} = \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau_{xy}^2} \leqq \tau_{zul} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (4)$$

$$\text{bezw. } \tau_{max} = \frac{\sigma\ max}{2} \leqq \tau_{zul} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (5)$$

Die Beziehung (5) gilt, wenn

σ_{max} und σ_{min} gleichen Vorzeichens sind.

* * *

Entsprechend dem heutigen Stande der materialtechnischen Eigenschaften der Schweissungen, insbesondere aber der jetzigen konstruktiven Durchbildung von Schweissverbindungen, sind Niet- und Schweissverbindungen inbezug auf die Ermüdungsfestigkeit und das statische Verformungsvermögen nicht als numerisch gleich zu werten. — Abb. 5.

Die Nietung ist der Schweissung in dieser Beziehung heute noch überlegen. Die zulässigen Spannungen für Schweissungen wurden, unter Beachtung des gleichen Sicherheitsgrades von 1,5 wie für die Nietung festgesetzt. — Abb. 5.

Auf Grund unserer bisherigen Kenntnisse und Erfahrungen können, bei Einhaltung der seitens der E. M. P. A. aufgestellten uud empfohlenen zulässigen Spannungen, sowie sachgemässer Würdigung der Eigenheiten von Schweissverbindungen zur Schweissung zugelassen werden :

Hochbauten, in Vollwand- und Fachwerkkonstruktion,

Vollwandige Eisenbahnbrücken und vollwandige sowie Fachwerk-Strassenbrücken.

Erst auf Grund weiterer Erfahrung sollten Fachwerk-Eisenbahnbrücken in geschweisster Ausführung von Fall zu Fall zugelassen werden. In diesem Sinne lauten auch die in Beratung sich befindlichen neuen schweizerischen Vorschriften für Stahlbauten (1933).

Traduction.

Les résultats des essais statiques de rupture ne sont pas les seuls à intervenir d'une manière capitale dans le calcul et la construction des ouvrages métalliques soudés ; il faut accorder aux essais de sollicitations répétées — résistance alternée, fatigue — l'importance qui leur est due. Chacune des caractéristiques correspondantes a son importance en pratique, du fait que la capacité de charge des constructions métalliques — à part la stabilité au flambage, — peut être annihilée aussi bien par des surcharges statiques que dynamiques. En établissant les contraintes admissibles pour les ouvrages métalliques rivés ou soudés, il faut donc considérer les deux influences.

Le développement de l'étude de la résistance statique des assemblages soudés et des déformations qui en découlent a fait, spécialement pendant ces quatre dernières années, des progrès remarquables [1]. Ce n'est que tout dernièrement, pendant les années 1931 et 1932, que les laboratoires d'essai des matériaux de Stuttgart [2] et Zürich ont accordé à la résistance aux efforts alternés l'attention qui lui revient.

La fig. 1 reproduit la forme et les dimensions des éprouvettes soudées du L. F. E. M. ; elle indique en outre les résistances à la traction statique et les coefficients de pliage que prévoit l'Ordonnance Suisse concernant la construction des Ponts (1933), ainsi que les résistances à la fatigue σ_u dans le cas de sollicitations répétées entre 0 et σ_{max} (traction), pour

les cordons de soudure en bout,

les cordons de soudure latéraux et frontaux.

Tant que les résultats des essais de fatigue selon deux et trois axes (essais actuellement en cours au L. F. E. M.) n'auront pas, en complétant les résultats des essais de fatigue selon un axe, fourni des bases plus précises concernant la résistance à la fatigue, en permettant de fixer plus exactement les fatigues admissibles, il est à conseiller d'utiliser pour l'acier employé en construction rivée la relation suivante :

$$_{adm}\sigma = {}_{adm}\sigma_u \left\{ 1 + 0{,}3 \frac{A}{B} \right\} \qquad (1)$$

qui concorde avec les résultats d'essai déjà obtenus.

Sur la fig. 2 on a reporté graphiquement les tensions admissibles ainsi obtenues pour des barres en acier de construction normal en tenant compte de la réduction de section par les trous des boulons et de rivets.

$_{adm}\sigma_u$ est la tension admissible correspondant à la sollicitation $0 < \sigma_u < \sigma_{max}$ (traction).

A représente la valeur limite minimum, B la valeur limite maximum des

---

1. Voir note 2, p. 218.
2. Voir note 3, p. 218.

forces, des moments et des contraintes, les contraintes de traction sont pourvues du signe +, les contraintes de compression du signe —.

Pour les éléments sollicités par des efforts oscillatoires, où chacune des contraintes principales varie entre deux contraintes limites égales mais de signe contraire, on peut admettre, en se basant sur les essais de fatigue qui sont connus jusqu'à aujourd'hui, que la théorie de la constance de l'énergie de déformation, prouvée par les essais statiques de Göttingen [1] et Zürich [2] est juste.

Lors d'une action simultanée des contraintes normales σ_x et σ_y et des contraintes de cisaillement τ_{xy} — état de tension selon deux ou trois axes — on admet comme valable la théorie de la constance de l'énergie de déformation. Des éléments soumis à sollicitation statique égale, c'est-à-dire de même grandeur de la tension de comparaison

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3 \tau_{xy}^2}$$

sont aussi équivalents au point de vue de résistance à la fatigue, à condition que toutes les contraintes principales varient dans les mêmes limites que dans le cas de la sollicitation oscillatoire suivant un seul axe principal.

En se basant sur les résultats des essais effectués sur des assemblages soudés et non soudés, au sujet de la résistance aux efforts répétés de différentes formes ($o < \sigma_u < \sigma_{max}$ et $-\sigma_{max} < \sigma_w < +\sigma_{max}$), et au sujet de la limite statique d'écoulement à la traction suivant un axe, le L. F. E. M. a déterminé, ainsi que nous l'avons signalé, les contraintes admissibles à la traction, à la compression et au cisaillement, tant pour le métal plein qu'en tenant compte des trous des rivets, ainsi que, dans le cas des assemblages soudés, pour la zone de transition et le cordon de soudure lui-même (figure 3). Les chiffres entre parenthèses sur la figure 3 indiquent les rapports entre les contraintes admissibles dans les cordons de soudure et les valeurs correspondantes des contraintes admissibles dans le métal de base. Pour un métal homogène (acier de construction), et suivant la théorie de la constance de l'énergie de déformation, sanctionnée expérimentalement, la contrainte de comparaison pour une contrainte suivant plusieurs directions, doit être rapportée à la contrainte admissible, tandis que pour les assemblages soudés, qui sont moins homogènes, on peut considérer comme suffisamment exacte pour la pratique la théorie de la constance, de la résistance à la fracture et de la contrainte maximum de cisaillement suivant Mohr.

Sur la fig. 4 on a reporté graphiquement les contraintes admissibles pour des charges alternées uniquement dans le cas de la traction ou de la traction-compression, aussi bien pour les soudures en bout que pour les cordons de soudure latéraux et frontaux suivant la formule

$$_{adm}\sigma^z = {}_{adm}\sigma_u{}^z \left\{ 1 + 0{,}4 \frac{A}{B} \right\}.$$

---

1. Voir note 1, page 220.
2. Voir note 2, page 220.

En outre les relations suivantes sont valables :

$\tau_{adm} = 0{,}7\ \sigma^{z}_{adm}$ pour la soudure en bout et

$\tau_{adm} = 1{,}20\ \sigma^{z}_{adm}$ pour les cordons de soudure latéraux et frontaux.

${}_{adm}\sigma^{u}_{z}$ désignant la contrainte admissible pour $o < \sigma_u{}^z < + \sigma_{max}$, A la valeur limite minimum, B la valeur limite maximum des forces, des moments et des contraintes ; les contraintes de traction sont affectées du signe +, les contraintes de compression du signe —.

Pour des variations de l'effort ou de la contrainte, dans le cas de la compression exclusivement, la relation indiquée pour le métal de base même (acier de construction) est aussi valable pour les contraintes normales admissibles des soudures.

$$\sigma_{adm}{}^{D} = {}_{adm}\sigma^{D}_{u} \left\{ 1 + 0{,}3\ \frac{A}{B} \right\}$$

et pour les contraintes de cisaillement admissibles :

$\tau_{max} = 0{,}7\ \sigma^{D}_{adm}$ pour les soudures en bout,

$\tau_{max} = 1{,}20\ \sigma^{D}_{adm}$ pour les cordons de soudure latéraux et frontaux.

Dans le cas d'efforts suivant deux ou trois axes, il faut que les conditions suivantes soient remplies, c.-à-d. que les contraintes principales

$$\sigma^{max}_{min} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\frac{(\sigma_x + \sigma_y)^2}{4} + \tau^2_{xy}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

soient inférieures ou au plus égales à la contrainte admissible σ_{adm} — théorie de la constance de la résistance à la fracture — et en même temps les tensions de cisaillement maxima

$$\tau_{max} = \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)}{4} + \tau^2_{xy}}$$

ou, si σ_{max} et σ_{min} sont de même signe

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_{max}}{2}$$

qu'elles soient inférieures ou au plus égales aux contraintes de cisaillement admissibles τ_{adm} correspondantes.

* * *

Si on considère le comportement pratique des assemblages soudés actuels, et, en particulier, le mode d'assemblage au point de vue constructif, on doit reconnaître que les asemblages soudés et rivés ne peuvent être mis numériquement sur le même pied en ce qui concerne la résistance à la fatigue et la résistance aux déformations statiques (fig. 5). La rivure est à ce point de vue actuellement encore supérieure à la soudure. Les contraintes admissibles pour la soudure ont été fixées comme pour la rivure, en tenant compte d'un coefficient de sécurité d'env. 1,5 (fig. 5).

En se basant sur nos connaissances et sur notre expérience actuelles, on peut admettre la soudure dans les constructions suivantes :

charpentes métalliques — poutres à âme pleine et à treillis,

ponts-rails à âme pleine,

ponts-routes à âme pleine et à treillis

si on observe les tensions admissibles fixées et préconisées par le L. F. E. M. et si on tient compte des particularités qui caractérisent les assemblages soudés. On ne devrait admettre la construction de ponts-rails en treillis soudés que lorsque l'on pourra se baser sur des expériences complémentaires et en en faisant un cas d'espèce. C'est dans ce sens que s'exprime la nouvelle Ordonnance Suisse pour la Construction métallique (1933) qui est actuellement à l'examen.

Texte des figures.
Text der Figuren.
Text of the figures.

Résistance Statique — Statische Festigkeit — Static strength.
En moyenne — Im Mittel — Average.
Ordonnance — Vorschriften — Rules.
Résistance à la fatigue — Ermüdungsfestigkeit — Fatigue strength.
Coefficient de pliage à froid — Koeffizient der Kaltbiegeprobe — Coefficient of bending (cold)
Essais — Versuche — Tests.
Oxy-acétylénique — Sauerstoffacethylenschweissung — Oxy-acetylene welding.
A l'arc électrique — Elektrische Schweissung — Arc welding.
Barres perforées — Gelochte Stäbe — Perforated bars.
Résistance à charge oscillatoire — Festigkeit gegen schwingende Belastung — Resistance to oscillating Stressing.
Traction — Zug — Tension.
Compression — Druckspannung — Compression.
Tensions admissibles — Zulässige Spannungen — Permissible stresses.
Cisaillement — Abscheren — Shearing stress.
Torsion — Torsion — Torsion.
Cisaillement axe neutre — Abscheren neutrale Axe — Shearing stress neutral axis.
Sollicitation — Beanspruchung — Stressing.
Sollicitation oscillatoire — Schwingungsbeanspruchung — Oscillating stressing.
Acier doux — Flusseisen — Mild steel.
Cas — Fall — Case.
Poids propre + Surcharge — Eigengewicht + Nutzlast — Own weight + Traffic load.
Toutes Influences — Alle Einflüsse — All Influences.
Soudure — Schweissen — Weld.
Zone de transition — Uebergangszone — Transition zone.

Si σ_{max} et σ_{min} ont le même signe c.-à-d. tous les deux traction ou tous les deux compression, le cisaillement max est...

Wenn σ_{max} und σ_{min} das gleiche Vorzeichen haben, dh. beide Zug oder beide Druck. ist das max Abscheren...

If σ_{max} and σ_{min} have both the same sign, i. e. both tension or both compression, the maximum shearing stress s...

Soudure bout à bout — Stumpfschweissung — Butt weld.
Cordon de soudure — Schweissraupe — Bead welds.
Coefficient de sécurité — Sicherheitsgrad — Factors of safety.

Dr.-Ing. Albert DÖRNEN,
Dortmund-Derne.

Beim Schweissen von Stahlbauten entstehen Schrumpfspannungen. Ueber ihre Grösse und ihren Einfluss auf die Tragfähigkeit der geschweissten Stahlbauten gehen die Meinungen auseinander. Die Herren Prof. Godard sowie Kopeček und Dr. Faltus vertreten in ihren Referaten die Auffassung, dass man die Schädlichkeit der Schrumpfspannungen nicht überschätzen solle. Dieser Auffassung möchte ich mich auf Grund eigener Versuche, die ich in meinem Werk angestellt habe, anschliessen. Diese Versuche haben ergeben,

dass durch plastische Verformungen in geschweissten und gewalzten Trägern während des Schweissens und Abkühlens elastische Spannungen (Schrumpfspannungen) entstehen, die aber in gewalzten Trägern viel grösser sind als in geschweissten Trägern[1].

Auf die inneren Spannungen in Walzträgern hat man bisher bei deren Verwendung kaum Rücksicht genommen. Die Erfahrung hat auch gelehrt, dass dies nicht nötig war, denn irgendwelche Nachteile haben sich bei der Verwendung der Träger unter den zulässigen Spannungen nicht gezeigt. Man kann folgern, dass eine Rücksichtnahme auf diese Spannungen auch in richtig berechneten und ausgeführten geschweissten Trägern sich erübrigt, in denen sie nach den Versuchsergebnissen viel kleiner sind. Man weiss ferner aus Erfahrung, dass in gewalzten Trägern die inneren Spannungen im Laufe der Zeit während des Gebrauches sich ausgleichen. Dasselbe wird auch in geschweissten Trägern vor sich gehen. Bei dem angestellten Vergleich ist zugunsten der geschweissten Träger noch zu berücksichtigen, dass die Walzträger rd. 1 $\frac{1}{2}$ Jahre alt und mehrfach als Gerüstträger verwendet worden waren, während die geschweissten Träger beim Durchtrennen erst rd. 3 Tage alt waren.

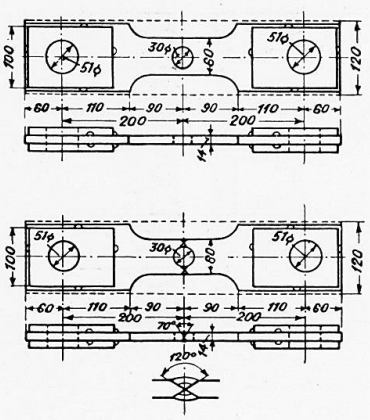


Fig. 1.

Natürlich sind die Schrumpfspannungen möglichst klein zu halten. Geeignete Mittel sind :

1) Richtige Reihenfolge beim Schweissen nach einem sorgfältig aufgestellten Schweissplan.

2) Vermeidung vermeidbarer und überflüssig starker Nähte.

3) Schweissen mit nicht zu starken Elektroden und nicht unnötig grosser Stromstärke. Es ist besser, mit dünnen Elektroden und kleiner Stromstärke in mehreren Lagen zu schweissen als mit einer starken Elektrode und grosser Stromstärke in einer Lage.

4) Leichtes und vorsichtiges Hämmern der Schweissnähte mit leichten Presslufthämmern.

Vereinzelt sind Bedenken bzgl. der Zuverlässigkeit der Schweissnähte gegenüber Wechselbeanspruchungen zum Ausdruck gekommen. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft lässt seit längerer Zeit mit Schweissnähten Schwingungsversuche auf den Material-Prüfungsämtern in Berlin-Lichterfelde und Stuttgart durchführen. Bei diesen Versuchen ist die Frequenz der Kraftwechsel sehr hoch, rd. 300 Wechsel in der Minute. In meinem Werke habe ich solche Versuche, aber — um der Wirklichkeit näher zu kommen — mit geringerer Frequenz (8 Wechsel in der Minute) und zwar zunächst an X-Nähten angestellt zu dem Zweck, die Sicherheiten zu vergleichen, die Stäbe aus St 37 nach Abb. 1 ungeschweisst und mit einer X-Naht verschweisst vergleichsweise haben. Die Spannungen sind dabei für die ungeschweissten und geschweiss-

1. Der Stahlbau, 1933, n° 3.

ten Stäbe gegeneinander entsprechend den zulässigen Spannungen abgestimmt worden. Die Anzahl der bis zu einem bestimmten Grade der Zerstörung ausgehaltenen Wechsel gibt dann unmittelbar den Vergleich der Sicherheiten. Für die Folgerungen aus diesem Vergleich kann angenommen werden, dass der St 37 ungeschweisst bei den für ihn zulässigen Spannungen reichliche Sicherheit bietet.

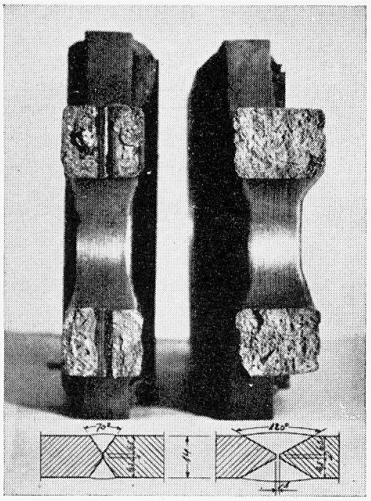


Fig. 2.

Die ungeschweissten Stäbe zeigten mit einer rechnerischen Spannung im kleinsten Querschnitt von $\pm$ 1400 kg/cm² im Mittel aus 14 Versuchen nach rd. 60.000 Wechseln die ersten Haarrisse. Zur Beurteilung dieses Mittels ist zu sagen, dass eine Wechselbeanspruchung von $\pm$ 1400 kg/cm² die nach den Vorschriften zulässige Spannung um 30 % überschreitet. Denn unter Berücksichtigung der Wechselwirkung bleiben in diesem Falle nur $\pm$ 1080 kg/cm² zulässig. Auch beträgt die Randspannung an der Lochleibung des schwächsten Querschnitts rd. das Zwei- bis Dreifache der rechnerischen. Sechs mit einer X-Naht verschweisste Stäbe nach Abb. 2 wurden dann in gleicher Weise wie die ungeschweissten, aber mit einer rechnerischen Spannung von $\pm$ 536 kg/ cm² im kleinsten Querchnitt untersucht. Diese Spannung entspricht für die Schweissnaht den $\pm$ 1400 kg/cm² im Mutterstoff, wenn man die Stäbe entsprechend den Vorschriften berechnet. Von diesen sechs geschweissten Stäben zeigte einer nach erst 130000 Wechseln die ersten Haarrisse. Fünf wurden sogar nach mehr als 150000 Wechseln heil ausgebaut. Hieraus kann man schon folgern, dass X-Nähte, nach den Schweissvorschriften berechnet und hergestellt, wesentlich höhere Sicherheit bieten als der ungeschweisste St. 37. Dieselben geschweissten Stäbe, mit $\pm$ 1400 kg/cm² beansprucht, brachen bei weniger als 16000 Wechseln. Vergrösserte man den Flankenwinkel der X-Naht von 70° auf 120° und beanspruchte die Stäbe mit $\pm$ 1400 kg/cm², so zeigten sich von vierzehn untersuchten Stäben im Mittel bei rd. 50000 Wechseln die ersten Haarrisse. (Ausführliche Beschreibung der Versuche siehe « Der Stahlbau » 1932 Heft 21.)

Traduction.

Dans la soudure des constructions métalliques, se manifestent des contraintes de retrait. Toutefois, les opinions sont très partagées en ce qui concerne leur valeur et l'influence qu'elles exercent sur la capacité de charge des ouvrages soudés. Dans leurs rapports, le Professeur Godard, M. Kopeček et le Dr. Ing. Fr. Faltus émettent l'opinion qu'il faut se garder de surestimer l'influence nuisible de ces contraintes de retrait. Je me rallierai pour ma part à cette conception, en me basant sur les essais que j'ai effectués dans mon usine. Ces essais ont montré que par suite des déformations plastiques qui se manifestent dans les poutres soudées et laminées, au cours des processus de

soudure et de refroidissement, des contraintes élastiques prennent naissance (contraintes de retrait) qui sont toutefois notablement plus importantes dans les poutres laminées que dans les poutres soudées [1].

Jusqu'à maintenant on n'a pas eu beaucoup à se plaindre, au cours de leur emploi, des contraintes internes qui se manifestent dans les éléments profilés. L'expérience a même montré qu'il n'y avait pas lieu de s'en préoccuper, car on n'a jamais éprouvé d'ennuis de ce fait, à faire travailler des poutrelles laminées au taux de contrainte admissible. On peut en conclure qu'il n'y a pas lieu non plus de se préoccuper des contraintes de cet ordre qui se manifestent dans les assemblages soudés convenablement calculés et exécutés, puisque, suivant les résultats des essais, ces contraintes sont beaucoup plus faibles que les précédentes. C'est en outre un fait d'expérience que dans les poutrelles laminées, les contraintes internes arrivent à se compenser, en service, avec le temps. Il en est de même pour les poutrelles soudées. Pour continuer la comparaison indiquons encore, à l'avantage des poutrelles soudées, que les poutrelles laminées que nous avons essayées dataient d'environ un an et demi, et avaient été déjà utilisées à plusieurs reprises comme éléments de charpentes, tandis que les poutrelles soudées ne dataient que de trois jours.

Naturellement, il faut s'efforcer de maintenir les contraintes de retrait à une valeur aussi faible que possible. Les mesures à prendre sont les suivantes :

1. — Succession des opérations de soudure dans un ordre judicieux, après établissement d'un programme de travail minutieusement étudié ;

2. — Élimination des cordons de soudure inutiles ou des cordons trop « copieux » ;

3. — Emploi d'électrodes qui ne soient pas trop grosses et d'intensités de courant non exagérées. Il est préférable de souder en plusieurs couches, en travaillant avec des électrodes de faible diamètre, et de faibles intensités de courant, plutôt que de prendre de fortes électrodes et de travailler en une seule couche avec un courant de forte intensité :

4. — Martelage des cordons de soudure d'une manière légère avec précaution, au moyen de marteaux a air comprimé suffisamment légers.

Les critiques qui se sont élevées au sujet de la sécurité que confèrent les soudures vis-à-vis des contraintes alternées sont peu nombreuses. La Société des Chemins de Fer Allemands a en cours depuis longtemps des essais de cordons de soudure aux oscillations, dans les Laboratoires d'Essais des Matériaux de Berlin-Lichterfelde et de Stuttgart. Les fréquences adoptées pour ces essais sont très élevées, environ 300 alternances à la minute. J'ai également effectué des essais de cet ordre dans mon usine, mais en adoptant des fréquences plus faibles (8 alternances à la minute), afin de rester dans le cadre de la pratique. Ces essais ont en fait porté tout d'abord sur des cordons de soudure en X, afin d'établir une comparaison entre les conditions de sécurité sur barreaux en acier St.37 non soudés et soudés avec un cordon en X (fig. 1). Les contraintes effectives pour les barreaux soudés et non soudés ont été réglées aux mêmes valeurs correspondant aux contraintes admissibles. Le nombre d'alternances supportées jusqu'à apparition d'un degré de destruction déterminé

1. Der Stahlbau, 1933, nº 3.

donne alors directement la comparaison entre les marges de sécurité. On peut, pour la suite de la comparaison, admettre que l'acier St. 37 non soudé donne, pour les tensions admissibles qui lui correspondent, une sécurité surabondante.

De la moyenne de 14 essais, il en résulte que pour une contrainte calculée, dans la plus faible section, de $\pm$ 1400 kg/cm^2, les premières fissures se sont manifestées dans les barreaux non soudés après environ 60.000 alternances. Pour interpréter la valeur de ce chiffre moyen, indiquons qu'une contrainte alternée de $\pm$ 1400 kg/cm^2 dépasse de 30 % la contrainte admissible prévue par les Règlements. En effet, en tenant compte des efforts alternés, on n'admet dans ce cas qu'une contrainte de $\pm$ 1080 kg/cm^2. La contrainte périphérique sur les bords des trous des sections les plus faibles atteint même environ deux à trois fois la valeur calculée. Les essais ont également porté sur six barreaux assemblés avec cordons de soudure en X, suivant figure 2, dans les mêmes conditions que pour les barreaux non soudés, mais avec une contrainte calculée de $\pm$ 536 kg/cm^2 dans la plus petite section. Cette contrainte correspond pour le cordon de soudure à la contrainte de $\pm$ 1400 kg/cm^2 dans le métal de base, en calculant les barreaux suivant les Règlements. Sur ces six barreaux soudés, l'un accusa les premières fissurations après seulement 130.000 alternances. Les cinq autres étaient encore en bon état après plus de 150.000 alternances. On peut donc en déduire, dès maintenant, que des cordons de soudure en X, calculés et exécutés suivant les Règlements concernant la Soudure, confèrent une sécurité notablement plus élevée que celle que donnent les barreaux non soudés en acier St.37. Les mêmes barreaux soudés, soumis à une contrainte de $\pm$ 1400 kg/cm^2, se sont rompus après moins de 16.000 alternances. En augmentant l'angle du cordon de soudure en X de 70° à 120° et en soumettant les barreaux à une contrainte de $\pm$ 1400 kg/cm^2, on a obtenu, sur 14 barreaux essayés, une moyenne d'environ 50.000 alternances avant l'apparition des premières fissurations (voir Description détaillée des Essais dans Der Stahlbau, 1932, n° 21).

J. RIDET,

Ingénieur en chef adjoint au Service des Voies et Travaux, Chemins de Fer de l'Est, Paris.

A) Préambule.

Les études théoriques et pratiques sur la soudure des constructions en acier ont surtout porté sur l'utilisation des cordons de soudure déposés soit par l'arc électrique, soit par le chalumeau. Or, il existe un autre procédé qui permet de souder par points des tôles jusqu'à 12 m/m d'épaisseur, en utilisant la résistance électrique au contact des pièces et l'effet Joule qui en résulte.

B) La soudure par résistance.

Ce procédé pourrait être dit « électro-mécanique » en raison du fait que, contrairement à la soudure par cordon, il comporte un serrage assez énergique des pièces entre les deux électrodes.

En raison de la valeur relativement faible de la résistance électrique au contact des pièces, une très forte intensité (10.000 à 20.000 ampères) sous une

tension de quelques volts seulement, est nécessaire pour l'élévation rapide de la température. Ceci conduit à l'emploi du courant alternatif, dont la transformation convenable peut être obtenue à l'aide d'un simple transformateur statique.

Essais à la bille de 5 mm pression 500 kg.
Le 1er chiffre indique le diamètre des empreintes en mm.
Le 2e chiffre est celui de la résistance à la traction déduit du 1er chiffre.

Kugelprobe mit 5 mm Kugeln, 500 kg Druck. Die 1. Zahl gibt den Durchmesser des Eindruckes in mm an. Die 2. Zahl ist die der Zugfestigkeit, abgeleitet aus der 1. Zahl.

Ball tests with 5 mm balls, pressure 500 kg. The 1st figure gives the diameter of the impression in mm. The 2 nd figure is the tensile strength deduced from the 1st figure.

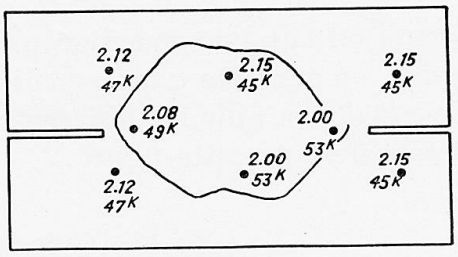


Fig. 1.

Trois facteurs principaux déterminent la soudure de deux tôles d'épaisseur et de qualité données, ce sont :

L'intensité du courant I en ampères ou l'énergie développée E en Watts-secondes.

La durée de passage t_s, du courant, en secondes,

La pression de serrage P, entre les électrodes en kg.

Ces facteurs étant représentés par des valeurs aisément contrôlables, les

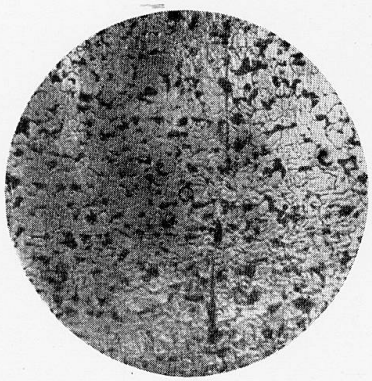


Fig. 2.
Micrographie.
Mikrophotographie.
Microphotograph.

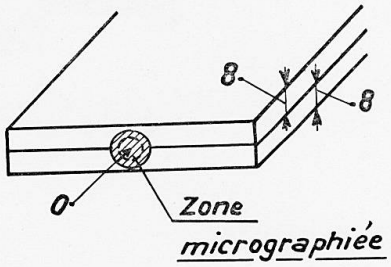


Fig. 3.
Zone micrographiée.
Mikrophotographisch dargestellte Zone.
Zone microphotographed.

soudures peuvent être exécutées par des machines automatiques. Ce procédé permet par conséquent d'éliminer en grande partie le facteur humain et d'obtenir des liaisons d'une grande sécurité.

Un autre grand avantage de la soudure par résistance est celui de ne nécessiter aucun métal d'apport.

La machine à souder fonctionne automatiquement en trois temps :

1. Accostage des pièces, en exerçant une pression de quelques tonnes, par le moyen des électrodes convenablement dimensionnées ;

2. Passage du courant.

3. Après l'interruption du courant, la pression est maintenue et sert à forger les pièces.

C) Quelques indications sur la résistance et la valeur économique de la soudure par point.

Quand on fait une macrographie dans une coupe passant par un point de soudure, on constate que l'aspect est celui donné par la figure 1.

Un essai à la bille en différents points donne par exemple les chiffres qui sont reportés sur cette figure.

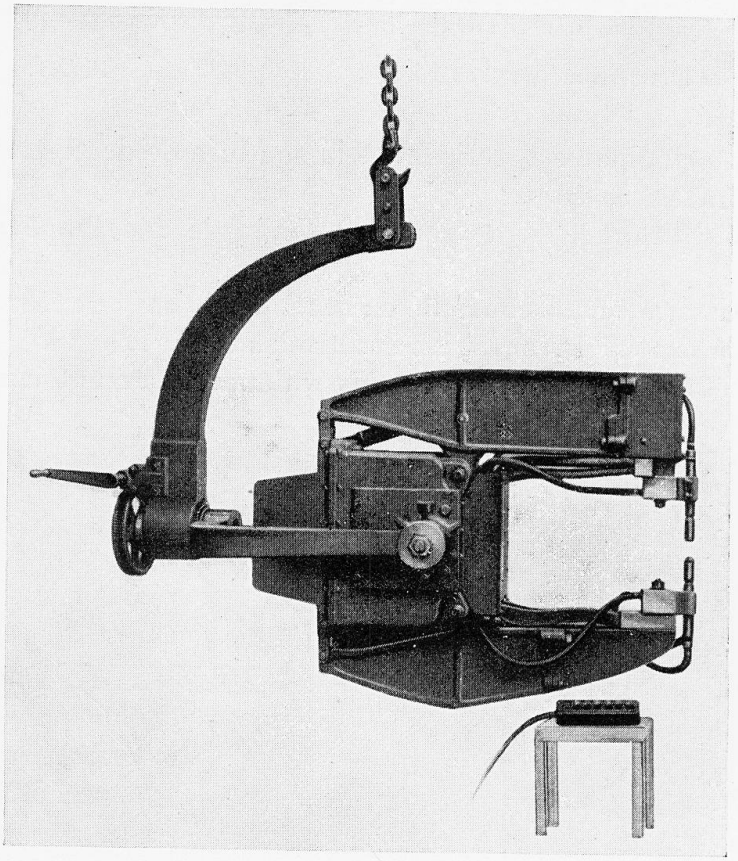


Fig. 4. — Machine suspendue en position de travail = Aufgehängte Maschine in Arbeitsstellung = Machine suspended in working position.

On constate sur le croquis que dans la zone de soudure la dureté du métal est légèrement augmentée par rapport à celle du métal sain. Ce résultat est confirmé par d'autres essais en grand nombre, d'après lesquels la résistance au cisaillement des points de soudure est du même ordre que la résistance au cisaillement du métal sain et légèrement supérieure.

En ce qui concerne la limite d'élasticité et l'allongement, il résulte d'essais effectués au Laboratoire du Conservatoire National des Arts et Métiers que par exemple :

Pour un acier donnant à l'état vierge 32 kg de limite d'élasticité, ce chiffre

passe pour du métal soudé à 33 kg ; par ailleurs l'allongement passe de 27 % pour du métal vierge à 22,5 % pour du métal soudé.

Ces chiffres se trouvent corroborés par les résultats d'examens micrographiques révélant une structure homogène et la continuité de la matière dans la partie soudée.

Les figures 2 et 3 représentent une micrographie réalisée sur la tranche d'une éprouvette (2 fers plats 8 + 8 m/m réunis par un point de soudure), sciée perpendiculairement à sa surface, suivant un plan passant par le centre « O » du point de soudure. On s'est arrangé pour que le centre de la photographie corresponde à un point de la surface de contact entre les deux plats. Ceci étant, on constate qu'il n'y a, suivant un diamètre quelconque passant par le centre, aucune hétérogénéité visible du métal. Les deux traits sensiblement horizon-

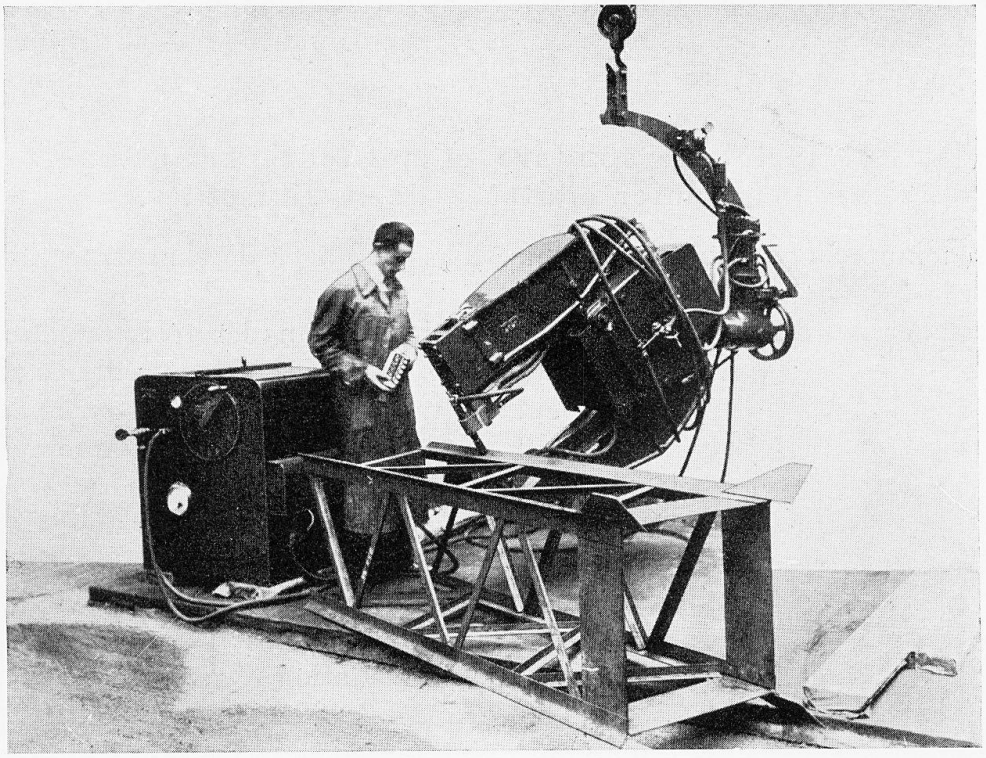


Fig. 5. — Machine inclinée soudant un pylône = Geneigte Maschine beim Schweissen eines Mastes = Machine inclined, welding a pylon.

taux représentent apparemment des irrégularités de structure non-inhérentes à la soudure (lignes de laminage), le plan de cette dernière passant horizontalement par « O ».

Le calcul des assemblages soudés par points peut donc être basé sur la valeur de résistance du métal que l'on emploie et sur la section des points de soudure. Certains coefficients permettent de tenir compte de la perte d'allongement. L'absence de trous de rivets permet, dans un but de plus grande sécurité, d'augmenter le nombre de points de soudure, sans perte de section utile.

Quant à la valeur économique du procédé, elle est intéressante : on a d'abord une économie de poids résultant de l'absence de l'affaiblissement produit par les trous de rivets ; ensuite on supprime du travail les opérations suivantes :

une grande partie du traçage, le perçage, l'alésage, la chauffe du rivet et son amenage. Quant à la consommation de courant, elle est le plus souvent inférieure au coût du rivet lui-même.

Voici à titre d'exemple quelques chiffres concernant la soudure par points de 2 largets de 120 × 10 :

Pour un point de soudure.	
durée totale de l'opération	15 secondes
durée de passage du courant	10 »
consommation de courant	0,4 kw.-h.
consommation d'air comprimé à la pression atmosphérique	5 à 6 litres
Consommation d'eau pour le refroidissement des électrodes, environ	3 litres
Diamètre du point de soudure, relevé après cisaillement, environ	21 m/m
soit une section soudure de	345 m/m² env.

D) Matériel de soudure et méthode permettant un premier contrôle de la liaison.

Une machine conçue pour la soudure d'assemblages de charpente est représentée à la fig. 4.

Cette machine, du type suspendu, est articulée dans les trois directions. Sa forme rappelle celle des riveuses hydrauliques. Elle peut être utilisée à l'atelier ou sur le chantier chaque fois que la riveuse hydraulique ou pneumatique peut l'être.

Les bras sont en position de travail. Le courant transformé dans le transformateur statique logé dans la machine, arrive par de forts conducteurs aux deux électrodes en cuivre qui peuvent être refroidies par circulation d'eau.

La boîte à boutons sert pour la commande automatique à distance.

Capacité : 3 épaisseurs de 12 m/m chacune.

La fig. 4 nous montre la machine en position de dégagement. L'ouverture des électrodes est de 250 m/m.

Fig. 5. : La même machine fonctionnant en position inclinée : soudure par points d'un pylône.

Un avantage de ces machines automatiques est qu'elles permettent un contrôle facile. Sans changer le réglage, on peut souder une éprouvette de contrôle. Le facteur humain disparaît. La sélection des soudeurs n'est plus indispensable.

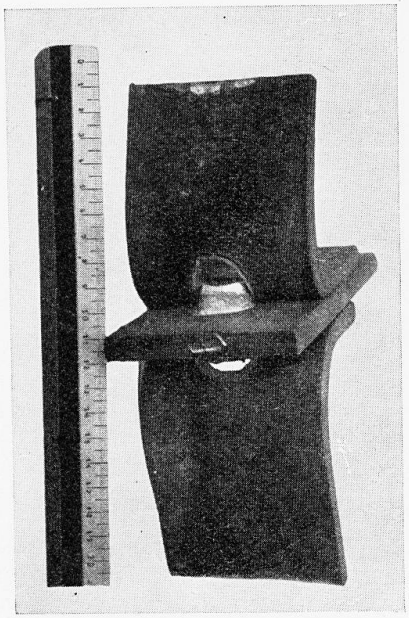


Fig. 6.
Éprouvette II + II + II débou-tonnée = Versuchskörper II + II + II aufgeknöpft = Test piece II + II + II pulled apart.

Sur la fig. 6 on voit une éprouvette arrachée pour un premier examen à l'atelier. L'absence de cratères sur la surface du cône de striction, la finesse et la régularité du grain, le diamètre du cône à la



Fig. 7. — Bâtiment soudé par Points = Punktgeschweisste Halle = Building constructed by spot welding.

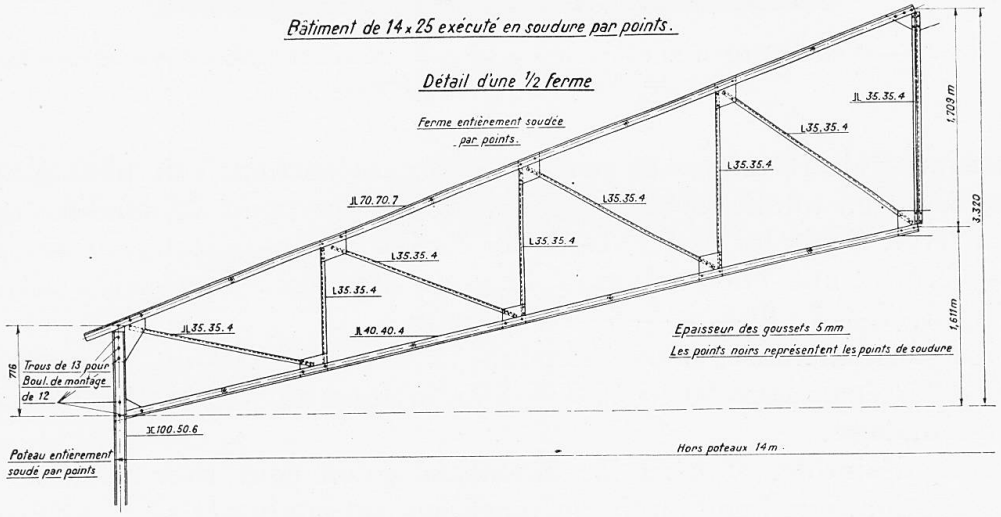


Fig. 8.

Bâtiment de 14 × 25 exécuté en soudure par points. Détail d'une 1/2 ferme. Ferme entièrement soudée par points. Épaisseur des goussets 5 mm. Les points noirs représentent les points de soudure. Trous de 13 mm. pour Boul. de montage de 12 mm. Poteau entièrement soudé par points. Hors poteau 14 m.

Bauwerk von 14 × 25 m Grunfläche, durch Punktschweissung ausgeführt. Detail eines halben-Binders. Binder ausschliesslich durch Punktschweissung ausgeführt. Dicke der Knotenbleche 5 mm. Die schwarzen Punkte stellen die Schweisspunkte dar. 13 mm Loch für 12 mm Montage bolzen. Stütze ganz durch Punktschweissung ausgeführt. Ausserkante Stütze 14 m.

Building covering 14 × 25 m. constructed by spot welding. Detail of half a roof truss. Truss constructed entirely by spot welding. Thickness of gusset plates 5 mm. The black dots show the welding spots. 13 mm holes for 12 mm erecting bolts. Stanchions constructed entirely by spot welding. 14 m between stanchions.

base, permettent de tirer, avec assez de certitude, une première conclusion quant à la valeur de la liaison.

E) Quelques assemblages réalisés par soudure par points.

Tandis que la soudure par cordon est déjà appliquée actuellement à la charpente, l'emploi de la soudure par points dans ce domaine n'en est qu'à ses débuts.

La première réalisation en France (1930) a été, à notre connaissance, celle

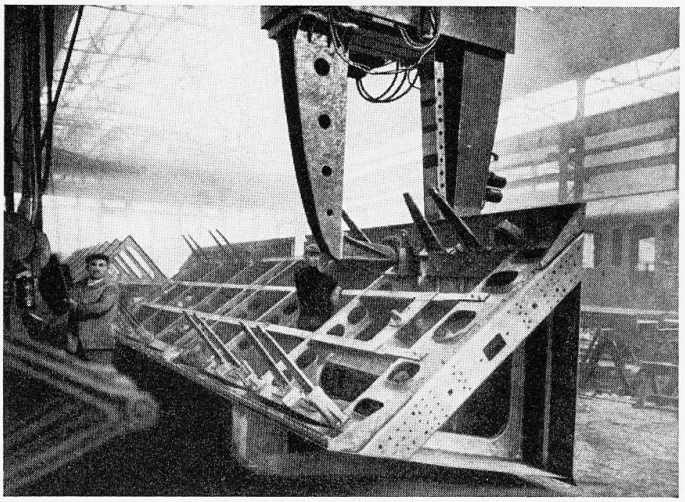


Fig. 9. — Fond de wagon en cours de soudure = Schweissung eines Wagenrahmens = Welding a wagon frame.

d'un bâtiment de 15 mètres de portée ; cette construction (voir photographie 7 et plan 8) est en totalité soudée par points, chaque point de soudure remplaçant un rivet. Seuls les assemblages des fermes sur les poteaux, et des pannes sur les fermes, ont été boulonnés lors du montage. Epaisseurs soudées : 7 + 7 + 4, 7 + 7, 6 + 4 + 6, 5 + 4 m/m.

A titre documentaire, nous reproduisons sur la fig. 9 un assemblage de tôles profilés-épaisseurs 10 + 4, 8 + 8 m/m (fond de wagon de 60 tonnes) en cours de soudage.

Il serait désirable, et c'est la conclusion qu'on peut tirer de cette courte communication, que l'emploi de ces machines automatiques se généralise, car, outre ses avantages propres de rapidité et d'économie, il permet d'éliminer le facteur humain et, en facilitant le contrôle de la soudure, il en augmente la sécurité.

b) Calcul et construction des bâtiments en acier.
Berechnung, Konstruktion und Herstellung geschweisster Stahlbauten.
Calculation, Design and Construction of Welded Steel Structures.

Dr. Z. BAŽANT,
Professeur à l'École Technique Tchèque, Prague.

Discussion à la communication de M. Kommerell : Calcul et construction des charpentes métalliques soudées (voir Publ. prél. page 315).

Dans le calcul de la soudure à l'appui d'une poutre (fig. 5 et 6) on obtient un effort de flexion ρ_1 et un effort de cisaillement ρ_2. Leur résultante ρ (d'après la fig. 6) est oblique à la section et ne représente pas la plus grande valeur de l'effort au point envisagé. Le maximum de l'effort est donné par la tension principale :

$$\max \rho = \frac{1}{2}\left(\rho_1 + \sqrt{\rho_1^2 + 4\,\rho_2^2}\right)$$

pour laquelle on aurait comme limite l'effort de traction admissible (valeur moindre que l'effort de compression). Cela donnerait, pour le cas envisagé par l'auteur :

$$\max \rho = \frac{P}{2}\left(0{,}0974 + \sqrt{0{,}0974^2 + 4.\,0{,}0435^2}\right) = 0{,}114\ P.$$

et pour $\rho_{adm} = 0{,}6\ \sigma_{adm} = 7{,}2$ kg. par mm² on aurait

$$P = \frac{720}{0{,}114} = 6310 \text{ kg}$$

contre P = 5620 kg d'après l'auteur, on a alors une sécurité moindre que celle déduite de l'effort $\rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2}$.

On peut calculer de la même façon également la longueur de soudure nécessaire dans le cas d'une plaque (aile de cornière), fixée à une tôle (gousset) perpendiculaire. En supposant une barre de section rectangulaire $b.\ h$ (v. fig. 1) soumise à une traction P, on obtient dans le bas de la barre un moment fléchissant $M = P\,\frac{h}{2}$ qui donne un effort normal aux extrémités de la soudure :

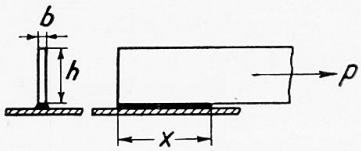


Fig. 1.

$$\rho_1 = \frac{M}{W} = \frac{\frac{1}{2}\,P.\,h}{\frac{1}{6}\,b\,x^2} = \frac{3\,P.\,h}{b\,x^2}$$

La force P donne aussi, approximativement, un effort de cisaillement :

$$\rho_2 = \frac{P}{b\,x}$$

De là résulte la tension principale :

$$\max \rho = \frac{1}{2}\left(\rho_1 + \sqrt{\rho_1{}^2 + 4\,\rho_2{}^2}\right) = \frac{3\,\mathrm{P}.\,h}{2\,b x^2}\left[1 + \sqrt{1 + \left(\frac{2\,x}{3\,h}\right)^2}\right]$$

Pour avoir la même sécurité dans la barre tendue que dans l'assemblage (en supposant la largeur utile de la soudure plus grande que celle de la barre), on peut poser : $\max \rho = \frac{\mathrm{P}}{b\,h}$ ce qui donne la condition :

$$\frac{3}{2}\left(\frac{h}{x}\right)^2\left[1 + \sqrt{1 + \left(\frac{2\,x}{3\,h}\right)^2}\right] = 1 \text{ ou } \left(\frac{x}{h}\right)^2 = 4$$

d'où $x = 2\,h$. Pour cette valeur x la barre perpendiculaire est assemblée d'une façon telle qu'elle résiste à l'extrémité du joint par sa section pleine que l'on n'a pas besoin d'amoindrir, ainsi que cela se fait en pareil cas pour les joints rivés. Il serait prudent de faire $x > 2\,h$, car les efforts vrais, notamment au cisaillement, sont plus grands que les efforts calculés.

Dr. Ing. KOMMERELL,
Direktor bei der Reichsbahn im Reichsbahnzentralamt für Bau- und Betriebstechnik, Berlin.

Berechnet man beim gleichzeitigen Auftreten von Biegemomenten und Querkräften die schiefen Hauptspannungen nach der Formel

$$(1) \qquad \rho = \frac{1}{2}\left(\rho_1 + \sqrt{\rho_1^2 + 4\,\rho_2^2}\right),$$

so erhält man nach dem angezogenen Beispiel, Abschnitt V, Seite 326 meines Berichtes ($\frac{0{,}1140}{0{,}1067} = 1{,}069$) um 6,9 % höhere Spannungen als nach der einfachen Formel

$$(2) \qquad \rho = \sqrt{\rho_1{}^2 + \rho_2{}^2}$$

Dafür kann im Falle (1) mit der zulässigen Spannung höher, also etwa bis zu der für Zug massgebenden Spannung $\rho_{zul} = 0{,}6 \cdot \sigma_{zul}$ gegangen werden, während wir bei der Berechnungsart (2) nur die für Abscheren massgebende zul. Spannnung $\rho_{zul} = 0{,}5\ \sigma_{zul}$ einsetzen.

In der Praxis sind bei jedem Schweissanschluss die äusseren Kräfte gegeben. An dem angezogenen Berechnungsbeispiele sei die Auswirkung beider Berechnungsarten gezeigt :

Gegeben : $\mathrm{P} = 5620$ kg.

Aus der Biegung $\qquad \rho_1 = \frac{\mathrm{M}}{\mathrm{W}} = \frac{22{,}5 \cdot 5620}{231} = 548$ kg/cm²

Aus der Querkraft $\qquad \rho_2 = \frac{\mathrm{P}}{\mathrm{F}} = \frac{5620}{23} = 244$ kg/cm²

Nach der genaueren Formel wird :

$$(1) \qquad \rho = \frac{1}{2}\left(\rho_1 + \sqrt{\rho_1^2 + 4\,\rho_2^2}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{2}\left(548 + \sqrt{548^2 + 4 \cdot 244^2}\right) = 641 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{zul}\,(Z_{ug}) = 0{,}6\ \sigma_{zul} = 0{,}6 \cdot 1200 = 720 \text{ kg/cm}^2$$

Nach der Annäherungsformel wird :

$$(2) \qquad \rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2}$$

$$\rho = \sqrt{548^2 + 244^2} = 600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{zul}\,(\text{Absch}) = 0{,}5\ \sigma_{zul} = 0{,}5 \cdot 1200 = 600 \text{ kg/cm}^2$$

Im Falle (1) mit der genaueren Formel sind die zulässigen Spannungen nicht ausgenutzt, es könnte, um dies zu erreichen, der Schweissnahtquerschnitt verringert werden.

Es zeigt sich also, dass unter einer gegebenen Kraft P bei Benutzung der genaueren Berechnungsweise ein etwas geringerer Schweissnahtquerschnitt genügt als man mit unserer einfachen Formel $\rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2}$ errechnet. Wir bewegen uns somit mit unsern Vorschriften auf der sicheren Seite.

Traduction.

Lorsque l'on calcule les efforts principaux obliques, dans le cas où s'exercent simultanément des moments fléchissants et des contraintes de cisaillement, suivant la formule :

$$(1) \qquad \rho = \frac{1}{2}\left(\rho_1 + \sqrt{\rho_1^2 + 4\,\rho_2^2}\right)$$

on obtient, d'après l'exemple du paragraphe V, page 339 de mon rapport ($\frac{0{,}1140}{0{,}1067} = 1{,}069$) des valeurs d'efforts supérieures d'environ 6,9 °/₀ à celles que donnent la formule simple :

$$(2) \qquad \rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2}$$

Par suite, dans le premier cas, on peut travailler avec un effort admissible plus élevé, pouvant aller à peu de chose près jusqu'à l'effort correspondant au cas de la traction, soit : $\rho_{zul} = 0{,}6\ \sigma_{zul}$. Par contre, en adoptant le calcul suivant la formule (2), on adoptera l'effort admissible correspondant au cisaillement, soit $\rho_{zul} = 0{,}5\ \sigma_{zul}$.

Dans la pratique, pour tout assemblage soudé, on connaît les efforts extérieurs. Pour mettre en évidence l'influence des deux modes de calcul qui précèdent, appliquons-les à l'exemple indiqué.

Soit P = 5.620 kg

Pour la flexion, on a :

$$\rho_1 = \frac{M}{W} = \frac{22{,}5 \,.\, 5620}{231} = 548 \text{ kg/cm}^2$$

Pour le cisaillement, on a :

$$\rho_2 = \frac{P}{F} = \frac{5620}{23} = 244 \text{ kg/cm}^2.$$

En adoptant le mode de calcul exact, on obtient :

(1)
$$\rho = \frac{1}{2}\left(\rho_1 + \sqrt{\rho_1^2 + 4\rho_2^2}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{2}\left(548 + \sqrt{548^2 + 4.244^2}\right) = 641 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{zul} \text{ (traction)} = 0{,}6.\ \sigma_{zul} = 0{,}6.1200 = 720 \text{ kg/cm}^2$$

Avec la formule approchée, on obtient :

(2)
$$\rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2}$$

$$\rho = \sqrt{548^2 + 244^2} = 600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{zul} \text{ (cisaillt.)} = 0{,}5\,\sigma_{zul} = 0{,}5.1200 = 600 \text{ kg/cm}^2$$

Dans le premier cas, en adoptant la formule exacte, les contraintes admissibles ne sont pas atteintes; on pourrait donc, si l'on voulait les atteindre, réduire la section des cordons de soudure.

On constate donc que, pour un effort donné, et en faisant appel au mode de calcul rigoureux, on peut adopter pour les cordons de soudure une section plus faible que celle que l'on obtient avec notre formule simplifiée :

$$\rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2}$$

En ce qui concerne nos Prescriptions, nous nous tenons donc à la méthode donnant la plus grande sécurité.

Dr.-Ing. St. BRYLA,
Professeur à l'Ecole Polytechnique, Lwów.

Le travail de M. le Rapporteur, extrêmement intéressant, est basé sur les prescriptions allemandes et ne prend pas en considération celles des autres pays. Il est vrai qu'il n'en existe, jusqu'à présent, que dans peu de pays. Je dois donc mentionner les prescriptions polonaises qui ont même été les premières prescriptions officielles concernant les constructions soudées, puisqu'elles ont été publiées dès 1928 (les prescriptions allemandes ne furent publiées qu'en 1930). Comme l'indique M. le Dr Rosenberg dans le « Zeitschrift des österr. Ing. und Arch. Vereines » 1930, Nr. 38, elles ont servi de base dans d'autres pays (« Les autorités compétentes..... ont dû tenir compte..... soit des prescriptions du Ministère Polonais des Travaux Publics, soit de celles qui ont été publiées par l'American Welding Society »). Cela indique aussi un développement important des constructions soudées en Pologne. Je mentionne dans le tableau ci-dessous les constructions les plus remarquables qui ont été exécutées jusqu'à aujourd'hui dans notre pays.

Année	Ouvrage	Dimensions	Poids	Economie de poids	Construction
1927	Verrières, Varsovie...				Entièrement soudée. Première construction soudée en Pologne.
1927	Charpente à Nowy Bytom.....	$l = 6$ m.			Entièrement soudée.
1928	Pont route (I) à Lowicz.	$l = 27$ m.	52 t.	22 %	» »
1928	Pont soutenant câbles à Nowy Bytom.....	$l = 30$ m.	15 t.		
1929	Usine à Skarzysko....	$l = 12$ m.		20 %	» »
1929	Bâtiment à Katowice.	6 étages	180 t.	20 %	» »
1929	» » »	14 »	500 t.		Rivée avec application de soudure.
1930	Pont route (II) à Lowicz.....	$l = 17$ m.	22, 3 t.	12 %	Entièrement soudée.
1930	Usine à Varsovie.....	$l = 12, 6$ m.			» »
1930/2	Caisse Postale d'Epargne à Varsovie..	7 étages	800 t.	15 %	» »
1930/1	Plusieurs villas en charpente métallique à Katowice.....	2-3 étages		20 %	Entièrement soudée.
1931	Bâtiment à Varsovie (rue Nowowiejska) Construction élevée.	2 étages	78 t.	10 %	Soudée dans l'usine, rivée au chantier.
1932	Usine à Ostrowiec....	$l = 25, 65$ m.	84 t.	10 %	Entièrement soudée.
1932	Bâtiment « Prudential » à Varsovie.....	16 étages	1.200 t.	10 %	Soudée dans l'usine rivée au chantier (fig. 1).
1932	Usine à Ostrowiec....	$l = 16, 18$ m.	120 t.	15 %	Entièrement soudée.
1932	Château d'eau à Okecie.		21 t.	12 %	» »
1932	Tour pour l'extraction des mines.....	$h = 12$ m.		18 %	» »

Les profilés complètement et spécialement étudiés pour la soudure n'existent pas encore ; la question est à étudier. Leur normalisation internationale est une des questions dont devrait s'occuper l'Association Internationale des Ponts et Charpentes.

En ce qui concerne les poutres laminées en général, ce sont celles en T qui ont trouvé dernièrement une application plus répandue à cause de la facilité de leur emploi dans diverses constructions, entre autres dans des charpentes comportant des éléments tubulaires. A défaut de poutre en T, on a adopté souvent (p. exemple à la construction de Skarzysko en 1929) les poutres en double T découpées.

L'utilisation des éléments tubulaires pour la construction, quoiqu'économique du point de vue du poids de la construction, est rarement appliquée à cause de leur prix presque deux fois plus élevé que celui d'autres profilés. Je citerai donc deux constructions, où ils ont été employés : la charpente de la Caisse d'Épargne Postale à Varsovie et la coupole du même bâtiment.

Afin de protéger les éléments tubulaires contre la rouille, on peut les remplir avec du béton de la même manière que dans certains systèmes des pieux. Le problème de l'entretien et du contrôle dont parle le rapport : « L'applica-

tion de la soudure aux constructions métalliques » ne présente alors pas de difficultés. Cette méthode est à appliquer avec des éléments de petits diamètres.

Je voudrais souligner ici aussi la possibilité et l'avantage des tôles de grande épaisseur, qui permettent de diminuer le travail du soudage. Ceci concerne les éléments (membrures) des ponts en treillis (jusqu'à 30 mm, p. ex. Pont I de Lowicz $e = 29$ mm), des ponts à âme pleine (jusqu'à 30 mm, p. ex. 2e pont de Lowicz $e = 18$ mm), des colonnes (même épaisseur, p. ex. Caisse d'Épargne Postale de Varsovie), des pieds des colonnes (jusqu'à 100 mm,

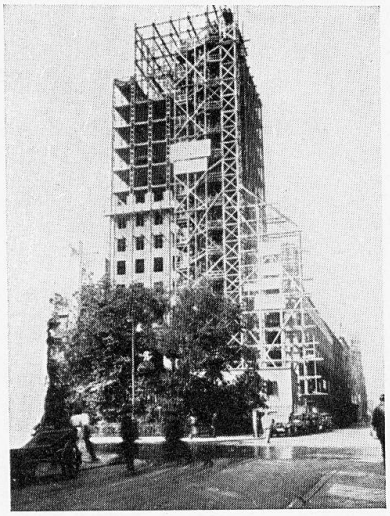


Fig. 1

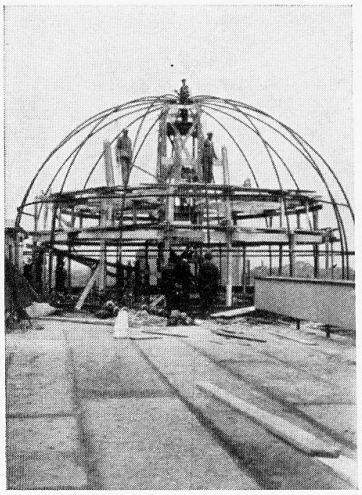


Fig. 2

Fig. 1. — Ossature métallique du bâtiment Prudential à Varsovie = Stahlskelett des Neubaues Prudential in Warschau = Steel framework of the new Prudential Buildings at Warsaw.

Fig. 2. — Bâtiment de la Caisse d'Epargne Postale à Varsovie en construction. Coupole soudée construite exclusivement en tubes = Bauzustand der Post-Ersparniskasse in Warschau geschweisste Kuppel aus Röhren konstruiert = Post Office Savings Bank, Warsaw, in course of construction. Welded cupola, constructed solely of tubes.

bâtiment à Katowice et bâtiment de la Société Prudential à Varsovie), etc. (je ne cite que des constructions exécutées en Pologne).

Comme je l'ai mentionné au début, M. le Dr Kommerell a considéré uniquement les prescriptions allemandes concernant les calculs et l'exécution des constructions; toutefois, à mon avis, le second problème serait l'étude des prescriptions internationales concernant ces travaux.

Les principes généraux des calculs sont à vrai dire suffisamment mis au point, mais ils ne s'appliquent ni aux tensions admissibles ni aux essais qui doivent être exécutés pour l'examen, soit du métal d'apport, soit des soudeurs. Il existe cependant des différences et c'est surtout dans le calcul à la résistance au cisaillement.

Par exemple, les prescriptions de certains pays admettent la tension stable au cisaillement en kg/cm² indépendamment de l'épaisseur de la soudure. Par exemple, les prescriptions américaines prévoient 800 kg/cm²; les prescriptions allemandes — 0,5 de la tension du matériel utilisé c'est-à-dire 600 — 700 kg/cm² pour les constructions civiles. Ce calcul, quoique très simple, n'est pourtant

pas rationnel. La résistance unitaire des cordons latéraux travaillant au cisaillement croît plus lentement que la dimension transversale. Cela provient du fait que les petites soudures sont exécutées d'une manière plus uniforme, les tensions d'origine thermique y sont inférieures ; leur travail est plus uniforme, les écailles peuvent se produire entre les différentes couches, on ne réalise pas la fusion complète entre deux couches succesives et enfin la profondeur de pénétration de la soudure dans l'angle, même exécutée dans les conditions favorables (2 à 3 mm), a une influence plus grande sur la résistance de la petite soudure que sur celle de la grande.

Les premières prescriptions polonaises de 1928 prévoyaient alors le calcul de la résistance au cisaillement des soudures d'après la formule : $k_c = (k_o - \mu a)$. a en kg/cm, dans laquelle k_o représente la résistance admissible au cisaillement en kilogrammes par centimètre de longueur du cordon, a étant la largeur du cordon (supposé isocèle et légèrement bombé) exprimés en centimètres. Cette formule indique que la résistance en kg/cm² varie suivant une droite d'après l'équation : $k'_c = (k'_o - \mu a)$.

En calculant le pont de Lowicz (1928) on a admis $k = 640$, $\mu = 0,80$ d'où $k_c = (640 - 80.\ a).\ a$ kg/cm².

Les essais exécutés par moi pendant les dernières années sur plusieurs cen-

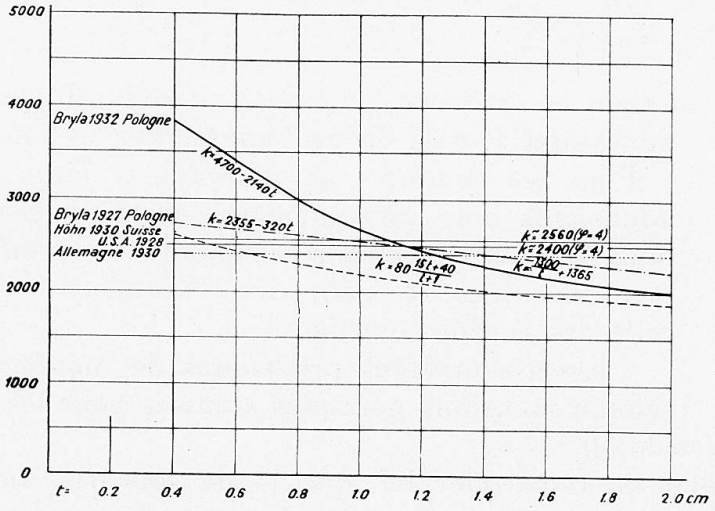


Fig. 3.

taines d'échantillons ont démontré qu'on peut admettre que la résistance des soudures latérales varie pour $a = 8$ mm, suivant la droite dont l'équation est $k = 4700 - 2140\,a$ et pour a 8 mm suivant la courbe hyperbolique dont l'équation est $k = \dfrac{1300}{t} + 1365$ (figure 3).

Sur la fig. 3 je donne les diagrammes concernant la résistance des soudures latérales de différentes épaisseurs,

1) d'après les prescr. polonaises 1928 (Bryla) $k = 2355\text{-}320\ t$.
2) » » » américaines 1928
3) » » » allemandes 1930.

Dans les deux derniers cas, je considère qu'on a admis le coefficient φ de sécurité égal à $\varphi = 4$. C'est une supposition arbitraire mais probable.

Au cas où le coefficient φ serait différent de la valeur considérée, il faudrait changer en conséquence la position des droites :

4) d'après la formule de M. Höhn de 1930 (Suisse) :

$$k = 80\,\frac{152 + 40}{t + 1}$$ (elle se rapproche de la formule 1)

5) d'après ma formule de 1932, qui se compose de la ligne droite et de l'hyperbole comme ci-dessus.

Les prescriptions polonaises de 1930, d'après lesquelles on a calculé les hautes constructions de Katowice et de Varsovie mentionnées plus haut, prévoient la résistance au cisaillement, comme suit :

On doit admettre :

Pour des dimensions de :	5	6	8	10	12	14	16	18 mm
Tension admissible dans les soudures latérales :	240	280	350	420	480	530	570	600 kg/cm
Dans les soudures frontales :	280	320	400	480	550	600	650	700 kg/cm

En cas d'application dans la construction, d'une tension admissible k_m autre que celle de 1200 kg/cm², il faut multiplier les chiffres ci-dessus par le coefficient $\frac{k_m}{1.200}$.

Si les essais mettent en évidence, pour les soudures, des résistances admissibles supérieures, on peut augmenter les tensions admissibles.

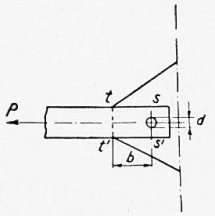


Fig. 4.

Pour les soudures au plafond, il faut admettre comme admissible une tension égale à 60 % de celle qui est admise pour les soudures normales (quoique les soudures au plafond bien exécutées accusent des résistances à peu près égales à celle des cordons normaux).

« Les assemblages provisoires de montage sont à calculer selon les tensions normales admises pour les constructions en acier augmentées de 50 %[1] ».

Je me permets de remarquer ici, que je ne suis pas du même avis que M. Kommerell qui dit : « Les trous éventuels de montage doivent, dans les calculs, être déduits de la section utile ».

Considérons le détail de l'assemblage suivant, fig. 4 ; dans une section telle que *ss* l'effort transmis par la barre P est déjà fortement diminué par la présence des cordons de soudure *ts* et *t's* ! Toutefois le trou doit être assez éloigné c.-à-d. que la distance *b* doit être aussi grande que possible.

Ceci concerne également les soudures à entaille surtout si les trous sont complètement remplis par le métal de l'électrode, bien déposé.

Pour conclure, je voudrais insister, en ce qui concerne l'application de la soudure à la construction, sur la nécessité de se baser sur des essais, dont on tirera les conséquences qui s'imposent.

1. Je ne cite que les plus importantes indications des prescriptions polonaises qui diffèrent des autres prescriptions.

Il faut à la fois de l'audace et de la prudence, sans que ni l'une ni l'autre de ces deux qualités ne soit poussée à l'excès.

JAMES CALDWELL,
Chartered Civil Engineer, London.

Welding by means of the oxy-acetylene blow-pipe has not met with much support in Great Britain for the assembly and the reinforcement of steel bridges, but has been most extensively applied to the purpose of cutting shapes in new work and the removal of defective steel members.

Electric welded construction on the other hand has developed into general practice during recent years and therefore this report deals exclusively with the application of electric arc welding to steel structures.

In reviewing the present position of electric arc welding as applied to the fabrication and erection of structural steelwork it is of interest to recall the early steps in the development of the process and its application.

Historical Progress

The carbon arc process was introduced in 1885, the arc being maintained through the medium of a carbon pencil and metal added by means of a filler rod. In 1890 carbon was replaced by a soft iron wire, thus eliminating the necessity for the filler rod and what is commonly known as " bare-wire welding " was introduced. The process is substantially the same to-day except for improvements in the welding equipment and the analysis of the wire.

In 1907 the first light coated electrode was introduced by covering the wire with a thin coating of paste in order to stabilize the arc. A close study was made at that time of the metallurgical side of the problem, and in 1911 the first heavy coated electrode was produced in Great Britain.

As confidence in the process grew, the welding of steel structures became a practical proposition. British welding engineers, faced with conservatism and unfavourable regulations in their own country, were forced to go further afield to introduce their ideas. The results and progress of their initial pioneering have been particularly marked in Europe[1] and Australia, and their work throughout has been based on the application of the heavy coated electrode. In America welding engineers have progressed on parallel lines and to a more advanced degree in the quantity of welded steelwork erected, but the bulk of their work has been carried out with bare-wire welding. The differentiation is important in view of the marked variation in characteristics of design and methods of fabrication produced by the two processes in their respective spheres.

The British welding engineer, in pinning his faith to the heavy coated electrode, maintains that the production of a metallurgically sound weld under practical conditions should not depend entirely on the skill of the operator,

1. Belgium and Switzerland.

but as far as possible on the natural function of the electrode during fusion In other words he considers that a suitable covering should be provided on the electrode to form an active slag that will (1) clean the surface of the parent plates from oxide during welding : (2) protect the weld metal whilst molten from atmospheric gases and therefore prevent oxide and nitride defects from forming in the metal ; and (3) melt at a low temperature and thereby not be trapped in the weld metal as slag inclusions. Considering the extensive practical experience of American engineers in the erection of steel structures with bare-wire welding, the marked tendency apparent in the U. S. A. during the last 18 months to employ heavy coated electrodes provides some justification that the claims of European engineers are sound in this connection.

Design

It is certain that success in welding constructions depends very largely on the initiative shown by the designer and his ability to break away from existing practice developed essentially for riveting.

Bare-wire welded structures of the opentruss type, with their general use of the simple lapped joint and rolled steel sections, do not appear to differ very largely in form from riveted structures. On the other hand in Europe there is a more advanced tendency to design welded structures on a monolithic basis with a general use of butt welded joints, even in main members.

A further characteristic of considerable importance and individual to structure welded with heavy coated electrodes, is the general application of light single run fillet welds. This practice, although of comparatively recent introduction, has been successfully developed to an advanced degree both in Switzerland and Australia. The linear strength of a fillet weld is approximately proportional to the square root of the linear volume of weld metal deposited, so that the economic advantages of the light single run fillet weld are paramount. A further asset is that welding contractional stresses are reduced to a minimum, but what may perhaps be regarded as the most important advantage, is the fact that the soudness of a weld can be judged by expert visual inspection, provided that correctly constituted heavy coated electrodes are applied. Thus the problem of control and inspection is solved in a simple, economical and efficient manner.

Building Regulations and Investigations.

One of the most important developments in welded structural steelwork in recent years is the movement on the part of public bodies to draft regulations for its control. Under the usual forms of building regulations, no methods may be used which are not definitely sanctioned with appropriate specifications and provisions for inspection. Therefore, the essential first step is to get welding recognised, naturally with safeguards for its proper execution. Welding committees have been formed in many parts of the world, and their research engineers are submitting welded construction to a more exacting scrutiny in many respects than has ever been made of riveted construction in the past. It may be ventured that more is now known of the behaviour of welded joints

than the behaviour of riveted joints. There have been cases of the failure of riveted joints which have passed the scrutiny of boiler insurance inspector and hydraulic tests, traceable to the faulty manipulation of hydraulic riveters. Hence it is inaccurate to say that riveted joints can always be guaranteed after inspection by established methods.

In framing regulations one of the most important factors to be considered is the subject of " allowable stresses " or " factor of safety. " Needless to say most public bodies are inclined to err on the side of safety by specifying low allowable stresses. Whilst this is quite justifiable within reason, it should be borne in mind that the specification of a too high factor of safety is quite sufficient in itself to prohibit or seriously limit the welding of structural steelwork on economic grounds.

The recent report of the Structural Steel Welding Committee of the American Bureau of Welding states that the average ultimate tensile strength they obtained on butt welds (bare-wire) was 22.1 tons sq. in., on which the proposed allowable working stress of 5.8 tons per sq. in gives a factor of 3.81, which they assume to be satisfactory, as it compares with their normal steelwork factor of 3.1/3.

The generally accepted purpose of a " factor of safety " is to keep the load stresses well below the yield point, to allow a margin for indeterminate stresses, and for practical variations in materials and workmanship. Provided suitable specifications are drawn up to control the ability of the operator, electrodes, design and preparation of material, etc., there would appear little reason to anticipate greater variation in the quality and workmanship in welding than riveting. In other words it would not appear unreasonable to assume practically the same factor for welding as for riveting or the steel itself.

In Great Britain, for a 28/30 tons per sq. in. steel we have an allowable working stress in tension of 8.0 tons per sq. in (i. e., a factor of 3.5). It is generally recognised, and has been proved by test, that owing to the unequal distribution of stress induced in tension members by riveted joints, the actual breaking strength is reduced by 20 per cent., so that the effective factor of safety is 2.8 and not 3.5. In compression the allowable working stress is 6.5 tons per sq. in., which when compared with the yield strength of the steel 18.0 tons per sq. in. (the point of failure in compression) shows a factor of safety of 2.77, which is roughly the same as that for tension, The calculations assume that the shearing strength of the rivets bears a definite relation to the tensile strength of the parts joined ; often it is assumed that the two are equal. This strength does not come into full play unless all the rivets are equally good fits in their holes. The 20 per cent. reduction is meant to allow for possible departure from this condition ; it may sometimes be insufficient. Under these circumstances a factor for welding equal to that for the steel, or at the most 4.0 would appear to be ample.

In published results of recent investigations it would appear that much importance is attached to the determination of the static strengths of welded joints. Such values are of secondary importance except for use in design. Factors that deserve more attention are the resistance of welded joints to

dynamic stresses, corrosion, solidity and ductility in the weld metal, and above all " consistency under practical conditions. " The future of welded steelwork must depend to a very large extent on its consistency under practical working conditions ; in other words on its reliability.

The main factors controlling economic and consistent welded production include intelligent design, sound organization and welding procedure, thoroughly trained operators and inspectors, and the employment of correct welding equipment and electrodes.

These factors would appear to present much more fruitful fields for investigation and subsequent control than the physical properties, of various types of welds, which are meaningless unless they forecast with a reasonable degree of accuracy the results that one may expect to obtain in practice.

Strengthening of Steel Structures by Welding.

The application of electric welding to the strengthening of steel structures has offered a valuable solution to railway and municipal engineers faced with the problem of coping with increased trafic loads and depreciation due to corrosion. Well over hundred bridges have been strengthened by welding on Australian railways, and quite a considerable amount of important work has been carried out in Great Britain. Similar operations are either in progress or contemplated in India, South Africa and certain of the Crown Colonies.

The main advantages claimed for the application of electric welding to the strengthening of bridges are briefly :

1. — In some cases the only alternative to strengthening by welding is complete renewal.

2. — Cost is invariably much less than when other methods of reinforcement are employed.

3. — Delays to traffic passing over the bridges are avoided or greatly reduced.

4. — In most cases underpinning or staging is unnecessary, and on principle the existing structure is not weakened or disturbed by the replacement of members and rivets in the initial stages as is often the case with alternative methods.

The strengthening of structures by welding may be divided into three broad classes :

1. — The reinforcement of riveting or riveted joints in which the welding and riveting act conjointly in carrying the stresses, as in the strengthening of lattice girder connections or plate girder flange angle and web splice riveting.

2. — The reinforcement of existing members by welding on additional plates or sections.

3. — The strengthening of girders by increasing their depth or by adding new members such as extra ties struts or cross girders, etc.

Combination of riveted and welded construction.

The question is sometimes raised as to how riveting and welding act in conjunction with each other, or in other words : " What is the strength of a riveted and welded joint?"

It is quite possible for a riveted connection to be reinforced by welding, and for the welding to bear the whole of the load and fracture before the riveting comes into play, due to the presence of " slip " in the rivets. In the case of an existing bridge, however, it must be borne in mind that the members are already bearing their dead load before the welding is applied, and furthermore it would appear safe to assume that the initial " slip " in the riveted joints has already been taken up owing to the continual variation in the stresses transmitted and the natural vibration of the structure. It has been found that the strength of a combined welded and riveted joint may be estimated as the ultimate strength of the welding plus the yield point strength of the riveting.

In strengthening lattice girder joints it is necessary to ensure that the additional stresses carried by the welding are transmitted across the joint to the member of either side ; that is to say, clear of the sections that are weakened by the existing rivet holes, and this may entail the use of extra gusset plates.

Annexes auxquelles M. Caldwell se réfère et qui ont été déjà publiées :

Anhänge, auf die sich Herr Caldwell bezieht, und die bereits veröffentlicht worden sind :

Annexes to which M. Caldwell refers and which have been previously published :

H. E. Grove, Construction Engineer, Melbourne " Welded Steel Structures in Australia" (Electric Welding, June 1932).

H. B. Hanna, Plant Engineer, Toronto,

" Electric Welded Factory Building in Canada at Peterborough Works, Toronto " (Electric Welding, June 1932).

Rupert Worley, Chartered Civil Engineer, Hamilton and James R. Baird, Civil Engineer, Hamilton,

" Arc Welding Employed on the Hamilton (New Zealand) Stand Pipe Reservoir " (Electric Welding, June 1932).

Wilfred D. Chapman, Railway Construction Engineer, Melbourne,

" Notes on Arc Welding of Bridgework in Australia " (Electric Welding, June 1932).

Traduction.

L'emploi du procédé de soudure au chalumeau oxy-acétylénique n'a pas reçu, en Angleterre, un développement considérable en ce qui concerne l'assemblage et le renforcement des ponts métalliques ; par contre, ce procédé a été beaucoup employé pour le découpage dans les travaux neufs et pour l'enlèvement des éléments de charpentes défectueux.

Par ailleurs, au cours de ces dernières années, la construction soudée électriquement s'est beaucoup développée ; c'est la raison pour laquelle nous nous

occuperons exclusivement, dans le présent rapport, de l'application de la soudure électrique à la construction métallique.

Historique.

Le procédé de soudure à l'arc de carbone a été introduit en 1885; l'arc était alors entretenu au moyen d'un crayon de charbon, l'alimentation en métal étant assurée, au moyen d'une baguette. En 1890, le crayon fut remplacé par un fil en fer doux, ce qui permettait d'éviter l'emploi de la baguette auxiliaire d'apport; on en arrivait ainsi à ce que l'on désigne couramment sous le nom de « soudure à l'électrode nue ». Le procédé est d'ailleurs, en somme, le même que celui que l'on emploie aujourd'hui, si ce n'est que des perfectionnements ont été apportés au matériel employé et à la composition des baguettes.

En 1907, apparut la première électrode couverte d'un enrobage léger; cet enrobage consistait en une couche mince d'une pâte destinée à stabiliser l'arc. Une étude serrée de la question, du point de vue métallurgique, fut alors effectuée, pour aboutir, en 1911, à la fabrication en Angleterre des premières électrodes à fort enrobage.

Le nouveau procédé gagnant la confiance des techniciens, la question se posa de l'employer pratiquement à la soudure des constructions métalliques. Les ingénieurs anglais, rencontrant devant eux, dans leur propre pays, la routine et des règlements défavorables, durent chercher ailleurs un débouché leur permettant de mettre leurs idées en pratique. Les progrès ainsi réalisés furent par suite particulièrement marqués en Europe (Belgique et Suisse) et en Australie, les travaux réalisés étant basés uniquement sur l'emploi des électrodes à fort enrobage. En Amérique, les ingénieurs soudeurs purent donner à cette méthode une évolution parallèle, aboutissant même à un emploi encore plus large de la soudure en construction métallique, quoique la majeure partie des travaux fussent exécutés avec électrodes nues. Ce point est d'ailleurs important à mentionner et il explique les différences que l'on a pu constater dans la conception et les méthodes de réalisation respectives.

L'ingénieur soudeur anglais, fermement attaché à l'électrode à fort enrobage, soutient que, dans les conditions pratiques normales, l'obtention d'une soudure métallurgiquement saine ne doit pas dépendre exclusivement de l'habileté du soudeur, mais bien dans toute la mesure du possible, de la manière dont se comporte l'électrode au cours de sa fusion. En d'autres termes, il considère qu'il faut munir l'électrode d'un revêtement judicieusement composé, susceptible de constituer un laitier actif jouant le rôle suivant : 1° nettoyage de la surface du métal de base par élimination de l'oxyde au cours de la soudure; 2° protection du métal de la soudure, en fusion, contre les gaz de l'atmosphère, afin d'éviter la formation des défauts que peut provoquer la constitution d'oxydes et de nitrures; 3° fusion de cet enrobage lui-même à basse température, afin d'éviter sa présence ultérieure dans le cordon de soudure sous forme d'inclusions de laitier. Si l'on considère quelle grande expérience pratique les Américains ont acquise en matière de construction métallique, en utilisant les électrodes nues, la tendance qu'ils manifestent d'une manière très marquée depuis 18 mois, à employer les électrodes à fort enrobage n'est pas sans justifier les points de vue soutenus à ce sujet par les ingénieurs européens.

Conception.

Il est évident qu'en construction métallique soudée, le succès dépend pour une grande part des initiatives de l'ingénieur qui étudie la construction et de l'adresse avec laquelle il sait se détacher de la pratique couramment adoptée pour le rivetage.

Les constructions soudées avec électrodes nues, appartenant au type ouvert, et dans lesquelles on emploie généralement les assemblages à couvre-joint simple, avec profilés, ne semblent pas différer sensiblement, du point de vue de la forme, des constructions rivées. Par contre, en Europe, on tend plutôt à concevoir les constructions soudées sous la forme monolithique, en employant généralement les joints en bout, même dans les éléments principaux des ouvrages.

Une autre caractéristique d'importance considérable, particulière d'ailleurs à la construction soudée réalisée avec électrodes à fort enrobage, est l'adoption générale de cordons de soudure d'angle en simple couche. Cette disposition, quoique récente, a été l'objet d'un développement très important à la fois en Suisse et en Australie. La résistance linéaire d'un cordon de soudure d'angle est approximativement proportionnelle à la racine carrée du volume de métal déposé par unité de longueur, de sorte que les avantages économiques que présente le cordon de soudure d'angle léger à une seule couche peuvent prendre toute leur importance. Un autre avantage de cette disposition est de conduire à un minimum de tensions internes de retrait; toutefois, l'avantage le plus important est probablement la possibilité de juger de la qualité d'une soudure par simple examen visuel, sous cette réserve que les soudures ont été effectuées avec des électrodes à fort enrobage de fabrication convenable. Dans ces conditions, le problème du contrôle et de l'inspection se trouve résolu d'une manière simple et économique, tout en restant effective.

Études et réglementations.

L'un des faits les plus caractéristiques de ces dernières années, en matière de construction métallique soudée, est la tendance, de la part des autorités officielles, à édicter des réglementations spéciales. Suivant la forme habituellement adoptée pour les réglementations concernant la construction, aucune méthode de construction ne peut être employée si elle n'est définitivement admise, suivant des spécifications appropriées, prévoyant les possibilités du contrôle ; le point essentiel est donc de faire admettre la soudure, sous réserve de toutes conditions garantissant une bonne exécution. Des Comités de Soudure ont été constitués dans de nombreux pays et les ingénieurs qui sont chargés des recherches correspondantes étudient la construction soudée dans des conditions beaucoup plus strictes et rigoureuses, à de nombreux égards, qu'il n'a jamais été fait pour la construction rivée. Il faut évidemment reconnaître que l'on possède beaucoup plus de données au sujet du comportement des assemblages soudés qu'en ce qui concerne les joints rivés. Il s'est trouvé des cas de rupture de joints rivés qui ont échappé aux inspecteurs d'assurance des chaudières et aux essais sous pression, ruptures que l'on a dû attribuer à une utilisation défectueuse des riveuses hydrauliques. Il ne serait donc pas exact

de dire que les assemblages rivés sont garantis par une inspection suivant les méthodes établies.

Dans l'établissement des réglementations, l'un des points les plus importants est celui des « efforts admissibles », ou du « coefficient de sécurité ». Il est superflu d'ajouter que la plupart des services officiels sont enclins à s'orienter du côté de la sécurité systématique, en adoptant des spécifications d'efforts admissibles faibles. Ceci se justifie pleinement du point de vue de la raison ; néanmoins, il ne faut pas perdre de vue que l'adoption d'un coefficient de sécurité est tout à fait suffisante, par elle-même, pour rendre prohibitif, ou tout au moins pour entraver sérieusement le développement de la construction métallique soudée, par suite de considérations économiques.

Le Rapport qui vient d'être publié par le Structural Steel Welding Committee of the American Bureau of Welding (Comité de Construction Soudée) précise que la charge de rupture moyenne obtenue au cours des essais avec électrodes nues en soudure bout à bout a été de 35 kg/mm^2, valeur par rapport à laquelle l'effort admissible proposé de 9,15 kg/mm^2 représente un coefficient de sécurité de 3,81 ; ce facteur est considéré comme satisfaisant, étant donné que le coefficient normalement adopté pour la construction métallique est de 3 1/3.

L'objectif que l'on recherche généralement en adoptant un coefficient de sécurité est de maintenir la contrainte qui résulte des efforts bien au-dessous de la limite d'écoulement et de permettre une certaine marge pour les efforts qui ne sont pas déterminés, ainsi que pour les variations qui peuvent résulter des matériaux ou de la main-d'œuvre. Si l'on prévoit des spécifications convenables pour le contrôle de l'habileté professionnelle de l'opérateur, pour les électrodes, la conception des ouvrages, l'élaboration des matériaux, etc..., il ne semble pas opportun de prévoir, en construction soudée, dans la qualité et la main-d'œuvre, des écarts de valeur plus importants que ceux que l'on prévoit dans la construction rivée. En d'autres termes, il ne paraît pas déraisonnable d'adopter pratiquement le même coefficient de sécurité pour la construction soudée, que pour la construction rivée, ou pour le métal pris en lui-même.

En Angleterre, pour un acier de 44 à 47 kg/mm^2, nous admettons un effort de traction normal de 12,5 kg/mm^2, ce qui correspond à un coefficient de sécurité de 3,5. Il est généralement admis, et des essais l'ont confirmé, que par suite de la non-uniformité de répartition des efforts dans les éléments travaillant à la traction, dans les assemblages rivés, la charge de rupture effective se trouve réduite de 20 %, de telle sorte que le coefficient de sécurité effectif se trouve être 2,8 et non plus 3,5. En compression, l'effort admissible normal est de 10,2 kg/mm^2 ; la limite correspondante d'écoulement de l'acier étant de 28,4 kg/mm^2 (limite pratique de résistance à la compression) il en résulte un coefficient de sécurité de 2,77, valeur voisine de celle qui correspond à la traction. Les calculs semblent montrer que la résistance des rivets au cisaillement est en relations définies avec la charge de rupture des pièces de l'assemblage ; on admet souvent que les deux valeurs sont équivalentes. Cette résistance n'intervient pas entièrement, à moins que tous les rivets ne portent également bien dans leurs trous. La réduction de 20 % est précisément destinée à tenir compte des écarts pratiques par rapport à cette condition théorique ; elle peut être insuffisante. Dans ces conditions, il semble que l'adoption, pour

la soudure d'un coefficient de sécurité équivalent à celui qui est adopté pour l'acier, ou tout au plus de 4, serait largement suffisant.

Des résultats qui ont été publiés au sujet de recherches récentes, il apparaît que l'on attache une grande importance à la détermination de la résistance statique des assemblages soudés. Sauf en ce qui concerne le calcul, ces valeurs n'ont toutefois qu'une importance secondaire. L'attention doit être bien plus largement attirée sur la résistance des assemblages soudés aux efforts dynamiques, à la corrosion, sur la ténacité et la ductilité du métal d'apport et, tout particulièrement, sur le « comportement dans les conditions pratiques de service ». L'avenir de la construction soudée doit dépendre dans une large mesure du comportement effectif en service, c'est-à-dire sur la sécurité effective en service.

Les principaux facteurs qui interviennent dans l'obtention d'assemblages soudés économiques et convenables sont : une conception judicieuse, une organisation bien conçue, de bonnes méthodes de travail, des soudeurs et des inspecteurs possédant à fond leur métier, et l'emploi d'un matériel et d'électrodes convenables.

Ces facteurs ouvrent aux recherches et au contrôle ultérieur un champ beaucoup plus important que les caractéristiques physiques utiles des différents types d'assemblages, qui sont sans signification tant qu'elles ne sont pas susceptibles de prédéterminer, avec une exactitude suffisante, les résultats que l'on est en droit d'attendre en pratique.

Renforcement des Constructions Métalliques par soudure.

L'application de la soudure électrique au renforcement des constructions métalliques a constitué une solution très intéressante pour les ingénieurs des chemins de fer et des services publics, dans l'obligation où ils se sont trouvés de faire face à un trafic croissant et à une dépréciation des ouvrages sous l'influence de la corrosion. Plus de cent ponts ont déjà été renforcés par soudure, sur les chemins de fer australiens et des travaux déjà très importants ont été effectués en Angleterre. Des travaux du même ordre sont actuellement en cours, dans l'Inde, en Afrique du Sud et dans certaines Colonies de la Couronne.

Les principaux avantages que l'on reconnaît à l'emploi de la soudure électrique pour le renforcement des ponts sont, en gros, les suivants :

1. — Dans certains cas, la seule solution à laquelle on serait obligé de se rallier, faute de pouvoir appliquer la soudure, serait le remplacement pur et simple ;

2. — Prix régulièrement bien inférieur à celui des autres méthodes de renforcement ;

3. — Suppression, ou tout au moins notable réduction des interruptions dans le trafic ;

4. — Dans la majorité des cas, l'étayage est inutile et, en principe, au début des travaux, la résistance de l'ouvrage n'est ni diminuée ni compromise par le remplacement des divers éléments, comme c'est le cas avec les autres méthodes.

Le renforcement des ouvrages par soudure peut être divisé en trois classes principales :

1. — Renforcement des rivures ou des assemblages rivés conçu de telle sorte que les rivets et les cordons de soudure collaborent conjointement à supporter les charges, par exemple dans le cas du renforcement des poutres en treillis ou des cornières d'aile des poutres en tôle et des éclisses d'âme ;

2. — Renforcement d'éléments déjà existants par soudure de plaques ou de profilés additionnels ;

3. — Renforcement de poutres par augmentation de hauteur d'âme, ou par addition de nouveaux éléments, tels que : entraits supplémentaires, éléments de poutres transversales, etc.....

Construction mixte rivée et soudée.

On s'est fréquemment demandé dans quelles conditions s'effectue la collaboration entre la rivure et la soudure, ou, en d'autres termes, « quelle résistance peut-on obtenir, par rivure et soudure combinées ? ».

Un assemblage rivé peut parfaitement être renforcé par soudure, dans des conditions telles que la soudure supporte la totalité de la charge et même la rupture avant que la rivure elle-même n'intervienne, par suite de la présence de jeu dans le rivetage. Toutefois, dans le cas d'un pont déjà existant, il ne faut pas perdre de vue que les différents éléments supportent déjà leur propre poids avant l'application de la soudure ; il paraît donc légitime d'admettre que dans ce cas le jeu antérieur dans les joints rivés a déjà été compensé sous l'influence des variations incessantes des efforts transmis et des vibrations propres de l'ouvrage. On a constaté que la résistance d'un assemblage mixte par rivure et soudure pouvait être considérée comme égale à la somme de la charge de rupture de la soudure et de la limite d'écoulement correspondant au rivetage.

Dans le renforcement des assemblages sur poutres en treillis, il est nécessaire de s'assurer que les efforts supplémentaires supportés par la soudure sont effectivement transmis, par l'intermédiaire de l'assemblage, d'un élément à l'autre de cet assemblage ; c'est-à-dire sans faire intervenir les sections qui sont affaiblies par les trous de rivets ; cette condition peut conduire à adopter des goussets supplémentaires.

Bibliographie.

Voir page 249 : 4me alinéa.

F. CAMPUS
Professeur à l'Université de Liége.

et

A. SPOLIANSKY,
Ingénieur à Enghien.
Ex-assistant à l'Université de Liége.

Le pont de Lanaye est un pont-route de 88 m. de longueur. La travée centrale a 68 m. de portée libre ; les travées d'approche ont 10 m. d'ouverture. Les poutres de la travée centrale sont des poutres paraboliques Vierendeel ayant

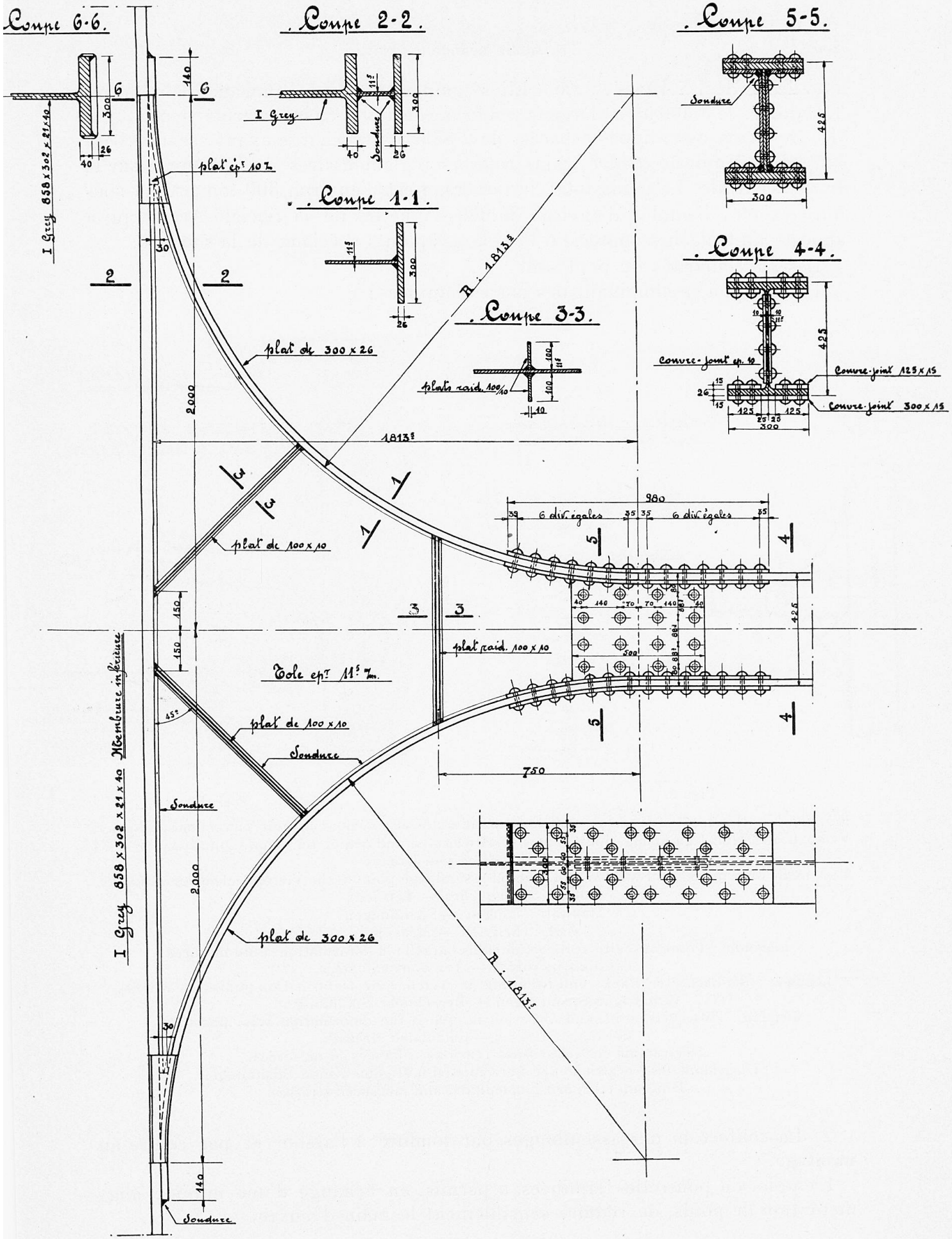


Fig. 1

Coupe = Schnitt = Section. — Plat = Flacheisen = Flat iron. — Couvre-joint = Stosslasche = Butt straps. — Soudure = Schweissung = Welding. — Membrure inférieure = Untere Gurtung = Lower flange. — Tôle = Blech = Plate.

une flèche de 1/7.40 soit 9.200. Elles comportent douze panneaux de 5.666 m. Le tablier, de 9.500 m. de largeur, est formé de dalles en béton armé reposant sur des traverses métalliques espacées de 2.833. La surcharge ayant servi de base au calcul comporte quatre trains routiers réglementaires de 32 tonnes sur la travée centrale. La poids total de l'ouvrage est d'environ 300 tonnes. La soudure exigera l'emploi d'environ 30.000 baguettes de la Société Arcos, qui a apporté un concours apprécié à l'étude des points spéciaux de la soudure.

Les particularités du pont sont :

1) L'emploi prédominant des barres laminées ;

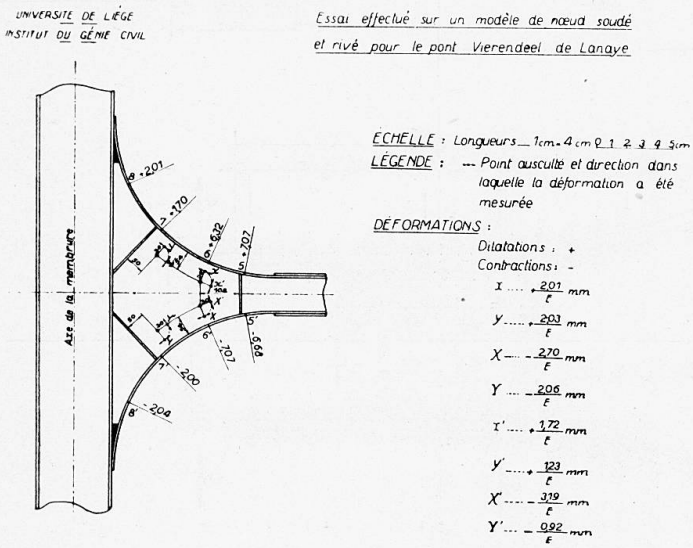


Fig. 2.

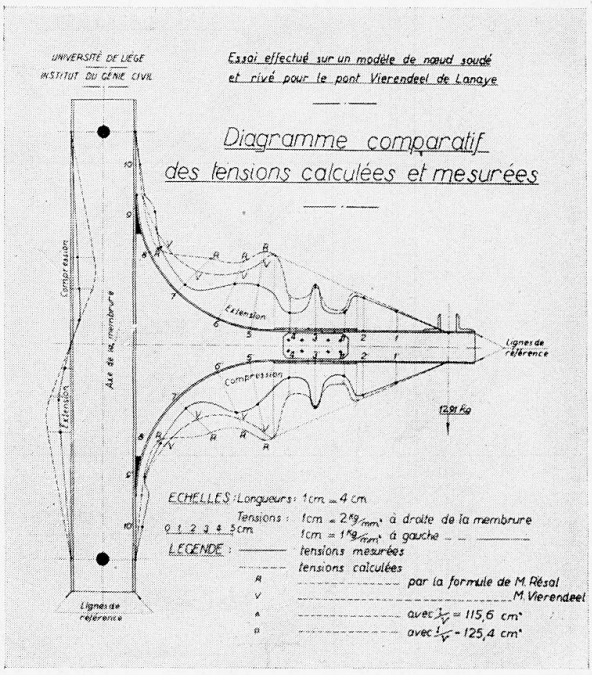


Fig. 3.

Fig. 2 et 3. — Essai effectué sur un modèle de nœud soudé et rivé pour le pont Vierendeel de Lanay.
Versuch ausgeführt an einem Modell eines geschweissten und genieteten Knotenpunktes der Vierendeel Brücke von Lanay.
Test made on a model of a welded and riveted assemblage point of the Vierendeel bridge at Lanay.
Échelle : Longueurs — Tensions
Masstab : Längen — Spannungen
Scale : Lengths — Stresses.
Légende : Point ausculté et direction dans laquelle la déformation a été mesurée.
Tensions mesurées — Tensions calculées.
Legende : Beobachteter Punkt und Richtung, in welcher die Deformation gemessen wurde.
Gemessene Spannungen — Berechnete Spannungen.
Legend : Observed point, and direction in which the deformation was measured.
Measured stresses — Calculated stresses.
Diagramme comparatif des tensions calculées et mesurées.
Diagramm des Vergleichs der berechneten und gemessenen Spannungen.
Diagram comparing calculated and measured stresses.

2) La confection des assemblages par soudure à l'atelier et par rivure au montage.

L'emploi de poutrelles laminées a permis, en échange d'une minime augmentation de poids, de réduire sensiblement la main-d'œuvre.

La rivure au montage évite les sujétions et les aléas que présente encore actuellement la soudure au montage pour un ouvrage de cette importance. La membrure inférieure, les montants et les entretoises sont en poutrelles Grey

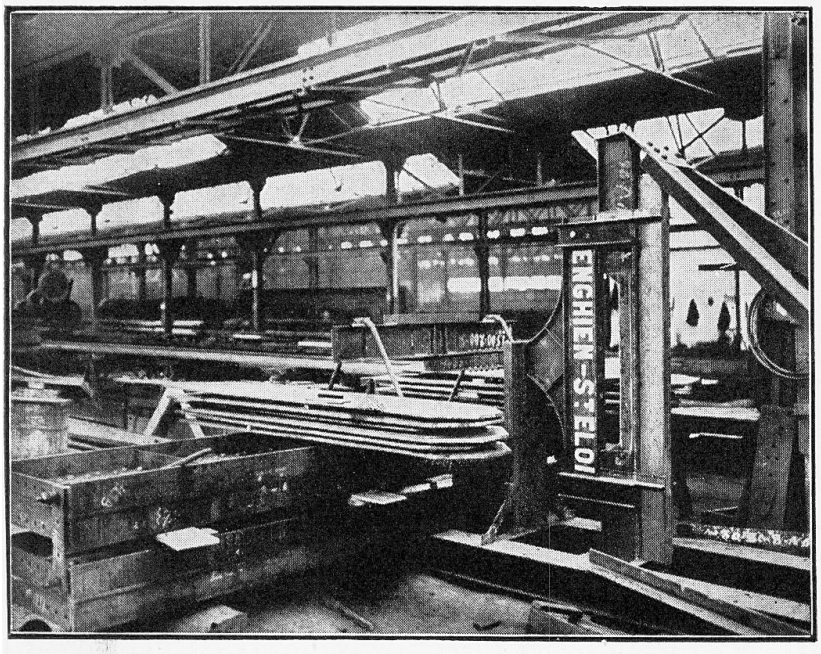


Fig. 4.

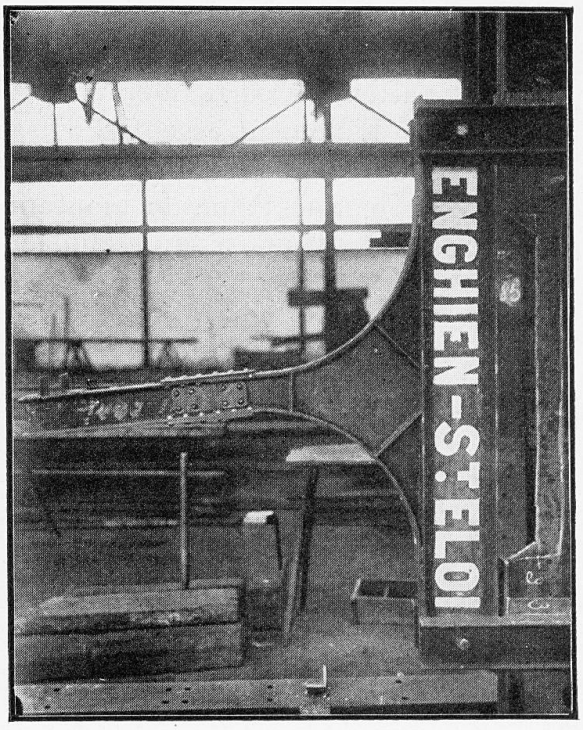


Fig. 5.

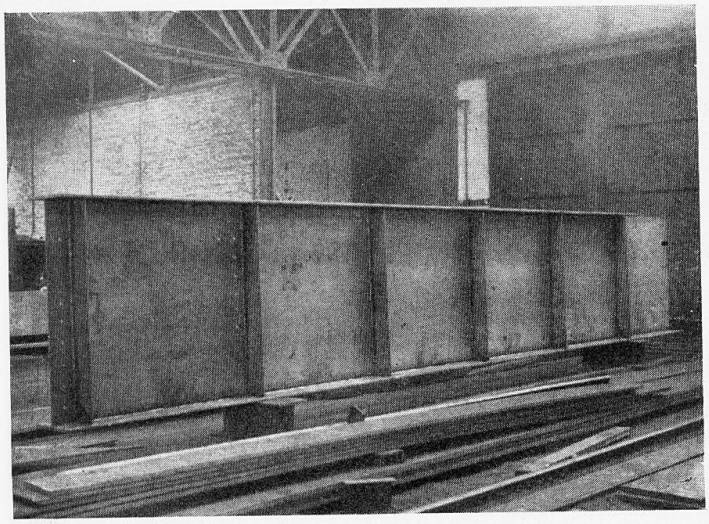


Fig. 6.

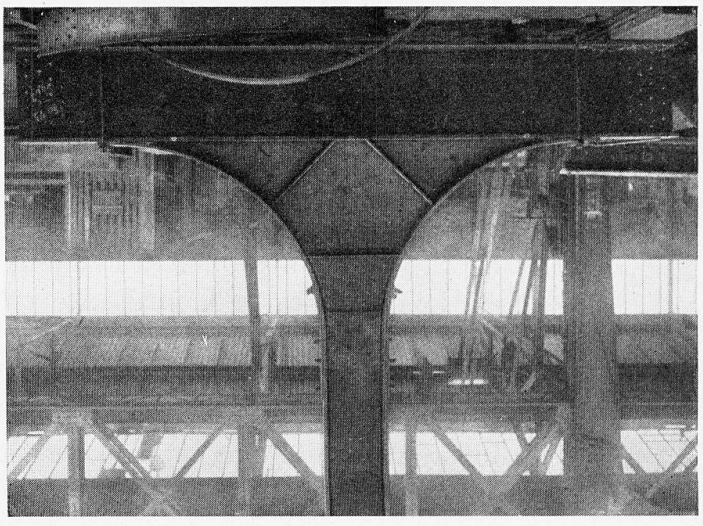


Fig. 7.

à larges ailes. Des plats sont soudés aux abouts des entretroises pour permettre le rivetage sur les membrures. La membrure supérieure est composée d'une âme de 850×12 et des semelles de 500×37 entièrement assemblées par soudure. Un nombre suffisant de raidisseurs écarte tout danger de voilement.

Les membrures seront expédiées à pied d'œuvre par tronçons, avec goussets centraux. Les montants seront rivés aux membrures sur place, de même que les joints de membrure, également rivés au montage. Ces derniers joints sont au milieu du panneau, où la flexion est faible. Les joints rivés ont été étudiés pour perdre le moins possible le bénéfice des sections nettes des barres obtenues par la soudure. En général, tous ces assemblages ont fait l'objet d'une attention particulière.

L'élément essentiel d'assemblage est le nœud de jonction d'un montant et d'une membrure (fig. 1). Le gousset est constitué d'une tôle de même épaisseur que l'âme du montant assemblée par soudure à la membrure continue. Les ailes du nœud, soudées au gousset, ont mêmes dimensions que les ailes des

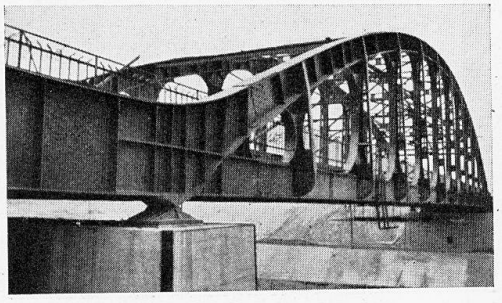


Fig. 8.

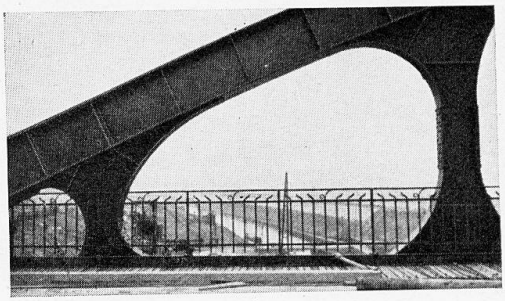


Fig. 9.

montants et se raccordent tangentiellement à ces dernières ainsi qu'aux ailes des membrures.

On réalise de la sorte :

1) Une continuité complète entre les éléments à assembler.

2) Un raccordement graduel et continu, évitant toute surtension dans l'élément capital de l'ouvrage.

3) De très faibles fatigues dans les assemblages uniquement soudés au nœud.

Ce nœud, de conception nouvelle et différent de dispositions beaucoup plus compliquées utilisées dans d'autres pays, a été soumis à des essais d'élasticité et de rupture. Un modèle à l'échelle réduite de 1/4.25 a été confectionné à cet effet. Les auteurs de la présente communication ont procédé à cet essai, aux ateliers de la Société Métallurgique d'Enghien Saint-Eloi. La charge appliquée pour les essais d'élasticité était de 1291 kg. et dépassait de 53 %, à l'échelle des forces, l'effort tranchant maximum prévu pour les montants, égal à 11000 kgs. Il a été effectué 133 mises en charge et 504 lectures au moyen d'extensomètres Huggenberger. Au total, 72 points ont été auscultés, les lectures étant répétées 6 à 7 fois. Les fig. 2 et 3 reproduisent les résultats des essais. Les diagrammes montrent que les tensions mesurées sont partout modérées et inférieures aux tensions calculées par la formule de Navier pour les parties prismatiques des barres et par les formules de Résal ou Vierendeel pour les ailes courbes, sauf vers le raccord tangentiel des ailes avec les membrures, où elles ne sont plus soutenues par le gousset, découpé carrément. Dans le nœud réel (fig. 1), ce fait ne se produira pas, car des tôles en biseau sont soudées

sur les tranches extérieures à l'endroit en question. Les résultats de cet essai concordent avec ceux qui ont été effectués par les auteurs de cette communication sur des modèles de nœuds en tôle et sur des nœuds entièrement rivés mais de forme analogue [1].

Il a été procédé ensuite à un essai de rupture sur le modèle, après quelques mises en charge dynamiques sans effet. La pièce s'est rompue sous la charge de 5200 kgs par rupture de l'aile tendue dans la section affaiblie par la rangée de rivets la plus voisine du nœud. La soudure s'est rompue dans la même section; nulle part ailleurs elle n'a montré de défaillance.

A l'échelle du modèle, le coefficient de sécurité est d'environ 6.36. Il importe d'ajouter que si le modèle était en général correctement à l'échelle, on n'avait pu éviter un écart en ce qui concerne la rivure d'aile qui était trop faible et créait néanmoins un déforcement excessif de l'aile. En d'autres termes, le nœud réel présentait une sécurité encore plus grande.

Les fig. 4 et 5 montrent le modèle supportant sa charge de rupture et une vue de modèle rompu.

Le pont est actuellement en exécution à l'usine et nous sommes heureux de pouvoir présenter quelques photographies des pièces déjà soudées (fig. 6 et 7). La conception de l'ouvrage a été inspirée par les règles de la plus stricte prudence. Des types d'assemblages nouveaux ont été conçus, mais n'ont été adoptés qu'après des essais rigoureux et concluants. L'aspect du pont est heureux et donne l'impression d'une grande légèreté et d'une réelle élégance (fig. 8 et 9) [2].

Après l'achèvement, l'ouvrage sera soumis à des essais, qui seront comparés aux calculs.

Au point de vue économique, il faudra attendre la fin de l'entreprise pour en tirer des conclusions certaines.

H. DUSTIN,

Professeur à l'Université de Bruxelles,
Directeur du Laboratoire des Matériaux, Faculté technique, Bruxelles.

Au moment où l'A. B. S. vient de mettre sur le métier la rédaction de ses prescriptions relatives aux constructions soudées, il était indiqué de faire l'étude des règlements étrangers visant le même objet.

Le but de la présente note est de résumer les observations auxquelles ont donné lieu, de notre part, les dernières prescriptions allemandes. Avril/mai 1931.

Le texte réglementaire a été l'objet d'un commentaire circonstancié et illustré de nombreux exemples par le Dr O. Kommerell, l'un des auteurs principaux du règlement. Ce commentaire est nécessaire pour la compréhension et

1. Cfr. Études et expériences sur des nœuds de charpente, par F. Campus. (Communication faite à l'Association belge pour l'essai des matériaux le 11 mai 1925.)

2. Les figures 8 et 9, représentant le pont achevé, sont d'avril 1933.

l'interprétation correcte des articles principaux ; texte officiel et commentaire formant un tout indivisible.

Pour abréger, nous examinerons en groupe l'ensemble des prescriptions relatives à :

1° la qualification du métal et du procédé de soudure ;
2° la qualification du soudeur ;
3° les taux de travail admissibles dans les divers types de soudure ;
4° les prescriptions et recommandations diverses.

1. — Qualification du métal et du procédé de soudure.

La résistance à exiger du métal déposé est déterminée par trois essais :

1. Un essai identique à l'essai de qualification du soudeur. Cet essai, que nous analyserons plus tard, conduit à exiger du métal déposé une résistance vraie en traction de 3100 kg. par cm².

2. Un essai de traction sur un assemblage bout à bout, brut d'usinage dans une tôle de 10 mm., la section de rupture conventionnelle étant celle de la tôle. Le croquis indiquant pour la soudure une surépaisseur possible de 2,5 mm., la section de rupture réelle admise est donc de 1,25 cm² par cm² de joint.

Dans cet essai, on exige seulement une résistance de 3000 kg. par cm² de section conventionnelle, ce qui fait $3000 \times \frac{1.00}{1.25} = 2400$ kg. par cm² de section de rupture réelle.

Des chiffres aussi bas ne peuvent être obtenus que par l'emploi d'un métal de qualité excessivement médiocre, ce qui constitue, à notre avis, un réel danger pour la sécurité des constructions.

3. Un essai sur cordons latéraux, essai dans lequel on exige une résistance de 2400 kg. par cm² de section de rupture réelle.

Les cordons essayés ayant 6 mm. de hauteur de la section de rupture, soit $8\frac{1}{2}$ à 9 mm., de hauteur h (voir plus haut), ce Z″ correspond à un Z″ propre du métal d'apport d'au moins 2600 kg. Un tel Z″ ne peut être obtenu dans ces conditions que par un métal dont le Z en traction soit d'environ $\frac{2600}{70\%} = 3800$ kg / cm².

Il y a donc contradiction entre les exigences des trois essais destinés à fixer la résistance du métal de soudure.

Nous considérons, quant à nous, que le chiffre de soudure de l'essai sur cordons latéraux représente un minimum qu'on peut exiger franchement d'une soudure d'exécution moyenne, faite en partant d'un fil de qualité également moyenne.

L'aptitude du métal à la déformation se détermine par un essai de pliage sur soudure bout à bout : l'éprouvette en acier extra doux (St. 34), épaisse de 10 mm. seulement, est pliée à 60° seulement sur des rouleaux de 100 mm. de diamètre, écartés de 50 mm. et la soudure reste brute d'usinage.

La réunion de ces conditions fait que le faible angle de pliage exigé peut être obtenu sans déformation appréciable de la soudure elle-même.

Les soudures les moins ductiles sont acceptées par un tel essai.

Les commentaires de l'article 9 montrent pour le surplus que les auteurs considèrent le métal déposé comme normalement dépourvu de toute ductilité.

En ce qui concerne le procédé à employer, le § 3 du règlement ne fait pas de distinction entre le courant continu et le courant alternatif, mais le commentaire qui en est inséparable déclare : la soudure par courant continu sera provisoirement la règle.

Le travail en courant alternatif est pratiquement exclu, malgré ses avantages pratiques et économiques évidents, malgré son développement rapide et son avenir certain, malgré les résultats obtenus dans les pays où son emploi est devenu normal.

Dès l'instant où on impose au métal déposé un ensemble de qualités déterminées, il est arbitraire de vouloir intervenir dans la façon de réaliser ces qualités.

Tandis que, d'une façon générale, le règlement admet pour les soudures un métal de basse qualité et non ductile, le commentaire, en différentes pages, nous recommande un métal « pas trop fragile », « d'une certaine ductilité » et quand il s'agira de travaux tels que le renforcement de ponts, le règlement prescrira l'emploi d'électrodes de qualité : « hochwertige Schweissdrähte ».

II. — Qualifications du soudeur.

Comme pièce d'épreuve il doit exécuter, art. 7 du règlement, une éprouvette en croix, comportant quatre soudures frontales sans recouvrement. L'éprouvette étant rompue par traction, la soudure doit résister à au moins 2500 kg/cm² de la section de rupture réelle.

En métal peu ductile, tel que celui défini par les essais qui précèdent, cela fait, suivant notre expérience pour le métal déposé, une résistance propre en traction de 3100 kg/cm² environ.

Avec quel métal d'apport cette résistance doit-elle être obtenue ?

Avec le métal défini par l'essai de traction (donnant 2400 kg/cm²) ? L'épreuve est simplement impossible.

Avec le métal défini par l'essai sur éprouvette en croix donnant 3100 kg/cm² ? Dans ce cas, tous les soudeurs du chantier devraient pouvoir, à un moment quelconque, réussir l'épreuve qui a servi à l'agréation du métal et du système de soudure, épreuve pour laquelle on a évidemment choisi le meilleur des spécialistes. Cela paraît excessif.

Avec le métal obtenu par l'essai sur cordons latéraux donnant en traction 3800 kg/cm² environ, le soudeur à l'épreuve, qui est naturellement supposé travailler aussi bien que possible, dispose, pour réussir, d'une marge de résistance d'environ 20 %. L'épreuve n'est plus suffisante pour éliminer l'ouvrier médiocre.

Ces incertitudes ont, pour origine, le manque d'unité des essais imposés pour l'agréation du métal et du procédé.

Ajoutons que, pour la qualification et la surveillance de la main-d'œuvre, une épreuve qui exige l'emploi d'une machine d'essai — donc d'un laboratoire

— est peu commode et de nature à raréfier un contrôle qu'il faudrait, au contraire, encourager en le facilitant.

Il en est tout autrement des épreuves de qualification du métal et du procédé, épreuves qui, normalement, sont faites, une fois pour toutes, à l'origine d'un travail important.

Ayant des buts et des objets complètement différents, les deux épreuves doivent, à notre sens, être basées sur des essais différents.

III. — Taux de travail admissibles.

Le règlement, art. 5, spécifie que ces prescriptions s'appliquent seulement aux constructions en acier St. 37. Ensuite, il fixe le taux de travail des soudures, dans leur section dangereuse, en fonction du taux de travail admis pour le métal des pièces à réunir.

Le commentaire et le rapport du Dr Kommerell au Congrès indiquent que ce principe a été adopté en vue de donner, à toutes les parties de la construction, le même coefficient de sécurité.

L'examen des exemples chiffrés montre qu'il s'agit de sécurité à la rupture.

Remarquons tout d'abord qu'en partant de ce principe, il était aussi simple d'édicter des prescriptions générales s'appliquant indifféremment à tous les métaux bien soudables ; il suffisait d'imposer au métal de soudure des résistances en rapport avec celles du métal de construction.

Le règlement allemand fixe la proportion des taux de travail admissibles dans un tableau.

TENSIONS ADMISSIBLES DANS LES SOUDURES :

Nature du joint.	Nature de la sollicitation.		Remarque.
Bout à bout.	Extension	$0.60\,\sigma$	σ est la tension admissible dans le métal des pièces soudées conformément aux règlements en vigueur.
	Compression	$0.75\,\sigma$	
	Flexion { partie tendue	$0.60\,\sigma$	
	Flexion { » comprimée	$0.75\,\sigma$	
En cordons (frontaux ou latéraux).	Cisaillement	$0.50\,\sigma$	
	Toutes sollicitations	$0.50\,\sigma$	

Ce tableau appelle des questions et des objections.

1. Comment faut-il définir et interpréter la tension admissible de base σ ?

Pour cela, il faut nous reporter aux exemples chiffrés du règlement commenté ou au tableau explicatif donné par le Dr Kommerell dans son rapport au Congrès.

Nous voyons bien ainsi qu'il s'agit effectivement des charges de sécurité admises par les règlements administratifs pour les diverses pièces de la construction.

En d'autres termes, le taux de travail admis pour une soudure est fixé, sans tenir compte de l'état de sollicitation réel de ladite soudure. Conventionnellement et arbitrairement, cet état de sollicitation est supposé identique à celui qui existe dans le corps des pièces soudées.

Cette conception paraît issue du désir de réaliser des constructions dont toutes les parties aient le même coefficient de sécurité; ce résultat n'est pas atteint dans la réalité, comme nous le verrons.

La méthode de calcul qui en résulte conduit forcément, dans la pratique, à certains résultats choquants.

2. Pourquoi, dans ces conditions, adopter des coefficients de réduction variant entre 0.75 et 0.50 ?

Il semblerait aussi logique et plus simple de choisir un coefficient unique; par exemple, 0.70 comme le propose le projet de règlement des Chemins de fer suisses, lequel suit les principes du règlement allemand.

3. Les cordons d'angle (Kehlnähte) représentent à eux seuls la grosse majorité des soudures intervenant dans la charpente.

Aucune discrimination n'est faite quant à la position du cordon relativement à l'effort qui le sollicite. Ceci, par raison de simplification, dit le commentaire, pour tenir compte de la moindre aptitude de la déformation des cordons frontaux, dit le rapport au Congrès.

Nous savons cependant dans quelle large mesure varie la résistance spécifique d'un cordon suivant sa position. En effet, soit Z_c la charge de rupture du métal d'apport dans un essai normal de traction, a la hauteur de la section de rupture et l la longueur du cordon.

Nous savons, avec certitude, par des essais extrêmement nombreux, que par exemple :

Pour une soudure frontale avec recouvrement (Stirnnähte), on a $Z_c = \pm 95\,\%$ de $a.l.$

Tandis que pour une soudure latérale un peu forte (Flankennähte) où $\alpha \geqslant 15$ mm., on a seulement $Z_c = \pm 50\,\%$ de $a.l.$

En d'autres termes, un même cordon de dimension $a.l.$ voit sa résistance varier, à peu près, du simple au double, suivant sa position.

Nous voyons dans le règlement que les soudures en cordon sont celles pour lesquelles le coefficient de charge est le plus faible : 0.50. Nous voyons dans les exemples et le rapport au Congrès, que cette charge peut varier de 500 à 800 kg/cm² de la section de rupture vraie du cordon.

Une telle façon de calculer serait plus ou moins compréhensible s'il était entendu que les prescriptions doivent s'interpréter dans ce sens, que les tensions admissibles les plus fortes sont applicables à des cordons travaillant essentiellement en traction (cordons frontaux) et les sollicitations les plus faibles à ces cordons travaillant essentiellement au cisaillement (cordons latéraux).

Mais telle n'est nullement la pensée des auteurs : les exemples de calcul donnés par le Dr Kommerell montrent clairement que les charges admissibles dans les cordons sont choisies sans se préoccuper aucunement de la nature de la sollicitation des dits cordons. Nous verrons ainsi admettre des charges unitaires de 700 kg/cm² pour des cordons cisaillés et 500 kg/cm² pour des cordons tendus.

Ceci, évidemment, est peu logique.

Ce mode de calcul spécial entraîne comme conséquence immédiate ceci : un cordon placé dans des conditions de sollicitations très défavorables peut se

trouver assimilé, au point de vue des tensions admissibles, à une pièce de la charpente où les règlements admettent un taux de travail particulièrement élevé. Pour éviter la possibilité de tensions dangereuses, il est indispensable de fixer à un chiffre très bas le rapport des taux de travail dans les pièces et dans les soudures.

Les possibilités de résistance de la soudure sont donc nécessairement mal utilisées pour un grand nombre de cordons ; il en résulte fréquemment des assemblages inutilement coûteux et peu élégants.

Certains des exemples chiffrés donnés par le Dr Kommerell sont typiques à ce point de vue.

Prenons l'exemple le plus simple, n° 5, assemblage d'un plat sur un gousset, par deux cordons frontaux et deux cordons latéraux ; ces derniers sont strictement inutiles, les deux premiers ayant, suivant notre expérience, même avec un métal d'apport de qualité très modérée, une résistance de rupture supérieure à celle du plat en St. 37.

L'exemple immédiatement suivant, n° 6, assemblage bout à bout dans l'âme d'une poutre double T mérite d'être analysé. L'auteur nous propose deux variantes :

1° L'âme de 12×1750 mm. a ses deux moitiés réunies par deux couvre-joints de 11 mm. avec soudures continues et en plus 68 « Schlitznähte » (Soudures sur entailles) rondes de 33 mm. Celles-ci, d'exécution incommode et rendant l'assemblage excessivement onéreux, sont parfaitement superflues : les cordons travaillant comme des soudures frontales à recouvrement, ont à eux seuls une résistance à la rupture supérieure à celle de l'âme.

2° Les deux moitiés de l'âme de 12×1750 mm. sont réunies à une fourrure transversale de 24 mm. d'épaisseur, par quatre cordons continus de 18 mm. Suivant notre expérience, ces cordons frontaux sans recouvrement ont une résistance à rupture supérieure de plus de 50 % à celle de l'âme elle-même ; leur section dépasse celle qui est autorisée par l'article 6-8 du règlement limitant l'épaisseur des cordons, en fonction de l'épaisseur de la tôle.

Par contre, l'assemblage par double couvre-joints, sans soudure bout à bout d'une âme de poutre double T, autorisé dans le commentaire de l'article 6/12, est nettement trop faible : l'épaisseur trop réduite des couvre-joints ne permet pas d'y accrocher des cordons dont la résistance soit en rapport avec celle de l'âme. Il ne paraît pas utile d'insister.

IV. — Prescriptions et recommandations diverses.

a) L'article 6/5 limite à quarante fois leur épaisseur, la longueur des cordons latéraux fixant une barre.

Il ne semble pas que cette prescription puisse jamais trouver d'application pratique, faute de la place nécessaire pour loger pareilles soudures ; mais l'auteur du commentaire en prend texte pour recommander la soudure par cordons ininterrompus, système dont les inconvénients pratiques et économiques sont connus.

b) La règle de l'art. 4/6, relatif au renforcement des ponts par l'usage d'as-

semblages mixtes (rivés et soudés) fixant le partage des charges entre rivets et soudures, est purement conventionnelle.

c) Page 40 du règlement commenté, le Dr Kommerell envisage que, pour utiliser pleinement la résistance de certains éléments de construction, l'assemblage pourra être calculé en partant de la section propre de ces éléments.

Ce mode de calcul s'écarte absolument de celui qui est imposé par le règlement; mais il est logique, c'est une des bases du calcul que nous n'avons nous-mêmes cessé de préconiser depuis 1927.

Résumé.

Le règlement allemand de 1931 est présenté dans une forme parfaite, il n'en est que plus nécessaire d'en marquer les insuffisances.

Les essais destinés à qualifier, une fois pour toutes, le métal d'apport et le procédé de soudure sont contradictoires entre eux. Ils manquent de la précision indispensable dans une opération aussi importante. Ils admettent, comme suffisant, un matériau médiocre, donc peu sûr.

L'épreuve imposée pour la qualification du soudeur manque de simplicité et de commodité. Mise en rapport avec les divers essais précédents, elle se montre tantôt excessive, tantôt insuffisante.

La méthode de calcul imposée est purement conventionnelle; elle conduit dans l'application, à des résultats choquants et à des assemblages où la résistance des soudures est mal utilisée.

Les taux de travail admis sont énoncés de telle façon qu'ils ne se comprennent exactement que grâce à un commentaire et à des exemples chiffrés.

Enfin, ce règlement renferme diverses prescriptions qui paraissent difficiles à justifier.

Un tel règlement n'est pas fait pour améliorer la technique; les pays où la science et l'art de souder ont atteint un stade élevé de leur développement, n'ont pas intérêt à s'en inspirer.

L'auteur tient à souligner que les considérations ci-dessus ont été rédigées au printemps 1932 et se rapportent aux prescriptions de 1931. Depuis lors, ces prescriptions ont été améliorées.

Zusammenfassung.

Die deutschen Bestimmungen von 1931 sind in mustergültige Form gekleidet; es ist deshalb umso notwendiger, ihre Unzulänglichkeiten hervorzuheben.

Die Versuche, die ein für allemal zur Qualifikation des Schweissgutes und der Schweissmethoden bestimmt sind, widersprechen sich gegenseitig. Es fehlt die für eine so wichtige Arbeit erforderliche Genauigkeit. Sie lassen ein mittelmässiges, mithin wenig sicheres Material zu.

Der zur Qualifikation des Schweissers vorgeschriebenen Prüfung fehlt es an Einfachheit und Bequemlichkeit. Im Verhältnis zu den verschiedenen früheren Versuchen erweist sie sich bald als übertrieben, bald als ungenügend.

Die vorgeschriebene Berechnungsmethode ist rein konventionell; in der

Anwendung führt sie zu missfälligen Resultaten uud zu Verbindungen mit schlecht ausgenutzten Schweissfestigkeiten.

Die zulässigen Spannungen sind so ausgedrückt, dass sie nur auf Grund eines Kommentars und numerischen Beispielen verstanden werden können.

Endlich enthalten diese Bestimmungen Vorschriften, die schwierig zu rechtfertigen scheinen.

Solche Bestimmungen sind nicht berufen, die Technik zu verbessern ; die Länder, in denen die Wissenschaft und die Kunst des Schweissens einen hohen Stand ihrer Entwicklung erreicht, haben kein Interesse daran, sich von diesen beeinflussen zu lassen.

Der Verfasser legt Wert darauf festzustellen, dass obige Betrachtungen im Frühjahr 1932 abgefasst wurden und dass sie sich auf die Vorschriften von 1931 beziehen. Seither sind diese Vorschriften verbessert worden.

Summary.

The German rules of 1931 are expressed in a perfect manner ; it is consequently all the more necessary to point out their insufficiencies.

The tests which are intended to specify, once for all, the metal and the methods used in welding, are contradictory. They lack the precision indispensable in a matter of such importance, and permit the use of second-rate material providing an inadequate degree of safety.

The examination stipulated for determining the qualifications of a welder is lacking in simplicity and practicability ; in comparison with the various tests formerly employed, its demands are in some respects excessive, in others insufficient.

The stipulated method of calculating is purely conventional ; in practice it is liable to lead to extremely unsatisfactory results and to constructions in which the strength of the weld is badly utilised.

The stresses admissible are defined in such a way as to be unintelligible without the use of a commentary and numerical examples.

Finally, these rules include several stipulations which it would appear difficult to justify.

Such rules do not tend to technical improvement ; countries in which the science of welding has attained a high degree of development, have no interest in allowing themselves to be influenced by them.

The author especially emphasises the fact that the above considerations were written in Spring 1932 and that they refer to the prescriptions of 1931. Since that time these prescriptions have been improved.

A. GOELZER,
Directeur de la Société Secrom, Paris.

I. — Calcul des soudures.

Nous nous proposons tout d'abord de montrer la possibilité du calcul précis de la fatigue des cordons de soudure, calcul qui a un caractère tout différent de celui d'une rivure.

Nous désignons par cordon de soudure la chenille de métal fondu déposée entre les bords des pièces à souder, qui se trouvent eux-mêmes amenés à fusion au cours de l'opération.

Classification des soudures.

Deux catégories principales de cordons de soudure sont à considérer au point de vue de leur calcul :

1° Cordons transversaux ou frontaux orientés perpendiculairement à la direction générale de l'effort qui sollicite le joint ;

2° Cordons longitudinaux orientés parallèlement à cette même direction.

Forme des cordons de soudure.

La section des cordons de soudure se trouve déterminée par la nature même du joint. Les joints bout à bout entraînent des cordons rectangulaires ou triangulaires ; les joints à recouvrement et les joints d'angle, des sections triangulaires.

Principes du calcul des cordons de soudure.

En charpente soudée, le cordon de soudure jouit de propriétés tout à fait différentes de celles du rivet. L'étude métallographique des soudures montre qu'il existe une continuité moléculaire complète entre le métal fondu du cordon de soudure et le métal laminé des pièces adjacentes. Autrement dit, il n'existe pas de surface de discontinuité entre le cordon de soudure et le métal des pièces assemblées. Toutes les expériences de rupture faites sur des pièces correctement soudées montrent qu'il ne se produit pas de décollement des cordons de soudure. Lorsque la cassure intéresse la soudure, elle traverse toujours à la fois l'acier du cordon de soudure et celui des pièces voisines.

On doit conclure immédiatement de cette remarque expérimentale que l'acier d'un cordon de soudure fait partie intégrante de l'ensemble du joint soudé. La fig. 1 montre clairement ce fait.

Dans la rivure, au contraire, il existe une surface de contact entre les rivets et la paroi de leur trou.

Avec la soudure, les efforts moléculaires ou contraintes peuvent se transmettre librement de molécule à molécule, à travers tous les joints. Il est donc possible de trouver des procédés de calcul rigoureux permettant de déterminer les déformations et les tensions élastiques d'un joint soudé.

Si on considère l'ensemble du solide formé par les pièces à souder et les cor-

dons de soudure, le problème est complexe à résoudre par la théorie de l'élasticité. Mais on peut le simplifier d'une manière utile en faisant des hypothèses logiques sur la répartition des tensions le long des faces du cordon de soudure. On envisagera alors, non pas l'équilibre élastique de l'ensemble du solide, mais celui du cordon de soudure pris isolément.

Soudures transversales.

Le calcul des soudures frontales est plus complexe que celui des soudures longitudinales. Le fait important est qu'un tel cordon, représenté figure 2, est

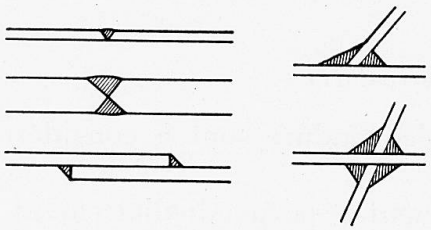


Fig. 1.

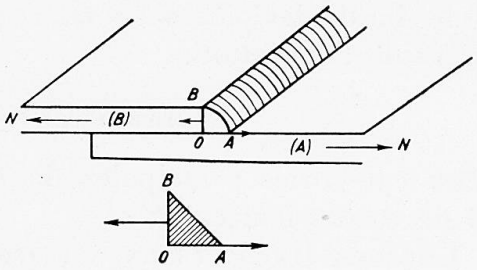


Fig. 2.

sollicité à la traction sur une de ses faces et au cisaillement sur l'autre. Il conviendra donc de vérifier la fatigue à la traction du cordon sur la face OB et la fatigue au cisaillement sur la face OA.

En traction :

$$n = \frac{F}{O\,B}$$

Au cisaillement :

$$\tau = \frac{F}{O\,A}$$

F désignant l'effort transversal par unité de longueur du cordon.

Soudures longitudinales.

La fig. 3 montre un exemple de soudure longitudinale dans un assemblage à double couvre-joint.

Isolons le cordon de soudure C. Les deux faces O A O'A' et O B O'B' en contact avec les pièces à souder sont sollicitées par 2 efforts tangentiels égaux et opposés, dont la répartition dans le plan de ces faces est inconnue.

Découpons dans le cordon O A B O'A'B' un petit prisme de longueur infiniment petite $\Delta\, l$. L'effort tangentiel pour cet élément sera :

$$\Delta\, n = \tau .\, a .\, \Delta\, l$$

τ représentant l'effort tangentiel par unité de surface $o\,o'$, $m\,m'$ et $o\,o'\,p\,p'$.

On démontre que suivant le plan o P o'P' il s'exerce un effort tangentiel égal à :

$$\Delta\, Z = \frac{\Delta n}{o\mathrm{P} .\, \tau\, \Delta l}$$

d'où

$$\Delta Z = \frac{a}{o P}$$

Le cisaillement maximum se produit donc dans le plan O H, normal à la surface extérieure A B de la soudure. Il est à remarquer que cette dernière propriété reste vraie quelle que soit la loi qui régit τ.

Loi des variations du cisaillement τ.

Le métal des tôles A et des couvre-joints B, compris entre les cordons de soudure longitudinaux C, se trouve placé dans des conditions tout à fait particulières. L'étude de la déformation de ces portions de tôles est très intéressante non seulement en elle-même, mais aussi vis-à-vis de la déformation du cordon de soudure.

Il est en effet relativement facile de faire des vérifications expérimentales sur la déformation des tôles A et des couvre-joints B.

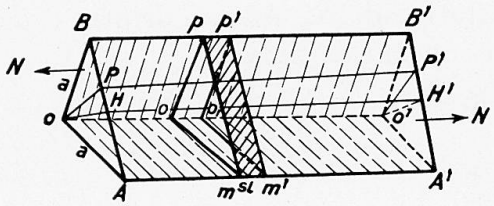


Fig. 3.

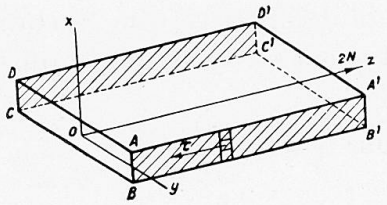


Fig. 4.

Soit une tôle de section droite A B C D, A'B'C'D' que nous supposerons rapportée aux axes ox, oy, oz. Les deux faces parallèles A B A'B' et C D C'D' sont soumises à l'effort de cisaillement τ que nous supposerons variable, dirigé dans leur plan parallèlement à oz. τ est une fonction de la variable z.

La tôle est supposée d'épaisseur indéfinie dans le sens ox. Si on envisage, par exemple, la section A'B'C'D' d'abscisse z, l'effort normal total 2 N se trouve équilibré par les deux efforts tangentiels totaux ayant chacun pour valeur :

$$N = \int_o^z \tau . a . dz$$

Admettons que l'effort normal N_3 s'exerçant sur une section transversale du couvre-joint est constant, pour une section donnée, il est donc seulement fonction de z. Dans ces conditions, l'effort total s'exerçant sur la section est $N_3 S$. On doit donc avoir dans la section z :

$$N_3 S + 2 N = 0$$

ou

$$N_3 S + 2 \int_o^z \tau . a . dz = 0$$

d'où l'on tire par dérivation :

$$\tau = \frac{S}{2 a} \frac{d N_3}{dz}$$

Or si on se rapporte aux expériences faites à l'Université de Pittsburgh par M. le professeur Hammond Smith, résultats expérimentaux qui ont été résumés dans un mémoire de M. le Professeur William Hovgaard à l'Institution of Naval Architects, en mars 1931, on constate le fait suivant :

L'effort de tension dans le couvre-joint N_3 présente la variation indiquée sur la figure ci-dessous (fig. 5). L'effort normal dans la tôle sous le couvre-joint suit d'ailleurs une loi analogue en sens inverse.

On est forcé de constater que la courbe représentative de N_3 en particulier

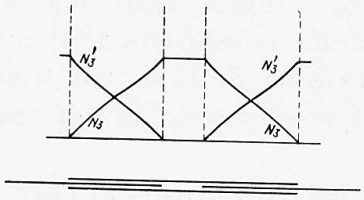


Fig. 5.



Fig. 6.

est très voisine d'une ligne droite. Aux erreurs d'expérience près, il semble permis d'admettre que la courbe représentative de N_3 est une droite. L'origine étant placée à l'extrémité du couvre-joint, on aurait donc :

$$N_3 = K\,z$$

d'où

$$\tau = \frac{S\,K}{2\,a}$$

résultat qui justifie l'hypothèse du cisaillement constant le long du couvre-joint.

Même dans le cas où N_3 ne serait pas constant dans une section quelconque d'abscisse z, le calcul précédent reste exact, à condition de considérer N_3 comme la valeur moyenne de la tension dans la section déterminée.

Il conviendrait de contrôler ces résultats par des expériences très précises, ils sont en tous cas admis le plus souvent dans les calculs pratiques pour les projets de construction soudée. On se contente de calculer le taux de cisaillement des cordons de soudure longitudinaux.

Le calcul des soudures est donc régi, aussi bien pour les soudures transversales que pour les soudures longitudinales, par les lois théoriques assez simples qui permettent dès maintenant de faire des calculs suffisamment précis pour les besoins de la pratique.

II. — Constitution des pièces d'une charpente soudée.

Bien que nous ne disposions pas encore pour la charpente soudée d'une documentation comparable à celle qui existe pour la charpente métallique rivée, on peut déjà faire des remarques d'ordre pratique, utiles pour le développement futur de la charpente soudée.

Lorsqu'on étudie les projets de charpente métallique soudée, on est frappé du fait suivant : le plus difficile n'est pas d'employer la soudure comme moyen

d'assemblage, mais de conditionner les pièces pour qu'elles se prêtent à une attache économique par la soudure.

Considérons deux cordons de soudure longitudinaux de 1 cm de gorge et de 10 cm de longueur attachant une tôle par ses bords (fig. 6). Ces cordons équilibreront réellement, en travaillant à 8 kg par mm², un effort de 16 T. Pour obtenir le même résultat en rivure, il faut au minimum 6 rivets de 18 mm.

On peut donc être facilement amené à prévoir trop de soudure dans un assemblage ; on devra donc s'efforcer d'employer des profilés de manière à limiter au strict nécessaire l'emploi des pièces composées qui utilisent en général trop de soudure.

Il en résulte que le problème de la charpente soudée est autant un problème de forge qu'un problème de soudure. On tirera seulement de la soudure tout le bénéfice qu'on peut en attendre, le jour où les forges livreront une gamme suffisante de profilés répondant aux besoins de la soudure.

Nous signalerons les deux exemples suivants qui ont été certainement observés par tous les utilisateurs de la soudure en charpente. Deux profilés extrêmement utiles et même indispensables avec la soudure, sont le fer à T et le fer U. Si on considère le fer à T, beaucoup de ceux existants sont utilisables, mais il n'existe pas de gros échantillons, et si on veut, par exemple, constituer une membrure de pont avec un seul fer à T, on ne peut y arriver dans bien des cas. On est alors obligé d'assembler 2 fers à T, opération inutile entraînant l'augmentation du tonnage et de la soudure. En ce qui concerne le fer U, nous signalons que pour les attaches, leur âme est généralement trop mince ; il y aurait intérêt à disposer de fers U dont l'épaisseur serait sensiblement constante.

D'une manière générale, on constate qu'une simple mise au point des échantillons suffirait et nous ne pensons pas qu'il y ait lieu, tout au moins pour l'instant, de créer des profilés complètement nouveaux ; les types de profilés existants ayant été bien étudiés et offrant en général des inerties avantageuses.

Il n'est pas douteux que l'intérêt des forges et de l'industrie de la charpente métallique est d'étudier avec les ingénieurs soudeurs les meilleurs types de profilés qui permettront d'édifier des constructions métalliques résistantes, légères et économiques.

Résumé.

Le calcul des soudures peut se faire d'une manière suffisamment exacte pour les besoins de la pratique suivant des formules très simples. On distinguera essentiellement deux sortes de cordons de soudure : les cordons frontaux et les cordons longitudinaux.

Pour les cordons longitudinaux, qui sont les plus couramment employés, on peut admettre, tout au moins en première approximation, une répartition uniforme de la tension de cisaillement sur toute la longueur du cordon.

Le choix des sections à adopter dans un projet de charpente soudée dépend en grande partie des sujétions créées par l'emploi de la soudure dans les assemblages. En se référant à des constructions soudées existantes, on constate que la constitution des projets serait facilitée par la création de profilés nouveaux.

Il semble d'ailleurs que l'on obtiendrait déjà des résultats très intéressants par des modifications légères apportées aux profilés existants et dans chaque type par une augmentation du nombre des gros échantillons.

Zusammenfassung.

Die Berechnung der Schweissungen kann für die praktischen Bedürfnisse in genügender Weise nach sehr einfachen Formeln geschehen. Man unterscheidet hauptsächlich zwei Arten von Schweissnähten : die Stumpfnähte und die Längsnähte.

Für die Längsnähte, welche die am meisten angewendeten sind, kann, wenigstens in erster Annäherung, angenommen werden, dass sich die Schubspannungen gleichmässig über die ganze Länge der Naht verteilen.

Die Wahl der für das Projekt einer geschweissten Hochbaukonstruktion anzunehmenden Querschnitte hängt zum grossen Teil von den Besonderheiten der Anwendung der Schweissung für die Verbindungen ab. Bezugnehmend auf bestehende, geschweisste Konstruktionen erkennt man, dass das Konstruieren durch die Schaffung neuer Profile erleichtert werden könnte. Es scheint übrigens, dass man durch kleine Änderungen der bestehenden Profile und durch Vergrösserung der Zahl der Walz-Vorprofile für jede Type sehr interessante Resultate erhalten würde.

Summary.

The calculation of welds may be made in a sufficiently exact manner for practical requirements by means of very simple formulae. An essential distinction will be made between two kinds of joints : butt joints and longitudinal joints.

For the latter, which are most usually employed, it may be assumed, at least in a first approximation, that the shearing stress is distributed uniformly over the whole length of the joint.

The choice of sections to be adopted in a welded structure depends to a large extent on the conditions created by the use of welding for making the connections. When existing welded structures are examined, it will be seen that the construction could be simplified by the creation of new rolled sections. Further, it seems that very interesting results might be obtained by slight modifications in existing sections and by increasing the number of rolled sections of each type.

Dr.-Ing. Albert DÖRNEN,
Dortmund-Derne.

In die Schweissvorschriften ist zweckmässig eine genaue in Einzelheiten gehende Anweisung für die Herstellung der Nähte aufzunehmen. So müsste beispielsweise (mit einem gewissen Spielraum) der Durchmesser der für die

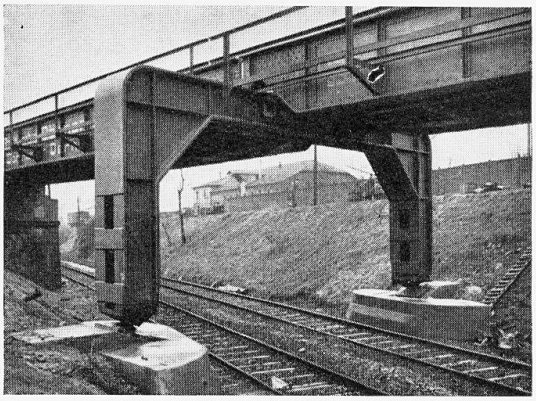
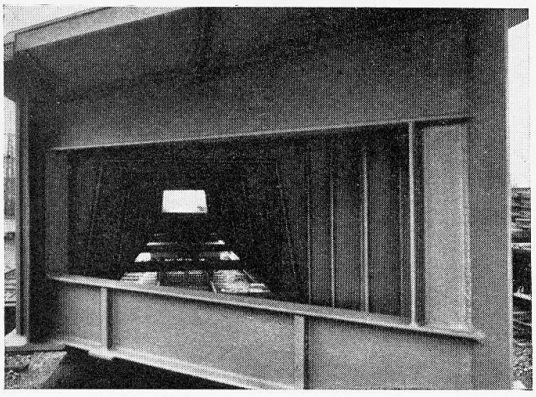


Fig. 1. — Cadres soudés pour un ouvrage de croisement à Vohwinkel, portée 10 mètres.
Geschweisster Rahmen für ein Kreuzungsbauwerk bei Vohwinkel, Stützweite 10 m.
Welded frames for an overhead crossing at Vohwinkel; span 10 metres.



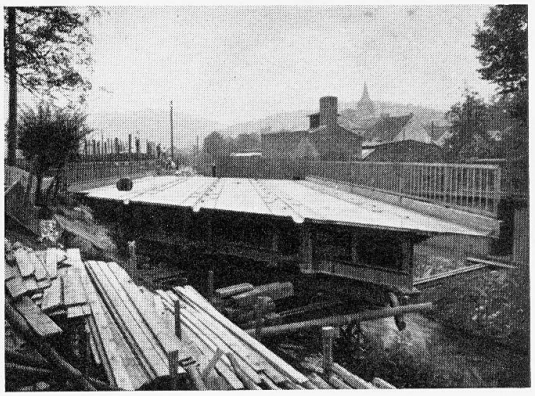


Fig. 2 et 3. — Quatre superstructures pour le pont de la Leppe à Engelskirchen, portée environ 20 mètres.
Vier Ueberbauten für die Leppebrücke bei Engelskirchen. Stützweite rd. 20 m.
Four box girders for the Leppe bridge at Engelskirchen; span about 20 metres.

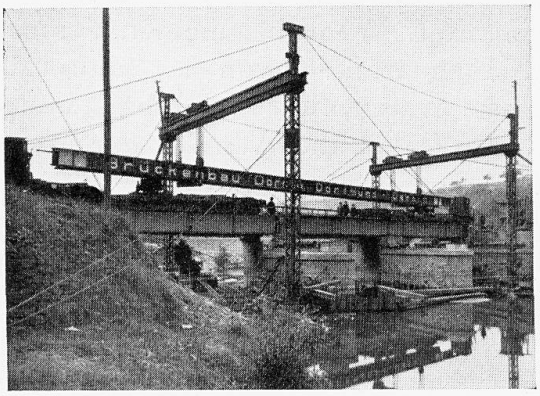
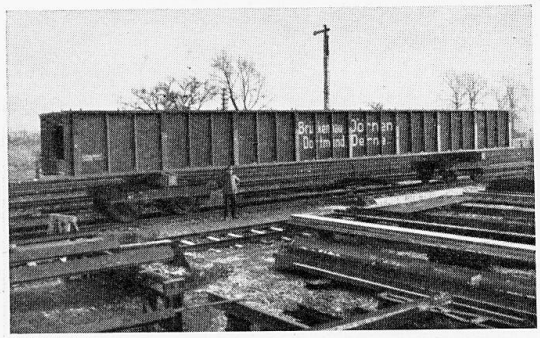


Fig. 4. — Quatre superstructures pour le pont sur la Sieg à Eiserfeld.
Poutres reposant sur quatre appuis, chaque travée ayant une ouverture d'environ 14 mètres.
Vier Ueberbauten für die Siegbrücke bei Eiserfeld. Balken auf vier Stützen, deren jede Oeffnung rd. 14 m beträgt.
Four box girders for the Sieg bridge at Eiserfeld.
Girders resting on four supports about 14 metres apart.

verschiedenen Nahtstärken zu verwendenden Elektroden vorgeschrieben werden. Die Praxis nimmt gern zu starke Elektroden, weil die Nähte sich damit billiger stellen. Die Schweissnähte werden aber besser, und die Schrumpfspannungen bleiben kleiner, wenn man mit dünnen Elektroden und gleichzeitig in mehreren Lagen schweisst. Ohne Rücksicht auf die Kosten ist vor allem eine möglichst hohe Güte der Nähte anzustreben. Aus dem gleichen Grunde wäre vorzuschreiben, dass die erste Lage mit einer Elektrode von höchstens 4 mm ø gelegt werden darf, damit die Raupe sich unter allen Umständen auch in der Wurzel der Naht mit dem Mutterstoff innig verbindet. Hierzu ist keineswegs ein tiefer Einbrand erforderlich. Es ist letzten Endes gleichgültig, wo



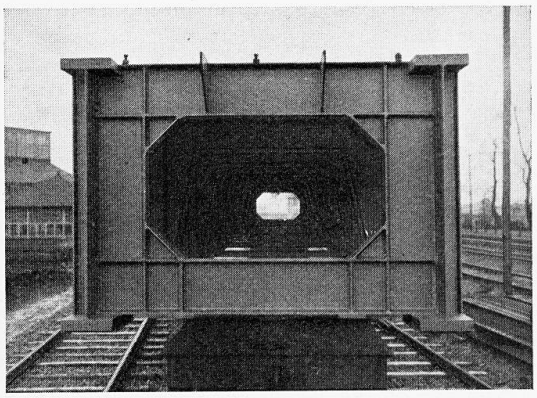


Fig. 5 et 6. — Superstructure pour la gare de Barmbeck, portée environ 22 mètres.
Ueberbau beim Bahnhof Barmbeck, Stützweite rd. 22 m.
Box girder at Barmbeck railway station; span about 22 meters.

sich Raupe und Mutterstoff miteinander verbinden, Hauptsache ist, dass sie sich möglichst innig und auf der ganzen Berührungsfläche miteinander verbinden. Dazu genügt unter Schonung des Mutterstoffes ein flacher Einbrand. Nimmt man zu starke Elektroden, so springt der Lichtbogen seitlich ab und kommt in die Wurzel nicht hinein. Man erhält dann zwar seitlich einen starken Einbrand, die Wurzel aber bleibt frei. Bei der Deutschen Reichsbahn ist eine solche Vorschrift vorbereitet. Wenn bei meinen Versuchen die X-Nähte nach Vergrösserung des Flankenwinkels von 70° auf 120° gegen Dauerbeanspruchungen soviel besser waren, führe ich dies in erster Linie darauf zurück, dass bei dem grösseren Winkel die Wurzel der Naht besser erfasst wird. (Abb. 2. zu III, 2, *a*.)

Der Bau geschweisster eiserner Ueberbauten ist inzwischen bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft dank der Anregung und Förderung durch Herrn Reichsbahn-Direktor Geheimrat Dr. Schaper bereits über das Versuchsstadium hinausgekommen. Es handelt sich jedoch bei den bis heute geschweissten Reichsbahn-Brücken zunächst nur um vollwandige Träger. Zu Fachwerkbrücken soll erst übergegangen werden, wenn durch Versuche festgestellt ist, dass man auch Fachwerkbrücken einwandfrei konstruieren und schweissen kann. Es sei noch bemerkt, dass alle ausgeführten geschweissten Ueberbauten bezw. ihre Hauptträger bereits in der Werkstatt einer Probebelastung unterzogen worden sind.

Ich kann eine Reihe Bilder von für die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft geschweissten Eisenbahnbrücken zeigen, die in der letzten Zeit fertig geworden sind :

A) Reichsbahndirektion Wuppertal.
Geschweisster Rahmen für ein Kreuzungsbauwerk bei Vohwinkel, Stützweite 10 m. (fig. 1).

B) Reichsbahndirektion Wuppertal.
4 Ueberbauten für die Leppebrücke bei Engelskirchen. Stützweite rd. 20 m. (fig. 2 und 3).

C) Reichsbahndirektion Wuppertal.
4 Ueberbauten für die Siegbrücke bei Eiserfeld. Balken auf 4 Stützen, deren jede Oeffnung rd. 14 m beträgt. (fig. 4).

D) Reichsbahndirektion Altona.
Ueberbau beim Bahnhof Barmbeck, Stützweite rd. 22 m. (fig. 5 und 6).

Traduction.

Il est nécessaire, dans les Règlements concernant la Soudure, de donner toutes indications précises de détail pour l'exécution des cordons de soudure. C'est ainsi qu'avec une certaine marge de tolérance, il conviendrait d'y prévoir les diamètres des électrodes à employer pour les différentes épaisseurs des cordons de soudure. En pratique, on a trop tendance à adopter des électrodes de trop fort diamètre, afin de réduire le prix de revient de la soudure. Les cordons sont toutefois meilleurs et les contraintes de retrait moins importantes lorsque l'on travaille avec des électrodes de faible diamètre et que l'on soude en même temps en plusieurs couches. Il importe avant tout de s'efforcer de donner à la soudure une qualité d'exécution aussi bonne que possible, sans faire intervenir les considérations de prix. Pour la même raison, il y aurait lieu de prescrire l'exécution de la première couche avec une électrode ayant au plus 4 mm de diamètre, afin de réaliser, dans tous les cas, un accrochage intime du cordon de soudure sur le métal de base, à la racine même de l'assemblage. Il n'est nullement nécessaire de réaliser une pénétration profonde de la fusion. L'endroit où le métal d'apport et le métal de base s'accrochent l'un à l'autre est, en fin de compte, absolument indifférent ; ce qui importe essentiellement, c'est que cet accrochage soit aussi intime que possible, sur la totalité de la surface de contact. Il suffit pour cela, sous réserve de la forme propre de la pièce de base, que la pénétration de la fusion se fasse suivant une surface plane. Si l'on prend des électrodes de trop fort diamètre, l'arc jaillira sur les côtés et n'atteindra pas le sommet, la racine de l'assemblage. On aura alors en pratique une forte pénétration de la fusion sur les côtés, mais le sommet de l'assemblage n'accusera aucun accrochage. Les Chemins de Fer Allemands ont élaboré une prescription à ce sujet. Si, au cours de mes essais, j'ai pu améliorer dans une telle proportion les contraintes à l'essai de durée des cordons de soudure en X après avoir augmenté l'angle de 70° à 120°, j'attribue précisément ce résultat, en

premier lieu, au fait qu'avec un angle plus grand, le cordon de soudure intéresse mieux le sommet de l'assemblage (figure 2, voir III, 2, *a*).

Grâce aux efforts et à l'activité du Directeur et Conseiller Privé Dr. Schaper, l'emploi de la soudure pour la construction des superstructures métalliques, à la Société des Chemins de Fer Allemands, a déjà dépassé la phase des recherches expérimentales. On n'en est toutefois actuellement encore qu'à la construction des ponts-rails soudés à poutres pleines. On ne pourra passer à la construction des ponts en treillis que lorsque les essais auront montré que cette construction peut être abordée, avec la soudure, dans des conditions parfaites. Il faut remarquer d'ailleurs que toutes les superstructures qui ont été exécutées par soudure, c'est-à-dire toutes leurs poutres principales, ont été soumises, à l'atelier même, à des essais de mise en charge.

Je puis indiquer toute une serie d'éléments de ponts de chemin de fer qui ont été exécutés récemment en construction soudée par la Société des Chemins de Fer Allemands :

A. Direction des Chemins de Fer de Wuppertal : Cadres soudés pour un ouvrage de croisement à Vohwinkel, portée 10 mètres (fig. 1).

B. Direction des Chemins de Fer de Wuppertal : Quatre superstructures pour le pont de la Leppe à Engelskirchen, portée environ 20 mètres (fig. 2 et 3).

C. Direction des Chemins de Fer de Wuppertal : Quatre superstructures pour le pont sur la Sieg à Eiserfeld. — Poutres reposant sur 4 appuis, chaque travée ayant une ouverture d'environ 14 mètres (fig. 4).

D. Direction des Chemins de Fer d'Altona : Superstructure pour la gare de Barmbeck, portée environ 22 mètres (fig. 5 et 6).

K. SIEMS,
Fabrikdirektor, Niesky O./L.

Ich beschränke mich auf die Beschreibung eines Lamellenstosses für einen geschweissten Blechträger. Die einfachste Konstruktion eines solchen Blechträgers besteht aus Stehblech mit unmittelbar aufgeschweissten Gurtplatten verschiedener Stärke ohne Gurtwinkel. Die Gurtplatten werden durch Kehlnähte mit dem Stehblech verbunden unter Verwendung eines Automaten.

Die entsprechend dem jeweiligen Maximalmoment verschieden starken Gurtplatten müssten durch Stumpfschweissung miteinander verbunden werden. Dabei wäre die Länge der Schweissnaht gleich der Breite der Gurtplatte. Nach den deutschen Vorschriften reicht eine solche Stumpfnaht nicht aus, um bei voller Ausnutzung des Materials die auftretenden Kräfte zu übertragen. Ist die Schweissnaht so dick, wie die dünnere anzuschliessende Lamelle, so ergibt die folgende Umformung der Formel für die ideelle Kraft, dass die Schweissnaht 3 bis 4 mal so lang sein muss wie die Breite der Gurtplatte.

Anzuschliessende Kraft in der dünneren Lamelle

$$S = \int_u^o \sigma \cdot dF = \frac{M.S.}{J}$$

max S absolut grösste Kraft in der Lamelle
min S absolut kleinste Kraft in der Lamelle
nach DIN 4100 § 4 ist für die Schweissnaht massgebend die ideelle Kraft

$$S_i = \max S + \frac{1}{2}(\max S \mp \min S)$$

$$= \frac{\max S}{2}\left(3 \mp \frac{\min S}{\max S}\right)$$

erforderliche Schweissnaht

$$F_{Schw} = \frac{\max S}{2\,\rho_{zul}}\left(3 \mp \frac{\min S}{\max S}\right)$$

$$\rho_{zul} = \alpha \cdot \sigma_{zul}$$

am Stoss ist

$$\sigma = \sigma_{zul} = \frac{\max S}{F_{Lam}}$$

damit ist

$$\rho_{zul} = \alpha \frac{\max S}{F_{Lam}} \text{ für } \alpha = 0{,}5$$

$$F_{Schw} = F_{Lam}\left(3 \mp \frac{\min S}{\max S}\right)$$

— wenn max S und min S gleiches Vorzeichen
+ wenn max S und min S verschiedenes Vorzeichen
Grenzwert für min S = 0 $F_{Schw} = 3\,F_{Lam}$
Grenzwert für min S = —max S $F_{Schw} = 4\,F_{Lam}$

Einfache Stumpfschweissung war daher nicht verwendbar. Die Firma

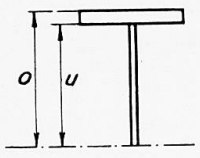


Fig. 1.

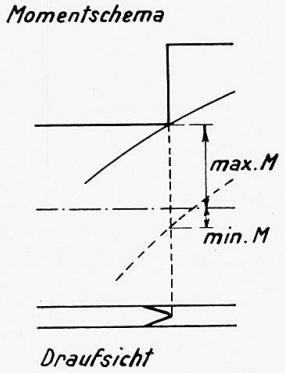


Fig. 2

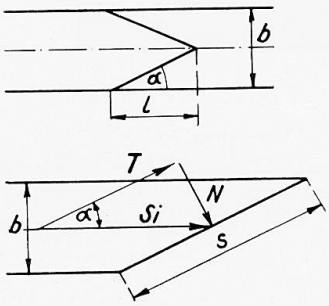


Fig. 3.

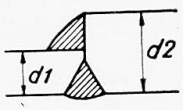


Fig. 4.

Fig. 2. — Schéma des moments = Momentschema = Diagram of moments.
Vue en plan = Draufsicht = Viewed from above.

Christoph & Unmack hat deshalb einen keilförmigen Stoss entwickelt, siehe Abbildung 1 und 2. Auf Abbildung 2 ist ein Träger beim Zusammenbau dargestellt und zeigt an den Gurtplattenenden die Form des Stosses. Bei dieser Ausbildung des Stosses erhält die Schweissfuge die erforderliche Länge. Die Naht besteht aus einer V-Naht auf der Seite nach dem Stehblech zu und aus einer Kehlnaht aussen, wo die Gurtplatten verschieden stark sind, siehe

Abbildung 4 und 6. Für die Berechnung der Schweissnaht gilt folgende Entwicklung.

F = Querschnittsfläche bei Normalschnitt

F_s = Querschnittsfläche bei Schrägschnitt

massgebende Anschlusskraft für die Schweissnaht Si.

Für Normalschnitt ist

$$\rho = \frac{S_i}{F}$$

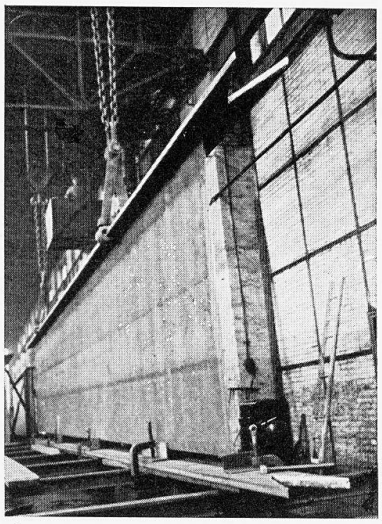
für den Schrägschnitt ist

$$F_s = F \frac{1}{\sin \alpha}$$

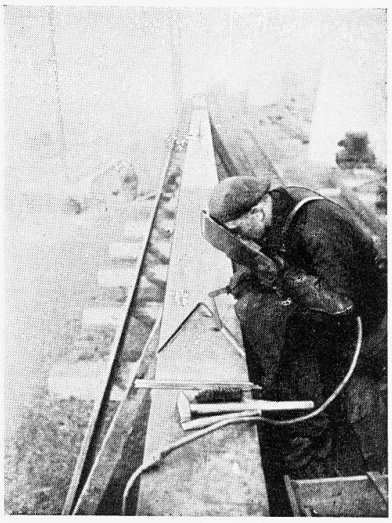
S_i zerfällt in die

Tangentialkraft $T = S_i \cos \alpha$

Normalkraft $N = S_i \sin \alpha$



5



6

Fig. 5. — Montage d'une poutre principale. Assemblage des semelles — Ansicht eines Hauptträgerstosses. Montage der Lamelle — Main girder joint ; erection of the end plate.

Fig. 6. — Assemblage des semelles par soudure sur le chantier — Schweissen des Lamellenstosses auf der Baustelle — Welding the end plates on site.

damit ergeben sich in der schrägen Schweissfuge

Scherspannung : $$\rho_T = \frac{T}{F_S} = \frac{S_i \sin 2\alpha}{2\ F} = \rho \frac{\sin 2\ \alpha}{2}$$

Normalspannung : $$\rho_N = \frac{N}{F_S} = \frac{S_i \sin^2 \alpha}{F} = \rho \sin^2 \alpha$$

Die Anstrengung in der Schweissnaht ergibt sich aus der reduzierten Spannung

$$\begin{aligned} \rho \text{ red} &= 0{,}35\ \rho_N + 0{,}65 \sqrt{\rho_N^2 + 4\ \rho_T^2} \\ &= \rho\ (0{,}35\ .\ \sin^2 \alpha + 0{,}65\ \sin^2 \alpha \sqrt{1 + 4\ \text{ctg}^2\ \alpha} \\ &= \rho\ \sin^2 \alpha\ (0{,}35 + 0{,}65 \sqrt{1 + 4 \text{ctg}^2\ \alpha}) \end{aligned}$$

Die ideelle Kraft S_i ist in eine Scherspannung und eine Normalspannung zerlegt und für die Beanspruchung der Schweisse selbst die reduzierte Spannung entwickelt. Diese Stossform ist meines Wissens von der Firma Christoph & Unmack A.-G. Niesky O.L. zum ersten Male ausgeführt bei der Schlachthofbrücke in Dresden.

Um die Zuverlässigkeit dieser neuen Stossanordnung nachzuweisen, hat die Firma mit Probestäben Zerreissversuche ausgeführt. Der eine Probestab war der wirklichen Ausführung in der Brücke entsprechend in verkleinertem Masstabe ausgeführt und riss im vollen Blech an der Stelle, wo durch das Schweissen eine Kerbwirkung vorlag bei 3560 kg/cm². Bei dem anderen Probestab wurde die Schweissnaht so schwach ausgebildet, dass der Bruch unbedingt in der Naht erfolgen musste, was auch geschah. Der erste Anbruch begann bei 2140 kg/cm², der endgültige Bruch bei 2470 kg/cm². Der Riss verlief in der vollen Schweissnaht. Ein weiterer Versuch in natürlicher Grösse für etwa 700 t Bruchlast wird demnächst ausgeführt, ebenso einige Dauerversuche auf einer Pulsationsmaschine, deren Ergebnisse veröffentlicht werden.

Traduction.

Je me limiterai ici à la description d'un assemblage de semelle sur une poutre en tôle construite par soudure. La disposition la plus simple à adopter pour une poutre de cette nature consiste à assembler directement par soudure, sur l'âme en tôle, des semelles de membrure de différentes épaisseurs, sans interposition de cornières de membrure. Les semelles sont assemblées avec l'âme en tôle au moyen de cordons de soudure d'angle, l'opération étant effectuée à l'aide d'une machine automatique.

Les semelles, dont les épaisseurs sont différentes suivant le moment maximum considéré, devraient être assemblées entre elles par soudure en bout. La longueur des cordons de soudure correspondants serait alors égale à la largeur de la semelle elle-même. Toutefois, d'après les prescriptions allemandes, un tel assemblage par soudure en bout est insuffisant pour pouvoir supporter les efforts qui sont mis en jeu lorsque la poutre est soumise à la charge maximum.

Si le cordon de soudure présente la même épaisseur que la semelle la plus mince à assembler, l'emploi de la formule donnant l'effort théorique, transformée ainsi qu'il est indiqué ci-dessous, montre que la longueur du cordon de soudure doit être égale à 3 ou 4 fois la largeur de la semelle de la membrure.

Effort s'exerçant dans l'assemblage de la semelle plus mince :

$$S = \int_u^o \sigma \, . \, dF = \frac{M \, . \, S}{J}$$

Désignons par :

max S la valeur absolue de l'effort maximum dans la semelle ;
min S la valeur absolue de l'effort minimum dans cette semelle ;

on obtient alors, suivant la norme DIN 4100 § 4 l'effort théorique suivant qui intéresse essentiellement le cordon de soudure :

$$S_i = \max S + \frac{1}{2}(\max S \mp \min S)$$

$$= \frac{\max S}{2}\left(3 \mp \frac{\min S}{\max S}\right)$$

La section du cordon de soudure nécessaire est donc :

$$F_{schw} = \frac{\max S}{2\,\rho_{adm.}}\left(3 \pm \frac{\min S}{\max S}\right)$$

$$\rho_{adm.} = \alpha \cdot \sigma_{adm.}$$

A l'assemblage, on a :

$$\sigma = \sigma_{adm.} = \frac{\max S}{F_{lam}}$$

F_{lam} désignant la section de la semelle ; on a donc :

$$\rho_{adm.} = \alpha \frac{\max S}{F_{lam}}$$

et pour $\alpha = 0{,}5$

$$F_{schw} = F_{lam}\left(3 \pm \frac{\min S}{\max S}\right)$$

On adoptera le signe — si max S et min S sont de même sens et le signe + si max S et min S sont de sens contraire.

Valeur limite pour min S = O $\quad \underline{F_{schw} = 3\,F_{lam}.}$

Valeur limite pour min S = — max S $\quad \underline{F_{schw} = 4\,F_{lam}.}$

Il n'est donc pas possible d'employer la simple soudure en bout. La firme Christoph & Unmack a par suite mis au point un système d'assemblage en forme de coin, représenté par les figures 1 et 2. La figure 2 représente une poutre en cours de montage ; on peut remarquer, à l'extrémité de la semelle, la forme de l'assemblage. Cette disposition d'assemblage permet de donner au cordon de soudure la longueur nécessaire. Ce cordon se compose d'un cordon en V du côté de l'âme en tôle et d'un cordon de soudure d'angle à l'extérieur, à l'endroit où les plaques de semelle ont des épaisseurs différentes (voir figures 4 et 6). Le calcul des cordons de soudure est effectué ainsi qu'il est indiqué ci-après.

Désignons par :

F la section en coupe normale ;
F_s la section en coupe diagonale ;
S_i l'effort à prendre considération, à l'endroit de l'assemblage, pour le calcul du cordon de soudure ;

On a pour la section suivant la normale :

$$\rho = \frac{Si}{F}$$

Pour la section suivant la diagonale, on a :

$$F_s = F \frac{1}{\sin \alpha}$$

L'effort S_i se décompose de la manière suivante :

Effort tangentiel : $T = S_i \cos \alpha$
Effort normal : $N = S_i \sin \alpha$

On a donc, dans l'assemblage diagonal par soudure :
Contrainte de cisaillement :

$$\rho_T = \frac{T}{F_s} = \frac{S_i \sin 2\alpha}{2F} = \rho \cdot \frac{\sin 2\alpha}{2}$$

Contrainte normale :

$$\rho_N = \frac{N}{F_s} = \frac{S_i \sin^2 \alpha}{F} = \rho \cdot \sin^2 \alpha$$

La contrainte dans le cordon de soudure est donnée par l'équation réduite :

$$\begin{aligned} \rho_{réd} &= 0{,}35\,\rho_N + 0{,}65\sqrt{\rho_N^2 + 4\,\rho_T^2} \\ &= \rho\,(0{,}35 \cdot \sin^2\alpha + 0{,}65\sin^2\alpha\sqrt{1 + 4\,ctg^2\alpha}) \\ &= \underline{\rho \sin^2\alpha(0{,}35 + 0{,}65\sqrt{1 + 4\,ctg^2\,\alpha})}. \end{aligned}$$

L'effort théorique S_i est décomposé en un effort de cisaillement et un effort normal et l'équation réduite fournit la contrainte dans la soudure elle-même. Cette disposition d'assemblage a été, à ma connaissance, employée pour la première fois, par la firme Christoph & Unmack A.G., de Niesky O.L., pour la construction du pont des abattoirs de Dresde.

Pour confirmer la sécurité conférée par cette nouvelle disposition d'assemblage, cette firme a procédé à des essais de rupture sur des éprouvettes d'essai. L'une des éprouvettes a été réalisée, à échelle réduite, sous une forme correspondant à l'exécution effective sur le pont lui-même ; la rupture s'est produite en pleine tôle, à l'endroit où, par suite de la soudure, s'est manifesté, pour 3560 kg/cm², un effet d'entaille.

Dans l'autre éprouvette, on a exécuté l'assemblage au moyen d'un cordon de soudure faible, de telle sorte que la rupture se produise obligatoirement dans ce cordon, ce qui est effectivement arrivé. La rupture s'est amorcée pour un effort de 2140 kg/cm², pour se produire pleinement à 2470 kg/cm². La fracture s'est localisée pleinement dans le cordon de soudure.

Un autre essai doit être effectué en vraie grandeur, avec une charge de rupture d'environ 700 tonnes ; on doit effectuer également quelques essais de fatigue avec une machine d'oscillations et les résultats obtenus seront également publiés.

P. STURZENEGGER,
Direktor der Eisenbaugesellschaft Zürich.

Berechnung, Konstruktion und Herstellung geschweisster Hochbauten.

Eine bedeutende schweizerische Stahlskelettbaute nach Bild 1 mit 125,000 m³ umbautem Raum, einer Höhe von 38 m des Gebäudeblockes bezw. 66,7 m bis

zur Turmbekrönung bei 2000 t Stahl 37 bot vergangenes Jahr aus Wirtschaftlichkeitsüberlegungen Anlass zur vollständig geschweissten Ausführung im Werk wie auf Baustelle. Die Gewichtseinsparung in geschweisster Ausführung wurde zu angenähert 10 % gegenüber der genietet geschraubten Ausbildung errechnet, während in den Kosten die Ersparnis sich auf 5 % reduzierte in Anbetracht der Baustellenschweissung.

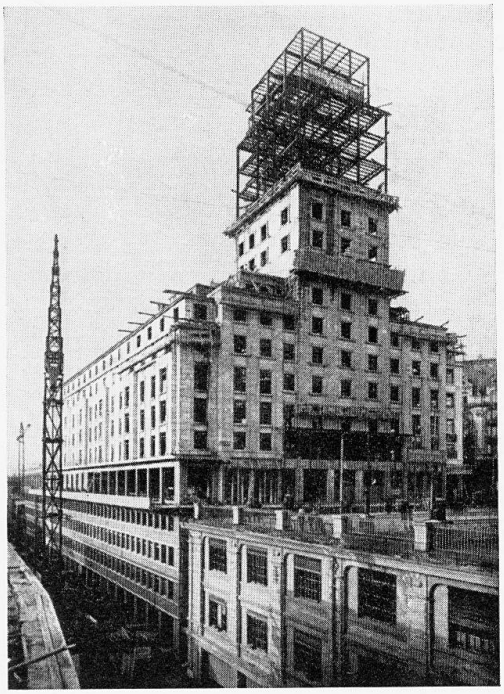


Fig. 1.

Der Entschluss zur vollständigen Schweissung gab Anlass zum Versuch mit einer geschweissten Rahmenkonstruktion, um das vorgesehene Berechnungsverfahren nach Kommerell zu überprüfen. Die Anschlusschweissung des untern Unterzuges der Versuchseinrichtung nach Bild 2 war mit geringerer Sicherheit ausgebildet als die verbundenen Konstruktionselemente und deren übrige Schweissverbindungen, um sicher den zu prüfenden Schweissanschluss zum Bruch zu bringen. Zur Verwendung kamen umhüllte Elektroden Exotherm SCW mit einer Festigkeit von 3,8 t/cm² bei 18 % Dehnung an der Streckgrenze und von 5,0 t/cm² Zugfestigkeit bei 24 % Dehnung im Bruch. Bei der Schweissanordnung wurden mit Rücksicht auf die Baustellentätigkeit

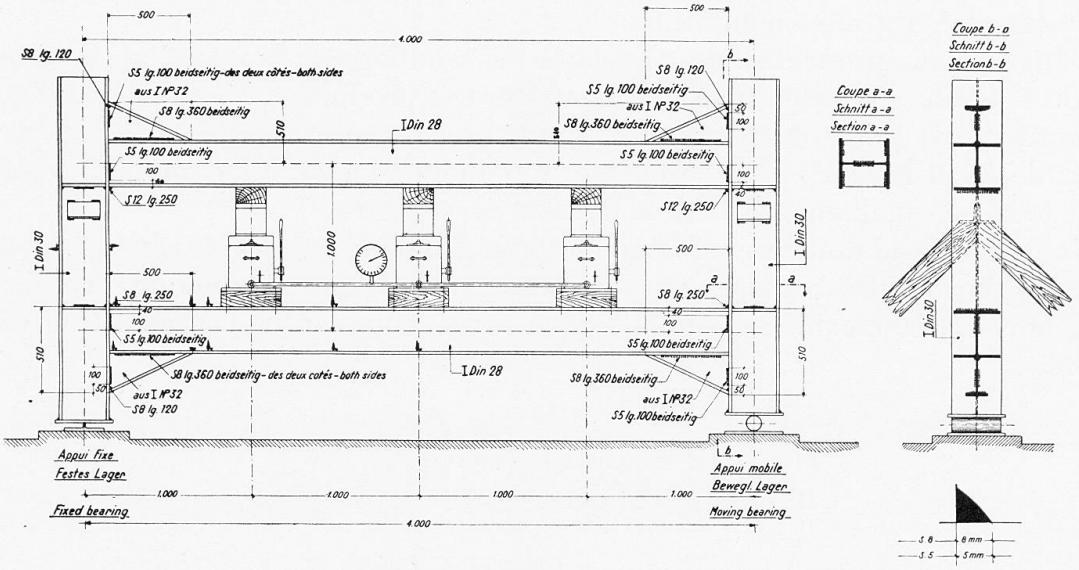


Fig. 2.

Ueberkopfschweissungen vermieden. Die Stegschweissungen waren nicht durchgehend, sondern streckenweise, sodass sie neben der Aufnahme der Querkräfte im Schweissträgheitsmoment wirksam mitarbeiteten. Mit Rück-

sicht auf den Beginn der Konsolen in Nähe des Momentennullpunktes und Lage des Trägerunterflansches in Nähe der Neutralaxe wurde derselbe an den Ständern nicht angeschweisst. Die Versuchsdurchführung erfolgte unter jeweiliger Entlastung auf O für drei Laststufen von 3 $\times$ P mit 10, 20 und 33 Tonnen, erzeugt durch unter sich verbundene hydraulische Pressen. Der Bruch der

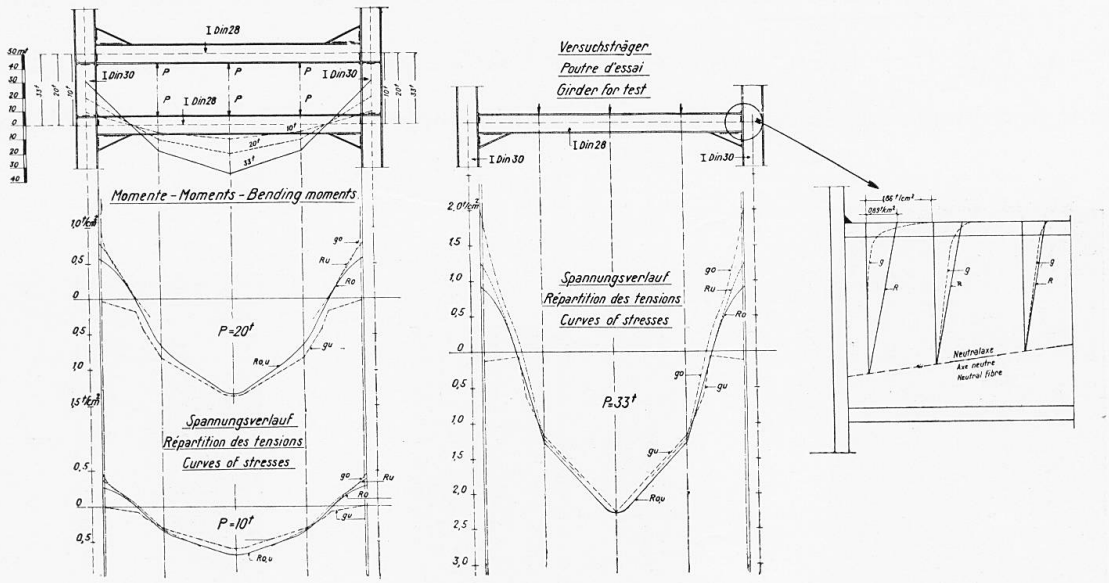


Fig. 3.

Schweissnaht trat bei 3 $\times$ 35,1 t ein gegenüber einem rechnerischen Wert von 3 $\times$ 32 t. Spannungsmessungen erfolgten mittelst Tensometer in Nähe des Trägeranschlusses, im Bereich des Momentennullpunktes und gegen Trägermitte.

Die Spannungsmesssungen in den Ständern wie im Bereich des Trägerfeld-

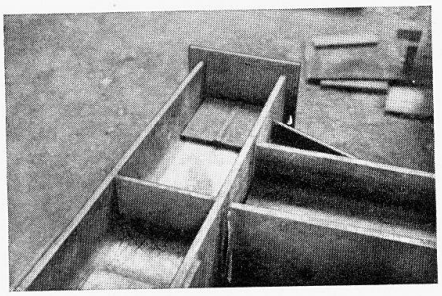


Fig. 4.

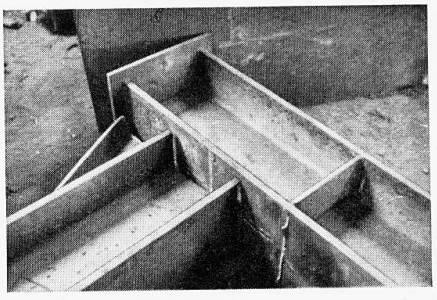


Fig. 5.

momentes ergaben, wie Bild 3 für die drei Laststufen erkennen lässt, gute Uebereinstimmung mit den rechnerischen Werten, ausgenommen den Messquerschnitt in unmittelbarer Nähe des Schweissanschlusses, wo die gemessene Randspannung im obern Flansch wesentlich höher als der rechnerische Wert lag. In diesem Querschnitt ist voraussichtlich durch die Kraftübertragung aus der Schweissnaht auf die äusserste Faser des Oberflansches eine Span-

nungskonzentration unter Verwölbung des Querschnittes entstanden, wie im Bilde rechts dargestellt ist. In den folgenden, weiter nach Trägermitte liegenden Querschnitten, stellt sich relativ rasch die ebenem Querschnitt entsprechende Spannungsverteilung ein. Die gute Uebereinstimmung der berechneten und gemessenen Bruchlast lässt in Bestätigung der Dresdener Versuche die zuverlässige Anwendungsmöglichkeit des Berechnungsverfahrens Kommerell erkennen, mit Bestimmung der massgebenden Spannung $\sigma^s = \sqrt{\left(\frac{M}{W_s}\right)^2 + \left(\frac{Q}{F_s}\right)^2}$, wobei F_s die Fläche und W_s das Widerstandsmoment der Anschlussschweissung mit Umklappung des Winkellotquerschnittes

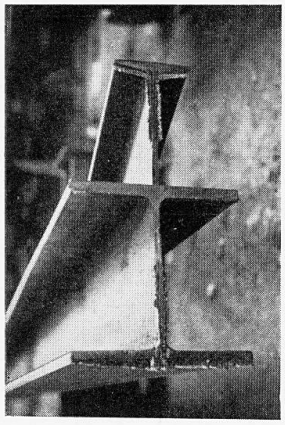


Fig. 6.

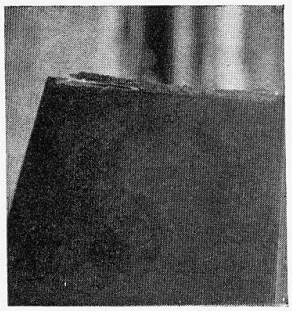


Fig. 7.

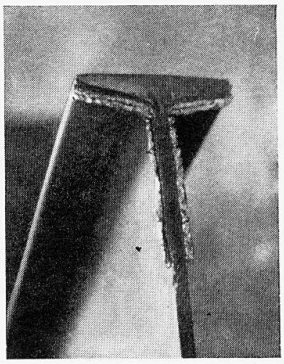


Fig. 8.

in die Anschlussebene bedeuten. Die deutsche Vorschriftenbestimmung, dass die massgebende Spannung $\leqslant 0{,}5 \cdot \sigma_{zul}$ des Grundmaterials sein muss, enthält eine zusätzliche Sicherheit gegenüber den der Schweissung anhaftenden Ausführungszufälligkeiten. Nachdem wir in der Schweiz bis zur weitern Versuchsabklärung die Flankenschweissung eher tiefer als die deutschen Richtlinien ansprechen, ist ein Berechnungsverfahren nach Vorschlag Rosenthal fragwürdig, nach welchem Grundmaterial und Schweissverbindung gleiche Sicherheit zugewiesen erhalten.

Bild 4 zeigt den Bruch der Schweissverbindung einer Anschlusseite, während Bild 5 den zerstörten Schweissanschluss der Gegenseite erkennen lässt. Bild 6, 7 und 8 lassen Bruchquerschnitte der Schweissnähte erkennen.

Zur Bestimmung der Schrumpfspannungen aus thermischen Einflüssen wurden beim eingangs gezeigten Bauwerk an den zwei vorgesehenen Rahmentypen mit und ohne Eckkonsolen Spannungsmessungen im Unterzug während des Schweissvorganges nach Bild 9 gemacht. Die Unterzüge waren vor der Messung einseitig an die Ständer angeschlossen, während mittelst Tensometer die Spannungen im Träger für die schrittweise Aufbringung der Schweissraupen 1-6 der Gegenseite gemessen wurden. Die Versuchsanordnung erlaubte nur die Grössenordnung der Schrumpfspannungen zu bestimmen, die sich für die Messquerschnitte zu 0,20 t/cm² beim kürzern bezw. zu 0,18 t/cm² beim längern Unterzug mit ca. 14 % der zulässigen Beanspruchung des Grundma-

terials ergaben. Der mit vorschreitender Schweissung sich einstellende Wechsel der Schrumpfspannungen ist in den Kurven vorliegenden Bildes zu erkennen. Um die Einflüsse aus Längskräften sowie der vertikalen und horizontalen Biegemomente aus der Schrumpfung in der Verteilung über den Querschnitt der Messtellen zu erfassen, bedarf es mindestens 4-6 Messapparate per Querschnitt. Die Untersuchungen sind daher lediglich richtunggebend für ausgedehntere Versuche.

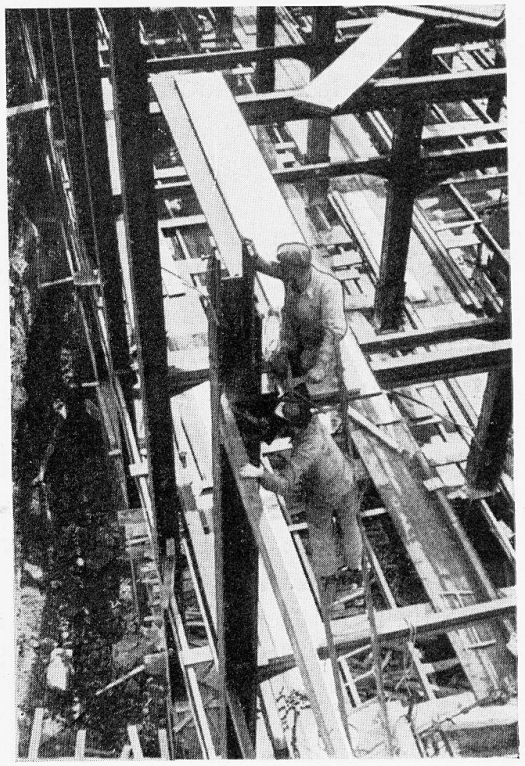


Fig. 9.

Traduction.

Calcul, Construction et montage de charpentes soudées.

Une grande charpente complètement soudée de 2.000 t. a été exécutée en Suisse l'année passée. Par rapport à une construction rivée et boulonnée on a calculé une économie de métal d'env. 10 %, celle-ci se réduit à 5 % pour le prix de revient, par suite principalement du montage par soudure sur le chantier.

La décision de monter complètement par soudure a donné lieu à l'étude d'un cadre d'essais, pour vérifier la méthode de calcul de Kommerell. La sécurité

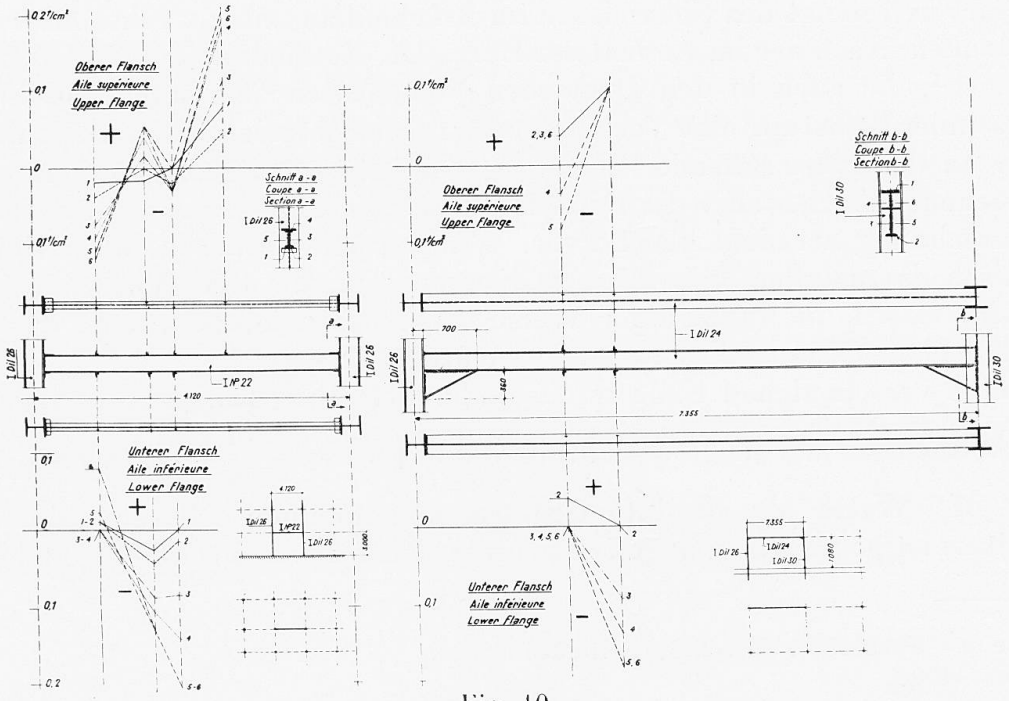


Fig. 10.

de l'assemblage a été admise plus faible que celle de la poutrelle pour faire porter à coup sûr la rupture sur la soudure elle-même. On a utilisé des électrodes enrobées Exotherm SCW accusant une résistance à la rupture de 5, 0 t/cm² et un allongement de 24 %.

Le résultat de ces essais a justifié la méthode de Kommerell. On obtient la contrainte dans la soudure par la formule :

$$\sigma^s = \sqrt{\left(\frac{M}{W_s}\right)^2 + \left(\frac{Q}{F_s}\right)^2}$$

F_s = section de la soudure,
W_s = moment résistant de la soudure,

La contrainte admissible dans la soudure est σ adm. $\leq 0{,}5$, σ adm., donc la moitié de celle du métal de base. Le calcul d'après Rosenthal, qui admet la même sécurité pour l'assemblage et pour la poutrelle, ne nous semble pas assez sûr d'après les essais effectués.

Calcul des tensions de retrait dues aux influences thermiques. Essais sur deux nœuds de cadre avec et sans console, Les poutrelles étaient déjà soudées d'un côté ; au moyen de tensomètres on a mesuré les tensions pendant la soudure des cordons 1-6 de l'autre côté. La grandeur des tensions de retrait varie de 0,18 t/cm² à 0,20 t/cm², soit env. 14 % des contraintes admissibles dans le métal de base. Pour obtenir des résultats plus précis, il faudra faire des essais détaillés.

D. EFSTRATIADIS,
Chef du Service des Ponts aux Chemins de Fer Pirée-Athènes-Péloponèse, Athènes.

Ich möchte Ihre Aufmerksamkeit auf einen Punkt der dargelegten Berechnungsart betreffend das Schweissen im Brückenbau unter wechselnder Belastung lenken. Nach der im Bericht des Herrn Dr. Kommerell erwähnten Berechnungsart [1], die auch in den Deutschen Vorschriften [2] enthalten, ist im Falle wechselnder Belastung eine Verminderung der höchsten zulässigen Spannungen relativ zu den unter ruhender Belastung bezeichneten zulässigen Spannungen vorgesehen. Welches aber die Funktion dieser Verminderung ist, geht aus dieser Berechnungsart nicht klar hervor. Wir werden versuchen, diese Funktion graphisch darzustellen. Sie führt zu Ergebnissen, die die Wirtschaftlichkeit des Schweissens in ungünstiger Weise beeinflussen können, ohne dass wissenschaftliche Gründe dies verlangen würden.

Um die verschiedenen Fälle wechselnder Belastung zum Ausdruck zu bringen, betrachten wir das Verhältnis $\frac{\min S}{\max S}$ $\left(\text{bezw. } \frac{\min M}{\max M}\right)$, wobei die S (bezw. M) Werte als absolute Grössen angenommen werden sollen. Das Verhältnis ist positiv bzw. negativ, wenn es sich um eine wechselnde Belastung

1. Siehe « Vorbericht » III-2, 6./Seite 322 u. 323.
2. Din. 4100.

im gleichen bzw. im entgegengesetzten Sinne handelt. Die Schwankung dieses Verhältnisses zwischen + 1,0 und — 1,0 umfasst sämtliche Fälle der wechselnden Belastung von dem äussersten Fall der ruhenden Belastung $\left(\frac{\min S}{\max S} = +1\right)$, bis zum Falle der Ursprungsfestigkeit $\left(\frac{\min S}{\max S} = 0\right)$ und von diesem bis zum äussersten Fall der Schwingungsfestigkeit $\left(\frac{\min S}{\max S} = -1\right)$.

Wir ordnen nun einem jeden Wert des Verhältnisses $\frac{\min S}{\max S}$ den entsprechenden Wert der höchst zulässigen Spannung bei, oder allgemein, den Wert des Verhältnisses der höchst zulässigen Spannung unter wechselnder Belastung zu einer solchen unter ruhender Belastung, die als Grundlage angenommen wird. Dies liefert uns ein Diagramm, das den Verlauf der Aenderung der zulässigen Spannungen im Bereich der wechselnden Belastung zum Ausdruck bringt. Ein solches Diagramm hat den Vorzug von den Spannungswerten (verschieden je nach dem Werkstoff) unabhängig zu sein und folglich, auch für verschiedene Materialien einen leichten Vergleich des Spannungsänderungsgesetzes zu ermöglichen.

Nach der in dem Referat erwähnten Berechnungsart, mittels der Formel (6')

$$\rho_{zul} = \frac{\max S + \frac{1}{2}(\max S - \min S)}{F_{schw}}$$

tritt die höchst zulässige Spannung in jedem Falle nicht sofort in Erscheinung, kann aber mittelbar errechnet werden durch geeignete Umformung und ist :

$$\rho_{D\,zul} = \frac{\max S}{F_{schw.}} = \frac{\rho_{zul}}{1 + \frac{1}{2}\left(1 - \frac{\min S}{\max S}\right)}$$

Das zur Bildung des obigen Diagrammes gesuchte Verhältnis k wird also in diesem Falle

$$k_A = \frac{\rho_{D\,zul}}{\rho_{zul}} = \frac{1}{1 + \frac{1}{2}\left(1 - \frac{\min S}{\max S}\right)}$$

sein. Die Aenderung seiner Werte (schwankend zwischen 1 und 0,50) erscheint auf der Abbildung (Linie A). In derselben Abbildung erscheinen zum Vergleich die Werte ähnlicher Koeffizienten k_B für den gewöhnlichen Baustahl, ebenfalls nach den Deutschen Brückenvorschriften [1] bestimmt, d. h.

$$k_B = \frac{\sigma_{D\,zul}}{\sigma_{zul}} = \frac{1}{1 + 0{,}3\,\frac{\min S}{\max S}}$$

wobei $\frac{\min S}{\max S}$ nur zwischen 0 und — 1 schwankt. In der gleichen Abbildung

1. Be 1925, DIN 1073.

erscheint ferner die Zone C-C, welche Koeffizienten k_c gleicher Natur umfasst, die sich aus Ergebnissen von Versuchen von Smith und Moore, die von Graf [2] erwähnt werden, für verschiedene Stahlsorten ergeben.

Aus dem Diagramm ist ersichtlich, dass die Kurven der zulässigen Spannungen der Schweissnähte bei wechselnder Belastung verschiedenen Verlauf nehmen, ganz unbeachtet der bedeutenden Verminderung, die in der Schweissnaht für die Schwingungsfestigkeit angenommen wird. Die Verminderung ist im Bereiche gleichartiger Belastungen grösser (Kurve A nach oben konkav), während für den Baustahl im Gegenteil die Verminderung in dem Bereiche der ungleichartigen Belastungen beschleunigt wird. Daraus entsteht ein beträchtlicher Verlust in der Schweissung, insbesondere in den in der Mitte liegenden Wechselfällen, welche auch die gewöhnlicheren sind.

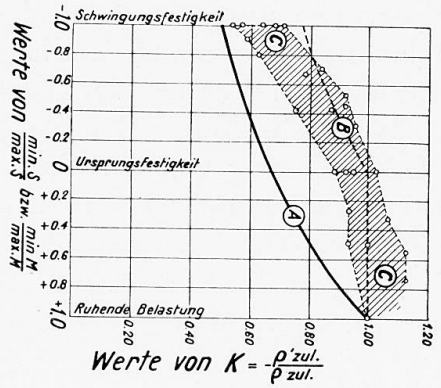


Fig. 1.

Résistance aux efforts alternés = Schwingungsfestigkeit = Vibration strength

Résistance aux efforts répétés non alternés = Ursprungsfestigkeit = Resistance to repeated non alternating stresses.

Charge fixe = Ruhende Belastung = Dead load.

Valeurs de $K = \frac{\rho' \text{ adm}}{\rho \text{ adm}}$ = Werte von $K = \frac{\rho' \text{ zul}}{\rho \text{ zul}}$ =

Value of $K = \frac{\rho' \text{ permissible}}{\rho \text{ permissible}}$

Worauf stützt sich nun dieser ungünstige Umstand?

Es muss vorerst hervorgehoben werden, dass dieser mit dem Streben nach grösserer Sicherheit im Schweissen nichts zu tun hat, weil die grössere Sicherheit schon durch die geeignete Wahl des Wertes der als Grundlage angenommenen zulässigen Spannung ρ_{zul} erreicht und auf diese Weise in dem ganzen Bereiche der wechselnden Belastung aufrecht erhalten wird. Dieser Umstand scheint keine wissenschaftlich begründete Erklärung zu finden. Alle Versuchs-Ergebnisse, nach dem Verhältnis $\left(\frac{\min S}{\max S}\right)$ eingeordnet, beweisen, dass der Verlauf der kritischen Spannungen in dem Bereich der wechselnden Belastung eine nach oben gebogene Kurve ergeben (wie in Abb. die Zone c-c). Der Verlauf der zulässigen Spannungen muss also dem gleichen Gesetz folgen, damit eine ungerechtfertigte Schwankung des Sicherheitsgrades von Fall zu Fall vermieden wird. Wir vertreten natürlich nicht die Ansicht, dass der Verlauf der Aenderung der zulässigen Spannungen der Schweissnähte genau mit dem des Baustahles zusammenfallen soll, wir sehen aber keinen Grund, der den Verlauf der Kurve in umgekehrter Richtung rechtfertigen würde. Das ist einfach die Folge des Mechanismus der erwähnten Berechnungsart und ist auf den Umstand zurückzuführen, dass man nicht versucht hat, das Gesetz der

1. O. Graf, Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente, Berlin, 1929, Seite 18, 19, 21. Obige Werte von k_c sind lediglich zur allgemeinen Orientierung festgesetzt worden und zwar durch Bestimmungen des Verhältnisses (Arbeitsfestigkeit) (Streckgrenze). Siehe auch « Abhandlungen » der I.V.B.H., 1. Band S. 104.

Aenderung der zulässigen Spannungen zu ergründen und festzustellen, sondern eine mittelbare Lösung vorgezogen hat, nämlich durch die Feststellung einer ideellen Vergrösserung der Belastung, aus welcher sich das Aenderungsgesetz der zulässigen Spannungen ergibt.

Wir sind der Meinung, dass die Berechnungsart in dem Falle der wechselnden Belastung mehr der Wirklichkeit angepasst werden sollte und zwar so :

1) Auf Grund entsprechender Versuche soll eine empirische Linie der kritischen Spannungen bestimmt werden (in Abhängigkeit von $\frac{\min S}{\max S}$). Wir glauben, dass wir bereits zu diesem Zwecke über ausreichende Kenntnisse verfügen.

2) Es sollen daraus die Koeffizienten k für jeden Fall des Verhältnisses $\frac{\min S}{\max S}$ festgesetzt werden, d. h. für Schweissnähte :

$$k = \frac{\rho \text{ D zul}}{\rho \text{ zul}} = \frac{\rho \text{ D krit}}{\rho \text{ krit}}$$

3) Es sollte für die Berechnung die allgemeine, der Wirklichkeit entsprechende und einfache Formel

$$\frac{\max S}{F_{\text{schw.}}} \leqslant k \; \rho_{\text{zul}} \text{ oder } \frac{\max S}{k.\ F_{\text{schw.}}} \leqslant \rho_{\text{zul}}$$

eingeführt werden.

Durch diese Formel wird gewiss wiederum eine ideelle Vergrösserung der Belastung (oder Verminderung der Querschnitte) erfolgen, mit dem Unterschiede freilich, dass diese Vergrösserung nicht willkürlich gewählt wird, wie in der erwähnten Berechnungsart, sondern dass sie sich aus dem Gesetz der Aenderung der zulässigen Spannungen ergibt, welches auf Grund der Ergebnisse von Versuchen bestimmt werden wird, und folglich in jedem Falle des Wechsels die gleiche Sicherheit wird bieten können.

Wir sind der Meinung, dass, solange die Laboratoriumserfahrung uns die Kenntnis der tatsächlichen Spannungen gibt, wir es vermeiden sollten, indirekte Berechnungsarten zu benutzen, die weder einfacher sind, noch sich der Wirtschaftlichkeit dienlich erweisen.

Traduction.

Je désirerais attirer l'attention sur une question que pose le mode de calcul proposé, en ce qui concerne l'emploi de la soudure dans la construction des ponts, lorsqu'il s'agit de charges variables. Suivant le mode de calcul signalé par M. le Dr Kommerell dans son rapport [1], mode de calcul figurant également dans les Règlements Allemands [2], et dans le cas d'une charge variable, il est prévu une réduction des contraintes admissibles maxima par rapport aux contraintes admissibles envisagées dans le cas d'une charge de valeur constante. Toutefois, le rôle que l'on assigne à cette réduction ne résulte pas nettement de ce mode de calcul prévu. Nous nous proposons d'interpréter ce

1. Voir Publication Préliminaire, III, 2, 6, pages 334 à 336.
2. DIN 4100.

rôle graphiquement. La réduction prévue conduit à des résultats qui peuvent en effet influencer d'une manière défavorable l'économie de la soudure, sans toutefois qu'elle paraisse nettement justifiée du point de vue scientifique.

Afin de pouvoir traduire les différentes formes sous lesquelles se présentent les charges variables, nous avons pris en considération le rapport $\frac{\min S}{\max S}$ ou $\frac{\min M}{\max M}$ dans lequel la valeur S ou M doit être considérée comme représentant une valeur absolue. Le rapport est donc positif ou négatif suivant que la charge considérée, variable, conserve toujours le même sens ou change de sens. Le champ de variation de ce rapport, entre $+1$ et -1 englobe tous les cas auxquels peut se rattacher la charge variable, depuis le cas limite de la charge fixe, représenté par $\frac{\min S}{\max S} = +1$ jusqu'au cas limite opposé, correspondant aux oscillations complètes et représenté par $\frac{\min S}{\max S} = -1$ en passant par le cas intermédiaire représenté par $\frac{\min S}{\max S} = 0$.

Rapportons maintenant à chacune des valeurs du rapport ci-dessus la valeur correspondante de la contrainte admissible maximum ou, d'une manière plus générale, la valeur du rapport entre la contrainte admissible maximum sous charge variable et la contrainte sous charge fixe, en considérant cette dernière comme base de comparaison. Nous pouvons en déduire un diagramme exprimant la variation que subissent les contraintes admissibles dans le domaine correspondant aux charges variables. Un diagramme de cette nature présente cet avantage qu'il est indépendant des valeurs des contraintes elles-mêmes (ces dernières étant différentes suivant le matériau considéré) ; par suite, même pour des matériaux différents, il sera possible d'établir une comparaison facile sur l'allure des variations de ces contraintes.

Suivant le mode de calcul exposé dans le rapport et qui fait appel à la formule (6') :

$$\rho_{\text{adm.}} = \frac{\max S + \frac{1}{2}(\max S - \min S)}{F_{\text{schw}}}$$

la contrainte maximum admissible n'est pas en évidence au premier abord pour chaque cas particulier ; on peut toutefois la déterminer indirectement, grâce à une transformation appropriée et l'on obtient :

$$\rho_{\text{D adm.}} = \frac{\max S}{F_{\text{schw}}} = \frac{\rho_{\text{dam}}}{1 + \frac{1}{2}\left(1 - \frac{\min S}{\max S}\right)}$$

Le rapport k, dont l'étude permet d'établir le diagramme ci-dessus, devient dans ce cas :

$$k_{\text{A}} = \frac{\rho_{\text{D adm}}}{\rho_{\text{adm}}} = \frac{1}{1 + \frac{1}{2}\left(1 - \frac{\min S}{\max S}\right)}$$

On trouvera sur la courbe A de la figure 1 la représentation des variations de sa valeur, entre 1 et 0,50. Sur la même figure, on a porté, à titre de comparaison, les valeurs du coefficient semblable k_B pour l'acier de construction ordinaire, également déterminé d'après les Prescriptions Allemandes concernant la construction des Ponts [1], soit :

$$k_B = \frac{\sigma_{D\ adm}}{\sigma_{adm}} = \frac{1}{1 + 0{,}3\,\frac{\min S}{\max S}}$$

expression dans laquelle $\frac{\min S}{\max S}$ ne varie qu'entre 0 et -1.

Enfin, sur la même figure, est mise en évidence la zone C-C, qui englobe les coefficients de même nature k_c que l'on déduit des résultats fournis par les essais de Smith et Moore, pour différentes sortes d'aciers et qui ont été signalés par Graf [2].

Ce diagramme permet de constater que les courbes représentant les contraintes admissibles maxima pour les cordons de soudure accusent des parcours différents, dans le cas des charges variables, ceci tout à fait indépendamment d'ailleurs de la réduction importante qui est admise dans le cordon de soudure pour la résistance aux oscillations. La réduction est plus importante dans la zone des charges de même nature (courbe A concave vers le haut), tandis que pour l'acier de construction, par contre, la réduction est plus accusée dans la zone des charges de nature différente. Il en résulte une mauvaise utilisation notoire, en ce qui concerne la soudure, cela tout particulièrement pour les cas de charges alternatives du milieu, qui sont d'ailleurs les plus courants.

Quelle est donc la cause de cette circonstance défavorable ?

Il importe tout d'abord de remarquer qu'elle n'a rien à voir avec les efforts qui sont faits en vue d'augmenter la sécurité en matière de soudure. On obtient en effet une sécurité qui est déjà supérieure en choisissant judicieusement la valeur de la contrainte admissible ρ_{zul} qui sert de base, de sorte que cette sécurité élevée puisse être maintenue dans tous les cas des charges variables. Le fait en question ne semble avoir aucune justification du point de vue scientifique. Tous les résultats expérimentaux rapportés au rapport $\frac{\min S}{\max S}$ montrent que l'allure de la variation des contraintes critiques dans la zone correspondant aux charges variables conduit à une courbe incurvée vers le haut (de même que la zone C-C dans la figure). La variation des efforts admissibles doit donc suivre la même loi, faute de quoi on aboutirait à une variation injustifiée du coefficient de sécurité d'un cas à l'autre. Nous ne soutenons naturellement pas ce point de vue suivant lequel l'allure de la variation des contraintes admis-

1. Berechnungsgrundlage für eiserne Eisenbahnbrücken, 1925, DIN 1073.

2. O. Graf, Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente, Berlin, 1929, pages 18, 19, 21. Les valeurs de k_c ci-dessus ont été déterminées uniquement à titre d'indication générale, d'après le rapport : $\frac{\text{Contrainte critique}}{\text{Limite d'écoulement}}$. Voir également les *Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes*, 1er volume, p. 104.

sibles pour les cordons de soudure doit suivre rigoureusement celle qui se rapporte à l'acier de construction ; cependant, nous ne voyons aucune raison susceptible de justifier une variation en sens inverse. Il y a là purement et simplement une conséquence du mécanisme inhérent au mode de calcul indiqué, conséquence qu'il faut attribuer à ce fait que l'on n'a pas cherché à étudier et à déterminer la loi de variation des contraintes admissibles ; on s'est plutôt arrêté à une solution indirecte, en particulier en procédant par majoration théorique de la charge, de laquelle on déduit alors cette loi de variation des efforts admissibles.

Nous sommes d'avis que dans le cas d'une charge variable, le mode de calcul devrait être plus conforme à la réalité, c.-à-d.

1) Il conviendrait, sur la base d'essais correspondants, de déterminer une courbe empirique des contraintes critiques (en fonction de $\frac{\min S}{\max S}$). Nous estimons en effet que nos connaissances actuelles sont suffisantes pour le faire.

2) On en déduirait les coefficients k pour chacune des valeurs du rapport $\frac{\min S}{\max S}$ c'est-à-dire pour les cordons de soudure.

$$k = \frac{\rho_{\text{D adm}}}{\rho_{\text{adm}}} = \frac{\rho_{\text{D crit}}}{\rho_{\text{crit}}}$$

3) Il conviendrait d'adopter pour le calcul la formule générale simple et correspondant à la réalité :

$$\frac{\max S}{F_{\text{schw}}} \leqslant k \cdot \rho_{\text{adm}} \quad \text{ou} \quad \frac{\max S}{k \cdot F_{\text{schw}}} \leqslant \rho_{\text{adm}}$$

En employant cette formule, on introduirait certainement une majoration théorique de la charge (ou une réduction de la section), avec toutefois cette différence que cette majoration ne serait pas choisie arbitrairement, ainsi que c'est le cas dans le mode de calcul présenté ; au contraire, cette majoration de la charge résulterait de la loi de variation des contraintes admissibles, déterminée elle-même à partir des résultats expérimentaux ; on arriverait ainsi, pour chaque cas de variation de la charge, au même degré de sécurité.

A notre avis, et pour autant que les recherches expérimentales de laboratoire sont susceptibles de nous fixer sur les contraintes critiques effectives, il conviendrait d'éviter l'emploi de méthodes indirectes de calcul, qui ne simplifient nullement les choses et qui ne conduisent pas à des résultats plus économiques.

c) Contrôle des soudures.
Prüfung der Schweissnähte.
Testing of Welded Joints.

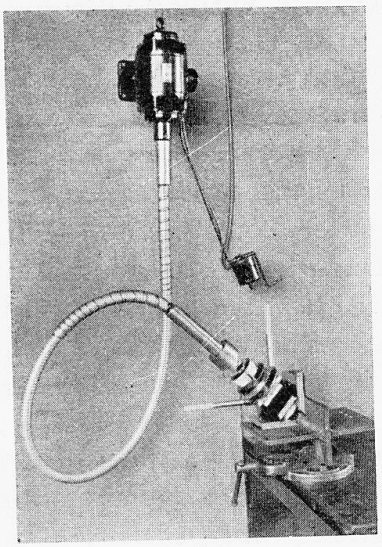
Dr. Ing. e. h. H. SCHMUCKLER,
Beratender Ingenieur, Berlin.

Prüfung der Schweissverbindungen am fertigen Stück.

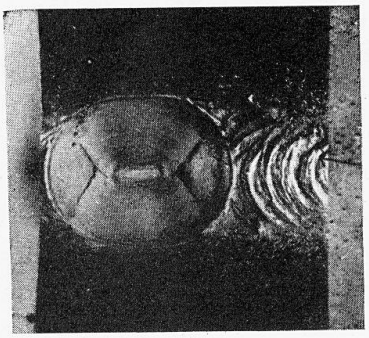
Prof. Godard erwähnt in seinem Referat als Prüfmethoden nur die durch Röntgenstrahlen und das Verfahren von Roux mit Hilfe von Eisenfeilspänen und einem zweiarmigen Elektromagneten.

Das letztere Verfahren hat sich im Stahlbau nicht eingeführt; im Kesselbau wird es mit mehr oder weniger Erfolg zur Vorprüfung benutzt.

Auch die Röntgenprüfung hat für den Stahlbau bisher nur geringe Bedeutung gewonnen. In erster Linie wegen der hohen Anschaffungs- und Betriebskosten,



1



2

Fig. 1. — Appareil pour le contrôle des cordons de soudure.
Prüfgerät für Schweissnähte. (D. R. P. a., Auslandspatente.)
Apparatus for testing welded joints.

Fig. 2. — Cordon de soudure fraisé et soumis à l'attaque, accusant de graves défauts de pénétration de la fusion.
Angefräste und geätzte Kehlnaht mit groben Einbrandfehlern.
Milled and etched fillet weld with bad penetration defects.

zum andern, weil es wegen der erforderlichen Vorkenntnisse nicht von jedermann benutzt werden kann. Schliesslich auch, weil es die Einbrandfrage nicht klarlegt.

Die Frage des Einbrandes ist aber viel wichtiger als Poren und kleine Schlackeneinschlüsse, die für die Festigkeit der Verbindung geringere Bedeutung haben.

Das gleiche wie für die Röntgenprüfung gilt auch für die von Herrn Lebrun erwähnten Gammastrahlen.

Die Versuche mit dem Stethoskop, die in Amerika Erfolg gehabt haben sollen, führten in Deutschland zu keinem Ergebnis.

Auch das Preisausschreiben der Zeitler-Stiftung Berlin auf ein Prüfgerät, hat keine neue Lösung des Prüfproblems gebracht.

Im Gegensatz zu Herrn Kopeček möchte ich darauf hinweisen, dass der äussere Befund einer Naht nicht genügt und leicht zu falschen Schlüssen führt, z. B. dann, wenn eine äusserlich gut erscheinende Naht keine Bindung und keine Durchschweissung in der Nahtwurzel zeigt.

Mein einfaches Prüfverfahren mit Anfräsung der Nähte und Aetzung der angefrästen Stellen, kann von jedem Ingenieur oder Meister zur Prüfung von Schweissnähten jeder Form angewendet werden. Hierzu dient der Spezialfräsapparat. (Abb. 1.)

Schon die Anfräsung an sich, die etwa 1/2 mm tief in den Mutterstoff eindringen soll, lässt die mehr oder weniger gute Bindung und die Durchschweissung in der Wurzel erkennen.

Ein deutlicheres Bild wird durch Aetzung mit einem makroskopischen Aetzmittel, z. B. Kupfer-Ammonium-Chlorid erreicht, da die verschiedene Färbung von Muttermaterial und Schweisstoff, die Verbindungslinie zwischen beiden klar hervortreten lässt. (Abb. 2.)

Das Verfahren ist, wie fast alle Verfahren der Technik, ein Stichprobenverfahren. Es genügt aber in der Praxis vollkommen.

Der Hauptzweck einer Prüfung ist es nicht, Fehler am fertigen Stück zu suchen, sondern sie bei der Ausführung zu verhüten. Dies geschieht, indem die Schweisser durch Stichproben dauernd unter Kontrolle gehalten werden.

Als Beispiele hiefür verweise ich auf die Dauerkontrolle der Schweisser bei der Schlachthofbrücke in Dresden, durch Herrn Stadtamtsbaurat Dr. Reinhold, mit meinem Prüfgerät, wodurch eine vorzügliche Schweissarbeit erreicht wurde und von 200 Prüfstellen nur 3 kleine Fehler aufwiesen. (Dr. Reinhold, « Die Elektroschweissung » 1932.)

Eine Zerstörung oder unzulässige Schwächung stellen die Anfräsungen in keinem Falle dar ; sie sind bei der Schlachthofbrücke offen geblieben und können zum Zwecke dauernder Ueberwachung mit durchsichtigem Lack überzogen werden. Im übrigen macht die Zuschweissung keinerlei Schwierigkeiten. Das Verfahren ermöglicht auch eine bessere Ausbildung der Schweisser und auf Grund der durch die Anfräsungen gewonnenen Erkenntnisse, eine Verbesserung der Arbeitsmethoden.

Traduction.

Dans son rapport, le Professeur Godard ne signale, comme méthodes de contrôle, que la méthode d'observation au moyen des rayons X et le procédé de Roux, qui fait appel à un électro-aimant à deux bras et à la limaille de fer.

Cette dernière méthode n'a pas été adoptée en construction métallique ; dans la construction des chaudières, elle est utilisée avec plus ou moins de succès à titre de contrôle préliminaire.

Le contrôle par les rayons X lui-même n'a pris que peu d'extension dans le domaine de la construction métallique. Ceci est dû, tout d'abord, au prix élevé

des installations et aux frais d'exploitation également élevés, puis au fait qu'il ne peut pas être utilisé par quiconque ne possède pas les connaissances préalables nécessaires. Enfin, il ne permet pas d'obtenir des renseignements précis en ce qui concerne la question de la pénétration de la fusion.

Cette dernière question est cependant beaucoup plus importante que celle des porosités et des petites inclusions de scories, qui ne présentent qu'une influence faible sur la résistance des assemblages.

Ce que nous venons de remarquer au sujet de la méthode d'examen par les rayons X s'applique également à l'examen par les rayons γ, signalée par M. Lebrun.

Les essais au stéthoscope, qui paraissent avoir eu quelque succès en Amérique, n'ont abouti en Allemagne à aucun résultat satisfaisant.

La mise au concours d'un appareil de contrôle, par les soins de la fondation Zeitler, à Berlin, n'a pas permis non plus d'apporter une solution neuve à ce problème du contrôle.

Contrairement à ce que pense M. Kopeček, je ne suis pas d'avis que l'aspect extérieur d'un cordon de soudure soit suffisant ; j'estime au contraire qu'il peut conduire à des conclusions erronées ; c'est le cas, par exemple, lorsqu'une soudure ayant un bon aspect extérieur ne présente pas un bon accrochage à la racine.

Ma méthode d'essai, d'ailleurs simple et qui consiste à fraiser les cordons et à faire une attaque à l'endroit du fraisage, peut être employée par tout ingénieur ou tout contremaître pour le contrôle des cordons de soudure de toute nature. On emploie à cet effet un appareil de fraisage spécial (figure 1).

Le fraisage, qui doit pénétrer dans le métal de base sur environ 1/2 mm, doit déjà par lui-même permettre de se rendre compte du plus ou moins bon accrochage dans la racine de la soudure.

On obtient enfin une indication sûre par attaque avec un réactif d'examen macroscopique, par exemple le chlorure de cuivre ammoniacal, car on peut ainsi mettre en évidence des teintes différentes caractérisant le métal de base, le métal d'apport et la zone d'accrochage entre les deux (figure 2).

Comme dans presque tous les procédés employés dans la pratique, il s'agit évidemment là d'un essai localisé. Il est toutefois parfaitement suffisant en pratique.

Le but principal d'un contrôle n'est pas de déterminer les défauts sur les pièces une fois terminées, mais surtout de permettre de les éviter en cours de fabrication. Ceci sera réalisé en soumettant le travail des soudeurs à un contrôle permanent pendant toute la durée de leur travail.

A titre d'exemple, je signalerai le contrôle permanent des soudeurs au cours de la construction du pont des Abattoirs de Dresde, contrôle qui a été effectué par le Dr Reinhold, Conseiller de la ville en matière de construction, au moyen de mon appareil ; on a pu obtenir ainsi un travail remarquable, dans lequel, sur 200 essais, on n'a constaté que 3 défauts de peu d'importance (Dr Reinhold, « Die Elektroschweissung », 1932).

Le fraisage ne provoque en aucun cas une destruction des pièces, pas plus qu'un affaiblissement inadmissible. Sur le pont de Dresde, les endroits fraisés n'ont pas été rebouchés ; pour permettre un contrôle permanent, on peut d'ailleurs les recouvrir d'un vernis transparent. Par ailleurs, le bouchage à la sou-

dure ne fait aucune difficulté. Le procédé permet également de pousser davantage la formation des soudeurs eux-mêmes et, grâce aux connaissances qu'il permet d'acquérir, d'améliorer également les méthodes de travail.

M. LEBRUN,
Administrateur-Délégué de la Société Secrom, Paris.

La question de l'examen interne des métaux sera toujours une des préoccupations majeures des constructeurs employant, soit de l'acier moulé, soit des pièces soudées, tant que l'on n'aura pas trouvé le moyen d'éviter les soufflures dans l'acier moulé, et tant que l'on ne sera pas sûr d'avoir des soudures absolument saines, exemptes de collages ou de porosités.

Le perfectionnement constant de la technique en matière de soudure autogène a donné de sérieux apaisements quant à la valeur de ce procédé d'assemblage

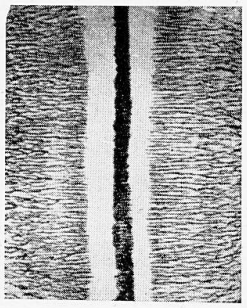


Fig. 1.

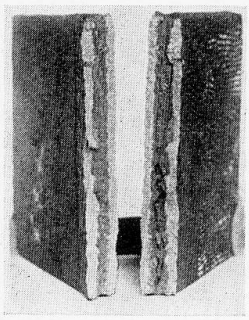


Fig. 2.

des métaux, mais l'acier moulé est resté sujet à caution. Des moyens de contrôle sont donc toujours nécessaires, ne serait-ce que pour ce métal.

Nous rappellerons brièvement ceux qui sont déjà en usage avant d'en arriver à la description d'une nouvelle méthode qui utilise le radium ou ses émanations.

Examen magnétographique.

L'examen magnétographique, imaginé il y a quelques années par M. Roux, Chef du Laboratoire de la Société « La Soudure Autogène Française », et Chef des Travaux pratiques à l'École Centrale des Arts et Manufactures, n'a encore reçu qu'assez peu d'applications.

Il consiste essentiellement à placer la pièce à essayer sur un électro-aimant. La pièce est ensuite saupoudrée de limaille de fer, et l'on arrive ainsi à déceler facilement certains défauts du métal.

La méthode de M. Roux n'est pas applicable à des pièces de très forte masse, tout au moins quand on utilise des électro-aimants facilement transportables. Telle qu'elle est, elle pourrait cependant rendre de très bons services pour la formation des soudeurs.

Ceux-ci ont tendance à croire que leur travail ne peut être contrôlé qu'en

cassant des éprouvettes dont ils soignent l'exécution d'une façon toute spéciale.

Il conviendrait peut-être qu'on les détrompât en leur enseignant l'existence d'essais « non destructifs » que l'on peut faire, non seulement sur des éprouvettes, mais aussi sur des pièces destinées à servir.

L'efficacité de la méthode magnétographique peut être mise particulièrement en valeur par l'examen d'une soudure double, c'est-à-dire exécutée sur un chanfrein en X.

La soudure a été mal faite intentionnellement. Elle n'intéresse pas toute l'épaisseur du métal, mais son aspect extérieur est parfait.

Soumettons-la à l'action de la limaille de fer. Nous voyons immédiatement apparaître au milieu de la soudure une ligne noire qui caractérise un grave défaut.

En cassant l'éprouvette, on vérifie que la partie centrale de la pièce n'a pas été soudée.

Il n'était pas besoin d'une rupture pour s'en convaincre. La limaille avait indiqué d'une façon précise l'étendue de la malfaçon.

D'autres exemples n'ajouteraient rien à la valeur d'une méthode de contrôle, que nous nous bornons simplement à rappeler à l'attention des techniciens.

Examen du métal au moyen des rayons X.

L'emploi des rayons X est antérieur à celui du spectre magnétique. Mais l'appareillage relativement compliqué qu'il exige, et l'impossibilité où l'on se trouve de le déplacer, en ont limité les applications.

En outre, les rayons X ont mauvaise réputation. L'exemple de nombreux radiologues qui ont dû subir amputations sur amputations n'est pas fait pour développer l'enthousiasme en faveur de cette méthode de contrôle.

Elle a, cependant, donné des précisions intéressantes sur certains défauts des soudures ou des pièces d'acier moulé, mais son application est limitée pratiquement à des pièces de 100 mm. d'épaisseur. Encore faut-il, pour arriver à les traverser, pouvoir disposer d'appareils extrêmement puissants.

Il est nécessaire pour ces fortes masses d'avoir des tubes de Coolidge à 200.000 volts et même davantage.

La longueur d'onde des rayons X est fonction inverse de la différence de potentiel aux bornes du tube de Coolidge. Elle varie, pour les applications industrielles, entre 1/1.000.000 et 1/10.000.000 de mm.

La perméabilité des métaux aux rayons X dépend de leur poids atomique et de leur épaisseur.

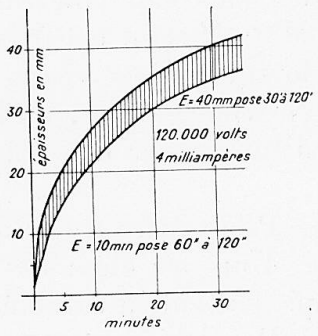


Fig. 3.

Il n'est, cependant, pas possible de fixer des limites de temps absolument précises pour l'examen d'un métal de densité et d'épaisseur connues. Le défaut que l'on cherche peut être plus ou moins accentué, et par suite faire augmenter ou diminuer la durée de la pose.

Il y a encore d'autres variables, comme la qualité des plaques photographiques destinées à enregistrer ce défaut, et dont l'influence est capitale.

Nous avons cherché à résumer entre deux courbes des résultats d'expériences.

L'examen d'une tôle de 10 mm. peut durer de 1 à 2′, celui d'une tôle de 40 mm. de 30 à 120′.

Ces courbes correspondent à un courant de 4 milliampères sous 120.000 volts.

L'augmentation de la tension diminue la longueur des ondes et la durée d'examen des pièces à contrôler.

Des essais entrepris dans un laboratoire américain, dont nous allons parler, ont montré qu'avec 200.000 volts au lieu de 120.000, il suffisait de 40″ pour traverser 60 mm. d'acier. Mais, quelle que soit la tension adoptée, l'examen des pièces épaisses reste très difficile, car nos deux courbes tendent à devenir parallèles à la ligne des abscisses.

Même avec 200.000 volts, il faut 20 heures pour examiner une pièce de 100 mm d'épaisseur.

Examen au moyen du radium et des rayons Gamma.

Les difficultés pratiques résultant de temps d'exposition aussi longs pour les tôles épaisses et l'impossibilité où l'on se trouve de déplacer les appareils de contrôle, ont conduit le Capitaine de Vaisseau Oberlin, de la Marine Américaine, à faire entreprendre dans le Naval Research Laboratory, des essais d'examen des métaux au moyen des rayons Gamma, émanés du radium.

Ces essais ont été conduits par M. Mehl, Directeur de la Section de Physique de ce laboratoire, assisté par MM. Barrett et Doan.

On pourrait croire, en lisant la relation qui en a été faite dans le « Journal of the American Society on Naval Engineers », que l'emploi des rayons Gamma en métallurgie était, jusqu'ici, entièrement inconnu, Il n'en est rien. M^me^ Curie en avait déjà parlé, et avait même réalisé des expériences intéressantes. Le mérite des Américains est, cependant, réel. Il consiste surtout à avoir réalisé des choses pratiques, et établi des chiffres précis pour l'examen des métaux en fonction de leur épaisseur et de la distance de la source des rayons Gamma à la pièce à examiner.

Il nous a été tout particulièrement agréable de retrouver le nom du Capitaine de Vaisseau Oberlin dans cette affaire. Cet officier est d'origine alsacienne, M^me^ Oberlin est française, et nous n'avons eu qu'à nous louer de leur accueil lorsque nous avons visité, il y a près de deux ans, le chantier naval de Newport-News, où le Capitaine de Vaisseau Oberlin remplissait les fonctions d'Inspecteur des Machines.

Physique du radium.

Tous les éléments radioactifs, parmi lesquels le radium est le plus connu, présentent la caractéristique suivante :

Ils subissent une décomposition atomique et se transforment en d'autres éléments, dont les propriétés physiques et chimiques sont différentes.

Durant le passage d'élément à élément, des rayons divers sont émis, parmi lesquels on trouve les rayons Gamma qui ne diffèrent des rayons lumineux ordinaires ou des rayons X que par une longueur d'onde extrêmement courte et de l'ordre de 0,008 angström. Ils sont beaucoup plus courts que les radiations extrêmes du rayonnement X, réalisés industriellement, qui atteignent 1 angström (1/10.000.000 de mm.).

On a, cependant, construit des ampoules à 400.000 volts, dans lesquelles la

longueur d'onde des rayons X, si elle n'atteint pas encore celle des rayons Gamma, tend cependant à s'en rapprocher.

Cette émission de rayons Gamma s'effectue d'après le cycle suivant :

Le radium se transforme d'abord en une émission appelée radon, en émettant des rayons α constitués par des atomes d'hélium à charge positive double, se déplaçant très rapidement.

Le radon se transforme à son tour en radium B, puis en radium C, en émettant des rayons β et des rayons γ, les rayons β étant composés d'électrons très rapides.

Les rayons α et β sont inutilisables au point de vue radiographique et dangereux physiologiquement. On peut, heureusement, s'en préserver sans difficultés.

La vie du radium est presque illimitée, puisqu'au bout de 1600 ans le radium n'a perdu que la moitié de sa force d'émission en rayons α, β et γ.

Il n'en est pas de même du radon, pour lequel cette force d'émission a diminué de moitié en 4 jours environ.

On ne peut pas indiquer un temps total pour la conservation du radium ou de ses dérivés, car le décroissement de puissance s'effectue d'une façon logarithmique.

Quand le radium lui-même est utilisé comme source de rayons Gamma, il est enfermé dans des capsules en forme d'aiguilles, et l'on utilise un sel de radium, généralement le sulfate insoluble.

Le radon est un gaz se dégageant du radium. Quand on désire le préparer, le radium mère est mis sous forme de sel soluble dans une solution aqueuse. Le récipient contenant cette solution est relié au moyen de tubes à un dispositif de pompage et d'emmagasinement.

Chaque gramme de radium fournit de 150 à 180 millicuries par jour, suivant l'efficacité du pompage.

Le millicurie est la force d'émanation d'un milligramme de radium, duquel on n'a extrait aucune émanation.

L'opération de pompage ne présente aucune difficulté.

Quand l'émanation de radium a été extraite du radium, ce dernier est privé de son activité en rayons Gamma jusqu'au moment où il libère spontanément une nouvelle émanation.

En d'autres termes, la radioactivité du radium est transférée aux séries de capsules dans lesquelles on renferme le radon.

Le volume occupé par l'émanation de radium est très petit. Mille millicuries occupent seulement 0,6 mm^3. Le gaz peut donc être contenu dans des capsules très petites, ce qui est avantageux pour la radiographie.

Le radium et le radon émettant tous deux les rayons Gamma dont nous allons avoir besoin, quelle source d'émission convient-il de choisir ?

Si l'on dispose d'une certaine quantité de radium, la production journalière de radon sera suffisante pour tous les travaux à exécuter.

Si, au contraire, on ne dispose que d'une petite quantité de radium, 1/4 de gramme par exemple, on ne pourrait en extraire chaque jour que 45 millicuries, ce qui limiterait par trop les dimensions des pièces à examiner, comme le montre le tableau suivant :

Milligrammes de radium ou millicuries nécessaires pour l'examen d'une pièce en fonction de la distance de la source de rayons Gamma à la pièce.

Épaisseur à examiner	Distance en mm. 300		450		600		750	
	Ra m/mgr.	Radon millicuries	Ra m/mgr.	Radon millicuries	Ra m/mgr.	Radon millicuries	Ra m/mgr.	Radon millicuries
25	5,3	5,6	12,0	12,7	21,3	22,5	33,3	35,2
50	12,6	13,3	28,3	29,9	50,3	53,1	78,6	83
75	29,3	31,0	66,0	69,7	117,3	123,8	183,3	193,6
100	63,0	66,6	141,6	149,6	251,6	265,8	393,1	415,3
125	132,5	140,0	298,2	315,0	530,0	560,0	828,1	875,0
150	296,5	313,0	666,6	704,0	1185	1252	1852	1956

Temps d'exposition : 15 heures.

Le temps de pose est constant dans notre tableau, seule la quantité de radium en milligrammes, ou de radon en millicuries, a varié suivant l'épaisseur et suivant la distance de la source de rayons gamma à la pièce à examiner.

A puissance égale, il faudrait 45 fois plus de temps pour inspecter, avec les rayons gamma, une pièce de 150 mm qu'une pièce de 75 mm d'épaisseur.

Dans les mêmes conditions, dans le cas des rayons X, ce temps de pose serait 5.000 fois plus élevé pour 150 mm que pour 75 mm.

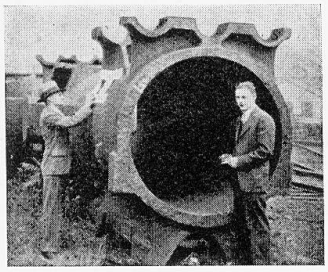


Fig. 4.

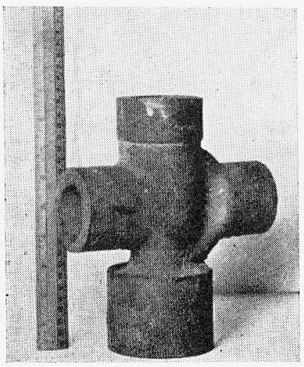


Fig. 5.

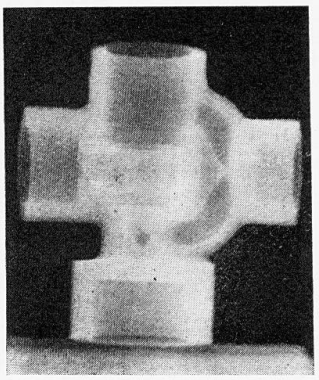


Fig. 6.

Exécution des radiographies.

Le radium ou le radon peuvent être indifféremment employés, comme nous venons de le dire. Le choix dépend uniquement de la quantité de radium dont on dispose.

Quand on se sert de radon, il est enfermé dans une capsule ayant les dimensions d'une cartouche de calibre 22. Dans le but d'absorber les rayons α et β, dangereux physiologiquement, et sans utilité pour la radiographie, la capsule est enfermée dans une enveloppe de cuivre, d'argent ou de platine, ces

métaux empêchant le passage des rayons nocifs, tout en laissant passer les rayons Gamma.

L'avantage d'une aussi petite source d'émission de rayons Gamma n'a pas besoin d'être expliqué.

Les photographies peuvent être faites en plaçant la capsule à l'intérieur d'une pièce.

L'émission des rayons Gamma étant sphérique, ou peut aussi faire plusieurs photographies à la fois.

Sur la photographie qui représente une coulisse de canon en acier moulé

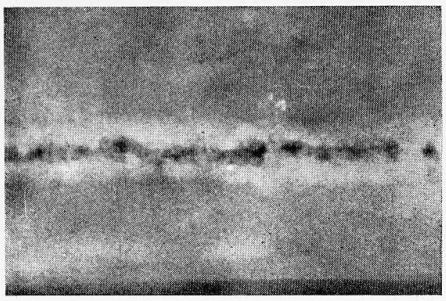


Fig 7.

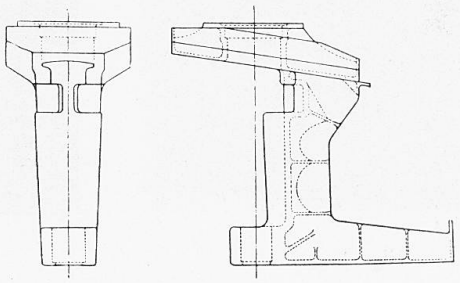


Fig. 8.

d'une épaisseur de 100 mm, on a pu impressionner 50 films d'un seul coup. Les images obtenues sont parfaitement nettes.

Voici maintenant une pièce de 250 mm de hauteur, avant et après radiographies.

Puis une soudure de 25 mm.

La soudure est poreuse, et tous ses défauts sont mis en évidence.

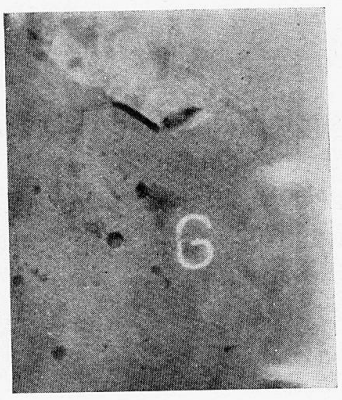


Fig. 9.



Fig. 10.



Fig. 11.

Le travail le plus intéressant qui ait été fait sous la direction du Capitaine de Vaisseau Oberlin est l'inspection de l'étambot en acier moulé du croiseur « Chester ». Cette pièce pesait 9 tonnes. Elle avait la forme de la *figure 8*. Des défauts s'étant révélés, on les avait réparés par soudure, mais un doute restait sur la qualité générale de la pièce.

Une inspection au moyen des rayons Gamma fut décidée et réalisée au moment du passage du « CHESTER » en cale sèche à Norfolk.

Nous donnons quelques-unes des 24 photographies qui ont été prises à ce moment-là et qui ont amené l'Amirauté Américaine au remplacement de la pièce.

Les photographies nos 10 et 11 sont continues, la même crique s'y retrouve. Elle avait une longueur totale de 500 mm. Les points noirs correspondent à des soufflures. Les sections examinées avaient 37,5 mm. d'épaisseur.

La *figure 12* correspond à la radiographie de la figure 9. Elle représente la

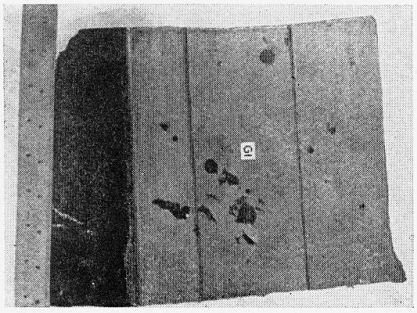


Fig. 12.

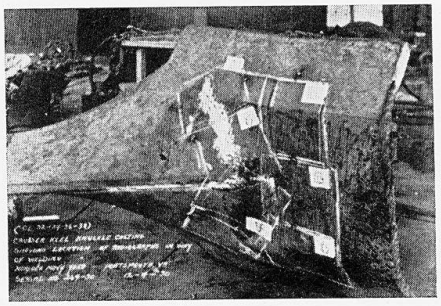


Fig. 13.



Fig. 14.

pièce coupée et confirme toutes les indications données par les rayons Gamma.

Les rayons Gamma furent également appliqués sur le même croiseur à l'examen d'une pièce de quille.

L'épaisseur de cette pièce variait de 62,5 mm. à 175 mm. La radiographie a été prise à l'endroit le plus épais. Elle indique la présence d'une crique très importante.

D'autres exemples n'ajouteraient rien à cet exposé.

H. MICHEL,

Directeur de la Soudure Électrique Autogène S. A. Arcos, Bruxelles.

La sécurité d'une construction soudée dépend en première ligne de la qualité des soudures et celle-ci, à son tour, dépend de nombreux facteurs.

Un certain nombre de ces facteurs peuvent être mesurés mathématiquement ; d'autres, au contraire, sont du domaine psychologique. Ce serait donc une erreur que de vouloir contrôler les soudures par une épreuve unique.

L'objet de la présente étude est d'établir une séparation entre les deux ordres de facteurs et de préciser pour chacun d'eux une méthode de contrôle indépendante.

Tout autre procédé empêche de déterminer l'origine d'un défaut éventuel.

1) Éléments dont les caractéristiques peuvent être déterminées mathématiquement.

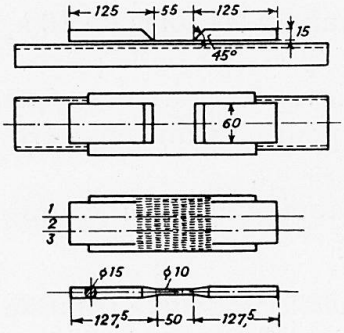
On peut déterminer par des moyens scientifiques et avec une grande précision, les caractéristiques propres des matériaux mis en œuvre, c'est-à-dire des soudures.

Remarque : Le matériau que nous avons à considérer n'est pas l'électrode, mais la soudure obtenue au moyen de cette électrode ; or, pour passer de l'électrode à la soudure, il faut faire intervenir l'ouvrier, c'est-à-dire, un élément dont les variations ne sont pas mathématiquement mesurables. Il en résulte que pour connaître vraiment les caractéristiques d'une soudure, il faut faire exécuter celle-ci par le meilleur soudeur possible et dans les meilleures conditions possibles sans aucune considération relative à la pratique industrielle. On obtiendra de la sorte la meilleure soudure possible, c'est-à-dire, un maximum maximorum, donnant véritablement les caractéristiques de la soudure dans les meilleures conditions possibles. Les ouvriers chargés de faire des éprouvettes seront des spécialistes. L'éprouvette ainsi obtenue sera une éprouvette de Laboratoire.

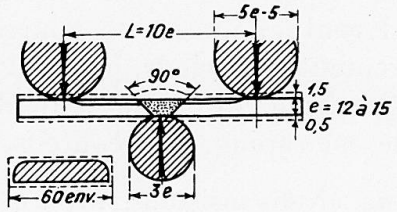
On procédera donc sur les électrodes à une épreuve d'agréation donnant les caractéristiques propres de la soudure obtenue dans les meilleures conditions.

1. Essai de traction :

La résistance à la traction doit se mesurer sur une éprouvette entièrement



1



2

Fig. 1.

Éprouvette de traction, type Arcos, avec prise d'allongement dans le métal de soudure.
Zug-Versuchskörper, Typus Arcos, Messung der Dehnung im Schweissgut.
Tensile piece, Arcos type ; measurement of elongation in the weld metal.

Fig. 2.

Éprouvette de pliage = Biegungs-Versuchskörper = Bending-test piece.

en métal déposé exécutée suivant le croquis ci-contre. La charge de rupture devra être comprise entre 45 et 52 kg/mm².

L'allongement entre les repères écartés de 50 mm. ne sera pas inférieur à 22 %.

Le produit AR ne sera pas inférieur à 1.000.

2. Essai de résilience :

On peut aisément réserver dans l'éprouvette ci-dessus une éprouvette de résilience qui, avec l'entaille Charpy doit donner au moins 7 kgm/cm².

2) Éléments dont les caractéristiques ne peuvent pas être déterminées mathématiquement :

Mise en œuvre :

Si les essais répondent aux prescriptions ci-dessus, les électrodes destinées au travail seront agréées et pourront être mises en œuvre. Il y aura lieu, à ce

moment, de procéder à une série d'essais pour contrôler les capacités des soudeurs.

Ces épreuves n'auront point pour but d'établir les caractéristiques mécaniques des électrodes, mais seulement de préciser dans quelle mesure les capacités des soudeurs s'approchent du maximum.

A cet effet, le soudeur démonstrateur exécutera une éprouvette de flexion suivant la fig. 2, en ayant soin d'utiliser des tôles d'acier à chaudière, de bonne qualité.

La pièce sera pliée sur un manchon cylindrique jusqu'à ce que les deux branches du pli soient parallèles.

Le diamètre du mandrin sera déterminé par l'expérience du soudeur-démonstrateur, selon la sévérité que l'on veut imposer à l'essai, mais toujours de manière à faire le pliage à 180°. Cet angle est, en effet, facilement mesurable. Il n'est d'ailleurs pas nécessaire de l'observer avec une précision mathématique attendu qu'il est démontré qu'à partir de 120° ce n'est plus la soudure mais seulement la tôle qui subit l'allongement.

Pratiquement, pour la construction en acier doux et des tôles de 10 à 15 mm., le diamètre du mandrin peut être égal à 2 fois l'épaisseur de la pièce.

Tous les soudeurs, avant d'être agréés, devront pouvoir répéter cette épreuve. Éventuellement, on pourrait admettre pour eux un diamètre de mandrin légèrement supérieur, soit 2-1/2 fois l'épaisseur.

L'épreuve susmentionnée peut être répétée inopinément au cours des travaux : elle est rapide, peu coûteuse et pratique.

Remarque : Nous insistons sur la nécessité d'usiner les soudures avant de faire cet essai de pliage. Nous rappelons, une fois de plus, qu'en effet nous n'essayons pas dans cette épreuve les caractéristiques des soudures, mais uniquement les capacités des ouvriers. En conséquence, il faut éliminer tous les éléments de variabilité dans les soudures, c'est-à-dire, les ramener à une épaisseur et à une surface uniformes.

Contrôle de l'exécution.

Tant qu'il n'existe pas d'appareil capable d'indiquer mathématiquement si une soudure est bonne ou mauvaise, il faut se garder d'employer, comme méthode de contrôle, un procédé dont les résultats ne seraient pas péremptoires. On pourrait, en effet, être entraîné ainsi à des conclusions tout à fait fallacieuses. A l'heure actuelle, le seul procédé efficace, justifié par dix ans de pratique, consiste à faire peser lourdement la responsabilité sur le constructeur. En conséquence, il faut tenir un journal de soudage, dans lequel on enregistrera systématiquement, les conditions d'exécution de chaque filet (date, nom du soudeur, électrodes et courant employé, observations diverses et toutes les conditions qui pourraient avoir une influence sur la soudure).

Outre que ce journal peut éventuellement servir à retrouver l'origine d'un défaut, il a sur l'ouvrier un effet moral très appréciable.

Le journal de soudage oblige en outre l'entrepreneur à faire un plan d'exécution très soigné en indiquant chaque soudure, son numéro d'ordre et ses dimensions. De cette manière, on astreint le personnel du bureau de calcul et de dessin à travailler avec précision et méticuleusement ; c'est encore une garantie de bonne exécution.

Résumé.

Les méthodes d'agréation pour les matériaux de soudure et pour leur mise en œuvre doivent être distinctes.

Pour les matériaux, on procédera à des essais mécaniques sur des soudures exécutées dans les meilleures conditions possibles, par le meilleur soudeur possible, de manière à préciser les meilleurs résultats mécaniques auxquels on peut arriver avec les électrodes considérées. Nous recommandons l'essai de traction avec prise d'allongement et éventuellement l'essai de résilience.

Pour les soudeurs, on procédera à de simples essais de pliage, sur des soudures ramenées à une forme et à des dimensions absolument précises, de manière à éliminer toute variable indépendante du soudeur.

Un journal de soudage sera tenu au cours des opérations.

Toute épreuve dans laquelle interviendraient simultanément l'habileté professionnelle, la forme, le volume et la disposition des soudures, ne convient pas à l'agréation d'un procédé.

Zusammenfassung.

Die Methoden zur Genehmigung der Schweissmaterialien und zur Verwendung derselben, müssen unterschieden werden.

Für die Materialien wird man zu mechanischen Versuchen an Schweissungen schreiten, die vom besten Schweisser und unter den denkbar besten Bedingungen ansgeführt wurden, um so die besten Ergebnisse, zu denen man mit betrachteten Elektroden gelangen kann, genau angeben zu können. Wir empfehlen den Zugversuch mit Messung der Dehnung und unter Umständen die Kerbschlagprobe.

Für die Schweisser wird man mit gewöhnlichen Biegeproben auf Schweissungen von absolut präziser Form und Abmessungen verfahren, um so jeden vom Schweisser unabhängigen Einfluss auszuschalten.

Während der Dauer der Arbeiten ist ein Schweiss-Protokoll zu führen.

Versuche, in denen gleichzeitig die handwerkliche Geschicklichkeit, die Form, das Volumen und die Anordnung der Schweissungen von Einfluss sind, eignen sich nicht für die Zulassung eines Verfahrens.

Summary.

The methods adopted for accepting welding materials and for using them must be distinguished.

For the materials, mechanical tests will be made on welds executed under the best possible conditions and by the best possible welder, so as to find the best possible results attainable with the electrodes under consideration. The tensile test with measurement of the elongation is recommended and possibly also the impact test.

For the welders, simple bending tests are made on welds of exactly definited shape and dimensions, so as to eliminate every factor not depending on the welder.

During the course of the operations, a continuous record of the welding is to be kept.

Tests which may be influenced by the skill of the welder, or by the shape, volume, and arrangement of the welds, are not suitable for investigating the possibility of accepting a method of welding.

d) Organisation des travaux de recherches.
Organisation der Forschungsarbeit.
Organisation of Research Work.

Dr. Ing. St. BRYLA,
Professeur à l'École Polytechnique, Lwów.

En 1930, j'ai exécuté plusieurs séries d'essais avec des assemblages soudés et rivés soumis à une charge préliminaire. Les éprouvettes rivées furent introduites dans des appareils d'essai, puis renforcées par soudure au laboratoire (fig. 1). La charge préliminaire fut appliquée de telle manière, que les tensions dans les rivets étaient à peu près égales aux tensions admissibles.

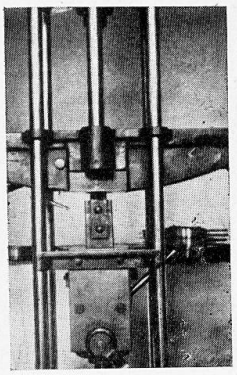


Fig. 1.

En ce qui concerne les résultats, on peut dire qu'il n'y avait qu'une petite différence entre les éprouvettes ordinaires (O) et les éprouvettes admettant une charge préliminaire (P). Toutefois elle existait.

Les éprouvettes P ont donné des résultats qui surpassaient les résultats obtenus avec des éprouvettes O, quoique la différence ne dépassait pas, en moyenne, 5 à 10 %. Néanmoins, dans certains cas, cette différence atteignait 20 %; dans d'autres cas elle n'existait pas; enfin, dans quelques cas exceptionnels, les résultats fournis par les éprouvettes P étaient inférieurs.

P. STURZENEGGER,
Direktor der Eisenbaugesellschaft Zürich.

Die Diskussion lässt erkennen, dass eine Reihe von Fragen des Schweissens im Stahlbau noch weiterer Versuche und theoretischer Verfolgung bedarf. Es ist zu prüfen, ob der bedeutsame Vorzug der Nietverbindung mit dem plastischen Verhalten des Baustahles bei örtlicher Ueberanstrengung auch für die Schweissverbindung gilt. Der Abklärung bedürfen : die Spannungsverteilung in der Schweissraupe in deren Querschnitt, wie die Kraftaufnahme in deren Länge, Form und Stärke der Schweissnaht, Bezugsgrösse der Berechnung von Kehlnähten mit Winkellot oder Kathete des Schweissdreiecks, Fe-

stigkeit der Stumpf, Stirn- und Flankenschweissung und deren Kombinationen bei statischer wie dynamischer Einwirkung, Dauerfestigkeit bei Wechselbeanspruchung, Werkstoffänderung in der Einschmelzzone mit der allfälligen Forderung lokaler Verstärkungen des Grundmaterials im Bereich derselben. Analoge Schwächungen des Grundmaterials wie bei Nietverbindungen müssen vermieden werden, soll die Schweissverbindung eines ihrer Hauptvorteile in Richtung der Wirtschaftlichkeit nicht verlustig gehen.

In der konstruktiven Durchführung ist in Anpassung an die Festigkeitsgesetze der Schweisstechnik eine planmässige Verfolgung der Grundelemente zu treffen. Ferner sind Leitsätze über das Vorgehen in der Erstellung der Schweissverbindung zur Erzielung geringster Schrumpfspannungen aus thermischen Einflüssen aufzustellen. Durch Versuche sind die Fragen der Laschenverstärkung bei Kopfplatten und Stössen von Vollwandträgern, der Knotenbleche bei Fachwerkträgern zwecks Vermeidung von Spannungsanhäufungen, die Nachprüfung der Berechnung von Schweissanschlüssen von auf Biegung beanspruchten Konstruktionsverbindungen weiter abzuklären. Hinsichtlich der Erstellung der Schweissverbindung ist zu prüfen, ob Vorwärmen vergünstigend auf die Schrumpfspannungen einwirkt. Die Abhängigkeit der Güte der Schweissverbindung von der fachgemässen und seriösen Leistung des Schweissers verlangt Richtlinien über die Ausbildung, Ueberwachung und Prüfung desselben. Für die Prüfung der Schweissnähte ist ein Verfahren zu suchen, das im Werk wie auf der Baustelle mit einfachen Mitteln ohne Zerstörung der Schweissnaht arbeitet. Abnahme, Prüfung und Normung für Berechnung und konstruktive Grundsätze bedürfen normalisierter Richtlinien und Vorschriften.

Von besonderer Bedeutung sind die Fragen des Zusammenwirkens von Niet- und Schweissverbindungen und des Schweissens von Baustahl verschiedener Spannungs-Dehnungs-Diagramme.

Erst die Erkenntnis aller dieser grundsätzlichen Probleme wird die volle wirtschaftliche Auswertung des Schweissverfahrens ermöglichen. Die praktische Anwendung der Schweissung ist der wissenschaftlichen und versuchstechnischen Ueberprüfung weit vorangeeilt, nicht zum geringsten geleitet von der Freude des Ingenieurs am Gestalten der Werkstoffe.

Die internationale Vereinheitlichung der Anschauungen über Festigkeit, Berechnung, konstruktive Durchbildung und Fabrikationsvorgehen ist anzustreben. In der Gasschweissung ist ein weitgehender Zusammenschluss in einer internationalen Organisation mit Sitz in Paris getroffen. Einer solchen Führung bedarf meines Erachtens auch die Verfolgung der Probleme der Lichtbogenschweissung. In einer Grosszahl von Ländern sind Fachausschüsse und Arbeitskommissionen mit der versuchstechnischen und wissenschaftlichen Prüfung der erwähnten Fragen beschäftigt. In der Schweiz verfolgt beispielsweise die Vereinigung der Materialprüfung der Technik die allgemeinen Schweissprobleme und eine Arbeitskommission des Schweiz. Ingenieur- und Architektenvereins befasst sich mit besonderen Fragen des Schweissens im Brückenbau und Hochbau.

Ich möchte anregen, dass wir eine Delegation innerhalb unserer Vereinigung schaffen, die als Spitzengruppe aus 1-2 Landesvertretern die Verbindung

unter den Ländern zum Austausch der Erfahrungen und der Arbeitsteilung in den zu verfolgenden Problemen übernimmt.

Traduction.

Une série de questions relatives à la soudure mérite d'être étudiée en théorie et en pratique. Par exemple : répartition des tensions et des forces dans le cordon de soudure, détermination de la dimension et la forme de la soudure pour les différents assemblages, influence d'une modification du matériel au voisinage de la soudure sur le calcul de l'assemblage, renforcement des pièces à souder dans cette zone. Il faut éviter les réductions de section comme l'exigent les constructions rivées, pour maintenir les avantages économiques de la soudure.

Tout en tenant compte de la résistance des soudures et de la manière de construire, il faudra prévoir des éléments de construction normalisés. L'étude de l'influence thermique est aussi très importante pour les sections composées et les assemblages de tôles. C'est au moyen d'essais que ces questions pourront être élucidées de la meilleure manière. Le calcul des assemblages dans les parties soumises à la flexion devra être vérifié en étudiant spécialement les tensions locales provenant d'une superposition des influences de forces et moments extérieurs. La qualité des assemblages dépend du travail du soudeur. Des bases pour la préparation et la surveillance des soudeurs seront utiles. Il faut aussi chercher à établir des appareils simples pour ausculter les soudures à l'usine et au chantier sans endommager le cordon.

Une autre question importante à résoudre au moyen d'essais est celle de l'action combinée des constructions rivées et soudées.

Seule la connaissance de toutes ces questions permettra une économie réelle à l'actif des constructions soudées. Les applications pratiques de la soudure ont devancé les recherches scientifiques et expérimentales.

Il faut arriver à une unification internationale des opinions concernant la résistance, le calcul, la disposition des constructions et les procédés de fabrication. Un organisme international dont le siège est à Paris, centralise les questions intéressant la soudure autogène. Il me semble qu'un organisme analogue devrait étudier le problème de la soudure à l'arc. Dans plusieurs pays des comités spéciaux et commissions de travail s'occupent des études scientifiques et expérimentales des questions mentionnées. En Suisse par exemple, l'Association d'Essai des matériaux étudie les problèmes généraux de la soudure et une commission de la Société Suisse des Ingénieurs et Architectes s'occupe des questions spéciales intéressant la soudure dans les ponts et charpentes métalliques.

Je propose de créer au sein de notre association une délégation d'un ou deux membres par pays. Ces délégués auraient l'occasion d'échanger leurs idées sur les expériences faites et de répartir le travail relatif aux problèmes à étudier

III 3

L'APPLICATION DE LA SOUDURE AUX CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES
DIE PRAXIS DES SCHWEISSENS IM STAHLBAU
APPLICATION OF WELDING ON STEEL STRUCTURES

Ingénieur **Leoš KOPEČEK**,
Vice-directeur de la Société Anonyme des anciens Établissements Skoda,
Plzeň (Č.S.R.).

Voir aussi « Publication Préliminaire », p. 343. — *Siehe auch « Vorbericht », S. 343.*
See also " Preliminary Publication ", p. 343.

Application de la soudure aux constructions métalliques.

En me référant au rapport publié, je ne ferai que mentionner quelques questions importantes pour le développement des constructions soudées :

1) Les bases de la résistance statique et dynamique.

En première ligne, c'est la durée de résistance dynamique qui est décisive pour la construction des ponts. Les recherches respectives, aux laboratoires, doivent être poursuivies sur une base aussi large que possible.

Les meilleures valeurs, soit au point de vue de la durée de résistance, soit au point de vue de l'allongement, ont été obtenues jusqu'à présent sous la protection des scories, c'est-à-dire avec des électrodes enrobées. Cependant, une préparation parfaite, spécialement dans le cas de la soudure en plusieurs couches, qui nécessite une élimination soignée des scories, est plus difficile et ne peut pas être surveillée d'une manière aussi facile que l'exige le travail d'usine.

Les électrodes fabriquées sur le principe d'un câble à âme spéciale occupent une place intermédiaire ; les résultats obtenus jusqu'à présent sont remarquablement satisfaisants.

2) Calcul et construction.

a) Calcul : En général, on doit adopter, pour le calcul des cordons, des méthodes aussi simples que possible. Les règlements allemands sur les charpentes soudées prescrivent les efforts admissibles d'une manière très simple, c'est-à-dire par un coefficient de diminution « α ». Cette conception est à recommander pour unifier les règlements officiels. Les soudures à entailles y sont traitées comme des soudures d'angle. Dans les normes tchécoslovaques, on a cependant considéré la soudure à entaille comme une soudure particulière qui doit être calculée au cisaillement dans le plan de la base ou dans le plan des deux flancs de l'entaille.

b) Construction : On a généralement adopté le principe consistant à utiliser des profilés d'une épaisseur assez grande pour éviter des assemblages d'attaches (semelles et tôles jusqu'à 50 mm. d'épaisseur).

Les poutres à âme pleine sont construites suivant deux dispositions :

a) une âme pleine et deux fers larges,

b) » » deux profilés en T.

La dernière disposition est surtout recommandée par les constructeurs allemands, qui ont un grand choix des profilés à larges ailes, qu'ils utilisent par division en deux. Dans d'autres pays, cependant, on construit plutôt d'après le procédé *a*).

3) Contrôle.

D'après les expériences faites jusqu'à maintenant, je suis d'avis que, dans les conditions normales, une auscultation visuelle satisfait les exigences pratiques. L'examen des cordons de soudure au point de vue de la bonne pénétration, la surveillance continuelle des soudeurs, et des épreuves régulières des soudeurs, doivent suffire à garantir la sécurité de travail exigée. Dans les cas douteux, le fraisage des cordons de soudure et l'essai à l'acide sont d'une grande valeur pour le constructeur.

4) Combinaison de la rivure et de la soudure.

La question de la résistance des assemblages mixtes n'étant pas encore éclaircie, on doit éviter ce mode d'assemblage en construction soudée. En cas de nécessité absolue, par ex. pour le renforcement des ponts, il faut faire supporter à la soudure la totalité de la charge roulante.

5) Économie des constructions soudées.

L'économie des constructions soudées résulte :

a) de la simplification de la forme,

b) de la réduction du poids,

c) d'une méthode convenable de montage.

La question, si importante pour le développement des charpentes soudées, est traitée dans le rapport d'une manière assez détaillée. Il faut ajouter que, dans certains cas, le prix unitaire d'une construction soudée doit être égal ou inférieur à celui d'une construction rivée.

6) Organisation des travaux de recherches.

Sans doute, il est désirable de rationaliser des travaux de recherches. D'après mon avis, les problèmes les plus importants sont les suivants :

1) La durée de résistance des assemblages soudés,

2) Le retrait des pièces assemblées pendant la soudure,

3) La résistance des assemblages mixtes,

4) Unification internationale : *a*) des principes de calcul,
b) des désignations des cordons dans les dessins.

Participants à la discussion
Diskussionsteilnehmer
Participants in the discussion:

L'ÉCONOMIE DE LA SOUDURE DANS LES CONSTRUCTIONS EN ACIER
WIRTSCHAFTLICHKEIT GESCHWEISSTER STAHLBAUTEN
ECONOMY OF WELDED STEEL STRUCTURES

Dr. Ing. St. BRYLA,
Professeur à l'École Polytechnique, Lwów.

Il serait absolument illogique d'adopter la construction soudée, si elle n'était pas susceptible de permettre une économie remarquable par rapport à la construction rivée. Je voudrais citer à ce sujet des conclusions auxquelles j'ai été amené en me basant sur plusieurs constructions remarquables, que j'ai exécutées en Pologne.

Le prix de la construction métallique est composé des frais de matériel et des frais de main-d'œuvre.

En ce qui concerne le poids de l'acier, les constructions soudées sont notablement plus légères que les constructions rivées, non seulement à cause de la suppression des têtes des rivets et de la réduction des goussets des couvre-joints (plats et cornières), mais aussi à cause de la diminution du poids propre de la construction et de l'application de l'encastrement, ce qui donne de grandes économies. Par exemple, dans le bâtiment de 8 étages, à Katowice, l'économie due uniquement à l'application de l'encastrement des poutres dans la charpente a été de 8 % du poids général de la construction. Dans la construction des ponts de Lowicz, sur la rivière Sudwia, on a obtenu 12 % d'économie sur le poids du tablier du pont, grâce à la continuité des longerons (sur des appuis élastiques).

La suppression des têtes des rivets augmente aussi l'économie, dans une certaine proportion, étant donné que les cordons de soudure pèsent moins.

Le poids des cordons dans la construction soudée et rivée de la maison « Prudential » à Varsovie est de 0,5 % tandis que dans celle de la Caisse d'Épargne Postale à Varsovie entièrement soudée il est de moins de 0,8 %. Les cordons doivent peser, en général, de 15 à 30 % du poids des rivets.

On peut dire en général, qu'en appliquant la soudure on peut économiser de 10 à 30 % du poids de la construction. D'ailleurs, en Pologne, on a obtenu dans un cas tout à fait particulier presque 50 % d'économie. L'économie dans les poutres à âme pleine est de 10 % à 20 %, en moyenne de 15 %. L'économie dans les poutres en treillis est de 15 à 30 %, en moyenne de 20 %, l'économie dans les constructions en carcasse est de 15 à 25 %, en moyenne de 18 %.

En ce qui concerne les frais de main-d'œuvre en Pologne, jusqu'ici le prix

du kilogramme, en construction soudée, est d'environ 5 % plus cher que celui de la construction rivée ; il y a quatre ans cette différence atteignait jusqu'à 25 % ; il est probable que dans quelques mois les prix unitaires seront égaux.

Vu le poids moins grand du métal employé pour la construction soudée, j'en arrive à cette conclusion que l'application de la soudure dans les constructions donne, tout au moins chez nous, une économie de 10 à 20 % sur le prix général de la construction.

Il faut prendre en considération que pour le moment on a encore quelquefois intérêt à appliquer la soudure, dans les ateliers et l'assemblage rivé ou par boulons, au chantier.

Il faut toutefois regarder cette conception comme provisoire. Elle n'est recommandée que quand les usines, appréciant la valeur de la soudure, veulent utiliser leurs anciennes installations de rivetage. L'économie sur le poids est alors beaucoup moins grande.

Dans les constructions à ossature métallique, elle n'est que de 10 % tout au plus, c'est-à-dire $\frac{1}{2}$ à $\frac{1}{3}$ d'économie sur le poids que peut donner la construction uniquement soudée.

Dr. Ing. Albert DÖRNEN,
Dortmund-Derne.

Bezüglich der Wirtschaftlichkeit kann gesagt werden, dass bei den gezeigten geschweissten Brücken gegenüber dem Nieten im Endergebnis durchweg eine erhebliche Ersparnis hat erzielt werden können. Wenn der Einheitspreis geschweisst teilweise zunächst höher gewesen ist als genietet, so war die erzielte Gewichtsersparnis stets derartig, dass trotz des höheren Einheitspreises eine Verminderung der Gesamtkosten von mindestens 5-6 % hat erreicht werden können. Es gibt aber auch Konstruktionen, bei denen der Einheitspreis geschweisst nicht höher ist als genietet, z. B. bei den bekannten ein-oder zweistieligen Bahnsteigüberdachungen, wie sie in Deutschland vielfach gebaut werden. Bei diesen Ueberdachungen wird eine Gewichtsersparnis von 20 % erzielt, um die sich die Gesamtkosten durch das Schweissen senken. Sind bei solchen Ueberdachungen nur wenige Rahmen gleich, so bedeutet dies bei genieteter Ausführung eine ganz erhebliche Steigerung des Einheitspreises. Diese Steigerung ist in geschweisster Ausführung kleiner, so dass in solchen Fällen der Einheitspreis geschweisst sogar niedriger ist als genietet. Nun stehen wir aber bezüglich des Schweissens immerhin erst am Anfang der Entwicklung. Gesetzt den Fall, wir hätten bis jetztunsere Stahlbauten geschweisst und sollten zum Nieten übergehen, so würden die genieteten Konstructionen im Einheitspreis zunächst wesentlich teurer sein als die geschweissten. Es würde eine ganze Weile dauern, bis wir alle die Erfahrungen zusammengetragen hätten, mit denen wir heute so billig und zuverlässig nieten können. Wenn nun das Schweissen schon ohne weiteres grosse Gewichtsersparnisse möglich macht, so kann man nicht auch sofort verlangen, dass es von heute auf morgen auch bzgl. des Einheitspreises die grössten erzielbaren Vorteile

bringt. Ich darf auf zwei Punkte aufmerksam machen, wo man bzgl. der Senkung der Gesamtkosten Vorteile erzielen kann. Zunächst darf man nicht unter allen Umständen nur auf Gewichtsersparnis hinarbeiten und hierbei so viel Schweissnähte in Kauf nehmen, dass deren Kosten die Gewichtsersparnisse aufzehren. Ich denke dabei z. B. an Blechträger. Der wirtschaftlichste und zuverlässigste Blechträger besteht aus dem Stegblech und je einem Breiteisen als Gurtung, die über die ganze Länge in einer Stärke und ohne Stoss durchgehen. Man steckt allerdings dabei nicht ausgenutztes Material in die Gurtungen, hat aber am eigentlichen Träger nur insgesamt 4 Schweissnähte zu ziehen. Nach meinen Erfahrungen ist dies für Blechträgerbrücken bis rd. 21 m die zweckmässigste Ausführung. Sodann muss man sich nicht darauf versteifen, an einem geschweissten Bauwerk nun alles schweissen zu wollen. Mit einer Schraube und einem Niet erreicht man in manchen Fällen dasselbe wie mit langen Schweissnähten. Besonders soll man auf Niet- oder Schraubenverbindungen zurückgreifen, wenn man dadurch das Schweissen auf der Baustelle vermeiden kann. Ich kann mir die Ausführung grösserer Fachwerkbrücken sehr gut in der Weise denken, dass man die Längsträger, Querträger, und die Fachwerkstäbe als solche aus den Walzprofilen für sich zusammenschweisst und dass man die Verbindung derselben zur Brücke auf der Baustelle durchweg nietet. Die Schwächungen durch die Nietlöcher kann man durch aufgeschweisste Verstärkungen ausschalten, so dass man überall mit dem vollen Querschnitt rechnen kann.

Traduction.

Du point de vue économique, on peut dire que l'adoption de la soudure, pour la construction des ponts indiqués, a permis de réaliser, par rapport à la construction rivée, une économie notable. Si le prix de revient unitaire semble tout d'abord plus élevé qu'en construction rivée, il n'en est pas moins vrai que la soudure permet de réaliser une économie de poids de matière, de telle sorte qu'en définitive, malgré ce prix unitaire plus élevé, le prix d'ensemble est de 5 à 6 % inférieur au moins. Il existe toutefois des ouvrages dans lesquels le prix unitaire de la construction soudée n'est pas plus élevé que celui de la construction rivée, c'est ce qui se produit pour les quais de chemin de fer avec toiture à double ou à simple pente, tels qu'on les construit souvent en Allemagne. Dans ces couvertures, on réalise une économie de 20 % sur le poids, ce qui permet, grâce à la soudure, de réduire notablement les prix d'ensemble. Si, dans ces couvertures, il n'y a qu'un petit nombre de fermes qui soient semblables, le prix unitaire en construction rivée augmente considérablement. Par contre en construction soudée cette augmentation est notablement plus faible, de sorte que, en pareil cas, le prix unitaire de la construction soudée arrive même à être inférieur au prix de la construction rivée.

Nous ne sommes d'ailleurs encore qu'au début du développement de la soudure. Si nous avions tout d'abord soudé nos ouvrages et si nous nous trouvions amenés ensuite à les river, les prix que nous obtiendrions en construction rivée seraient tout d'abord sensiblement supérieurs à ceux de la construction

soudée. Il faudra encore compter un temps assez long avant que nous ne possédions, en soudure, l'expérience que nous avons acquise et les prix relatifs auxquels nous sommes arrivés avec le rivetage. La soudure permet déjà de réaliser une large économie de poids de matière ; nous ne pouvons pas lui demander, du jour au lendemain, de nous procurer des avantages aussi élevés que possible sous le rapport du prix unitaire.

J'attirerai l'attention sur deux points sur lesquels on peut réaliser des avantages en ce qui concerne la réduction du prix d'ensemble. Tout d'abord, il ne faut pas, dans tous les cas, chercher à réaliser *uniquement* une économie de poids, quitte à employer une proportion de cordons de soudure telle qu'elle réduise à néant l'économie de poids. Considérons l'exemple des tôles. La poutre en tôle la plus économique est constitué par une âme et deux fers plats allant chacun d'un bout à l'autre sans joint, en une seule pièce, avec la même épaisseur. On a évidemment dans les membrures des parties de métal qui ne sont pas intégralement utilisées ; par contre, il n'y aura à exécuter sur cette poutre que 4 cordons de soudure. D'après mon expérience, c'est là la solution la plus intéressante pour les ponts à poutres à âmes pleines allant jusqu'à une portée d'environ 21 mètres. Il ne faut pas non plus vouloir, dans une construction soudée, réaliser tous les assemblages systématiquement par soudure *exclusivement*. Dans de nombreux cas, un boulon, un rivet permettent d'obtenir le même résultat qu'une bonne longueur de cordon de soudure. En particulier il convient de recourir aux assemblages boulonnés ou rivés lorsqu'ils permettent d'éviter d'utiliser la soudure sur le chantier. Pour les ponts en treillis de grandes dimensions, je conçois fort bien la disposition suivante : exécuter les poutres longitudinales, les poutres transversales et les éléments du treillis indépendamment, à partir des profilés convenables, en les assemblant par soudure, puis réaliser le montage de ces différentes pièces elles-mêmes, sur le chantier, en adoptant le rivetage. L'affaiblissement qui résulte des trous des rivets peut être compensé par des renforcements réalisés en recharge à la soudure de telle sorte que l'on puisse compter partout sur la section pleine.

K. SIEMS,

Fabrikdirektor, Niesky O./L.

Wirtschaftlichkeit beim Schweissen.

Bei der Frage über die Wirtschaftlickeit bei geschweissten Konstruktionen möchte ich nochmals auf die heute schon mehrmals erwähnte Schlachthofbrücke in Dresden hinweisen, bei der sich die Ausführung der geschweissten Konstruktionen wirtschaftlich sehr günstig ausgewirkt hat. Die Brücke war zunächst als Holzbrücke mit hölzernen Jochen geplant, weil die Baubehörde annahm, dass dieses die unbedingt billigste Lösung sei. Die Brücke ist alsdann nach dem Verwaltungsentwurf in Holz ausgeschrieben worden mit dem Anheimstellen, auch Sonderangebote in Beton und Eisen vorzulegen. Der von der Firma Christoph & Unmack gemachte Versuch, durch eine geschweisste Blechträger-

konstruktion mit der sonst allgemein billigeren Holzkonstruktion in Wettbewerb zu treten, hatte den Erfolg, dass das Angebot der geschweissten Blechträger das billigste war. Der Unterschied war sehr erheblich, während die Brücke in Holzkonstruktion etwa 450.000 Mark gekostet hätte, hat die Ausführung in Blechträgerkonstruktion mit daraufliegender durchgehender Eisenbetonfahr-

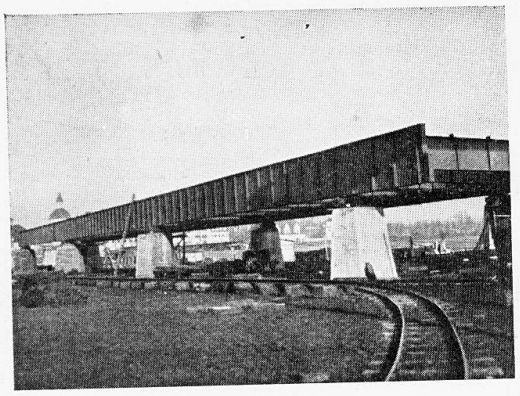


Fig. 1.

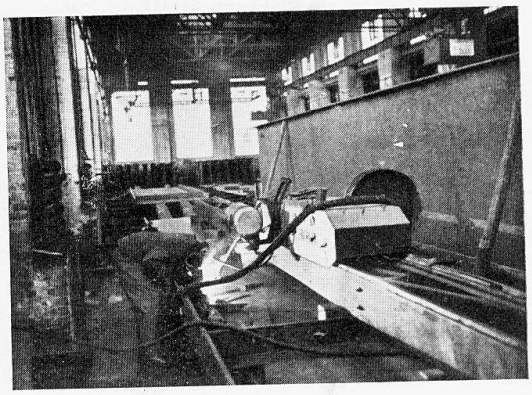


Fig. 2.

Fig. 1. — Vue partielle du pont des Abattoirs.
Teilansicht der Schlachthofbrücke.
View of part of the abbatoir bridge.

Fig. 2. — Soudure automatique transversale des pièces de renforcement.
Automat schweisst auch quer für Aussteifungen.
Automat also welds across for stiffenings.

bahnplatte und massiven Pfeilern nur etwa 400.000 mark gekostet. Es dürfte dies der erste Fall sein, dass eine eiserne Brücke mit Erfolg gegen eine hölzerne Brücke konkurrieren konnte. Dieser Erfolg ist hauptsächlich auf folgende Ursachen zurückzuführen :

1. Wurde die Konstruktion der stählernen Ueberbauten so durchgebildet, dass sich die Schweissnähte mit den geringsten Kosten ausführen liessen und dass das Gesamtgewicht der Konstruktion ein äusserst geringes wurde. Dies wurde dadurch erreicht, dass die Blechträger ohne Verwendung von Gurtwinkeln, nur aus Stehblech und verschieden starken Gurtlamellen zusammengeschweisst wurden. Auf diese Weise war eine erhebliche Gewichtsersparnis möglich, denn eine Ausführung in genieteter Konstruktion wäre kaum biliger geworden als das billigste Angehot für eine hölzerne Brücke.

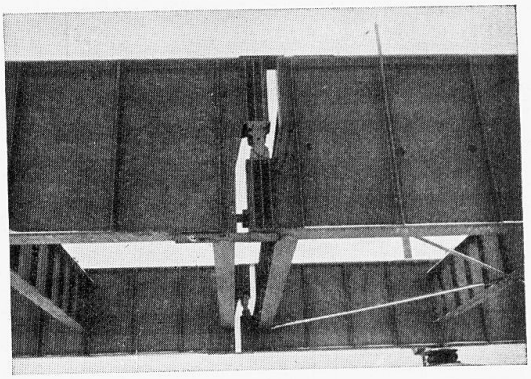


Fig. 3. — Articulation permettant un allongement de 150 mm. avec renforcement de la tôle d'âme = Bewegliches Gelenk für 150 mm Ausdehnung, Stehblech verstärkt = Movable joint allowing for 150 mm expansion ; Strengthened web.

2. Der zweite Grund, der eine bedeutende Herabsetzung der Herstellungskosten gestattete, ist der, dass bei der grössten Anzahl der Schweissnähte ein neuartiger Schweissautomat verwendet wurde, der von der A.E.G. Berlin erstmalig in dieser Ausführung geliefert ist. Mit diesem Automaten war es

möglich, die Schweissnähte wesentlich billiger herzustellen als von Hand. Die von Hand hergestellten Schweissnähte kosten pro lfdm etwa das Vierfache der mit dem Automaten hergestellten Nähte. Für den Automateu wurden Seelenelektroden Böhler-Elite verwendet, und zwar verbraucht der Automat :

bei 4 mm starken Elektroden 210 Amp.
» 5 mm » » 250 Amp.
» 6 mm » » 300 Amp.

Die Schweisspannung betrug 18-20 Volt, der Elektrodenverbrauch in der Stunde 1,8-2,5 kg.

Traduction.

L'économie de la Soudure.

Au sujet du caractère d'économie que présentent les constructions soudées, je voudrais attirer l'attention, une fois de plus, sur la construction du pont des Abattoirs de Dresde, au cours de laquelle l'emploi de la soudure a mis en relief un caractère économique très net à l'avantage de ce procédé. On avait tout d'abord projeté la construction d'un pont de bois, sur pieux, les autorités compétentes estimant que c'était certainement là la solution la plus économique. Dans le projet administratif, le pont fut donc tout d'abord prévu comme pont en bois ; on laissait toutefois toute latitude aux constructeurs pour remettre des propositions concernant l'exécution en béton ou en métal. La firme Christoph et Unmack effectua donc des essais en vue de concurrencer la construction en bois, généralement moins chère, au moyen d'une disposition en tôle soudée; ces essais eurent pour conséquence l'élaboration d'un projet de construction métallique, avec poutres en tôle, qui constitua l'offre la plus intéressante au point de vue du prix. La différence était très sensible ; le pont en bois aurait coûté environ 450.000 marks, l'exécution en poutres en tôles avec platelage continu en béton armé et piles pleines ne coûtant que 400.000 marks environ. C'était ainsi la première fois qu'un pont métallique se trouvait soutenir avec succès la concurrence avec un pont en bois. Ce succès doit être attribué aux principales causes suivantes :

1. — La disposition de la superstructure métallique a été prévue de telle sorte que l'exécution des cordons de soudure puisse être effectuée avec un minimum de frais et que le poids d'ensemble de la construction soit aussi faible que possible. Cette condition a été réalisée grâce à l'adoption de poutres en tôle sans cornières de membrure, avec assemblages de semelles soudées de différentes épaisseurs. On a pu réaliser ainsi une économie de poids très importante. Par contre, l'adoption de la construction rivée aurait conduit à un prix à peine inférieur à celui de l'offre la plus intéressante pour construction en bois.

2. — La deuxième raison pour laquelle on a pu réaliser une notable réduction du prix est que, étant donné le nombre considérable de cordons de soudure à poser, on a adopté une nouvelle machine automatique, d'une conception réalisée pour la première fois par l'A.E.G. de Berlin. L'emploi de cette machine automatique a permis d'exécuter les cordons de soudure dans des conditions sensiblement plus économiques qu'à la main. Les cordons exécutés à la main

coûtent environ quatre fois plus cher que ceux qui sont posés à la machine automatique. On a employé des électrodes à âme spéciale Böhler-Elite ; la consommation de courant a été la suivante :

électrodes de	4 mm.	de diamètre	210 Ampères ;
»	5	»	250 Ampères ;
»	6	»	300 Ampères ;

La tension employée est de 18 à 20 volts, la consommation en électrodes atteignant à l'heure 1,8 à 2,5 kg.

III 4

ACTION COMBINÉE D'ASSEMBLAGES RIVÉS ET SOUDÉS
ZUSAMMENWIRKEN VON NIET- UND SCHWEISSVERBINDUNGEN
COMBINATION OF RIVETED AND WELDED CONNECTIONS

H. DUSTIN,
Professeur à l'Université libre et Directeur du Laboratoire des matériaux, Bruxelles.

Voir « Publication Préliminaire », p. 359. — *Siehe « Vorbericht », S. 359.* — See « Preliminary Publication », p. 359.

Participants à la discussion
Diskussionsteilnehmer
Participants in the discussion :

Dr. Ing. e. h. H. KAYSER,
Professor an der Technischen Hochschule, Darmstadt.

Meine bisherigen Veröffentlichungen über das Problem « Zusammenwirkung von Nietverbindung und Schweissnaht » haben in den beteiligten Fachkreisen erfreulicherweise Interesse gefunden, das sich in zustimmenden und abweichenden Stellungnahmen äusserte. Ich habe eindeutig darauf hingewiesen, dass die durchgeführten Versuche als Beitrag zur Lösung des Problems, nicht als die Lösung selbst aufzufassen sind. Andererseits lassen die Ergebnisse, die auch durch die Versuche von Prof. Dustin bestätigt werden, schon jetzt bestimmte Folgerungen zu, die ich nochmals in den Satz zusammenfassen möchte :

« Bei richtiger Anordung nehmen Schweissnaht und Niete gemeinschaftlich an der Kraftübertragung teil ; dabei werden die Niete zu etwa 2/3 ihrer Tragfähigkeit, die Schweissnaht voll ausgenutzt. Als « richtige Anordnung » kommen im allgemeinen nur Flankennähte in Betracht, d. h. Anordnungen bei denen die Kraftlinie der Nietreihen die Schweissnähte nicht schneidet. Denn es ist einleuchtend, dass auf eine Mitwirkung der Niete in der kombi-

nierten Verbindung nur dann zu rechnen ist, wenn der Anschluss so ausgebildet wird, dass die Nieten durch die elastische oder plastische Verformung der Bleche zur Mitwirkung gezwungen sind. (Abb. 1.)

In diesen Ueberlegungen glaube ich mit den Ausführungen von Professor Dustin vollkommen einig zu gehen. Die von ihm durchgeführten Versuche sind in ihrem Ergebnis so interessant und wertvoll, dass sie hohe Beachtung verdie-

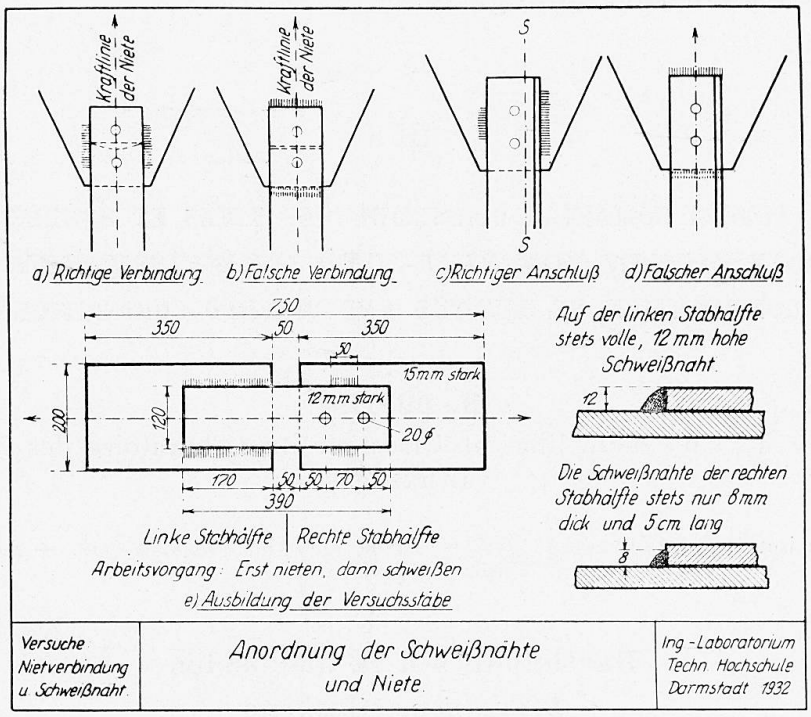


Fig. 1. — Disposition des cordons de soudure et des rivets
Anordnung der Schweissnähte und Niete = Arrangement of the welded joints and rivets.

Bon assemblage — Richtige Verbindung — Correct joint.
Mauvais assemblage — Falsche Verbindung — Incorrect joint.
Bon assemblage — Richtiger Anschluss — Correct connection.
Mauvais assemblage — Falscher Anschluss — Incorrect connection.
Ligne de force du rivetage — Kraftlinie der Niete — Line of action of the rivets.
... mm d'épaisseur — ... mm stark — ... mm thick.
Moitié de gauche — Linke Stabhälfte — Left half of piece.
Moitié de droite — Rechte Stabhälfte — Right half of piece.
Disposition des éprouvettes d'essai — Ausbildung der Versuchsstäbe — Form of the test piece.
Mode opératoire : river, puis souder — Arbeitsvorgang : erst nieten, dann schweissen — Prepared by first riveting and then welding.
Sur la moitié de gauche, cordon de soudure plein, de 12 mm. de hauteur — Auf der linken Stabhälfte stets volle, 12 mm hohe Schweissnaht — On the left half of the piece, always a full weld, 12 mm. high.
Sur la moitié de droite, cordons de soudure de 8 mm. d'épaisseur seulement et de 5 cm. de longueur — Die Schweissnähte der rechten Stabhälfte stets nur 8 mm dick und 5 cm lang — The welds on the right half of the piece always only 8 mm thick and 5 cm long.

nen. Sie bestätigen in vollem Umfange die von mir veröffentlichten Untersuchungen [1]. Gerade die Feststellung, dass das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweissnaht innerhalb gewisser Grenzen eine Funktion der Laschenbreite ist, bestätigt meine theoretischen Annahmen, die sich in

1. Kayser, Vers. über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweissnaht. Stahlbau, 1930, Heft 13, desgl. Stahlbau 1931 Heft 11.

weitgehendem Masse auf die elastischen Formänderungen der Laschen und Bleche stützen.

Auch die ausserordentlich günstige Uebereinstimmung der einzelnen Versuchswerte Dustins mit den meinigen dürfte die Richtigkeit meiner Ansichten dartun. Die wesentliche Erhöhung der Festigkeit der kombinierten Verbindung gegenüber der nur geschweissten oder nur genieteten ist doch nicht zu leugnen. (Abb. 2.) Mit der von mir vorgeschlagenen Formel, bei der die Niete mit 2/3 ihrer Tragfähigkeit, die Schweissnähte als voll wirksam angesetzt

1 Gruppe Nr	2 Stab-bezeich-nung	3 Ausbildung der rechten Stabhälfte	4 Niet-quer-schnitt (cm^2)	5 Schweiß-quer-schnitt (cm^2)	6 Fließ-grenze P_{Fl} (t)	7 Fließ-spannung σ_{Fl} (t/cm^2)	8 Bruch-grenze P_B (t)	9 Bruch-spannung σ_B (t/cm^2)	10 Umgerechnete Bruchlast der Schweißnaht P_{B_S} (t)	11 2/3 Niet-bruch-last (t)	12 Vorausberech-nete kombin. Bruchlast P_{B_k} (t)
I	A_I		12,5	—	29,93	2,39	46,22	3,70	—	—	—
II	A_{II}		—	13,96	34,00	2,36	63,15	4,49	—	—	—
III	A_{III}		12,5	12,00	nicht feststellbar		79,28	—	12,00·4,49=53,9	30,8	84,60
IV	A_{IV}		—	12,03	38,27	3,20	49,23	4,11	—	—	—
V	A_V		12,5	12,53	62,66	—	88,46	—	12,03·4,11=49,5	30,8	80,20
VI	A_{VI}		—	12,17	41,90	3,50	55,57	4,58	—	—	—
VII	A_{VII}		12,5	12,60	57,90	—	81,40	—	12,6·4,58=57,7	30,8	88,50
Versuche Nietverbindung u. Schweißnaht		Versuchsergebnisse von Probestäben aus St. 37.								Ing.-Laboratorium Techn. Hochschule Darmstadt 1930.	

Fig. 2. — Résultats des essais sur éprouvettes en acier St 37
= Versuchsergebnisse von Probestäben aus St 37 = Test results with test pieces of St. 37.

Groupe n° Désignation de l'éprouvette — Gruppe Nr Stabbezeichnung – Group N°. Mark on test piece.
Disposition de la moitié de droite — Ausbildung der rechten Stabhälfte — Form of right half of piece.
Section de rivure — Nietquerschnitt — Riveted cross-section.
Section de soudure — Schweissquerschnitt — Welded cross-section.
Limite d'écoulement en t — Fliessgrenze — Yield point.
Contrainte d'écoulement en t/cm^2 — Fliesspannung — Yield stress.
Charge de rupture en t — Bruchgrenze — Breaking point.
Contrainte de rupture en t/cm^2 — Bruchspannung — Breaking stress.
Charge de rupture calculée pour le cordon de soudure en t — Umgerechnete Bruchlast der Schweissnaht — Calculated breaking load of the welded joint.
2/3 de la charge de rupture des rivets en t — 2/3. Nietbruchlast — 2/3 rivet breaking load.
Charge de rupture combinée résultante en t — Vorausberechnete kombin. Bruchlast — Combined breaking load, calculated beforchand.

wurden, sollte das Problem in allen Einzelheiten noch nicht gelöst sein. Immerhin scheinen mir gerade die Ergebnisse von Professor Dustin zu beweisen, dass die Formel sehr wohl anwendbar ist. Denn wenn sich zwar Abweichungen bis zu 20% zwischen dem vorberechneten und gemessenen Wert ergeben, so ist doch mit grösster Betonung darauf hinzuweisen, dass die Abweichungen stets auf der sicheren Seite liegen und damit die Formel vom Standpunkt der Sicherheit sehr wohl vertretbar ist, auch wenn sich vielleicht auf Grund weiterer versuchstechnischer Ermittlungen noch Abänderungen ergeben sollten.

Welche Sicherheitsgrade bei Nieten, bei Schweissnähten und kombinierten Verbindungen vorhanden sind, zeigt die Abb. 3.

Wenn ich die Versuchsergebnisse Dustins nochmals zusammenfassend überblicke, kann ich nicht ganz verstehen, dass Prof. Dustin zu den Schlussfolgerungen seines Referates kommt, in denen er eine Vereinigung von Nie-

tung und Schweissung im allgemeinen als wenig zweckmässig erachtet. M. E. sind diese Versuchsergebnisse eine ausserordentlich wertvolle Bestätigung meiner Auffassung, umso wertvoller als sie von völlig neutraler Stelle durchgeführt wurden, und beweisen gerade, dass ein Zusammenwirken beider Verbindungsarten stattfindet. Sehr anschaulich zeigt das folgende Lichtbild (Abb. 4) diese gemeinschaftliche Wirkung kurz vor dem Bruch der Naht in der plastischen Deformation der Niete.

Bestimmte Diskussionen in der Fachliteratur über das gleiche Problem

Nietung

Gruppe	Niet-querschnitt F_N (cm²)	Zulässige Beanspruchung der Niete σ_{aN} (t/cm²)	Nutzlast $P_{zul\,N}$ (t)	Bruchlast P_{BN} (t)	Sicherheitsgrad $\frac{P_{BN}}{P_{zul\,N}} = n_N$	Mittlerer Sicherheitsgrad n_{Nm}
I	12,5	0,8 · 1,400	14,0	45,41	3,24	3,30
	12,5	0,8 1,400	14,0	46,45	3,31	
	12,5	0,8 · 1,400	14,0	46,80	3,34	

Schweißung $\sigma_{zul\ Abscheren} = 0{,}75$ t/cm²

Gruppe	Schweiß-querschnitt F_S (cm²)	Nutzlast $P_{zul\,S}$ (t)	Bruchlast P_{BS} (t)	Sicherheitsgrad $\frac{P_{BS}}{P_{zul\,S}} = n_S$	Mittlerer Sicherheitsgrad n_{Sm}
II	14,0	10,5	62,66	5,95	6,03
	14,7	11,0	63,77	5,80	
	13,2	9,9	63,02	6,36	

Kombinierte Verbindung

Gruppe	Niet-querschnitt F_N (cm²)	Zulässige Beanspruchung der Niete σ_{aN} (t/cm²)	Nutzlast $P_{zul\,N}$ (t)	Schweiß-querschnitt F_S (cm²)	Nutzlast $P_{zul\,S}$ (t)	Nutzlast $P_{zul\,S} + P_{zul\,N}$ (t)	Bruchlast P_B (t)	Sicherheitsgrad $\frac{P_{Bruch}}{P_{zul}} = n$	Mittlerer Sicherheitsgrad n_m
III	12,5	0,850	10,6	12,10	9,10	19,70	81,06	4,11	4,11
	12,5	0,850	10,6	11,30	8,50	19,10	79,28	4,15	
	12,5	0,850	10,6	12,60	9,45	19,05	77,51	4,06	

Versuche Nietverbindung u. Schweißnaht — Zulässige Belastung und Sicherheitsgrad bei Probestäben aus St 37. — Ing.-Laboratorium Techn. Hochschule Darmstadt 1932.

Fig. 3. — Charge admissible et degré de sécurité pour les éprouvettes en acier St. 37 = Zulässige Belastung und Sicherheitsgrad bei Probestäben aus St 37 = Permissible loading and factor of safety with test pieces of St. 37.

Rivure — Nietung — Riveting.
Soudure — Schweissung — Welding.
Assemblage mixte — Kombinierte Verbindung — Combined connection.
Section de rivetage — Nietquerschnitt — Welded cross-section.
Contrainte admissible dans les rivets — Zulässige Beanspruchung der Niete — Permissible stressing of the rivets.
Charge de rupture — Bruchlast — Breaking load.
Charge utile — Nutzlast — Working load.
Coefficient de sécurité — Sicherheitsgrad — Factor of safety.
Coefficient de sécurité moyen — Mittlerer Sicherheitsgrad — Average factor of safety.

veranlassen mich, auf einen weiteren Punkt noch einzugehen. Meine Versuche sind zunächst nur auf die Feststellung der Bruchlasten abgestellt gewesen. Ich gebe ohne weiteres zu, dass diese Beschränkung zunächst in der Schwierigkeit der Messungen im elastischen Bereich begründet ist. Auch bei anderen statischen Problemen ist man gewöhnt, bei der Bemessung der zulässigen Belastung von der Bruchlast auszugehen. Ich erinnere an die Verhältnisse des Eisenbetonbaus, bei dem ja die gesamten Berechnungsgrundlagen auf den Bruchzustand eingestellt sind. Demnach scheint es mir auch bei den kombinierten Niet- und Schweissverbindungen berechtigt, zunächst von der Bruchlast auszugehen ; dies umso mehr, als die Erforschung

des elastischen Bereiches grosse Schwierigkeiten bereitet und wenn man auf deren Ueberwindung warten wollte, die Einführung des Schweissens im Stahlbau vielleicht noch recht lange zurückstellen müsste. Damit soll nun keineswegs gesagt sein, dass die Feststellung des Verhaltens im elastischen Bereich selbst nicht wichtig wäre.

Aus den in meinem Laboratorium durchgeführten Versuchen folgt, dass die Behauptung, die man vielfach in der Literatur findet, dass im untern Lastbereich

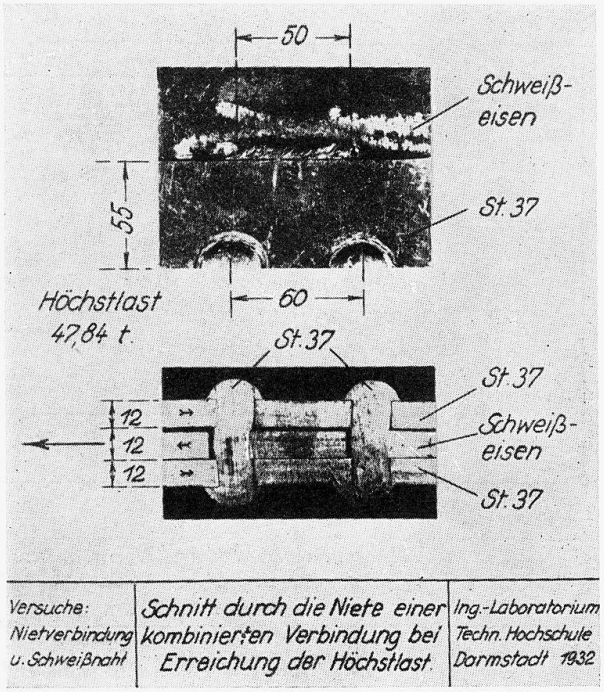


Fig. 4. — Coupe effectuée à la charge maximum dans un assemblage mixte, au milieu du rivetage = Schnitt durch die Niete einer kombinierten Verbindung bei Erreichung der Höchstlast = Section through the rivets of a combined connection on reaching maximum load.

Fer — Schweisseisen — Weld iron.
Charge maximum — Höchstlast — Max load.

allein die Schweissnaht die Kraft zu übertragen hätte und die Niete so gut wie nicht mitwirkten, nicht haltbar ist. Man vergegenwärtige sich, dass in Wirklichkeit die Niete nicht nur durch ihre Abscher- oder Lochleibungsfestigkeit tragen, die ja zweifellos erst nach gewissen Formänderungen eintreten kann, sondern bereits von der geringsten Laststufe an durch ihren Reibungswert mitwirken. Dieser Reibungswert zwischen den Blechen wird noch verstärkt durch die Reibung der Bleche infolge der Abkühlungsschrumpfung der Schweissnaht selbst. Allein schon diese Ueberlegungen zeigen, dass die Tragfähigkeit der Verbindung im elastischen Bereich bereits durch weitere Nietkräfte beachtlich beeinflusst wird. (Vgl. Abb. 5.)

Neuere Versuchsergebnisse [1] beweisen eindeutig, dass bei den kombinierten

1. Vgl. Kayser, Ueber das Zusammenwirken von Nietverbindungen und Schweissnaht. Zeitschr. « Der Stahlbau », 1932, Heft 19, Seite 145 & ff.)

Verbindungen von Schweisseisenblechen mit gleichartigen oder St 37 Laschen die Niete und Schweissnähte zusammenwirken. Setzt man die Niete mit 2/3 ihrer vollen Nutzlast ein, so ergeben sich für die kombinierten Verbindungen Sicherheitsgrade, die als völlig ausreichend zu bezeichnen sind. Es dürfte damit der Beweis erbracht sein, dass meine früher vorgeschlagene Berechnungsmethode auch bei schweisseisernen Konstruktionen anwendbar ist, und dass das Stahlmaterial — ob Laschen aus Schweisseisen oder aus St 37 — für die Ergebnisse ohne Belang bleibt.

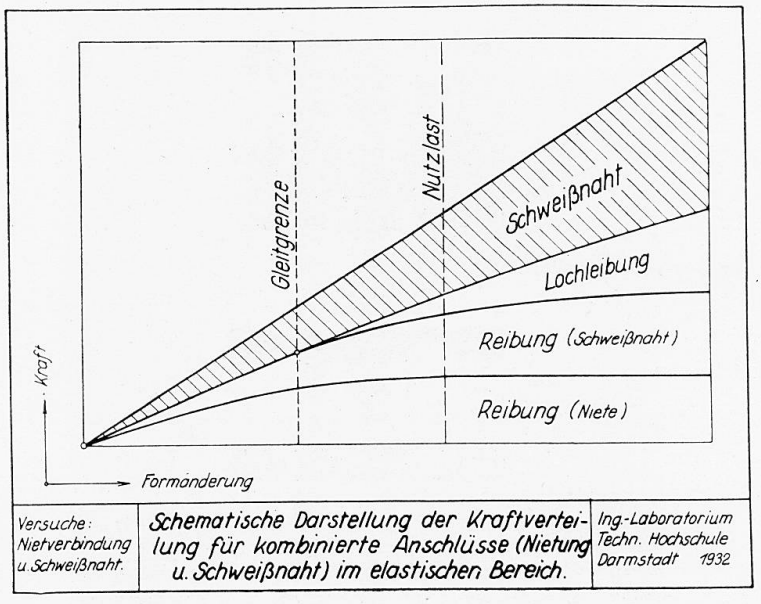


Fig. 5. — Représentation schématique de la répartition des efforts dans un assemblage combiné (rivure et soudure), dans le domaine élastique = Schematische Darstellung der Kraftverteilung für kombinierte Anschlüsse (Nietung und Schweissnaht) im elastischen Bereich = Diagrammatic representation of the distribution of forces in combined connections (riveting and welding) in the elastic zone.

Efforts, — Kraft — Force.
Déformations — Formänderung — Deformation.
Limite de glissement — Gleitgrenze — Slip limit.
Charge utile — Nutzlast — Working load.
Cordon de soudure — Schweissnaht — Weld.
Parois des trous de rivets — Lochleibung — Hole friction.
Frottement (cordon de soudure) — Riebung (Schweissnaht) — Friction (Welded joint).
Frottement (rivets) — Reibung (Niete) — Friction (rivets).

Wenn die erhaltenen Versuchsergebnisse die Richtigkeit meiner Behauptung über das Zusammenwirken von Nieten und Schweissnaht auch bei Verwendung von Schweisseisen beweisen, so darf ich mit Befriedigung feststellen, dass sich neuerdings auch andere Forscher zu der gleichen Auffassung bekennen [1].

---

1. Vgl. Prof. Bryla, Versuche über die Verstärkung von Nietverbindungen durch Schweissen. Erster Band der « Abhandlungen » der Intern. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau 1932, Seite 9 & ff.

Vgl. Prof. Gaber, Zusammenwirken von Nietung und Schweissung bei Zug und Druck. « Der Bauingenieur »: 1932, S. 290 & ff.

Diese andern Forschungsergebnisse sind durchaus geeignet, meine über dieses Problem angestellten Erwägungen und eigenen Versuchsarbeiten zu bestätigen.

Traduction.

J'ai été satisfait de constater que les travaux que j'ai déjà publiés sur le problème de l' « Action combinée de la Rivure et de la Soudure » ont éveillé l'intérêt des milieux spécialisés, que cet intérêt se soit traduit par des appro-

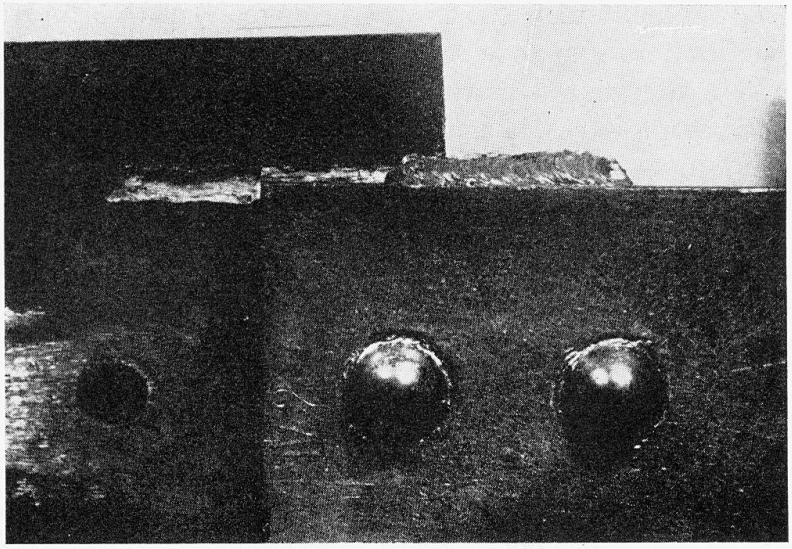


Fig. 6.

bations ou par des désapprobations. J'ai indiqué d'une manière très nette que les essais qui ont été ainsi effectués ne doivent être considérés que comme une contribution à l'étude du problème, mais qu'ils n'en constituent nullement la solution elle-même. Par ailleurs, les résultats obtenus, qui se sont trouvés également confirmés par les essais du Professeur Dustin, permettent déjà des conclusions précises, que je résumerai à nouveau ci-dessous :

En ayant soin d'adopter une disposition judicieuse, le cordon de soudure et les rivets participent tous deux aux efforts à supporter ; les rivets sont utilisés aux 2/3 de leur capacité et le cordon de soudure est intégralement utilisé. Par « disposition judicieuse », on n'entend, en général, que les cordons latéraux, c'est-à-dire ceux qui sont disposés de telle sorte que la direction suivant laquelle s'exerce l'action des rivets ne coupe pas le cordon de soudure. Il est en effet évident que l'on ne peut compter réaliser la participation du rivetage à l'assemblage combiné que si cet assemblage est conçu de telle sorte que les rivets se trouvent précisément contraints à travailler également par suite de la déformation élastique ou plastique des tôles (figure 1).

Dans cet ordre d'idées, je crois être parfaitement d'accord avec le Professeur Dustin. Les essais qui ont été effectués par lui conduisent à un résultat si

intéressant et si remarquable qu'ils méritent une extrême attention. Ils confirment dans leur intégralité les études que j'ai publiées [1]. Il a établi précisément que l'action combinée du rivetage et de la soudure est, dans une certaine limite, fonction de la largeur du recouvrement ; ceci confirme les hypothèses théoriques que j'ai émises et qui s'appuient, dans une large mesure, sur les modifications élastiques des recouvrements et des tôles.

La coïncidence extrêmement favorable entre les valeurs des différents résultats obtenus par Dustin et des miens prouve la légitimité de mon point de vue. L'augmentation notable de la résistance de l'assemblage combiné par rapport à celle de l'assemblage soit uniquement rivé, soit uniquement soudé ne peut plus être contestée (figure 2). La formule que j'ai proposée, et dans laquelle la capacité des rivets intervient pour les 2/3 de sa valeur, les cordons de soudure étant intégralement utilisés, ne peut toutefois pas permettre de résoudre tous les cas particuliers que pose le problème. Quoi qu'il en soit, les résultats obtenus par le Professeur Dustin semblent confirmer que cette formule est susceptible d'un emploi très large. Si, en effet, on peut constater en fait des écarts atteignant jusqu'à 20 % entre les valeurs prévues et mesurées, il faut toutefois insister tout particulièrement sur le fait que ces écarts se manifestent toujours dans le sens d'une plus grande sécurité ; la formule peut donc être utilisée en toute quiétude du point de vue de la sécurité, en admettant même que par la suite des déterminations expérimentales accusent encore de nouveaux écarts.

La figure 3 indique les degrés de sécurité que l'on peut obtenir avec le rivetage, la soudure et l'assemblage combiné.

En examinant à nouveau, dans leur ensemble, les résultats des essais de Dustin, je ne saisis toutefois pas nettement pourquoi, dans ses conclusions, le Professeur Dustin considère comme peu intéressant la combinaison du rivetage et de la soudure. A mon avis, ces résultats expérimentaux constituent une confirmation extrêmement marquée de mon point de vue et cette confirmation a d'autant plus de poids qu'elle émane d'une source absolument impartiale ; elle prouve précisément qu'il se produit bien une action combinée des deux modes d'assemblage. La photographie ci-contre (figure 4) met très nettement en évidence cette action commune, peu de temps avant la rupture du cordon de soudure, par la déformation plastique des rivets.

Des études qui ont été publiées dans la presse technique au sujet de ce problème me conduisent à aborder encore cette question sous un autre angle. Mes essais se sont limités tout d'abord à la détermination des charges de rupture. Je conviendrai sans aucune difficulté que cette limitation doit être attribuée principalement aux difficultés qu'offrent les mesures dans le domaine élastique. Il est courant, dans l'étude de différents problèmes statiques, de partir de la charge de rupture pour déterminer la charge admissible. Je rappellerai à ce sujet la méthode employée dans la construction en béton armé, dans laquelle, en fait, tous les calculs sont basés sur la considération des conditions de rup-

---

1. Kayser, Versuche über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweissnaht, Stahlbau, 1930, n° 13, et Stahlbau, 1931, n° 11.

ture. Il me paraît donc légitime de partir également de la charge de rupture pour l'étude des assemblages combinés de rivetage et de soudure ; cela d'autant plus que les investigations dans le domaine élastique présentent de grosses difficultés ; s'il fallait attendre qu'elles soient surmontées, il est probable que l'introduction de la soudure en construction métallique serait encore différée pour longtemps. Ceci ne veut d'ailleurs nullement dire que l'étude des conditions qu'offre le domaine élastique soit sans intérêt.

Les essais qui ont été effectués dans mon Laboratoire montrent que l'opinion souvent exprimée dans la littérature technique, et suivant laquelle, dans les zones de charge que nous avons à considérer, la soudure seule serait susceptible d'intervenir pour supporter les efforts, la rivure n'intervenant pour ainsi dire pas, n'est pas fondée. Il faut considérer qu'en réalité non seulement les rivets travaillent par suite de leur résistance au cisaillement, ou par intervention des parois de leurs trous, cette résistance ne pouvant sans aucun doute intervenir qu'après certaines déformations, mais également par suite du frottement dont ils sont le siège, et qui se manifeste dès les plus faibles charges. Cet effet de frottement entre les tôles est encore renforcé par l'effet de frottement entre ces tôles, qui se produit par suite du retrait de refroidissement des cordons de soudure. Ces considérations suffisent déjà par elles-mêmes à montrer que la résistance d'un assemblage, dans le domaine élastique, est notablement influencée par les efforts que le rivetage ultérieur met en jeu (voir figure 5).

Les résultats fournis par de nouveaux essais montrent d'une manière très nette [1] que dans les assemblages combinés en tôle de fer, avec recouvrements de même nature ou d'acier St 37, les rivets et les cordons de soudure contribuent ensemble à la résistance. Si l'on suppose aux rivets une influence correspondant au 2/3 de leur résistance propre, on obtient pour les assemblages mixtes des degrés de sécurité qui doivent être considérés comme parfaitement suffisants. Ceci montre que la méthode de calcul que j'ai proposée peut même être employée pour les ouvrages en fer et que le métal employé pour le recouvrement, pièces en fer ou acier St 37, ne présente aucune importance en ce qui concerne les résultats.

Si les résultats des essais effectués montrent par eux-mêmes la légitimité de mon point de vue en ce qui concerne l'action combinée des rivets et des cordons de soudure, même lorsqu'il s'agit de pièces en fer, je n'en constate pas moins avec satisfaction que tout récemment, d'autres investigateurs ont exprimé la même opinion [2].

Les résultats de ces nouvelles investigations sont tout à fait propres à confirmer les considérations que j'ai exposées au sujet de cette question et mes propres travaux de recherche.

---

1. Kayser, Über das Zusammenwirken von Nietverbindungen und Schweissnaht — « Der Stahlbau », 1932, n° 19, pages 145 et suivantes.

2. Prof. Bryla, Versuche über die Verstärkung von Nietverbindungen durch Schweissen — Vol. I, Mémoires de l'Ass. Int. des Ponts et Charpentes, 1932, p. 9 et suiv. — Prof. Gaber, Zusammenwirken von Nietung und Schweissungbei Zug und Druck — Bauingenieur, 1932, p. 290 et suivantes.

Zusammenfassung.

1. Auch die Versuche von Prof. Dustin beweisen, dass ein Zusammenwirken von Niet- und Schweissverbindungen stattfindet.

2. Die von mir abgeleiteten Formeln zur Berechnung kombinierter Verbindungen liefern brauchbare Werte und bieten im Vergleich mit der Nutzlast ausreichende Sicherheit.

3. Die gemeinsame Wirkung beider Verbindungen kann daher in Rechnung gestellt werden, wenn die Wirtschaftlichkeit der Arbeiten es verlangt oder die technischen Voraussetzungen der Konstruktionen es erfordern.

4. Die Anwendungsmöglichkeit der kombinierten Verbindung besteht sowohl für die Verstärkung alter Bauwerke in Schweisseisen oder Stahl, als auch für die Herstellung neuer Bauten.

Résumé.

1. Les essais de M. le Prof. Dustin montrent qu'il se produit, dans les assemblages rivés et soudés, un effet de combinaison entre la rivure et la soudure.

2. Les formules que j'ai établies pour le calcul des assemblages combinés donnent des valeurs pratiques effectives et offrent une sécurité suffisante, en ce qui concerne la charge effective.

3. L'action commune résultante, fournie par les deux modes d'assemblages, employés simultanément, peut donc être prise en considération, qu'il s'agisse d'aboutir à des conditions économiques convenables ou d'observer les conditions techniques de la construction.

4. On peut recourir à l'emploi des assemblages combinés non seulement pour renforcer d'anciens ouvrages en fer forgé ou en acier, mais également pour la construction de nouveaux ouvrages.

Summary

1. Also Prof. Dustin's test prove that there is collaboration between riveted and welded joints.

2. The formulae derived by the author for calculating combined joints give serviceable values and offer ample safety in comparison with the working load.

3. The acting in common of the two joints may therefore be taken into account, when the economy of the work demands or the technical assumptions of the design require.

4. The possibility of adopting the combined joint arises both when strengthening old wrought iron or steel structures, and when erecting new ones.

Dr. Ing. KOMMERELL,
Direktor bei der Reichsbahn im Reichsbahnzentralamt
für Bau- und Betriebstechnik, Berlin.

Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft führte zusammen mit dem Staatlichen Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem Versuche über das Zusammenwirken von Nietung und Schweissung aus. Die genieteten Versuchskörper wurden unter einer Vorlast, die Stabkraft aus Eigengewicht bei einer durch Schweissung zu verstärkenden genieteten Brücke darstellend, zusätzlich geschweisst. Die Schweissnähte wurden für eine angenommene Verkehrslast nach den deutschen Schweissvorschriften berechnet, wonach theoretisch den Nieten ausser der Eigengewichtslast äusserstenfalls noch 1/3 der Verkehrslast und der Schweisse 2/3 der Verkehrslast zugewiesen wird. Die statischen Versuche zeigten, dass die Mitwirkung der Schweisse vom Gleitwiderstand der Nietung abhängig war. Nach den Messergebnissen betrugen die Kraftanteile aus Verkehrslast an der Zulässigkeitsgrenze für den Versuchsstab, die bei 6 t Eigengewicht + 12 t Verkehrslast = 18 t Gesamtlast lag :

Nietung = 53 %
Schweisse = 47 %.

Bei höheren Verkehrslasten nahm der Kraftanteil der Nietung ab und der der Schweisse entsprechend zu.

Eine reine Nietverbindung und eine kombinierte Verbindung wurden weiter Dauerversuchen in einer Pulsatormaschine unterworfen. Es zeigte sich, dass die kombinierte Verbindung der reinen Nietverbindung überlegen ist. Diese Dauerversuche sind noch nicht abgeschlossen. Die gesamten Versuche werden demnächst veröffentlicht werden [1].

Bemerkt sei noch, dass man aus einer Versuchsreihe mit einer bestimmten Anordnung der Schweissnähte nicht ohne weiteres allgemein gültige Schlüsse auf das Zusammenwirken von Nietung und Schweissung ziehen kann. Es ist für das Zusammenwirken beider Verbindungsarten durchaus nicht gleichgültig, ob der Kraftverlauf erst durch die Schweissung geht und dann auf die Nietung trifft oder umgekehrt.

Traduction.

La Société des Chemins de Fer Allemands, en collaboration avec le Laboratoire Officiel d'Essai des Matériaux de Berlin-Dahlem, a effectué des essais sur l'action combinée de la rivure et de la soudure. Les éprouvettes rivées ont été soumises à une charge préliminaire, représentant l'effort dans la barre résultant du poids propre, dans le cas d'un pont rivé à renforcer par soudure ;

---

1. Der ausführliche Versuchsbericht ist in der Fachzeitschrift : die Bautechnik, Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen, Heft 42 vom 23.9.1932, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W. 8. erschienen.

elles ont été ensuite l'objet d'une soudure additionnelle. Les cordons de soudure ont été calculés d'après les Prescriptions Allemandes concernant la soudure, pour une charge roulante déterminée, de telle sorte que, en principe, les rivets aient à supporter, outre le poids propre, encore le 1/3 de la charge roulante totale, la soudure supportant les 2/3 de cette charge roulante totale. Les essais statiques ont montré que la participation de la soudure à la résistance dépendait de la résistance au glissement de la rivure. Suivant les résultats des mesures, la participation des deux modes d'assemblage à la charge roulante, à la limite supérieure et pour la barre soumise aux essais (poids propre de 6 tonnes, charge roulante de 12 tonnes, soit une charge totale de 18 tonnes) était la suivante :

Rivetage..... ..... 53 %
Soudure..... 47 %

En augmentant la charge roulante, la part de charge supportée par le rivetage a diminué, celle qui était supportée par la soudure augmentant en proportion.

Un assemblage par rivure seule et un assemblage mixte ont été en outre soumis à des essais de fatigue au moyen d'un oscillateur. On a constaté que l'assemblage mixte était supérieur à l'assemblage simple par rivetage. Ces essais de fatigue ne sont toutefois pas encore terminés. Les résultats définitifs seront publiés ultérieurement[1].

Il convient en outre de remarquer que l'on ne peut pas tirer des conclusions, valables d'une manière générale, sur l'action combinée de la rivure et de la soudure, à partir d'une série d'essais qui ont été effectués avec une disposition déterminée des cordons de soudure. Il n'est en effet pas indifférent pour la répartition de la charge entre les deux systèmes d'assemblage que la direction des efforts traverse tout d'abord les cordons de soudure pour n'intéresser le rivetage qu'ultérieurement, ou bien que ce soit l'inverse.

Dr. Ing. St. BRYLA,
Professeur à l'École Polytechnique, Lwów.

Si les prescriptions concernant les autres modes de construction : rivetage, béton armé, etc., ont été établies au moment où la collaboration internationale n'embrassait pas de grands horizons, par contre, les constructions soudées se développent actuellement, dans des conditions de contact constant entre les nations et en collaboration avec l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, qui peut se charger du problème de l'unification de toutes les prescriptions.

Il y a beaucoup de questions qui se trouvent réglées différemment, dans les cahiers des charges des différents pays ; dans la plupart des cas, elles ne sont pas réglées du tout ; ce sont les questions suivantes :

---

1. Le rapport détaillé concernant ces essais a été publié dans la revue Die Bautechnik, n° 42 du 23 sept. 1932, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, éditeur, Berlin, W 8.

1° Méthodes de calcul des joints soudés.
2° Essais d'électrodes.
3° Méthode de contrôle des soudeurs.
4° Profilés adaptés à la soudure.
5° Symboles des soudures.

Je dois rendre honneur ici à M. Hilpert qui a envisagé l'unification des symboles des soudures sur une base internationale en s'adressant à M. Dustin (Belgique), M. Kommerell (Allemagne), M. Sonderegger (Suisse), et à moi-même (Pologne). La proposition est tout à fait d'actualité.

Je m'y rallie et propose une motion formelle en vue de l'élection, au sein de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, d'une commission composée des délégués des pays dans lesquels les constructions soudées se développent d'une façon très active, en vue d'élaborer des prescriptions communes concernant les questions mentionnées.

Ce ne serait pas seulement un travail scientifique, ou technique, mais également un rapprochement des nations tout au moins dans cette branche de la technique.

Dr. Ing. F. RAPATZ,
Düsseldorf-Oberkassel.

Die Prüfung und Beurteilung der Schweissnähte und der hiefür erforderlichen Schweissdrähte muss von verschiedenen Gesichtspunkten aus geschehen. Die

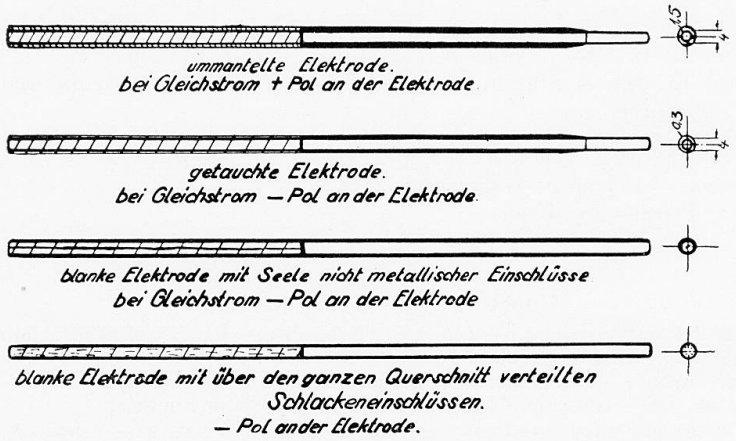


Fig. 1. — Electrodes pour soudure d'assemblage
Elektroden für Verbindungsschweissung
Electrodes for welding joints.

Electrode enrobée. Courant continu, Pôle + sur l'électrode = ummantelte Elektrode, bei Gleichstrom + Pol an der Electrode = Covered electrode, with direct current + pole on electrode.

Electrode enduite — Courant continu, Pôle — sur l'électrode = getauchte Elektrode, bei Gleichstrom — Pol an der Elektrode = Coated electrode, with direct current — pole on electrode.

Electrode nue avec âme spéciale non métallique — Courant continu, pôle — sur l'électrode = blanke Elektrode mit Seele nicht metallischer Einschlüsse, bei Gleichstrom — Pol an der Elektrode = Bare electrode, with core of nonmetallic inclusions, with direct current — pole on electrode.

Electrode nue avec inclusions réparties sur toute la section, pôle — sur l'électrode = blanke Elektrode mit über den ganzen Querschnitt verteilten Schlackeneinschlüssen — Pol an der Elektrode = Bare electrode, with slag inclusions distributed over the whole cross-section, — pole on electrode.

Herren Godard und Dustin haben in ihren Beiträgen die Vorteile der ummantelten gegenüber den blanken Elektroden hervorgehoben. Da mit der Elektrodenfrage die Wettbewerbsfähigkeit des Schweissens gegenüber anderen Ver-

fahren sowohl vom Standpunkte der Güte wie der Wirtschaftlichkeit verbunden ist, ist es wichtig, über die Elektrodenfrage nicht hinwegzugehen.

Zunächst ist die Unterscheidung in « blanke » und « ummantelte » Elektroden unvollständig. Eo gibt noch eine dritte Elektrodenart, die « Seelenelektrode ».

Die Eigenschaften der aus blanken Elektroden hergestellten Schweissverbindungen sind tatsächlich nicht hervorragend, da man die Menge und Verteilung der nichtmetallischen Bestandteile schwer beherrschen kann, die Zugabe

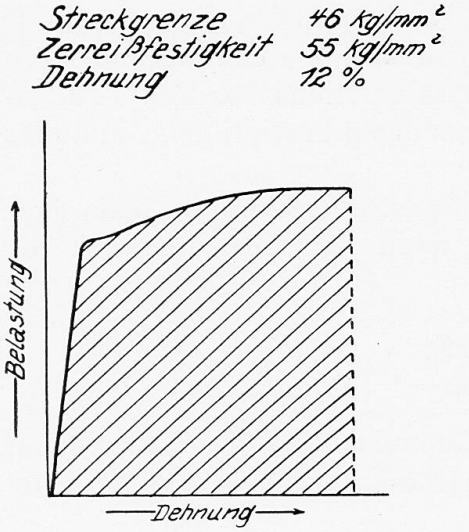


Fig. 2.

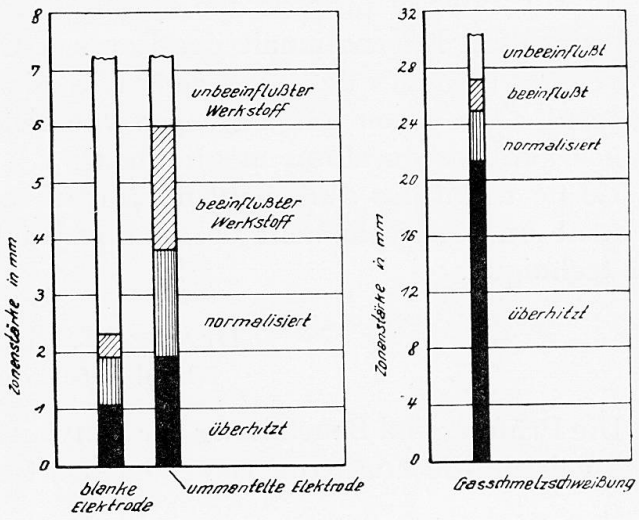


Fig. 3.

Fig. 2. — Diagramme de traction d'éprouvettes de 10 mm de diamètre en métal d'apport = Zerreissdiagramm von 10 mm ø Stäben aus Schweissgut = Stress-strain diagram of rods weld metal 10 mm in diameter.

Limite d'écoulement — Streckgrenze — Yield point.
Charge de rupture — Zerreissfestigkeit — Breaking strength.
Allongement — Dehnung — Elongation.
Charge — Belastung — Load.

Fig. 3. — Influence de la chaleur sur le métal
Wärmebeeinflussung des Werkstoffes
Effect of heat on the material.

Epaisseur des zones en mm. — Zonenstärke in mm. — Length of zone in mm.
Electrode nue — Blanke Elektrode — Bare electrode.
Electrode enrobée — Ummantelte Elektrode — Covered electrode.
Soudure au gaz — Gasschmelzschweissung — Gas fusion welding.
Métal n'ayant subi aucune influence — Unbeeinflusster Werkstoff — Unaffected material.
Métal ayant subi une influence — Beeinflusster Werkstoff — Affected material.
Normalisé — Normalisiert — Normalised.
Surchauffé — Überhitzt — Overheated.

von Desoxydationsmitteln kaum möglich ist und Legierungsbestandteile wegen der dann fehlenden Verschweissbarkeit am Minuspol nicht gegeben werden können. Die Seelenelektroden besitzen diesen Nachteil nicht. Man kann die Menge und Art der nichtmetallischen Bestandteile auswählen, Desoxydationsmittel zugeben und die Schweissbarkeit am Minuspol bis zu mehreren Prozenten Legierungsbestandteilen erreichen. Die Seelenelektroden sind nicht wie die blanken als unlegierte, sondern als legierte anzusehen. Die Abbildung 1 zeigt schematisch die Eigenschaften der drei Elektrodenarten. Der Nachteil der Seelenelektrode gegenüber der ummantelten ist geringere Zähigkeit, wobei

hier nicht erörtert werden soll, ob die Forderung grosser Zähigkeit in allen Fällen immer berechtigt ist, wenn sie gestellt wird. In der Festigkeit unterscheiden sich die beiden Elektroden nicht, und auch die Zähigkeit ist bei Seelenelektroden immerhin bemerkenswert (Abb. 2).

Die Nachteile der ummantelten Elektroden sind

1. die lästige Schlacke, die die Arbeit verzögert und deren Entfernung Sorgfalt und Zeit verursacht, die nicht immer angewendet werden,

2. die schwierigere Ueberkopf- und Senkrechtschweissbarkeit (Die Seelenelektrode hat diesen Nachteil nicht, wodurch sie allgemeiner verwendbar

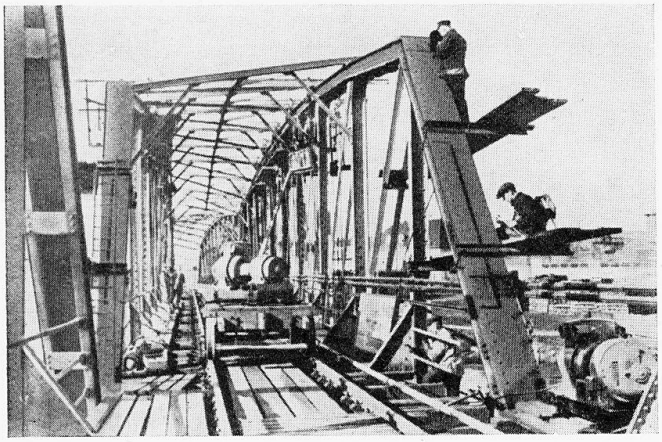


Fig. 4.

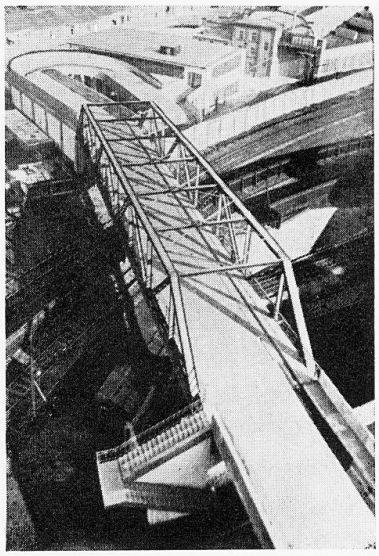


Fig. 5.

Fig. 4. — Renforcement du pont métallique de Landsberg-sur-la-Warthe.
Verstärkung der Eisenbahnbrücke Landsberg a. d. Warthe.
Strengthening the railway bridge at Landsberg on the Warthe.

Fig. 5. — Pont-route, portée 49,2 m., largeur 8,35 m.
Strassenbrücke, Stützweite 49,2 m, Breite 8,35 m.
Road bridge, span 49,2 metres, breadth 8, 35 mètres.

ist, da ein und derselbe Stahl für verschiedene Schweissarbeiten herangezogen werden kann),

3. die höheren Kosten, die nicht nur in dem höheren Preise, sondern auch in dem grösseren Strom- und Arbeitsaufwand begründet sind,

4. schliesslich die stärkere Erwärmung der Nachbarschaft (Abb. 3), die stärkere Gefügeverschlechterung im Grundwerkstoff und grössere Spannungen verursacht, ein Nachteil, durch den der Vorteil der grösseren Zähigkeit unter Umständen aufgehoben werden kann.

Diese Vor- und Nachteile gerecht gegeneinander abgewägt, wird man für hochbeanspruchte Hoch- und Brückenbauten auch andere, nicht nur ummantelte Elektroden heranziehen können. Die Praxis hat daraus bereits die Folgerung gezogen, und aus der grossen Anzahl der Beispiele kann ich infolge der kurz bemessenen Zeit nur 2 Abbildungen (Nr. 4, 5 [1]) zeigen. Man würde also den

1. Siehe auch Vorbericht S. 350.

Fortschritt hemmen, wenn man die Elektrodenfragen nur von einer Seite ansähe.

Traduction.

Le contrôle et l'appréciation de la valeur des cordons de soudure, ainsi que des électrodes qu'il est nécessaire d'employer, est nécessaire à différents points de vue. MM. Godard et Dustin ont mis en évidence, dans leurs Mémoires, les avantages que présentent les électrodes enrobées par rapport aux électrodes nues. Or, la question de la qualité et du prix de revient des soudures, c'est-à-dire la possibilité, pour la soudure, de lutter avec les autres procédés d'assemblage, est liée à cette question des électrodes. Il importe donc de ne pas la négliger.

Disons tout d'abord que la distinction entre électrodes « nues » et « enrobées » est insuffisante. Il existe une troisième catégorie : celle des « électrodes à âme spéciale ».

Les caractéristiques des assemblages soudés exécutés avec des électrodes nues ne sont, en fait, pas remarquables, car elles ne permettent pas de régler facilement la quantité et la répartition des éléments non métalliques ; l'adjonction d'agents de désoxydation est à peine possible et il n'est pas possible de réaliser l'apport d'éléments additionnels destinés à constituer des alliages, par suite du manque de soudabilité au pôle moins. Les électrodes à âme spéciale ne possèdent pas ces inconvénients. Elles permettent de régler la quantité et la nature des constituants non métalliques, de fournir des agents de désoxydation et la soudabilité au pôle négatif est poussée jusqu'à plusieurs unités pour cent pour les éléments métalliques additionnels. Ces électrodes à âme spéciale doivent être, à l'inverse de ce qui se passe pour les électrodes nues, considérées comme des électrodes spéciales. On trouvera résumées d'une manière schématique sur la figure 1, les caractéristiques principales de ces trois catégories d'électrodes. L'inconvénient des électrodes à âme spéciale par rapport aux électrodes enrobées, consiste en une plus faible ténacité ; ceci ne veut d'ailleurs pas dire que dans tous les cas, il soit nécessaire d'avoir une ténacité élevée. Du point de vue de la résistance, les deux types d'électrodes ne se différencient pas ; d'ailleurs, la ténacité elle-même est encore très bonne dans les électrodes à âme spéciale (figure 2).

Les inconvénients des électrodes enrobées sont les suivants :

1. — La gêne causée par les scories en cours de travail, leur élimination nécessitant du soin et du temps, sans que l'on y réussise d'ailleurs toujours ;

2. — La difficulté des soudures au plafond et des soudures verticales (les électrodes à âme spéciale ne possèdent pas cet inconvénient ; elles sont donc d'un emploi plus général, la même qualité d'acier pouvant être utilisée pour des travaux différents) ;

3. — Un prix de revient du travail plus élevé, non seulement parce que le prix d'achat en soi est plus élevé, mais parce que la consommation de courant et le temps passé sont plus importants ;

4. — Enfin un échauffement plus prononcé des régions voisines de la sou-

dure (figure 3) ; il en résulte des modifications défavorables plus accusées dans la structure du métal de base et des tensions internes plus élevées, cet inconvénient étant d'ailleurs, dans certains cas, susceptible d'annihiler l'avantage que procure la plus forte ténacité.

Si l'on fait le bilan de ces avantages et de ces inconvénients, on sera amené, pour les travaux de charpente métallique et de construction de ponts, où les contraintes peuvent être élevées, à ne pas se contenter d'employer des électrodes enrobées ; cette conclusion est déjà admise dans la pratique et, faute de temps, je me contenterai de ne citer ici que trois cas parmi les nombreux exemples qui se présentent (figures 4 et 5)[1]. Ce serait donc retarder les progrès de la soudure que d'envisager cette question d'un seul côté.

Dr. Ing. V. TESAŘ,
Paris.

Le but de ma communication à la discussion sur les problèmes de la soudure, est d'attirer l'attention sur un procédé qui fournit le moyen de baser les calculs des taux de fatigue des soudures sur les faits expérimentaux.

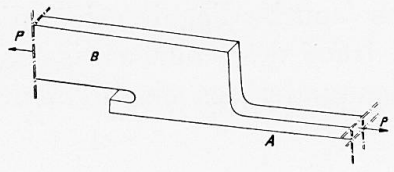


Fig. 1.

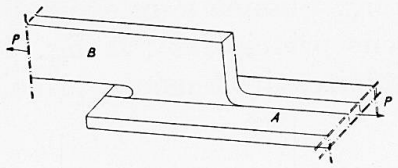


Fig. 2.

Pour calculer ces taux de fatigue on admet jusqu'à présent certaines hypothèses simplifiées sur la répartition des tensions normales et des cisaillements dans les soudures en négligeant les tensions longitudinales.

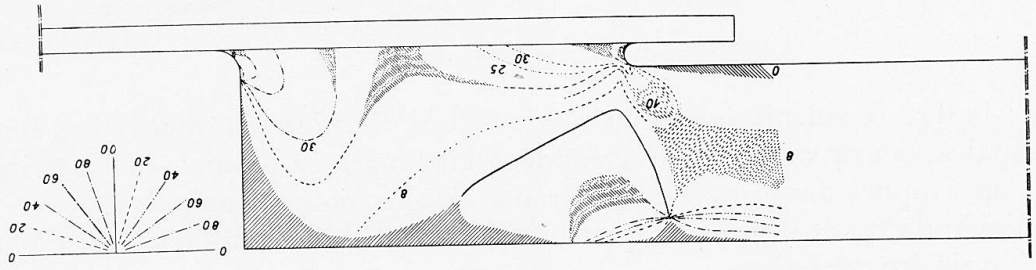


Fig. 3.

D'après les conceptions différentes on obtient des résultats qui sont loin d'être unanimes.

J'estime que l'étude des modèles en matières transparentes à l'aide de la

1. Voir également Publ. Prélim., p. 350.

lumière polarisée (la photo-élasticimétrie) est tout particulièrement appelée à offrir aussi dans ce domaine un concours précieux pour le projet et une bonne exécution des soudures.

Je crois que les figures représentant quelques résultats expérimentaux, exécutées à l'aide de la méthode signalée, seront beaucoup plus éloquentes qu'une longue description.

A titre d'exemple, j'ai entrepris l'étude expérimentale sur deux modèles

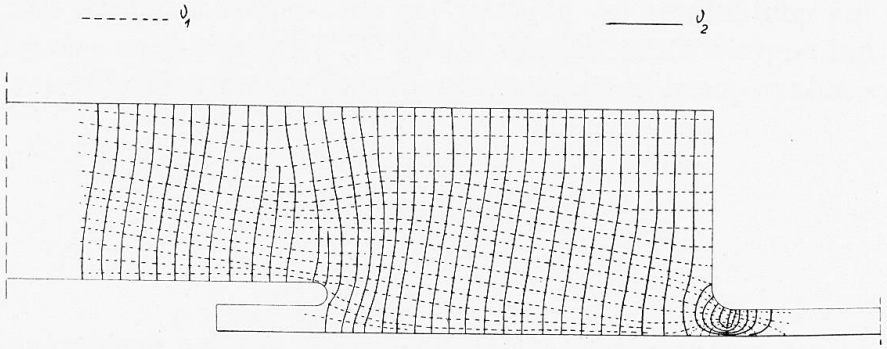


Fig. 4.

(fig. 1 et 2) représentant les assemblages par soudure de deux lamelles soumises à un effort de traction suivant les flèches.

La fig. 3 donne le relevé des courbes isoclines (courbe d'égale orientation des tensions principales); la fig. 4 représente le tracé des courbes isostatiques (trajectoires des tensions principales le long desquelles les cisaillements sont

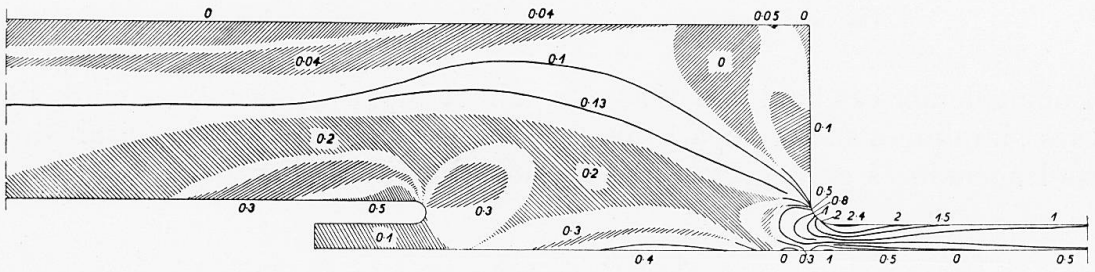


Fig. 5.

nuls); la fig. 5 fournit le réseau des courbes d'égales différences des tensions principales, leurs valeurs sont graduées en longueur d'onde, la biréfringence étant en rapport direct avec la différence des tensions principales.

A l'aide de ces 3 figures on peut facilement déduire tous les taux de fatigue que l'on désire connaître.

La fig. 6 donne à titre d'exemple l'état des contraintes le long de la section a-a : 1° cisaillement τ ; 2° tensions longitudinales ν_x de la section a-a (cette tension est généralement à tort négligée dans les calculs); 3° tensions normales ν_y et enfin en 4° et 5° les valeurs des tensions principales ν_1, ν_2.

Les valeurs numériques des tensions de la fig. 6 ont pour unité la tension moyenne idéale $\frac{P}{h}$.

Ces résultats expérimentaux ne sont évidemment valables que pour le cas étudié (fig. 1). Dès qu'on change les proportions des dimensions, la sollicita-

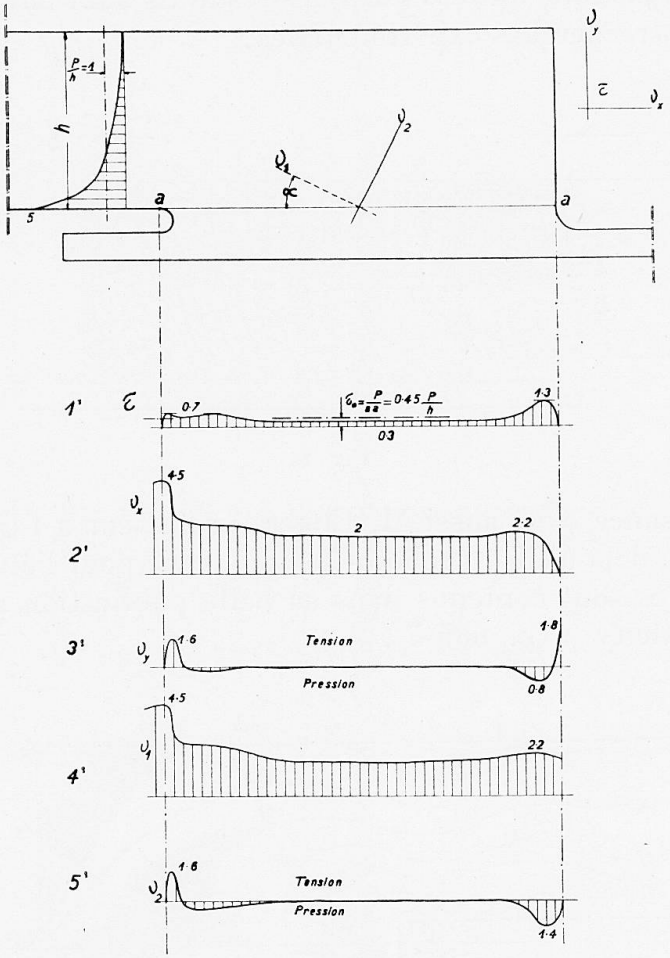


Fig. 6.

tion par les forces, ou la rigidité de l'une ou l'autre des deux lamelles soudées, la répartition est différente.

Pour en avoir une idée, les fig. 7, 8 et 9 (analogues aux dessins 3, 4 et 5)

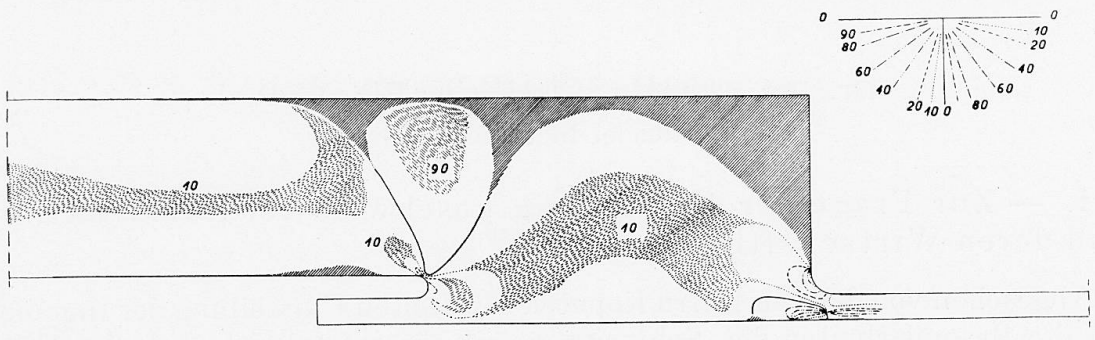


Fig. 7.

représentent les courbes isoclines, isostatiques et d'égales différences des tensions principales du même modèle que le précédent, mais modifié de façon que la lamelle A soit rendue plus rigide (v. fig. 2); on voit immédiatement en com-

parant les dessins 7, 8, 9 aux dessins 3, 4, 5 que l'état des tensions ne sera pas identique au précédent.

Pour être bref j'estime que ces quelques résultats suffisent déjà pour montrer l'utilité de telles recherches expérimentales.

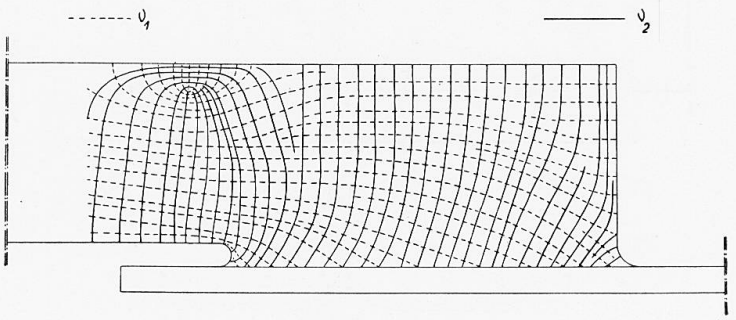


Fig. 8.

A ma connaissance c'est aussi M. Coker, professeur à l'University College de Londres, qui a déjà utilisé la photo-élasticimétrie pour l'étude des soudures; quelques exemples sont contenus dans sa belle publication récente « A Treatise of Photoelasticity » (p. 685-7).

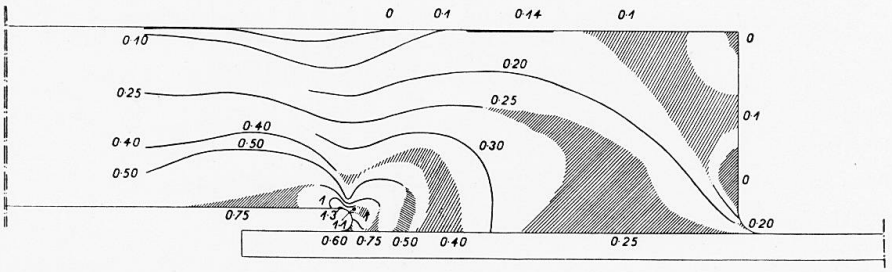


Fig. 9.

Pour terminer j'utilise cette occasion pour signaler que le laboratoire où je dirige les recherches de photo-élasticité est une Annexe (créée par M. Mesnager) des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 3, avenue d'Iéna à Paris.

Dr. Ing. e. h. H. SCHMUCKLER, V. D. J.
Beratender Ingenieur, Berlin.

1. — Zur Frage der Ausführung geschweisster Konstruktionen und deren Wirtschaftlichkeit.

Abgesehen von der von Herrn Kopeček erwähnten Umstellung der Ingenieure auf die Besonderheiten der Schweisstechnik, beeinträchtigt auch der Mangel an geeigneten Profilen die Wirtschaftlichkeit geschweisster Stahlbauten.

Die vom Peiner-Walzwerk auf meine Anregung gewalzten halben I NP und I P, die infolge ihrer einfachen Herstellungsart nur geringe Aufpreise bedingen, entsprechen den Anforderungen der Schweisstechnik. Die Profilzahl ist indes

noch zu gering und sollte vergrössert werden. Auch die neuen Profile der Vereinigten Stahlwerke (Abb. 1) bedeuten einen grossen Fortschritt ; mit ihnen kann man hohe Walzprofile wirtschaftlicher durch geschweisste ersetzen. Dagegen ist die Verwendung von quadratischen Rohrquerschnitten, aus zwei Winkeleisen zusammengeschweisst, nicht vorteilhaft. Rechnet man beispielsweise für 1 Rohr aus 2 < 60.60.6 (Abb. 2) mit einem Gewicht von 2.5,42 = 10,84 kg/m ; 2 m Schweissnaht von a = 4 mm mit ca. 0,85 RM. : 2,0.0,85 = 1,70 RM/m, so ergibt sich, dass dieses Rohrprofil $\frac{1,70}{0,01084}$ = 169 RM/t an Schweissunkosten allein beansprucht.

Selbst bei Strichnähten von 5 cm Länge und 20 cm Abstand sind die Kosten für das Schweissen allein : $\frac{169}{5}$ = 34.-RM/t. Hierzu kommt die teure



Fig. 1 et 2.

Cordon d'angle = Kehlnaht = Fillet
Profilé spécial = Spezialprofil = Special section
Tôle d'âme = Blech = Plate

Bearbeitung der Stabenden und die schwierige und nicht immer einwandfreie Schweissarbeit an den übrigen Anschlüssen, schliesslich auch die Rostgefahr. Aehnlich liegen in wirtschaftlicher Beziehung die Verhältnisse bei Verwendung runder Rohre. Hier sind die hohen Preise der Rohre, abgesehen von den teuren Verbindungen, ausschlaggebend.

Wenn bei geschweissten Konstruktionen der Vorteil vorläufig in der Gewichtsersparnis (gegenüber genieteten 15-25 %) liegt und an der Werkarbeit trotz einfacherer Arbeitsvorgänge noch nichts gewonnen wird, so liegt das an den unzureichenden Einrichtungen der Werkstätten und an der noch unzureichenden Arbeitspraxis. In dieser Beziehung lässt sich durch geeignete Einrichtungen, die das teure Zusammenklemmen der Konstruktionsglieder entbehrlich machen, mancherlei erreichen. Auch auf den Baustellen liegt es ganz ähnlich. Dort sollte man zweckmässig noch schrauben und nieten bis man über geeignete Montageeinrichtungen verfügt.

2. — Dr. Kommerell sagte in seinem Referat : Dicke Nähte seien wegen etwaiger Schlackeneinschlüsse, Poren etc. unsicherer als dünne. Das dürfte zutreffen ; man sollte aber schon aus wirtschaftlichen Gründen dünne und lange Nähte den dicken und kurzen vorziehen.

1 m Kehlnaht von a = 5 mm trägt bei ρ_{zul} = 0,600 t/cm² : P = 30 t und kostet ca. 1,35 RM/m.[1]

0,5 m Naht von a = 10 mm tragen gleichfalls 30 t, kosten aber 2,30 RM oder 70 % mehr.

Dr. Kommerell sagt ferner, dass leichte Nähte (Hohl-Kehlnähte) viel billiger seien als Vollkehlnähte, dass erstere aber viel weniger tragfähig sind. M. A. n. treffen beide Auffassungen nicht zu.

Nach Abb. 3 ergibt sich für die Vollkehlnaht ein Verbrauch an Schweissgut entsprechend $F_{Schw} = 1{,}414 \cdot a^2$, während für die Hohlkehlnaht von gleichem « a » nach Abb. 4) $F_{Schw} = 1{,}37 \cdot a^2$ ist.

Da die Nahtkosten proportional dem Schweissnahtquerschnitt sind, so ist die Hohlkehlnaht nur um 3 % billiger als die Vollkehlnaht von gleichem « a ».

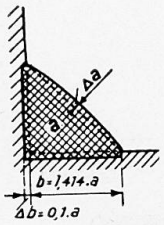


Fig. 3.

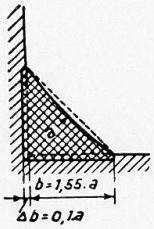


Fig. 4.

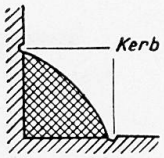


Fig. 5

Fig. 5. — Entaille = Kerb = Notch.

Dagegen erscheint die Hohlkehlnaht in konstruktiver und statischer Beziehung besser als die Vollkehlnaht.

Nach Abb. 4 hat die Hohlkehlnaht eine Anlageschenkel von b = 1,55.a., während die Vollkehlnaht nur b = 1,414. a hat.

Der längere Einbrand gibt eine höhere Sicherheit als der kürzere der Vollkehlnaht. Ausserdem ist die Dehnbarkeit der Hohlkehlnaht grösser und die Gefahr von Einkerbungen, die ja bei der Vollkehlnaht gemäss Abb. 5 häufig vorkommen, geringer. Am wirtschaftlichsten und konstruktiv vorteilhaftesten sind aber V- und X-Nähte. Die Verwendung derselben ist durch die bestehenden Vorschriften noch stark eingeschränkt. Ich schliesse mich in dieser Beziehung den von Herrn Caldwell geäusserten Ansichten an, im Stahlbau, wo angängig, V- und X-Nähte zu verwenden. Dies ist aber erst möglich, wenn die zulässigen Beanspruchungen für Schweissnähte wesentlich erhöht werden.

Im Kesselbau lässt man heute, bei sorgfältiger Ausführung, für die Schweissnähte schon bis zu 90 % der Blechfestigkeit zu, und man sollte doch annehmen, dass für den Stahlbau dasselbe möglich ist, wobei die Forderung des Herrn Prof. Godard, auch die Qualität der Schweissnaht und der dabei verwendeten Elektroden zu berücksichtigen, zu unterstützen ist.

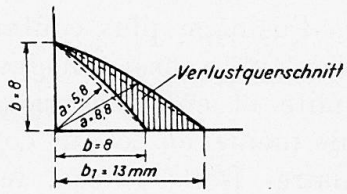
3. — Die Frage der Einbrandtiefe ist ebenso wichtig, wie bisher ungeklärt. Frühere Forderungen von 2-3 mm Einbrand-Mindesttiefe, dürften heute als überholt gelten. Ein zu tiefer Einbrand bedeutet nicht nur eine Verteuerung,

1. Vgl. Techn. Zentralblatt April — Heft 1932).

sondern auch eine Schädigung der Konstruktion infolge Kerbgefahr. Wichtig ist nur, dass ein einwandfreier Einbrand, gleichgültig welcher Tiefe, bis in die Nahtwurzel erreicht wird (Abb. 3).

Bei dicken Flankennähten ist eine Vorschweissung mit dünnen Elektroden, wie sie Dr. Kommerell vorschlägt, zu fordern.

In Bezug auf die Nahtdicke sagt Din 4100 mit Recht, dass die Ueberhöhung der Vollkehlnähte bei den statischen Berechnungen zu vernachlässigen ist. Es wird nun häufig die Nahtdicke mit den im Handel befindlichen Messinstrumenten falsch ermittelt, indem statt des richtigen « a » der Din-Vorschriften (a + Δ a) gemessen wird (Abb. 3). Dabei werden Fehler, je nach der Nahtüberhöhung bis zu 20 % gemacht. Noch häufiger werden ungleichschenklige Nähte (Abb. 6) im Betriebe als gleichschenklige angesehen. In diesem Falle ist



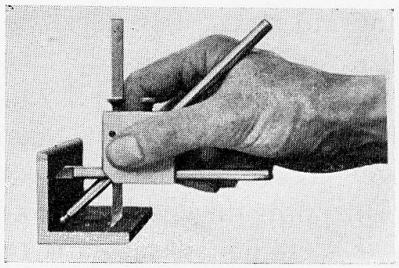


Fig. 6. Fig. 7.

Fig. 6. — Section perdue = Verlustquerschnitt = Reduction in cross-section.

Fig. 7. — Appareil traceur pour l'étude des cordons de soudure d'angle, du Dr. Schmuckler
Anreissgerät für Kehlnähte nach Dr. Schmuckler.
Dr Schmuckler's marking-out device for fillet welds.

der Messfehler in Bezug auf « a » bis zu 50 %, während der Querschnitt bis 70 % grösser ist, als der zur Wirkung kommende Nutzquerschnitt. Abb. 7 zeigt ein Anreissgerät[1], welches diese Fehler zu vermeiden gestattet.

Traduction.

1. — L'exécution pratique des constructions soudées et l'économie du procédé.

Le développement de la soudure, en construction métallique, exige, ainsi que M. Kopeček l'a signalé, une évolution de la part des Ingénieurs ; en outre, le manque de profils appropriés n'est pas sans nuire au caractère économique de la construction soudée.

Les profils en demi-I NP et P laminés, sur mes suggestions, par les Peiner-Walzwerke, correspondent aux nécessités de la technique de la soudure. La simplicité de leur fabrication conduit à une faible augmentation de prix. Le nombre de profils dont on dispose est toutefois actuellement encore trop réduit, et devrait être augmenté. Les nouveaux profils des Vereinigte Stahl-

1. Z.d.V. d. J. 1932/31.

werke (figure 1) représentent également un progrès considérable; ils permettent de remplacer les profils de laminage de grandes dimensions par des assemblages soudés, dans des conditions économiques. Par contre, l'emploi des sections tubulaires carrées, constituées par un assemblage de cornières, n'est pas avantageux. Considérons par exemple un élément tubulaire constitué par deux cornières de 60.60.6 (figure 2), ayant un poids de 2 fois 5,42 = 10,84 kg/m ; on devra employer pour la soudure 2 mètres de cordon de 4 mm. à environ 0,85 RM, soit :

$$2 \times 0{,}85 = 1{,}70 \text{ RM/m.}$$

Il en résulte que rien que pour la soudure, on arrivera à un prix de :

$$\frac{1{,}70}{0{,}01084} = 169 \text{ RM à la tonne.}$$

En adoptant même des cordons de soudure discontinus, de 5 cm. de longueur, séparés par des intervalles de 20 cm., les frais de soudure seuls se monteraient à 169/5 = 34 RM/ tonne. Il faut ajouter à cela l'usinage plus coûteux des bords des éléments, la plus grande difficulté des autres assemblages, dont l'exécution en soudure ne sera pas toujours parfaite et enfin les risques de rouille. Du point de vue économique, il en est de même en ce qui concerne l'emploi des éléments tubulaires de section circulaire. Dans ce cas, les prix élevés des éléments tubulaires deviennent prohibitifs, sans compter les frais élevés d'assemblage.

L'avantage que présente la construction métallique soudée repose encore actuellement uniquement sur l'économie de poids (15 à 25 °/₀ par rapport à la construction rivée) ; on ne gagne encore rien sur l'usinage malgré sa simplification possible ; ceci tient à ce que les installations réalisées dans les ateliers sont encore insuffisantes, de même que la pratique du travail. On gagnerait beaucoup, dans cet ordre d'idées, à adopter des dispositifs de montage plus économiques pour les différents éléments de construction à assembler. On pourrait dire la même chose en ce qui concerne la soudure sur le chantier. Il est préférable de s'y contenter du boulonnage et du rivetage, en attendant que l'on puisse disposer d'appareils de montage appropriés.

2. — Les dimensions des cordons de soudure.

Dans son rapport, le Dr. Kommerell déclare : les cordons de soudure de forte épaisseur offrent une moins grande sécurité que les cordons minces, par suite de la présence éventuelle d'inclusions de scories, de porosités, etc... C'est possible ; toutefois, les soudures minces et longues doivent être déjà préférées aux soudures courtes et épaisses pour des raisons économiques.

Un cordon de soudure d'angle de 1 mètre, ayant une épaisseur a = 5 mm. présente, pour $\rho_{zul} = 0{,}600$ t/cm², une capacité P = 30 t et son prix est d'environ 1,35 RM/mètre[1].

Un cordon de soudure de 0,50 mètre, ayant une épaisseur a = 10 mm, a également une capacité de 30 t, mais coûte 2,30 RM soit 70 °/₀ de plus.

Le Dr. Kommerell dit en outre que les cordons de soudure concaves ou

1. Voir Techn. Zentralblatt, numéro d'avril 1932.

légers sont beaucoup moins chers que les cordons normaux pleins, mais que les premiers ont une capacité beaucoup plus faible que les seconds. A mon avis, cette manière de voir n'est pas exacte.

Suivant la figure 3, pour un cordon de soudure d'angle plein normal, la consommation de métal d'apport est définie par la section $F_{schw} = 1{,}414\ a^2$ tandis que pour le cordon de soudure concave de même « a » cette consommation (figure 4) est définie par la section $F_{schw} = 1{,}37\ a^2$.

Comme le prix de cordon de soudure est proportionnel à sa section, on trouve que le cordon concave n'est meilleur marché que de 3 % environ par rapport au cordon plein de même « a ». Par contre, le cordon concave est d'un meilleur effet en construction; du point de vue statique, il est également préférable au cordon plein.

La figure 4 montre que le cordon concave possède une largeur d'accrochage $b = 1{,}55\ a$ tandis que celle du cordon plein n'est que $b = 1{,}414\ a$.

Cet accrochage plus large donne une sécurité plus grande que celle du cordon plein. En outre, les possibilités d'allongement du cordon concave sont meilleures que celles du cordon plein; il en résulte une diminution des risques de fissuration, risques qui sont fréquents avec des cordons pleins tels que celui de la figure 5. Toutefois, tant du point de vue économique que du point de vue constructif, ce sont les cordons en V et en X qui sont les plus intéressants. Leur emploi est encore étroitement limité par les Règlements actuels. Je me rallie à ce point de vue à l'opinion exprimée par M. Caldwell, qui recommande d'employer les cordons de soudure en V et en X, en construction métallique, lorsque cela est possible. Cela ne sera toutefois possible que lorsque les contraintes admissibles pour les cordons de soudure auront été notablement élevées.

Dans la construction des chaudières, on admet actuellement avec une exécution soignée, pour les cordons de soudure, une résistance atteignant 90 % de celle des tôles à assembler et il faut admettre que la même chose doit être possible en construction métallique; on ne peut donc qu'approuver le Professeur Godard, lorsqu'il demande que l'on veille également à la qualité des cordons et à celle des électrodes que l'on y emploie.

3. — La pénétration de la fusion.

Cette question est importante et jusqu'à maintenant assez mal définie. Les exigences antérieures, prévoyant une profondeur minimum de pénétration de la fusion de 2 à 3 mm., doivent actuellement être considérées comme périmées. Une pénétration trop forte implique non seulement une augmentation du prix de revient, mais également un dommage à la construction, le métal pouvant être trop entamé. Il est essentiel, surtout, que la pénétration soit parfaite et qu'elle porte bien sur toute la soudure, jusqu'à la racine (sommet), mais peu importe son épaisseur (figure 3).

Lorsqu'il s'agit de cordons de forte épaisseur, il faut prévoir une soudure préliminaire avec des électrodes de faible diamètre, ainsi que l'indique le Dr. Kommerell.

En ce qui concerne l'épaisseur des cordons, la norme DIN 4100 prévoit, à juste titre, que dans les calculs statiques, on négligera la surépaisseur ou

arrondi des cordons pleins dans les soudures d'angle. L'épaisseur d'un cordon est d'ailleurs souvent déterminée d'une manière inexacte avec les appareils courants ; au lieu de la cote « a » prévue par les Prescriptions, c'est (a + Δ a) que l'on mesure (figure 3). Il en résulte des erreurs qui peuvent atteindre jusqu'à 20 %, suivant l'arrondi du cordon. Plus souvent encore, on considère des cordons scalènes comme isocèles (figure 6). Il en résulte par rapport à « a », des erreurs allant jusqu'à 50 %, tandis que la section calculée est supérieure de 70 % parfois à la valeur utile effective. La figure 7 représente un appareil traceur qui permet d'éviter ces erreurs[1].

H. MICHEL,

Directeur de la Soudure Électrique Autogène S. A. Arcos, Bruxelles.

M. le professeur Roš et M. le Docteur Schmuckler ont soulevé la question de la résistance des soudures aux sollicitations répétées et c'est en effet une des questions les plus intéressantes à étudier pour le moment.

Sans vouloir prendre dès à présent une position définitive à ce sujet, je crois pouvoir affirmer que nos études et expériences nous fournissent déjà des résultats très rassurants. Une expérience de douze ans sur des constructions importantes sollicitées par des efforts alternatifs et des vibrations, ne nous a pas encore montré un seul cas de faiblesse.

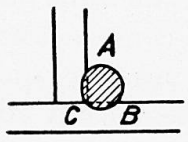


Fig. 1.

Les essais que nous avons poursuivis dans nos laboratoires en soumettant des barreaux de soudure et des assemblages soudés à la flexion répétée, ont démontré qu'à l'heure actuelle l'endurance du matériau soudure est comparable à celle des meilleurs aciers de construction. Nous obtenons régulièrement, à la flexion répétée, une endurance supérieure à 25 kg/mm².

En principe, nous pouvons être assez tranquilles, mais il y a un point qui demande encore une étude approfondie.

Les assemblages soudés présentent en effet, d'une façon générale, une certaine fragilité de forme qui est due à deux causes :

La forme bombée de certaines soudures d'angles détermine fatalement, aux points où la soudure rencontre la tôle, des entailles (A, B) dont l'effet sur l'endurance est néfaste. Il y aura lieu d'examiner si les soudures plates ou mêmes concaves ne sont pas préférables.

D'autre part, comme l'a montré M. Fry à La Haye, il existe fatalement au fond de la soudure une entaille (C) constituée par la face de contact des deux tôles. Cette entaille pourrait déterminer une surtension locale et une fatigue prématurée si la soudure n'avait aucune ductilité ; mais, comme l'a démontré M. Rosenthal à La Haye, la ductilité propre des soudures apporte un remède à ce défaut en permettant une distribution régulière des tensions dans toute la section de la soudure.

Je pense que les électrodes actuelles, qui donnent des soudures plates et ductiles, apportent une solution radicale au problème exposé et qu'il n'y a pas lieu de s'en émouvoir.

---

1. Z. d. V. D. I., 1932/31.

IV

Quatrième Séance de travail.
Vierte Arbeitssitzung.
Fourth Working Meeting.

PONTS A POUTRES EN BÉTON ARMÉ DE GRANDES DIMENSIONS
GRÖSSERE BALKENBRÜCKEN IN EISENBETON
LARGE GIRDER BRIDGES IN REINFORCED CONCRETE

IV 1

PONTS A POUTRES EN BÉTON ARMÉ DE GRANDES DIMENSIONS. RAPPORT GÉNÉRAL

GRÖSSERE BALKENBRÜCKEN IN EISENBETON. ALLGEMEINES REFERAT

LARGE GIRDER BRIDGES IN REINFORCED CONCRETE. GENERAL REPORT

H. LOSSIER,
Ingénieur Conseil, Argenteuil.

Voir « Publication Préliminaire », p. 367. — *Siehe « Vorbericht », S. 367.*
See " Preliminary Publication ", p. 367.

Participant à la discussion
Diskussionsteilnehmer
Participant in the discussion :

Dr. Ing. H. OLSEN,
München.

In den Referaten wurde ausgeführt, dass bisher Balkenbrücken in Eisenbeton mit vollwandigen Hauptträgern in Ungarn mit Spannweiten bis zu 38,4 m (Parkgassenbrücke in Temesvár) und in Deutschland mit Spannweiten bis zu 61,5 m (Donaubrücke in Grossmehring) ausgeführt worden sind. Beim Wettbewerb für die Dreirosenbrücke in Basel wurde ein Entwurf mit einer Spannweite von 106 m eingereicht (Verfasser : Wayss & Freytag A.-G. mit Prof. Mörsch). Diese Brücken sind jedoch keine Freiträger. Die genannten Spannweiten wurden vielmehr dadurch erzielt, dass mittels besonderer Mass-

nahmen das Feldmoment vermindert wurde. Diese Massnahmen sind in der Anordnung von Gegengewichten in den Nebenöffnungen, von Auslegerkonstruktionen und in der Ausbildung von durchlaufenden Trägern zu sehen.

Nachstehend soll an Hand einiger kennzeichnender Querschnittsformen der Frage nähergetreten werden, welche Grenzspannweiten zunächst bei Freiträgern und daran anschliessend bei den durch besondere Massnahmen entlasteten Konstruktionen erreicht werden können. Dabei soll der Einfluss der unter bestimmten Voraussetzungen möglichen Inrechnungstellung von erhöhten zulässigen Beanspruchungen auf die erreichbaren Grenzspannweiten berücksichtigt werden. Inwieweit wirtschaftliche und konstruktive Gesichtspunkte für die praktische Anwendung des erzielten Ergebnisses sprechen, soll hier nicht weiter erörtert werden.

Wichtig sind die Voraussetzungen, die den Ableitungen zugrunde liegen.

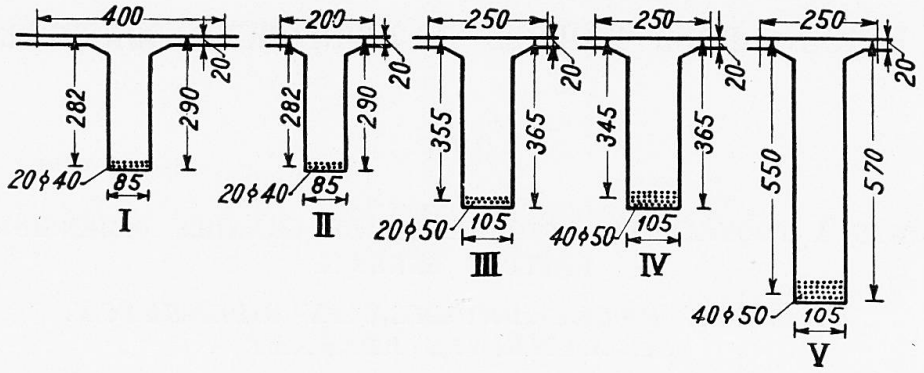


Fig. 1. — Toutes longueurs en cm = Sämtliche Längenmasse in cm = All lengths in centimetres.
Section des poutres = Querschnitt der Plattenbalken
= Cross-sections of the T — Shaped beams.

Es sind dies im wesentlichen die amtlichen deutschen Bestimmungen. Dieselben schreiben für Strassenbrücken 1. Klasse eine Verkehrslast vor, die aus einer Dampfwalze von 24 *t* Dienstgewicht (daneben von 12 *t* Lastkraftwagen) in ungünstigster Stellung, umgeben von Menschengedränge mit 500 kg/m², besteht. Die Stosszahl beträgt 1,3. Die Fahrbahnbefestigung soll mit 120 kg/m² in Rechnung gestellt werden.

Die nachstehend dargestellten Querschnittsformen für die Plattenbalken I und II sind aus der in den seitherigen deutschen Eisenbetonbestimmungen enthaltenen Vorschrift abgeleitet, dass der Durchmesser der Längseisen 40 mm nicht überschreiten darf und dass nicht mehr als zwei Lagen Eisen übereinander angeordnet werden dürfen. Werden in jeder Lage 10 Rundeisen von 40 mm Durchmesser vorgesehen, so ist zum bequemen Einbringen der Eisen eine Rippenbreite von 85 cm erforderlich. Die Querschnittshöhe von 290 cm leitet sich aus der Bedingung ab, dass bestimmte zulässige Querschnittsbeanspruchungen auch ohne Berücksichtigung der Platte nicht überschritten werden dürfen. Die Plattenbreite wurde beim Plattenbalken I mit 400 cm, beim Plattenbalken II mit 200 cm begrenzt. Die Plattenstärke wurde bei diesen und bei den übrigen Plattenbalken gleichmässig mit 20 cm gewählt, nachdem Aenderungen der Plattenstärke für das Ergebnis der Ableitungen von untergeordneter Bedeutung sind.

Die Grenzspannweiten von Plattenbalkenbrücken.

(Die Spannungswerte sind ermittelt mit $n = 15$).

Platten balken	Bewehrung %	M_{max} mt	σ_e kg/cm²	σ_b kg/cm²	σ_{bz} kg/cm²	τ_o kg/cm²	l_{max} m	$L_{1max} = 1,4 l_{max}$ m	$L_{2max} = 2,5 l_{max}$ m
I	1,05	800	1200	35(60)	35,2	6,6	21,5	30,0	53,8
		1000	1500	40(80)	44,0	7,3	24,4	34,2	61,0
		1330	2000	55(100)	58,4	8,3	28,3	39,6	70,8
II	1,05	775	1200	45(60)	37,0	5,6	25,5	35,7	63,8
		970	1500	60(80)	46,3	6,2	28,8	40,4	72,0
		1290	2000	80(100)	61,5	7,1	33,6	47,0	84,0
II	1,05	1510	1200	50(60)	37,8	6,2	29,7	41,6	74,3
		2520	2000	80 (100)	63,1	7,8	39,2	54,8	98,0
IV	2,17	2810	1200	80	56,6	8,7	41,3	57,8	103,0
		4700	2000	130	93,0	11,1	53,8	75,4	133,5
V	1,36	4500	1200	60	45,0	8,1	44,4	62,1	111,0
		7460	2000	100	76 4	10,4	57,5	80,5	144,0

Werden statt Längseisen von 40 mm Durchmesser solche von 50 mm Durchmesser in gleicher Anzahl verwendet, so muss die Rippenbreite auf 105 cm vergrössert werden, und für die Einhaltung der gleichen zulässigen Querschnittsbeanspruchungen wie beim Plattenbalken II errechnet sich für den Plattenbalken III eine Querschnittshöhe 365 cm. Um das beim Plattenbalken II vorhandene Verhältnis zwischen Rippen- und Plattenbreite beizubehalten, wurde beim Plattenbalken III und bei den folgenden Plattenbalken die Plattenbreite mit 250 cm, begrenzt.

Die Verfasser des erwähnten Entwurfes der Dreirosenbrücke in Basel haben sich auf den Standpunkt gestellt, dass selbst die Anordnung von 48 Längseisen mit 50 mm Durchmesser in einem Rippenquerschnitt bei sorgfältiger und gewissenhafter Ausführung keinen Anlass zu Bedenken geben. Es soll deshalb bei den Plattenbalken IV und V auch noch eine derartige Bewehrung, in vier Lagen untergebracht, berücksichtigt werden. Dabei erhielt der erstgenannte Plattenbalken die gleichen Querschnittsabmessungen wie der Plattenbalken III, während die Querschnittshöhe des Plattenbalkens V, damit bestimmte zulässige Querschnittsbeanspruchungen nicht überschritten werden, auf 570 cm vergrössert werden musste.

Für jeden der angeführten Querschnitte wurde das aufnehmbare Grösstmoment M_{max} abgeleitet und die erreichbare Grenzspannweite l_{max} ermittelt. Dabei wurde der Hebelarm der inneren Kräfte unter Berücksichtigung der gedrückten Fläche in der Rippe unterhalb der Platte errechnet.

Wie aus untenstehender Tafel hervorgeht, nimmt der Plattenbalken 1 für eine zulässige Eisenzugspannung von 1200 kg/cm² ein Moment M_{max} = 800 mt auf, womit sich für den freitragenden Plattenbalken eine Grenzspannweite von l_{max} = 21,5 m ermittelt. Dabei beträgt unter Berücksichtigung der mitwirkenden Platte σ_b = 35 kg/cm², ermittelt mit n = 15. Wird unter Verwendung von hochwertigem Baustahl die zulässige Eisenzugspannung auf 1500 kg/cm² erhöht, so kann ein Moment M_{max} = 1000 mt aufgenommen werden, womit sich die Grenzspannweite um 19 % auf 24,4 m vergrössert und σ_b = 40 kg/cm² wird. Mit einer zulässigen Eisenzugspannung von 2000 kg/cm², die bei Verwendung von Baustahl mit einer Streckgrenze $\sigma_s \geqq$ 4000 kg/cm² in Erwägung gezogen werden kann, wird ein Moment M_{max} = 1330 mt aufgenommen und eine Grenzspannweite von 28,3 m erzielt. Dieselbe ist also um 32 % grösser wie im ersten Falle. Dabei beträgt σ_b = 55 kg/cm².

Diese Spannweiten sind noch verhältnismässig gering[1]. Dabei beträgt der Anteil des Eigengewichtes an der Gesamtbelastung gleichbleibend rd. 60 %. Die ohne Berücksichtigung der Platte sich ergebenden Querschnittsbeanspruchungen errechnen sich zu 60/1200, 80/1500 und 100/2000 kg/cm.

Wird die mitwirkende Plattenbreite von 400 cm auf 200 cm verringert (Plattenbalken II), so vergrössern sich die genannten Spannweiten nicht unerheblich. So ergibt sich bei Inrechnungstellung von 45/1200 kg/cm² mit M_{max} = 775 mt l_{max} = 25,5 m, bei Inrechnungstellung von 60/1500 kg/cm² mit M_{max} = 970 mt l_{max} = 28,8 m und bei Inrechnungstellung von 80/2000 kg/cm²

1. Bisher wurden Freiträger mit Spannweiten bis zu 24,5 m ausgeführt.

mit $M_{max} = 1290$ mt $l_{max} = 33{,}6$ m. Dabei beträgt der Anteil des Eigengewichtes an der Gesamtbelastung gleichbleibend rd. 75 %. Die ohne Berücksichtigung der Platte sich ergebenden Querschnittsbeanspruchungen sind die gleichen wie beim Plattenbalken I. Deshalb weichen die auftretenden Betonzugspannungen σ_{bz} von jenen beim Plattenbalken I ermittelten nicht wesentlich ab. Sie erreichen erst bei Inrechnungstellung von $\sigma_e = 2000$ kg/cm² mit $n = 15$ einen Wert von etwa 60 kg/cm².

Ein Vergleich zwischen den Plattenbalken I und II zeigt, dass es zur Erzielung möglichst grosser Spannweiten zweckmässig sein kann, keinen zu grossen Rippenabstand zu wählen. Dies kann aber auch aus sonstigen Gründen erwünscht sein, z. B. um die Betonzugspannungen und die Durchbiegungen möglichst gering halten zu können.

Eine weitere erhebliche Steigerung der abgeleiteten Grenzspannweiten wird durch die Verwendung von Längseisen mit 50 mm Durchmesser erzielt. Wird der Plattenbalken III mit 50/1200 kg/cm² beansprucht, so nimmt er ein Moment $M_{max} = 1510$ mt auf, womit sich eine Grenzspannweite von 29,7 m ermittelt. Für die Beanspruchungen 80/2000 kg/cm² ergibt sich mit $M_{max} = 2520$ mt sogar eine Grenzspannweite von 39,2 m. Dabei beträgt der Anteil des Eigengewichtes an der Gesamtbelastung gleichbleibend rd. 80 %. Die ohne Berücksichtigung der Platte sich ergebenden Querschnittsbeanspruchungen ermitteln sich zu 60/1200 und 100/2000 kg/cm². Die Betonzugspannungen betragen 37,8 und 63,1 kg/cm².

Wird dieses Ergebnis auf durchlaufende Träger oder Auslegerkonstruktionen angewandt, so ergibt sich, je nach dem Grad der Einspannung oder Entlastung eine erhebliche Vergrösserung der Spannweiten. Werden bei durchlaufenden Trägern die Wendepunkte der Momente z. B. in etwa einem Fünftel der Spannweite angenommen, so beträgt

$$L_{1max} = 1{,}4 \cdot l_{max}.$$

Diese Spannweite kann sich noch erheblich vergrössern, wenn die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes berücksichtigt wird.

Bei Auslegerkonstruktionen können sich wesentlich grössere Spannweiten ergeben. Entsprechend dem Beispiel der Donaubrücke in Grossmehring kann

$$L_{2max} = 2{,}5 \cdot l_{max}$$

gesetzt werden. Damit leiten sich, wie obenstehende Tabelle zeigt, im ersten Falle Grenzspannweiten von 30 bis 47 m und im letzten Falle Grenzspannweiten von 54 bis 84 m ab.

Diese teilweise beträchtlichen Spannweiten lassen sich noch erheblich vergrössern, wenn eine Bewehrung von 40 Längseisen mit 50 mm Durchmesser in Betracht gezogen wird. So kann der Plattenbalken IV bei Inrechnungstellung von 80/1200 kg/cm² ein Moment $M_{max} = 2810$ mt und bei Inrechnungstellung von 130/2000 kg/cm² ein Moment von $M_{max} = 4700$ mt aufnehmen. Damit ergibt sich für den freitragenden Plattenbalken eine Grenzpannweite von 41,3 bezw. 53,8 m, wobei der Anteil des Eigengewichtes an der Gesamtbelastung rd. 80 % beträgt. Es ermittelt sich dann $L_{1max} = 57{,}8$ bezw. 75,4 und $L_{2max} = 103{,}0$ bezw. 133,5 m. Die beiden letzten Spannweiten

sind ausserordentlich gross. Allerdings erreichen die Betonzugspannungen mit 56,6 und 96,0 kg/cm² beträchtliche Werte.

Wird, um sowohl die Betondruck- wie die Betonzugspannungen zu verringern, der Plattenbalken V in Rechnung gestellt, so ermittelt sich bei Inrechnungstellung von 60/1200 $M_{max} = 4500$ mt und bei Inrechnungstellung von 100/2000 kg/cm² sogar $M_{max} = 7460$ mt. Damit beträgt $l_{max} = 44{,}4$ bezw. 57,5 m bei einem Anteil des Eigengewichtes an der Gesamtbelastung von durchweg rd. 85 %. Es ergibt sich dann $L_{1max} = 62{,}1$ bezw. 80,5 m und $L_{2max} = 111$ bezw. 144 m. Die Betonzugspannungen betragen dabei 45 bezw. 76,4 kg/cm².

Die beiden letztgenannten Spannweiten sind überraschend gross. Allerdings erreicht die Querschnittshöhe mit 570 cm ein aussergewöhnliches Mass.

Zusatzspannungen aus Temperatur und Schwinden blieben bei dieser Betrachtung ausser Ansatz. Die auftretenden Schubspannungen sind durchweg so gering, dass sie durch eine Schubsicherung ohne weiteres aufgenommen werden können. Soweit grössere Betonzugspannungen ermittelt wurden, ist zu beachten, dass bei stark bewehrten Rippenquerschnitten die übliche Berechnungsweise nach Zustand I mit $n = 10$ oder $n = 15$ zu ungünstige Werte ergibt. An Hand von Balkenversuchen lässt sich dies nachweisen[1]. Es ist also die Rissesicherheit von hochbeanspruchten Plattenbalkenbrücken grösser, als es rechnungsmässig den Anschein hat.

Zusammengefasst ist zu sagen, dass bei nicht aussergewöhnlicher Bewehrung und bei Inrechnungstellung von erhöhten zulässigen Beanspruchungen Balkenbrücken in Eisenbeton mit rechteckigem Rippenquerschnitt bis zu etwa 100 m Spannweite möglich sind. Durch die Anordnung einer besonders starken Bewehrung sind sogar Spannweiten bis zu etwa 140 m möglich.

Traduction.

Il a été signalé, dans les différents rapports, que l'on a réalisé actuellement, dans la construction des ponts à travées rectilignes en béton armé avec poutres principales à âme pleine, des portées atteignant, en Hongrie, jusqu'à 38,4 m (Parkgassenbrücke, à Temesvar), et en Allemagne, jusqu'à 61,5 m (pont sur le Danube à Grossmehring). A l'occasion de la mise au concours pour la construction du Pont des Trois-Roses, à Bâle, a été présenté un projet comportant une portée entre appuis de 106 m. (auteur : Wayss und Freytag, A. G., avec le concours du Professeur Mörsch). Ces ponts ne constituent pas toutefois des exemples de poutres reposant à proprement parler librement. Les portées ci-dessus indiquées ont plutôt été réalisées au moyen de dispositions particulières permettant de réduire les moments dans la portée. Elles consistent en l'installation de contrepoids dans les travées de rive, la construction en encorbellement et l'adoption de systèmes de poutres continues.

Nous nous proposons, dans les lignes qui suivent, en étudiant des disposi-

1. Vgl. Olsen, Ueber den Sicherheitsgrad von hochbeanspruchten Eisenbeton-Konstruktionen, Seite 104 ff. Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin, 1932.

tions de sections particulières, de serrer de plus près la question des portées limites qu'il serait possible d'atteindre avec des poutres reposant librement sur leurs appuis, tant par elles-mêmes qu'au moyen des dispositifs particuliers de déchargement de l'ouvrage. Il y aura lieu d'ailleurs de prendre en considération l'influence que peut exercer sur la portée maximum possible l'adoption de contraintes admissibles plus élevées, qu'il est possible de faire intervenir dans les calculs des ouvrages dans des conditions déterminées. Nous ne ferons toutefois pas intervenir ici les considérations économiques ou de construction pratique que pourrait comporter l'application des résultats obtenus.

Les conditions dans lesquelles se pose le problème sont essentielles ; elles sont régies en particulier par les Prescriptions officielles allemandes. Ces prescriptions prévoient, pour les ponts-routes de la classe 1, une charge roulante constituée, dans le cas le plus défavorable, par un rouleau compresseur à vapeur de 24 tonnes en ordre de marche (ou de poids lourds de 12 tonnes) cette charge étant entourée par une concentration de piétons atteignant 500 kg/m^2. Le cœfficient de choc est de 1,3. Le tablier doit entrer dans les calculs pour 120 kg/m^2.

Les dispositions de sections représentées ci-après pour les poutres planes I et II ont établies d'après le règlement que contiennent les Prescriptions allemandes concernant les ouvrages en béton armé, de telle sorte que le diamètre des armatures longitudinales n'ait pas à dépasser 40 mm et qu'il ne soit pas nécessaire de prévoir plus de deux plans de fers l'un au-dessus de l'autre. Si, dans chaque plan d'armatures, il se trouve 10 fers de 40 mm de diamètre, il sera nécessaire pour assurer la facilité du montage des fers, de prévoir un écartement de 85 cm entre les nervures successives. La hauteur de 290 cm prévue pour la section est imposée par cette condition que, sans faire intervenir la dalle elle-même, les contraintes auxquelles est soumise la section ne doit pas dépasser une valeur admissible déterminée. La largeur des dalles a été limitée à 400 cm pour la poutre I et à 200 cm pour la poutre II. L'épaisseur du dallage a été fixée uniformément à 20 cm, tant dans l'une que dans l'autre poutre. Les variations d'épaisseur des dalles sont d'ailleurs d'une importance toute secondaire dans le résultat final.

Si au lieu de fers d'armature longitudinaux de 40 mm de diamètre, on emploie, en même nombre, des fers de 50 mm de diamètre, la largeur des nervures doit être portée à 105 cm, et pour obtenir les mêmes contraintes admissibles dans la section que dans le cas de la poutre II, on se trouve amené à prévoir pour la poutre III une hauteur de section de 365 cm. Pour conserver le même rapport entre les largeurs des nervures et des dalles que celui qui correspond à la poutre II, on a dû limiter la largeur des dalles, dans les poutres III et suivantes, à 250 cm.

Les auteurs du projet du pont des Trois-Roses de Bâle, dont il est fait mention plus haut, ont admis ce point de vue qu'il ne doit y avoir aucune objection à faire à l'adoption d'une disposition comportant 40 fers d'armature longitudinale de 50 mm de diamètre dans une section de nervure, lorsque l'exécution est faite avec soin et en toute connaissance de cause. On a donc envisagé, pour les poutres IV et V, une armature conçue suivaut cette disposition, et répartie en 4 rangées. La poutre IV a reçu pour sa section les mêmes dimensions

que la poutre III, tandis que la hauteur de la section de la poutre V a été poussée jusqu'à 570 cm, afin que les contraintes admissibles dans la section ne soient pas dépassées.

Pour chacune des sections prévues, on a calculé le moment maximum M_{max} et on a déterminé la portée maximum réalisable l_{max}. On a calculé également le bras de levier des efforts internes en tenant compte de la surface comprimée, dans la nervure, au-dessous de la dalle.

Ainsi qu'il résulte du tableau ci-après la poutre I est soumise à un moment $M_{max} = 800$ mt pour une contrainte de traction admissible de 1200 kg/cm² dans les armatures, d'où l'on déduit, dans le cas de l'appui libre, une portée limite $l_{max} = 21{,}5$ mètres. Par suite, et en tenant compte de l'intervention de la dalle, $\sigma_b = 35$ kg/cm², pour $n = 15$. Si l'on emploie de l'acier de construction à haute résistance, l'effort admissible à la traction dans les fers d'armature est portée à 1500 kg/cm², d'où il résulte pour la portée maximum une augmentation de 19 %, ce qui la porte à 24,4 m et l'on a alors $\sigma_b = 40$ kg/cm². Si l'on admet enfin pour les fers d'armature une contrainte admissible à la traction de 2000 kg/cm², et si on emploie un acier de construction ayant une limite d'écoulement de $\sigma_s \geqslant 4000$ kg/cm², le moment maximum à supporter devient $M_{max} = 1330$ mt et l'on arrive à une portée maximum réalisable de 28,3 m. La portée maximum se trouve donc augmentée de 32 % environ par rapport à la valeur qu'elle avait dans le premier cas; σ_b atteint 55 kg/cm².

Ces portées sont relativement faibles[1]. Dans les conditions ci-dessus, le poids propre rentre pour une fraction de 60 % environ dans la charge totale. Les contraintes dans la section, sans tenir compte de la dalle, sont de 60/1200, 80/1500 et 100/2000 kg/cm².

Voir tableau ci-joint :

Si la largeur du dallage est réduite de 400 à 200 cm (poutre II), les portées indiquées ne se trouvent pas augmentées d'une manière notable. C'est ainsi qu'en adoptant des contraintes de 45/1200 kg/cm², avec $M_{max} = 775$ mt, on obtient $l_{max} = 25{,}5$ m; en adoptant des contraintes de 60/1500 kg/cm² avec $M_{max} = 970$ mt, on obtient $l_{max} = 28{,}8$ m et en poussant à 80/2000 kg/cm², avec $M_{max} = 1290$ mt, on arrive à $l_{max} = 33{,}6$. La fraction correspondant au poids propre dans la charge totale atteint alors environ 75 %, uniformément. Les contraintes dans la section, sans tenir compte du dallage, sont les mêmes que pour la poutre I. Par suite, le taux σ_{bt} de travail du béton à la traction ne s'écarte pas sensiblement de celui qui correspond à la poutre I. Il atteint, pour $\sigma_e = 2000$ kg/cm², et $n = 15$, une valeur d'environ 60 kg/cm².

La comparaison entre les poutres I et II montre que pour pouvoir obtenir des portées aussi élevées que possible, il peut être utile de ne pas adopter de trop forts écartements entre les nervures. On peut toutefois être amené, pour d'autres raisons, à désirer adopter un écartement relativement plus fort, ne serait-ce que pour maintenir aussi faibles que possible les contraintes de traction dans le béton et les déformations par flexion.

---

1. Les portées effectivement réalisées jusqu'à maintenant en poutres libres sont de 24,5 mètres.

Portées maxima des Ponts à poutres en béton armé.

(Les valeurs des contraintes ont été établies pour $n = 15$).

Poutre n°	Armatures	M_{max} mt	σ_e kg/cm²	σ_b kg/cm²	σ_{bz} kg/cm²	τ_0 kg/cm²	l_{max} m	$L_{1max} = 1,4 l_{max}$ m	$L_{2max} = 2;5 l_{max}$ m
I	1,05	800	1200	35 (60)	35,2	6,6	21,5	30,0	53,8
		1000	1500	40 (80)	44,0	7,3	24,4	34,2	61,0
		1330	2000	55 (100)	58,4	8,3	28,3	39,6	70,8
II	1,05	775	1200	45 (60)	37,0	5,6	25,5	35,7	63,8
		970	1500	60 (80)	46,3	6,2	28,8	40,4	72,0
		1290	2000	80 (100)	61,5	7,1	33,6	47,0	84,0
III	1,05	1510	1200	50 (60)	37,8	6,2	29,7	41,6	74,3
		2520	2000	80 (100)	63,1	7,8	39,2	54,8	98,0
IV	2,17	2810	1200	80	56,6	8,7	41,3	57,8	103,0
		4700	2000	130	93,0	11,1	53,8	75,4	133,5
V	1,36	4500	1200	60	45,0	8,1	44,4	62,1	111,0
		7460	2000	100	76,4	10,4	57,5	80,5	144,0

On réalise une nouvelle augmentation notable de la portée limite calculée en adoptant des fers d'armature ayant un diamètre de 50 mm. Si l'on adopte pour la poutre III un régime de contraintes de 50/1200 kg/cm², on arrive à un moment $M_{max} = 1510$ mt et à une portée limite de 29,7 m. Pour un régime de contraintes de 80/2000 kg/cm², on a $M_{max} = 2520$ mt et la portée limite passe à 39,2 m. Le rapport entre le poids propre et la charge totale atteint alors uniformément environ 80 °/₀. Les contraintes dans la section, sans tenir compte du dallage, ressortent à 60/1200 et 100/2000 kg/cm². La contrainte de traction dans le béton arrive à 37,8 et 63,1 kg/cm².

Si l'on transporte ce résultat sur les poutres continues et sur les dispositions en porte-à-faux, on obtient, suivant le degré d'encastrement ou de porte-à-faux, une notable augmentation de la portée limite. Si, dans le dispositif à poutre continue, le point de changement de sens des moments se trouve par exemple environ au cinquième de la portée, on obtient :

$$L_{1max} = 1{,}4\ l_{max}$$

Cette portée peut encore être notablement augmentée, en faisant intervenir une variation du moment d'inertie.

Dans les dispositifs en porte-à-faux, on peut arriver à des portées sensiblement supérieures. Si l'on se reporte à l'exemple du pont sur le Danube à Grossmehring, on peut obtenir :

$$L_{2max} = 2{,}5\ l_{max}$$

On arrive ainsi, comme il ressort du tableau ci-dessus, dans le premier cas, à des portées de 30 à 47 m et dans le second, à des portées de 54 à 84 m.

Ces portées relativement importantes peuvent à nouveau être améliorées notablement en adoptant une armature constituée par 40 fers longitudinaux de 50 mm de diamètre. Dans le cas de la poutre IV, en se basant sur des contraintes de 80/1200 kg/cm², on peut envisager un moment $M_{max} = 2810$ mt et en tablant sur des contraintes de 130/1200 kg/cm², on arrive à un moment de $M_{max} = 4700$ mt. On obtient ainsi, pour les poutres reposant librement, des portées limites de 41,3 et de 53,8 m, la fraction de la charge totale correspondant au poids propre étant d'environ 80 °/₀. On obtient alors :

$$L_{1max} = 57{,}8/75{,}4 \text{ et } L_{2max} = 103/133{,}5 \text{ m.}$$

Ces deux dernières portées sont remarquablement élevées. Enfin, les contraintes de traction dans le béton ressortent à 56,6 et 96 kg/cm².

Si, afin de réduire les contraintes de traction et de compression dans le béton, on adopte la disposition de la poutre V, on arrive, pour un régime de 60/1200, à un moment $M_{max} = 4500$ mt et pour un régime de 100/2000 kg/cm², à un moment $M_{max} = 7460$ mt. Les portées maxima respectives sont alors :

$$l_{max} = 44{,}4 \text{ et } 57{,}5 \text{ m,}$$

pour un poids propre représentant une fraction constante de 85 °/₀ environ de la charge totale. On obtient alors :

$$L_{1max} = 62{,}1/80{,}5 \text{ m et } L_{2max} = 111/144 \text{ m.}$$

Les contraintes de traction dans le béton atteignent alors 45 et 76,4 kg/cm².

Ces deux dernières portées sont extrêmement élevées. La hauteur de la section atteint d'ailleurs la valeur anormalement élevée de 570 cm.

Nous n'avons pas fait intervenir dans ces considérations les influences exercées par la température et la contraction due au retrait. Les contraintes de cisaillement sont si faibles qu'elles peuvent être supportées par un simple renforcement spécial. Dans tous les cas où l'on a pu observer des contraintes de traction élevées dans le béton, il est à noter que, lorsqu'il s'agit de sections de nervures à forte armature, le mode de calcul courant suivant 1, avec $n = 10$ ou $n = 15$ conduit à des résultats défavorables. Ceci est confirmé par les essais effectués sur des ponts [1]. La sécurité contre la fissuration, dans les ponts à poutres à nervures à fortes contraintes, est donc supérieure à ce que semble indiquer le calcul.

Pour conclure, on peut dire que, pour une armature ne sortant pas de la normale, et en tenant compte des contraintes admissibles poussées, on peut construire des ponts à poutres en béton armé, avec section de nervure rectangulaire, jusqu'à des portées de l'ordre de 100 m. En adoptant des dispositions renforcées pour les armatures, il est même possible de pousser la portée jusqu'à environ 140 m.

Zusammenfassung.

An Hand einiger kennzeichnender Querschnittsformen wurde der Frage nähergetreten, welche Grenzspannweiten bei vollwandigen Plattenbalkenbrücken erreichbar sind, wenn hochwertige Baustoffe verwendet werden. Den Ausführungen wurden im wesentlichen die amtlichen deutschen Vorschriften zugrunde gelegt (Dampfwalze von 24 t Dienstgewicht, Menschengedränge von 500 kg/m², Stosszahl 1,3). Als zulässige Eisenzugspannungen wurde für das übliche Handelseisen 1200 kg/cm², für hochwertigen Baustahl 1500 und 2000 kg/cm² gewählt.

Für jede in einer Abbildung dargestellten Querschnittsform wurde das aufnehmbare Grösstmoment M_{max} abgeleitet und damit zunächst die Grenzspannweiten l_{max} der freitragenden Plattenbalken ermittelt. Dieselben sind in einer Tafel zusammengestellt und betragen beim Plattenbalken I 21,5 bis 28,3 m und beim Plattenbalken II 25,5 bis 33,6 m. Beim Plattenbalken III betragen die Grenzspannweiten 29,7 und 39,2 m.

Bei durchlaufenden Konstruktionen vergrössern sich diese Spannweiten auf

$$L_{1max} = 1{,}4\ l_{max}$$

und bei Auslegerkonstruktionen kann sogar

$$L_{2max} = 2{,}5\ l_{max}$$

gesetzt werden. Damit leiten sich für den Plattenbalken I und II Grenzspannweiten von 30 bis 47 m bezw. 54 bis 84 m und für den Plattenbalken III Grenzspannweiten von 42 und 55 m bezw. von 74 und 98 m ab.

Bei den Plattenbalken IV und V ergeben sich noch wesentlich grössere

1. Voir Olsen : Ueber den Sicherheitsgrad von hochbeanspruchten Eisenbeton-Konstruktionen — pages 104 et suivantes; W. Ernst und Sohn, Berlin 1932, Editeur.

Spannweiten, nämlich $l_{max} = 41{,}3$ bis 57,5 m, $L_{1max} = 58$ bis 81 m und $L_{2max} = 103$ bis 144 m.

Bei nicht aussergewöhnlich starker Bewehrung sind also vollwandige Plattenbalkenbrücken bis zu etwa 100 m Spannweite, bei besonders starker Bewehrung sogar bis zu etwa 140 m Spannweite möglich.

Résumé.

En s'appuyant sur plusieurs formes caractéristiques de sections, l'auteur étudie les portées limites qu'il est possible de réaliser dans la construction des ponts à poutres en béton armé à âme pleine à nervures, en employant des matériaux possédant des caractéristiques supérieures. L'étude en est basée, en particulier, sur les Prescriptions allemandes officielles (rouleau à vapeur de 24 tonnes en ordre de marche — charge répartie de 500 kg/m²). En ce qui concerne le taux de travail à la traction des fers d'armature, l'auteur adopte les valeurs suivantes : 1200 kg/cm² pour les fers ordinaires du commerce, 1500 et 2000 kg/cm² pour les aciers de construction à haute résistance.

Pour chacune des sections représentées sur la figure, ont été calculés le moment maximum à supporter M_{max} et les portées limites l_{max} pour les poutres nervurées reposant librement. Ces calculs sont résumés en un tableau : on atteint pour la poutre I, 21,5 à 28,3 m, pour la poutre II, 25,5 à 33,6 m, pour la poutre III, 29,7 et 39,2.

Dans le cas des pontres continues, ces portées peuvent être poussées à

$$L_{1max} = 1{,}4\ l_{max}$$

dans le cas de la disposition en porte-à-faux, on peut même atteindre

$$L_{2max} = 2{,}5\ l_{max}$$

On arrive ainsi, pour les poutres I et II, à des portées limites de 30 à 47 m, et de 54 à 84 m, pour la poutre III à des portées limites de 42 à 55 et de 74 à 98 m.

Avec les poutres IV et V, on arrive à des portées maxima encore sensiblement supérieures, à savoir :

$$l_{max} = 41{,}3 \text{ à } 57{,}5 \text{ m};$$
$$L_{1max} = 58 \text{ à } 81 \text{ m};$$
$$L_{2max} = 103 \text{ à } 144 \text{ m}.$$

Par suite, en adoptant un système d'armature restant dans la normale, on peut donc, avec les ponts à poutres en béton armé nervurées à âme pleine, atteindre des portées de l'ordre de 100 m, tandis qu'en adoptant un système d'armature renforcé, on peut pousser la portée limite jusqu'à environ 140 m.

Summary.

With some characteristic forms of cross-section, an investigation was made as to what limits of span could be reached with full-web T-shaped beams when material of great tensile strength is employed. The constructions were

essentially in accordance with the German official stipulations : steam roller of 24 tons service weight, crowd of people weighing 500 kg/m², impact coefficient 1.3. The permissible tensile stresses were chosen as follows : for ordinary commercial iron 1200 kg/cm², for high-strength constructional steel 1500 and 2000 kg/cm². For each form of cross-section illustrated in a Figure, the highest possible moment M_{max} was derived and thereby first the limits of span l_{max} of the encastré beams were determined. These are brought together in a table, and they amount for beam I to 21.5-28.3 m, and for beam II to 25.5-33.6 m. For beam III the limits of span amount to 29.7 and 39.2 m.

In continuous structures, these spans increase to

$$L_{max} = 1.4\ l_{max}$$

and with cantilever constructions

$$L_{2max} = 2.5\ l_{max}$$

may even be used. From this we derive limits of span for beams I and II of 30-47 m and 54-84 m respectively, and for beam III 42 and 55 m and 74 and 98 m respectively.

For beams IV and V, still greater spans are obtained, i.e. l_{max} = 41.3-57.5 m L_{max} = 58-81 m, and L_{2max} = 103-144 m.

If the reinforcement is not extra strong, it is possible to have bridges with solid-web T-shaped beams with spans up to about 100 m, and, with particularly strong reinforcement, up to about 140 m.

IV 2

PONTS A TRAVÉES RECTILIGNES EN ALLEMAGNE
GRÖSSERE EINSEBETON-BALKENBRÜCKEN IN DEUTSCHLAND
LARGE GIRDER BRIDGES IN GERMANY

Dr. Ing. e. h. **H. SPANGENBERG,**
Professor an der Technischen Hochschule, München.

Voir « Publication Préliminaire », p. 385. — *Siehe « Vorbericht », S. 385.*
See " Preliminary Publication ", p. 385.

Participants à la discussion
Diskussionsteilnehmer
Participants in the discussion :

Dr. Ing. K. W. MAUTNER,
Professor, Direktor i. Fa. Neue Baugesellschaft Wayss & Freytag A.-G., Frankfurt a. M.

Der Bericht des Herrn Spangenberg weist auf den grossen Abstand zwischen den bisher ausgeführten Balkenbrücken und dem preisgekrönten Projekt der Dreirosen-Brücke, Basel, der Wayss & Freytag A.-G. (Abb. 1) (Berater Prof.

Dr. Ing. Mörsch) hin. Der Berichterstatter erwähnt zutreffend, dass die weitere Entwicklung von den amtlichen Vorschriften abhängig sei. Die deutschen Bestimmungen vom Jahre 1930, wie die schweizerischen und französischen Bestimmungen sind geeignet, diese Entwicklung zu fördern.

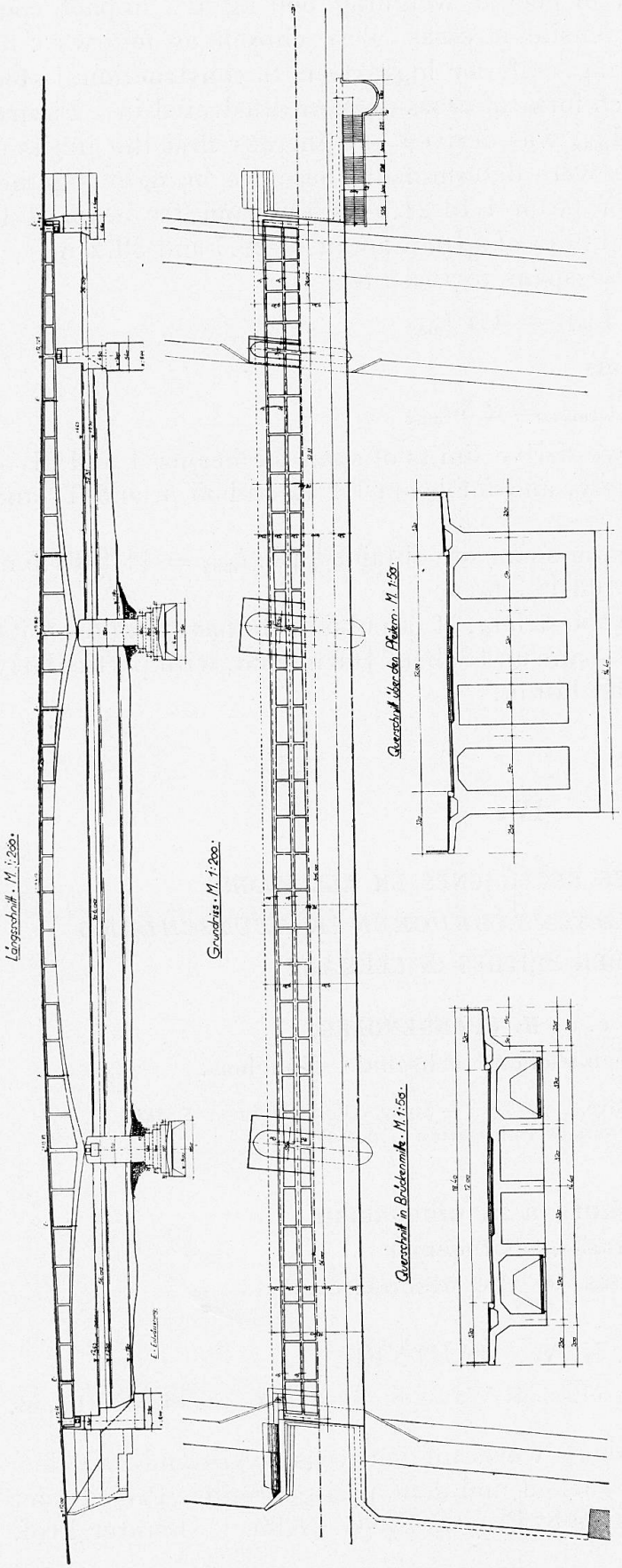


Fig. 1. — Profil en long = Längsschnitt = Longitudinal section.
Vue en plan = Grundriss = Plan.
Coupe au milieu du pont = Querschnitt in Brückenmitte = Cross-section in middle of bridge.
Coupe sur les piles = Querschnitt über den Pfeilern = Cross-section over piers.

Berichterstatter äusserte Bedenken wegen der Biegungszugspannungen, die in Feldmitte der grossen Oeffnung über 90 kg/cm², über den Stützen über 60 kg/cm² betragen.

Die Projektverfasser waren sich dieser Bedenken bewusst. Sie haben sich aus folgenden Gründen darüber hinweggesetzt. Die unvermeidlichen ersten Biegungszugrisse sind für den Bestand ungefährlich und führen nicht zu Angriffen auf die Eisen, die eine reichliche Betondeckung besitzen, oder zu Frostschäden, wenn im übrigen die Eisenverteilung eine vollkommene ist. Diese vollkommene Eisenverteilung

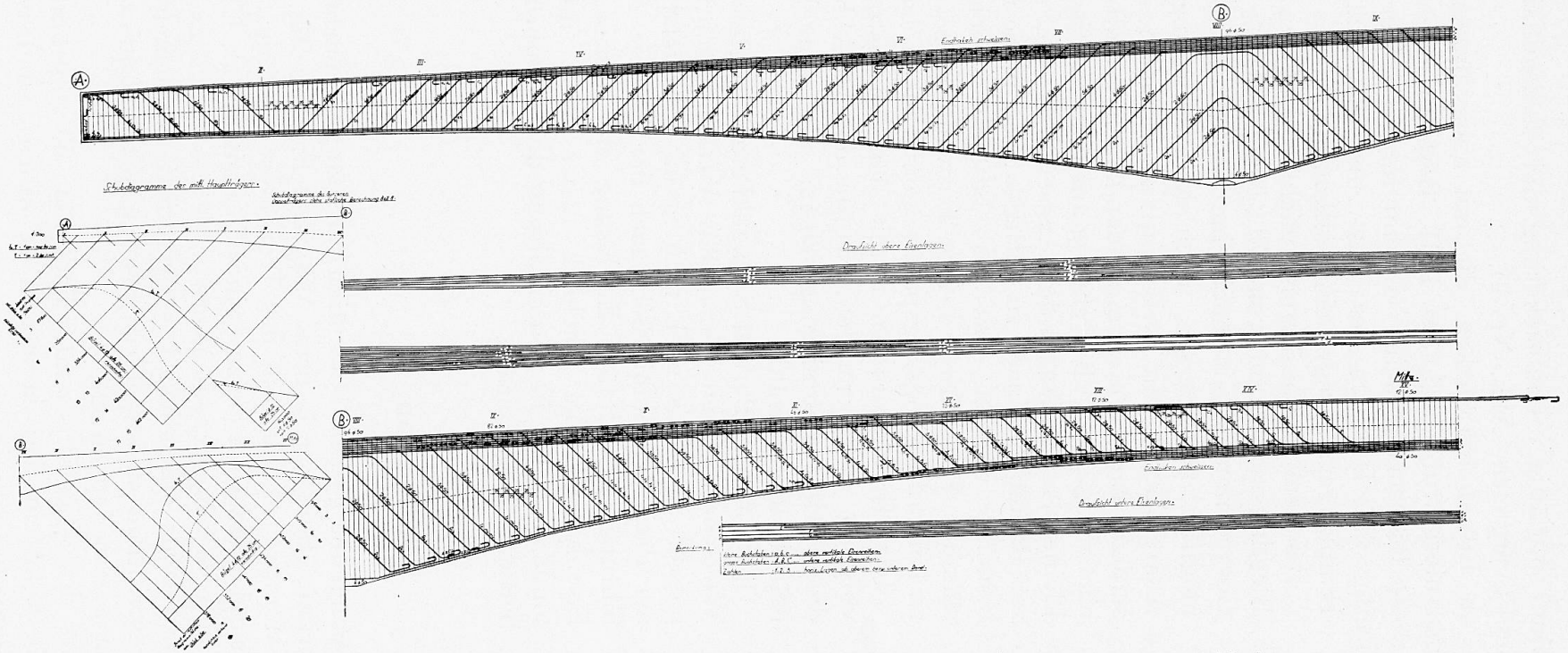


Fig. 2. — Crochets d'extrémité soudés = Endhaken geschweisst = End hooks to be welded.
Vue en plan des armatures supérieures = Draufsicht obere Eisenlagen = View on the upper iron layers.
Vue en plan des armatures inférieures = Draufsicht untere Eisenlagen = View on the lower iron layers.
Diagramme des efforts tranchants sur la poutre principale médiane = Schubdiagramme des mittleren Hauptträgers = Shearing diagrams of middle main girder.

Remarque — Bemerkung — Remark.
Petites lettres : a, b, c... séries d'armatures verticales supérieures — Kleine Buchstaben : a, b, c... obere vertikale Eisenreihen — Small letters : a, b, c,... upper vertical rows of reinforcement.
Grandes lettres : A, B, C... séries d'armatures verticales inférieures — Grosse Buchstaben : A, B, C... untere vertikale Eisenreihen — Capital letters : A, B, C... lower vertical rows of reinforcement.
Chiffres : 1, 2, 3... séries d'armatures horizontales, à partir du bord supérieur ou inférieur — Zahlen : 1, 2, 3... horiz. Lagen ab oberem bezw. unterem Rand — Numbers : 1, 2, 3... horiz. reinforcement from upper or lower edges.

wird besonders durch eine sorgfältige Schubsicherung und Abstandhaltung durch eiserne Reiter erreicht (Vergleiche Abb. Nr. 2).

Aus den Erfahrungen an Eisenbetonbrücken, die mit einer begrenzten Biegungszugspannung konstruiert wurden (Labes 1907, Bestimmungen von 1916), weiss man, dass diese Begrenzung keine Gewähr für Rissesicherheit gibt, wenn nicht gleichzeitig die Deckung der Zug- und der schiefen Hauptzugspannungen eine vollkommene ist.

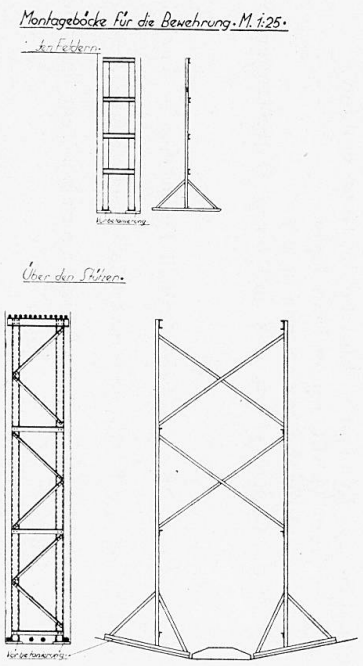


Fig. 3. — Chevalets de montage pour les armatures = Montageböcke für die Bewehrung = Scaffolding for erecting reinforcement.
Dans les panneaux = In den Feldern = In the panels.
Aux appuis = Über den Stützen = Over the supports.

Bei dem hohen Eigengewichtsbeitrag zu den Biegungsmomenten von 73 bezw. 80 % der Gesamtmomente ist auch eine weitere Sicherung möglich, nämlich die, nach der Ausrüstung die Aussenflächen mit Torkretputz zu versehen. Ausserdem war vorgesehen, an den hohen Wandteilen eine waagerechte Bewehrung aus dünnen Eisen in kleinen Abständen an den Aussenflächen der ganzen Balkenhöhe nach zu verlegen. Es möge noch bemerkt werden, dass das besonders sachverständige Preisgericht keinen Einwand wegen der zu hohen Biegungszugspannungen erhoben hat.

Um Rissebildungen durch den Ausrüstungsvorgang zu vermeiden, wurde das in Abb. 3 dargestellte Betonierungsschema der Lamellenbetonierung gewählt.

Die in dem Bericht Spangenberg bezüglich der Wirtschaftlichkeit gemachten Ausführungen sind meiner Kenntnis nach nicht ganz zutreffend, da der Preis der Stahlbrücke nach der für die Ausführung bestimmten Endlösung dem Preis der Eisenbetonbrücke erheblich näher kam, insbesondere, wenn die Unterhaltung der Eisenbrücke berücksichtigt wird.

Traduction.

Le rapport du Dr Ing. Spangenberg attire l'attention sur l'étape importante que représente le projet primé, établi par la firme Wayss & Freytag (fig. 1, Ingénieur-Conseil Dr Ing. Mörsch) pour le Pont des Trois-Roses, à Bâle, par rapport aux ponts à poutres qui avaient été exécutés jusqu'à maintenant. L'auteur signale à juste titre que le développement ultérieur de ces ouvrages est conditionné par les réglementations officielles. Les Prescriptions allemandes de 1930, de même que les prescriptions suisses et françaises, ne peuvent qu'exercer une action favorable sur ce développement.

L'auteur formule d'ailleurs des objections contre l'adoption de contraintes de flexion atteignant plus de 90 kg/cm² dans la section du milieu de la travée principale, et plus de 60 kg/cm² aux appuis.

Les auteurs du projet prévoyaient ces objections; ils ont passé outre pour

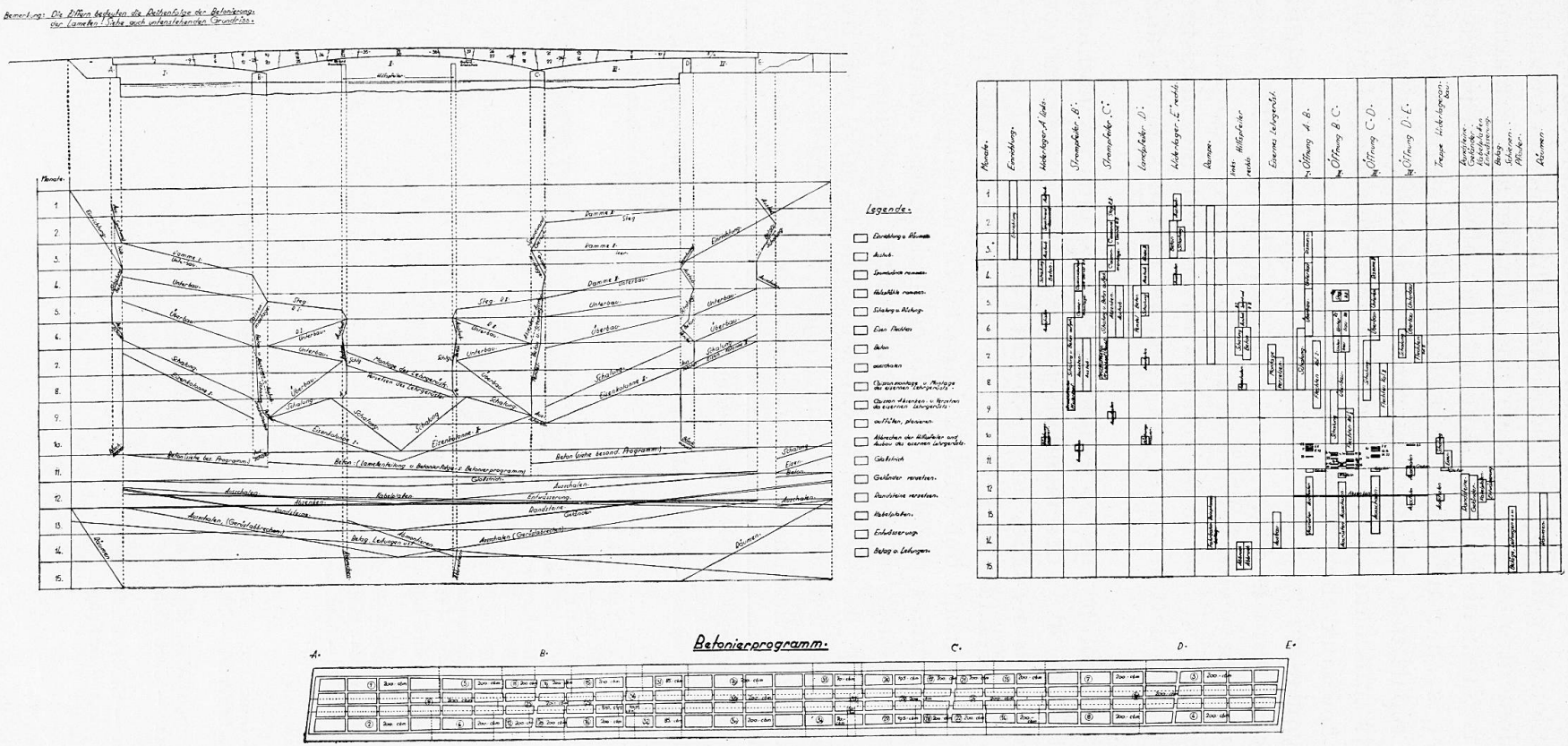


Fig. 4. — Remarque = Bemerkung = Remark.

Les chiffres indiquent la succession des opérations de bétonnage (voir également le programme de bétonnage ci-dessus) = Die Ziffern bedeuten die Reihenfolge der Betonierung der Lamellen (Siehe auch obenstehenden Gundriss) = The numbers indicate the order in which the joints were concreted (See also plan above).

Légende — Legende — Legend.
Installation du chantier et évacuation — Einrichtung und Räumen — Preparatory work ; clearing up.
Affouillements — Aushub — Excavation.
Mise en place des palplanches — Spundwände rammen — Ramming sheet piling.
Fonçage des poteaux en bois — Holzpfähle rammen — Ramming wood piles.
Coffrage et échafaudages — Schalung und Rüstung — Shuttering and scaffolding.
Pose des fers — Eisen flechten — Erecting reinforcement.
Bétonnage — Beton — Concrete.

Voir suite de la légende p. 360.

les raisons qui sont exposées ci-après. Les premières fissures provoquées par les contraintes de traction à la flexion, qui sont inévitables, ne sont pas dangereuses et n'ont nullement pour conséquence une atteinte aux armatures, qui sont munies d'un revêtement de béton suffisant, pas plus qu'un risque de détérioration par le gel, si, par ailleurs, la répartition des armatures est très bonne. On réalise une répartition parfaite des armatures en veillant soigneusement à éviter les efforts tranchants et en assurant le maintien des intervalles au moyen de cavaliers spéciaux en acier (voir figure 2).

L'expérience déjà acquise sur les ponts en béton armé qui ont été construits en admettant de faibles contraintes de traction à la flexion (Labes, 1907. Prescription de 1916) montre que cette limitation n'apporte aucune garantie de sécurité contre la fissuration, si l'on ne prévoit pas en même temps d'assurer la résistance aux contraintes de traction et aux tensions obliques principales, d'une manière parfaite.

Lorsque le poids propre intervient pour une large part dans les moments fléchissants, atteignant 73 ou 80 % des moments totaux, il est également possible de pousser davantage la sécurité, en prévoyant l'aménagement des surfaces extérieures au moyen d'enduit Torkret après le décintrement. On a prévu également, sur les parois accusant une hauteur importante, un dispositif d'armatures horizontales, constituées par des fers de petit diamètre, admettant entre eux de faibles écartements, situées près de la surface extérieure et sur toute la hauteur de la poutre. Il est enfin à remarquer que le jury, constitué par des spécialistes éminents, n'a formulé aucune objection contre les valeurs des contraintes de traction à la flexion, qui n'ont pas été jugées trop élevées.

Suite de la légende de la fig. 4, p. 359.

Décoffrage - Ausschalen — Removing shuttering.
Montage des caissons et des cintres métalliques — Caisson-Montage u. Montage des eisernen Lehrgerüstes — Erecting caisson and iron centering.
Descente des caissons et mise en place des cintres métalliques — Caisson Absenken und Versetzen des Lehrgerüstes — Sinking caisson and adjusting iron centering.
Remplissage et lissage — Auffüllen, planieren — Filling, levelling.
Démontage des piles auxiliaires et des cintres métalliques — Abbrechen der Hilfspfeiler und Ausbau des Lehrgerüstes — Dismantling temporary piers and iron centering.
Revêtement lisse — Glattstrich — Smooth layer of concrete.
Montage des parapets — Geländer versetzen — Fixing railings.
Montage des bordures de trottoirs — Randsteine versetzen — Laying curb stones.
Aménagement des galeries de câbles — Kabelplatten — Covering cable ducts.
Écoulement des eaux — Entwässerung — Drainage.
Pose des canalisations, trottoirs — Belag und Leitungen — Paving and piping.
Mois — Monate — Months.
Installation du chantier — Einrichtung — Preparatory work.
Culée A de gauche — Widerlager A links — Abutment A left.
Culée E de droite — Widerlager E rechts — Abutment E right.
Pile en eau — Strompfeiler — River pier.
Pile en terre — Landpfeiler — Land pier.
Rampe d'accès — Rampe — Ramps.
Pile auxilaire de gauche/droite — Links/rechts Hilfspfeiler — Left/right Temporary piers.
Cintres métalliques — Eisernes Lehrgerüst — Iron centering.
Travée — Oeffnung — Opening.
Escaliers d'accès aux culées — Treppe Widerlageranbau — Steps abutment extension
Bordures des trottoirs — Randsteine — Curb stones.
Parapets — Geländer — Railings.
Galeries de câbles — Kabelplatten — Cable duct covers.
Écoulement des eaux — Entwässerung — Drainage.
Trottoirs — Belag — Paving roadway.
Rails — Schienen — Rails.
Revêtements — Pflaster — Pavement.
Évacuation — Räumen — Clearing up.
Programme de bétonnage — Betonierprogramm — Concreting programme.

Pour éviter la formation de fissures au cours du décintrement, on a adopté le mode de bétonnage représenté sur la figure 4, par tranches.

Les indications que comporte le rapport Spangenberg en ce qui concerne le côté économique ne sont, à mon avis, pas entièrement exactes car suivant la solution définitivement adoptée pour l'exécution du pont métallique, le prix s'en rapproche beaucoup de celui du pont en béton armé, surtout si l'on prend en considération l'entretien qu'exige le pont métallique.

Dr. Ing. L. BERGER,
Haifa (früher München).

Zum Referat von Herrn Prof. Spangenberg sollen noch einige wichtig erscheinende Bemerkungen hinsichtlich der Ausführung weitgespannter vollwandiger Balkenbrücken gemacht werden. Mit dem Wachsen der Spannweiten gewinnt vor allem ein Problem sehr an Bedeutung, nämlich das Unabhängigmachen der Konstruktion beim Betonieren von den ungleichmässigen Setzungen des Lehrgerüstes. Da bei weitgespannten Brücken schon aus wirtschaftlichen Gründen stets an die äusserste Grenze der zulässigen Spannungen gegangen werden muss, ist es besonders wichtig, den eingebrachten Beton frei von unkontrollierbaren Vorspannungen zu halten. Nun nimmt bei weitgespannten Balkenbrücken der Betonierungsvorgang infolge der grossen Querschnittsabmessungen stets einen längeren Zeitraum in Anspruch, sodass die zuerst betonierten unteren Querschnittsteile bereits erhärten, während die höher liegenden Abschnitte noch betoniert werden und mit ihrer Last das Lehrgerüst weiter deformieren. Es ist klar, dass hierdurch Vorspannungen in die Konstruktion hineinkommen, die, da sie auf ganz jungen Beton wirken, besonders schädlich sind und bereits bei der Ausführung grösserer Balkenbrücken zu schweren Rissbildungen geführt haben. Ganz besonders gefährdet ist die Balkenkonstruktion in der unmittelbaren Nähe der Pfeiler und Widerlager. Während diese Pfeiler und Widerlager zumeist verhältnismässig unnachgiebig sind, besitzen die benachbarten Stempel und Holzbalken des Lehrgerüstes eine ausgeprägte Deformierbarkeit, auch dringen die Schwellen oder Pfähle des Lehrgerüstes beim Einbringen des Betons bedeutend tiefer in das Erdreich ein als Pfeiler und Widerlager, sodass hier beim Betonieren besonders ungünstige Verhältnisse entstehen.

Diese Schwierigkeiten beseitigt man am besten dadurch, dass man die Brücke während des Betonierens nicht auf Pfeiler und Widerlager auflagert, sondern diese mit einer Hilfskonstruktion überspannt, die ihrerseits wieder auf dem nachgiebigen Lehrgerüst aufsitzt. Hierdurch erreicht man, dass starre Punkte in der Unterstützungskonstruktion der Brücke während des Betonierens vermieden werden. Nachdem der Beton einigermassen erhärtet ist, wird diese Hilfskonstruktion über Pfeilern und Widerlagern abgesenkt, die Trägerböden ausgeschalt und die Auflagerkörper zwischen Pfeiler und Träger unterbetoniert. Um nun noch die Wirkungen der unregelmässigen Setzungen der Lehrgerüststempel untereinander auszugleichen, kann mit Vorteil von einer Vorbelastung des Lehrgerüstes Gebrauch gemacht werden. Man bringt

durch diese das Lehrgerüst bereits vor dem Betonieren zum Setzen, entfernt dann während des Betonierens diese Vorbelastung wieder und erreicht so, dass die Beanspruehung des Lehrgerüstes während des Betoniervorganges einigermassen konstant bleibt und schädliche Vorspannungen vermieden werden. Beide Verfahren kamen bei der von der Firma Carl Brandt, Bamberg und unter meiner Leitung erbauten Sophienbrücke in Bamberg zur Anwendung und haben sich in jeder Beziehung praktisch bewährt. Trotzdem bei den Balkenträgern dieser Brücke Betonzugspannungen bis zu 48 kg/cm² aufreten, besitzt die Brücke nicht den geringsten feststellbaren Haariss, was zum grossen Teil auf die geschilderten Bauverfahren zurückzuführen ist [1].

Bei der Frage der Bewehrung der Balkenbrücken hat man den Betonzugspannungen bisher zu wenig Aufmerksamkeit geschenkt. Bei hohen Balkenquerschnitten mit grossen auftretenden Betonzugspannungen genügt es nicht-lediglich mit der Zugarmierung die auftretenden Zugkräfte aufzunehmen und die Betonzugzone als gerissen auch aus den statisch-konstruktiven Ueberle, gungen auszuschalten. Es empfiehlt sich, um ein Abplatzen der unter der untersten Lage der Bewehrung liegenden Betonschale zu vermeiden, in diese ein weitmaschiges und nach oben verankertes Drahtnetz einzulegen. Da ferner die Betonzugspannungen in Richtung der Höhe des Querschnittes sich bis in die Zonen hinein erstrecken, in denen keine Zugarmierung mehr liegt, so ist es zweckmässig, um etwaige Zugrisse möglichst gleichmässig zu verteilen und Absprengungen zu verhüten, die Seiten des Trägersteges durch eine Zugarmierung von schwächeren Rundeisen im Abstand von ungefähr 10-30 cm bis zur neutralen Zone hinauf zu bewehren. Diese zusätzliche Längsarmierung bildet zusammen mit der normalen Bügelbewehrung gleichzeitig eine Art Umschnürung und eine Bewehrung des Querschnittes gegen Verdrehungskräfte und ist bis zu einem gewissen Grade mit der von Herrn Lossier in seinem Referat erwähnten transversalen Armierung identisch.

Traduction.

Quelques remarques intéressantes, au sujet de la construction des ponts à poutres pleines à grande portée, semblent devoir être faites à propos du rapport du Professeur Spangenberg. Avec l'augmentation de la portée, il est un problème qui prend une importance capitale, c'est celui que pose l'influence que peut exercer l'irrégularité éventuelle du cintre, au cours du bétonnage, sur la construction définitive. Dans les ponts à grande portée et pour des considérations économiques, on se trouve déjà conduit à adopter la limite extrême des contraintes admissibles ; il est donc de toute importance d'éviter au béton des contraintes initiales qui ne pourraient être l'objet d'aucun contrôle. Le processus de bétonnage demande, avec l'augmentation de la portée et, par suite, des sections, un temps de plus en plus long ; il en résulte que les parties inférieures par lesquelles on commence le bétonnage ont déjà acquis une certaine dureté alors que les parties supérieures sont encore en

1. Dieser Brückenbau ist in der Zeitschrift « Der Bauingenieur », 1932, Heft 21-24 veröffentlicht.

cours de bétonnage et que leur poids propre vient encore apporter de nouvelles déformations à l'ensemble du cintre. Il est évident qu'il ne peut qu'en résulter des contraintes initiales qui sont d'autant plus préjudiciables qu'elles s'appliquent à un béton jeune : on a ainsi pu constater, au cours de la construction de ponts à poutres en béton armé importants, la formation de graves fissures. La partie la plus exposée des ouvrages est d'ailleurs celle qui se trouve au voisinage immédiat des piles et des massifs d'appui. En effet, ces appuis ne peuvent pas se prêter d'une manière générale à une déformation appréciable, alors que les différents éléments de la charpente de bois du cintre sont nettement susceptibles de subir une déformation ; en outre, les montants ou piliers des cintres peuvent s'affaisser dans le sol, sous l'influence du poids croissant du béton au cours de l'opération de bétonnage, dans une mesure beaucoup plus forte que les piles et les massifs d'appui eux-mêmes ; on se trouve donc en présence de conditions particulièrement défavorables.

On peut obvier à ces difficultés, au mieux, en soutenant l'ouvrage, pendant l'opération de bétonnage, non pas sur des piles et massifs d'appui, mais sur une construction auxiliaire prenant appui elle-même sur la charpente non rigoureusement rigide du cintre. On peut ainsi éviter, pendant le bétonnage, la constitution de points fixes dangereux dans les infra-structures de l'ouvrage. Lorsque le béton a pris une dureté suffisante, on descend l'appareil auxiliaire sur les piles et massifs d'appui, on enlève les fonds de coffrage et on procède au bétonnage des parties inférieures des pièces d'appui entre les poutres du pont et les piles. En outre, afin de réaliser une compensation des influences résultant des irrégularités de cintrage, il est avantageux de soumettre ce cintrage à une contrainte préliminaire. Cette disposition permet d'asseoir le cintre avant même l'opération du bétonnage ; on supprime cette contrainte préliminaire pendant le bétonnage et on arrive ainsi à réaliser sur le cintre une contrainte constante, dans une certaine mesure, ce qui permet d'éviter les contraintes initiales dans l'ouvrage lui-même. Ces deux méthodes ont été employées au cours de la construction du pont Sophienbrücke à Bamberg, par la firme Carl Brandt, sous ma direction ; les résultats pratiques se sont montrés satisfaisants à tous points de vue. Quoique dans les poutres de ce pont, le béton soit appelé à supporter des contraintes de traction atteignant jusqu'à 48 kg./cm², aucune fissure, si fine soit-elle, n'a pu être constatée, fait qu'il faut attribuer dans une large mesure aux procédés de construction ci-dessus mentionnés [1].

En ce qui concerne la question de l'armature des ponts à poutres rectilignes, on a jusqu'à maintenant apporté trop d'attention aux contraintes de traction auxquelles le béton se trouve soumis. Dans le cas des poutres dont la section présente une hauteur importante, et étant donné les contraintes de traction élevées qui entrent en jeu, il ne suffit pas de parer aux efforts de traction au moyen d'armatures de traction et d'éliminer la zone travaillant à la traction de l'étude de l'ouvrage du point de vue statique, en la considérant comme une zone de fissuration. Bien au contraire, il est à recommander, pour éviter le décollement de la couche de béton qui se trouve au-dessous de la partie infé-

1. La construction de ce pont a fait l'objet d'une étude dans la revue « Der Bauingenieur », 1932, n° 21-24.

rieure du système d'armature, de prévoir l'insertion, dans cette couche, d'un grillage d'armature à larges mailles, incurvé vers le haut. Comme de plus les contraintes de traction auxquelles est soumis le béton s'étendent, dans le sens de la hauteur de la section, jusque dans des régions dans lesquelles il n'est pas prévu d'armatures de traction, il est bon, afin de répartir aussi uniformément que possible les fissurations éventuelles de traction et d'éviter les éclatements, de prévoir dans les zones périphériques de l'âme des poutres, des armatures de traction constituées par des fers de petit diamètre, à des écartements de 10 à 30 cm., ces armatures s'étendant jusqu'à la zone neutre. Cette armature longitudinale additionnelle forme, avec les armatures normales à étriers, une sorte de frettage ; la section se trouve ainsi armée contre les efforts de torsion et prend, dans une certaine mesure, un aspect semblable à celui de l'armature transversale dont parle M. Lossier dans son mémoire.

Summary.

An important problem in concreting is the dependence of the reinforced concrete construction on the unequal settling of its supports, particularly on the one hand of the yielding centering, and on the other hand of the rigid pillars and abutments. This dependence, which has occasionally led to the development of serious cracking in the concrete of reinforced concrete bridges, is best prevented by leaving a gap between the bottom of the girders and the top of the pillars, and bridging over the pillars by temporary constructions in such a way that the bridge rests only on the yielding centering when being concreted. Later, after the concrete has set and the temporary constructions have been removed, the abutment members are concreted. Also the centering may be submitted to preliminary loading, in order to compensate for any inequalities in settling. With regard to the question of tensile stresses in the concrete, it is desirable to provide the girder-web, from the tension reinforcement up to the neutral axis, with an additional reinforcement of round iron of small diameter, in order to prevent cracking in the concrete tension zone. It will also be well to lay a piece of wire netting under the lowest part of the iron reinforcement and to support this netting from above. All these methods were adopted in the Sophia bridge at Bamberg, built by Carl Brandt, Bamberg, under the supervision of the author, and have proved highly satisfactory.

IV 3

PONTS A TRAVÉES RECTILIGNES EN HONGRIE

BALKENBRÜCKEN IN UNGARN

GIRDER BRIDGES IN HUNGARY

M. GOMBOS,
Conseiller Ministériel, Budapest.

Voir « Publication Préliminaire », p. 417. — *Siehe « Vorbericht », S. 417.* — See " Preliminary Publication ", p. 417.

Participants à la discussion
Diskussionsteilnehmer
Participants in the discussion :

Dr. Ing. V. MIHAILICH,
Professor an der Technischen Hochschule, Budapest.

Vor dem Kriege war auf dem Gebiete des Baues von Eisenbetonbalkenbrükken in Ungarn ein grosser Aufschwung bemerkbar. Die im Jahre 1908 gebaute Parkgassen-Brücke in Temesvár (Beton und Eisen 1908. 359), mit einer Spannweite von 38.42 m, war zu jener Zeit die weitestgespannte Eisenbetonbalkenbrücke. Nach ihrer Disposition wurden mehrere Brücken in Ungarn und im Ausland gebaut. Bei den langen Eisenbetonbalkenbrücken wurden zur Minderung der Temperatureinflüsse Gelenke eingeschaltet (Brücke bei Berekbószörmény und bei Tamáshida, Tabelle No. 17 und 19). Sehr zweckmässig erscheint, was die Temperatureinflüsse anbelangt, die Disposition, wie sie bei der Brücke über drei Oeffnungen in Kéménd angewendet wurde (Tabelle No. 16), bei welcher die Endstützungen Rahmen mit verhältnismässig kleinen Dimensionen sind und bestimmte Längenänderungen der Durchläuferbalken gestatten. Die Entwicklung der Vorkriegszeit hatte nach dem Kriege leider keine Fortsetzung, was auf die geographische Umgestaltung des Landes und auf die schwere Wirtschaftslage zurückzuführen ist.

Es sei mir noch erlaubt, zu den Bemerkungen des Herrn Professor Spangenberg folgendes hinzuzufügen : Von einer Rissicherheit der Eisenbetonplattenbalken kann nicht gesprochen werden, weil, wie es die Dresdner und Wiener Versuche beweisen, schon bei viel kleineren Lasten als die Nutzlast, Risse von Haarrisstärke auftreten. Bei den Versuchen im Eisenbetonlaboratorium an der Technischen Hochschule in Budapest wurden die ersten Risse bei $\sigma_e = 342 - 648$ kg/cm² beobachtet.

Die Versuche haben ergeben, dass auch bei Plattenbalken mit Stahlbewehrung die zulässigen Beanspruchungen beiläufig um so viel erhöht werden können, als die Fliessgrenze höher liegt, vorausgesetzt, dass der Beton eine entsprechende Druckfestigkeit hat ($W_{28} \geqq 335$ kg/cm²).

Zuletzt möchte ich noch die Aufmerksamkeit auf die Bedeutung der Verwendung von Bauxitzement (Tonerdezement) lenken, die diese für den Bau von Balkenbrücken mit grossen Spannweiten hat. Ein Teil der Probebalken mit Stahlbewehrung, von denen die Rede war, wurde mit Bauxitzement von Tata (Ungarn) hergestellt und die 7 und 3 Tage alten Balken hatten ein höheres Tragvermögen als solche, mit 28 Tage altem hochwertigem Zement hergestellten. Es bedarf wohl keiner weiteren Erörterung, welche Bedeutung es hat, wenn beim Bau von Balkenbrücken grosser Spannweite das Gerüst schon nach einigen Tagen entfernt werden kann.

Traduction.

Avant la guerre, on pouvait constater, en Hongrie, un remarquable développement dans le domaine de la construction des ponts à poutres en béton armé. Le pont de la Rue du Parc, construit en 1908, à Temesvar (Beton und Eisen, 1908, p. 359), avec une portée de 38,42 mètres, était, en son temps, le plus grand pont à poutres en béton armé. Suivant la même disposition, de nombreux autres ponts ont été construits, tant en Hongrie qu'à l'étranger. Pour réduire l'influence de la température, dans les ponts à poutres en béton armé de grande portée, on y a introduit des articulations (Ponts de Berekböszörmény et de Tamàshida, tableaux : nos 17 et 19). Pour ce qui concerne les influences de la température, il semble que soit excellente la disposition qui a été adoptée pour le pont à trois travées de Kéménd (no 16 du tableau), dans lequel les appuis d'extrémité sont constitués par des cadres de dimensions relativement faibles, permettant des modifications de longueur déterminées des poutres continues. L'évolution qui se manifestait avant la guerre ne s'est malheureusement pas poursuivie après guerre, ce qu'il faut attribuer aux modifications géographiques subies par le pays et aux difficultés de la situation économique.

Je me permettrai encore d'ajouter les remarques suivantes à celles du Professeur Spangenberg :

On ne peut pas parler en fait d'une sécurité à la fissuration pour les ponts en dalles de béton armé, car, ainsi que les essais de Dresde et de Vienne l'ont montré, il se produit déjà de très fines fissures même pour des charges qui sont de beaucoup inférieures à la charge utile. Au cours des essais qui ont été effectués au Laboratoire de Béton Armé de l'Université des Sciences Techniques de Budapest, on a observé les premières fissures pour :

$$\sigma_e = 342 \text{ à } 648 \text{ kg/cm}^2.$$

Ces essais ont montré que même dans des poutres en dalles de béton avec armatures en acier, les contraintes admissibles peuvent être élevées accidentellement dans une proportion d'autant plus forte que la limite d'écoulement est elle-même plus élevée, à condition que le béton ait lui-même une résistance voulue à la compression ($W_{28} \geqq 335$ kg/cm^2).

Enfin, je voudrais encore attirer l'attention sur l'importance que présente l'emploi de ciments de bauxite (ciments alumineux) pour la construction de ponts à poutres de grande portée. Une partie des poutres qui ont été soumises

aux essais et qui comportaient des armatures en acier, avaient été exécutées avec du ciment alumineux de Tata (Hongrie) et des poutres vieilles de 7 et de 3 jours accusèrent une résistance plus élevée que celle de poutres en ciment de haute résistance datant de 28 jours. Il est superflu d'insister sur l'importance que ceci présente, lorsque dans la construction de ponts à poutres de grandes portées, on se trouve obligé de démonter les coffrages au bout de quelques jours seulement.

Discussion libre
Freie Diskussion
Free discussion :

L. SANTARELLA,
Professeur à l'École Polytechnique de Milan.

La configuration et la nature du terrain, les caractéristiques de la vallée ou du cours d'eau à franchir ne donnent souvent pas à l'auteur du projet de larges possibilités dans le choix du type de construction à adopter pour le pont.

Le franchissement de vallées profondes ou de cours d'eau souvent encaissés, dans les régions montagneuses, où l'on trouve presque toujours une bonne roche de fondation, peut être réalisé par la disposition en arc, qui est la plus convenable pour un pont.

Les constructeurs italiens, pour peu que ce soit possible, donnent la préférence à l'arc pour des motifs principalement économiques et esthétiques ; toutefois, pour le franchissement de torrents à lit élevé qui, pendant la période des pluies, passent avec violence de l'étiage, avec un débit de peu de mètres cubes par seconde, à des crues très importantes, ou sur des terrains de faible consistance, l'arc ne représente plus la solution la plus favorable, à moins que pour des franchissements de portée réduite on n'ait recours à des flèches fort abaissées. Il n'est souvent pas possible d'abaisser la pente des accès au delà des limites des exigences du trafic routier, la cote du plan routier n'est pas susceptible d'être élevée et souvent la poussée transmise aux fondations par un arc surbaissé dans les terrains généralement incohérents peut créer des doutes sérieux sur la stabilité du bloc de fondation.

Il faut donc faire appel à des dispositions rectilignes. Malgré la préférence pour les arcs, la construction à poutres a eu toutefois, même en Italie, des applications multiples en ce qui concerne forme, dimensions et caractéristiques statiques.

La technique moderne s'oriente vers une utilisation plus poussée des hautes propriétés des matériaux en ciment et vers des méthodes de fondation perfectionnées, qui permettent des formes structurales légères et solidaires.

Là où les conditions de stabilité et de résistance sont bonnes, la faveur va à la poutre continue qui normalement est limitée à trois ou quatre travées, rarement plus, et qui se répète un certain nombre de fois jusqu'au franchissement de la largeur totale du cours d'eau, avec les joints nécessaires pour la

dilatation élastique et thermique et pour le retrait. Les ponts de ce genre présentent presque toujours, en plus de la continuité de la poutre sur un certain nombre de travées, la solidarité avec les piles. Les diverses travées arrivent

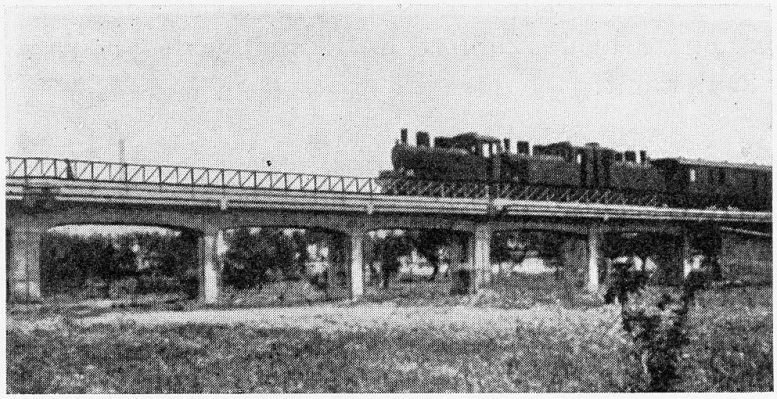


Fig. 1. — Pont-viaduc de Bari = Brücke bei Bari = Bridge at Bari.

ordinairement jusqu'à des ouvertures de 20 à 25 m., quelquefois même au delà.

Même dans les ponts en arc, en général, les accès sont constitués par des travées rectilignes continues et solidaires des piles.

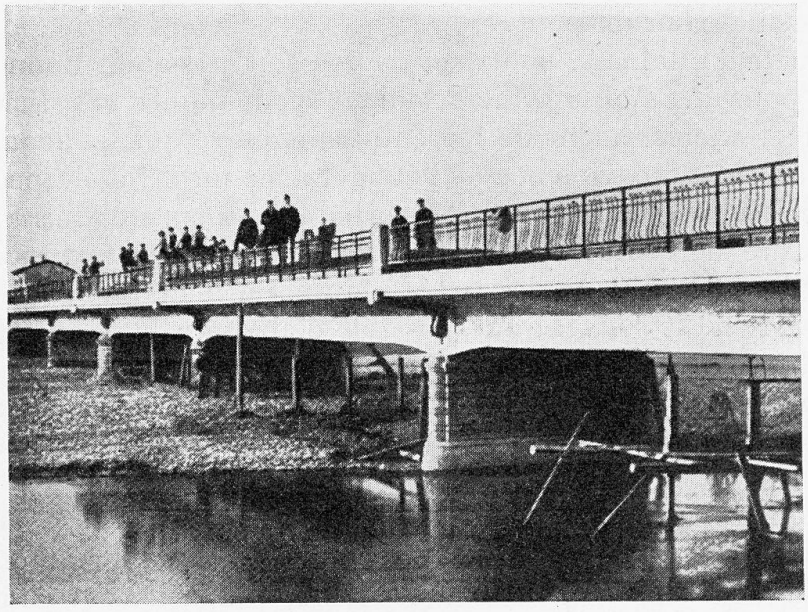


Fig. 2. — Pont de Mozzanica sur le Serio
= Brücke bei Mozzanica über den Serio = Bridge at Mozzanica over the Serio.

Parmi les ponts italiens à poutres nous citerons le pont-viaduc de Bari (fig. 1) pour les Chemins de fer de Calabro-Lucans, le pont étant constitué par des groupes de trois travées chacun, continues et solidaires des piles. Nous mentionnerons en outre le pont de Mozzanica sur le Serio.

Ce pont (fig. 2) de 145,70 m. de portée, est divisé en trois groupes de trois

travées, dont chacune constitue une poutre continue ; ouvertures 15,25 m., 18,40 m., 15,25 m. Le tablier a 7,50 m. de large et est porté par 4 nervures principales.

Le pont sur le Fiuzzo (fig. 3), par contre, est un viaduc comportant une

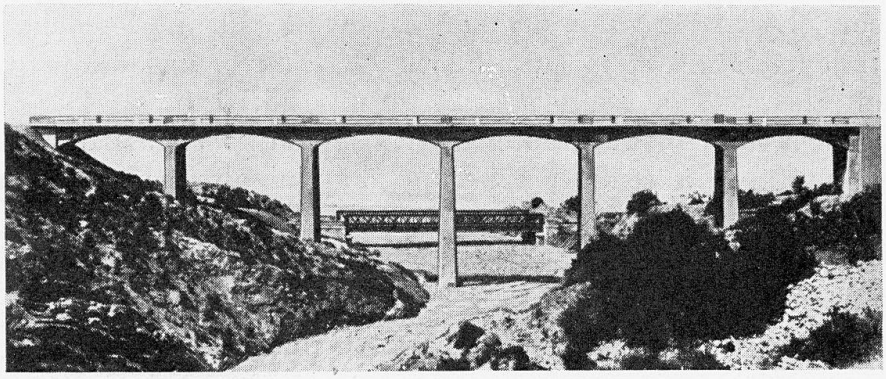


Fig. 3. — Pont sur le Fiuzzo = Brücke über den Fiuzzo = Bridge over the Fiuzzo.

seule poutre à six travées, dont les deux travées de rive ont 14,80 m. et les autres 16,80 m. d'ouverture.

La poutre a deux nervures principales seulement, portant un tablier de 6,00 m. ; elle a un moment d'inertie variable et elle est solidaire des piles qui

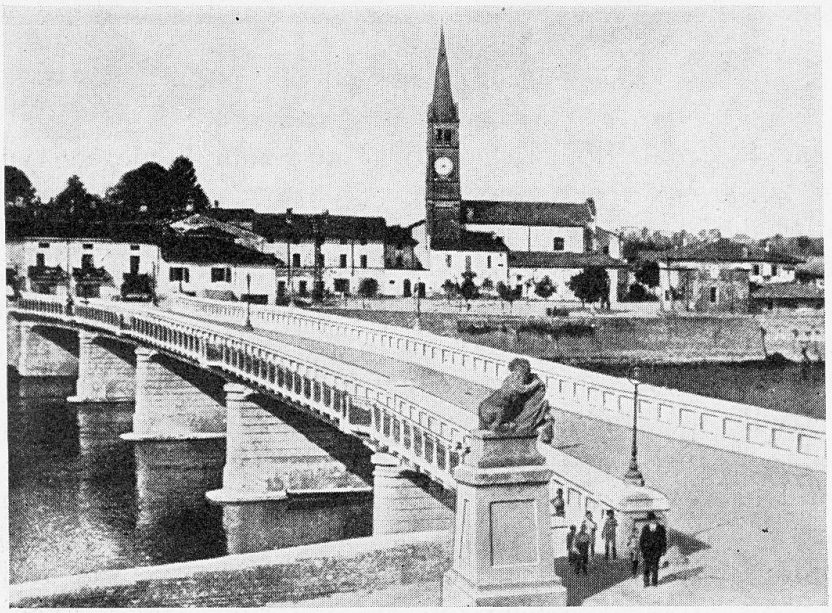


Fig. 4. — Pont sur l'Adda à Pizzighettone
= Addabrücke bei Pizzighettone = Bridge over the Adda at Pizzighettone.

sont fort sveltes. La dilatation thermique de la poutre est permise précisément par cette sveltesse des piles et par des appuis pendulaires disposés sur les culées.

Ce sont les types de pont avec palier supérieur qui sont les plus usités en Italie.

Plus rarement, on adopte les types de pont avec palier intermédiaire ou inférieur porté par deux poutres maîtresses formant parapet; ces dispositions sont plus coûteuses que les types à palier supérieur.

Le pont sur l'Adda à Pizzighettone (fig. 4) est constitué par des poutres-parapets avec tablier supérieur large de 8,00 m. et s'élargissant à 12,00 m. vers les accès. La portée totale du pont est de 126,40 m., les deux travées de rive sont indépendantes et mesurent 24,00 m. d'ouverture tandis que les trois travées centrales sont de 25,70 m., 27,00 m., 25,70 m.

En Italie on a largement adopté aussi les poutres encastrées là où le terrain a été jugé apte à réaliser un banc d'appui absolument immobile. Ce sont des types moins intéressants que les poutres simples, si l'on tient compte que généralement les culées doivent être fort développées et exigent un échafaudage suffisamment robuste.

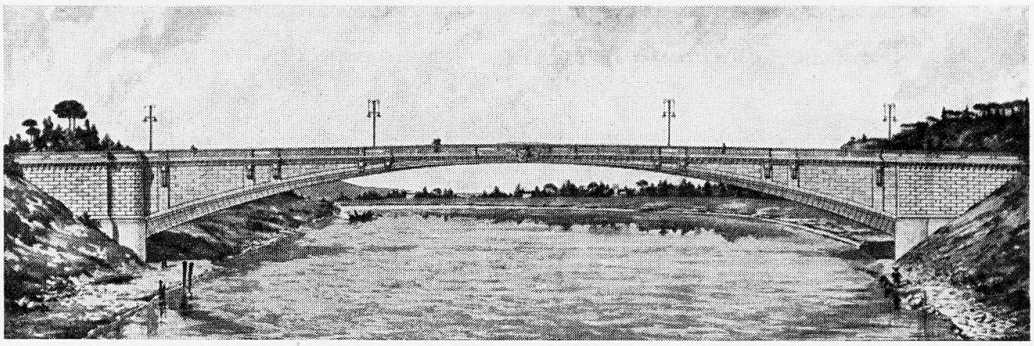


Fig. 5. — Ponte del Risorgimento à Rome.

Le pont sur le canal Boicelli constitue un exemple de ce type, avec une ouverture de 20,00 m. et engagement de 8,00 m. dans la terre. Les nervures sont au nombre de 7 et supportent un palier de 11,00 m. de large.

Parmi les types à poutres encastrées aux extrémités et solidaires avec les culées, nous pouvons considérer aussi les ponts en arc fortement surbaissé solidaires du palier. Les ponts à structure cellulaire constitués par des parois minces verticales longitudinales en ciment armé reliant deux dalles, dont la première ou dalle d'extrados forme le plan de la chaussée et la seconde ou dalle d'intrados est fortement surbaissée, peuvent être comparés à des poutres encastrées à leurs extrémités avec un moment d'inertie variable. Un pont célèbre, construit d'après ce type, est le Ponte del Risorgimento à Rome (fig. 5), avec une portée de 100 m., et une flèche de 10 m., et un rapport d'un dixième; d'autres applications en ont été faites en Italie, avec des portées moindres, mais plus surbaissées encore. Je cite ce pont qui est relativement vieux; il a été construit pour l'exposition de Rome de 1910; il est encore aujourd'hui le pont en béton armé le plus important de ce genre.

Ce sont des dispositions dans lesquelles la solidarité entre les diverses parties est fort appréciable. Nous citerons le pont sur le Busento à Cosence (fig. 6) avec une portée de 37 m. et une flèche de 2,40 m. et un rapport de 1 à 15 environ. Enfin le pont, encore plus svelte, de Calvene (fig. 7) sur l'Astico avec 34,50 m. de portée et 2,00 m. de flèche. Ce pont fort léger, construit en

1908 suivant le projet du Prof. Danusso est le pont le plus surbaissé d'Italie, avec un rapport de 1 à 17 environ. Ce sont des types de ponts constitués par des poutres de portée limitée, simplement appuyés sur des pilotis en ciment armé, enfoncés à refus, et dont les têtes sont connectées par une traverse sur laquelle des montants en diagonale supportent le plan d'appui des poutres,

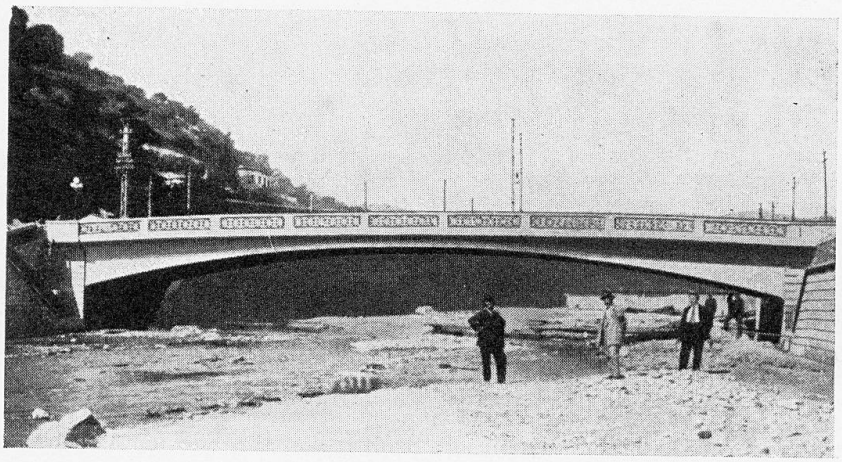


Fig. 6. — Pont sur le Busento à Cosence
= Busentobrücke bei Cosenza = Bridge over the Busento at Cosenza.

qui sont particulièrement répandus dans les régions d'assainissements de terrains. En fait, la conception est extrêmement simple, voire même élémentaire.

Par suite de la mobilité de certains terrains non cohérents, de formation

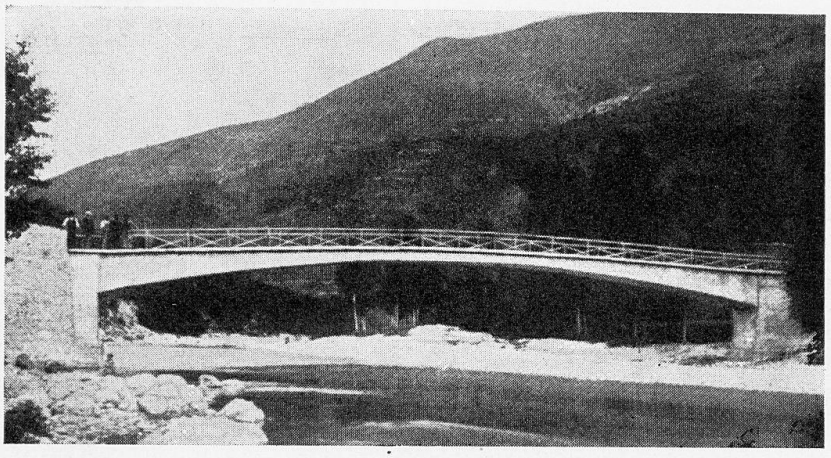


Fig. 7. — Pont de Calvene sur l'Astico = Asticobrücke bei Calvene
= Bridge over the Astico at Calvene.

récente, et en vue d'obtenir des structures portantes de peu de hauteur avec des fondations d'exécution rapide, les ponts de ce genre se sont montrés fort intéressants et économiques, surtout dans les régions d'assainissement de terrains.

Quand il s'agit de portées plus importantes, le support par de simples pilotis cède la place à la pile massive et la poutre cesse d'être intéressante. Pour rester dans les limites économiques convenables, on pourra réaliser des solu-

tions plus favorables avec des poutres en porte-à-faux, des poutres à articulations statiquement déterminées.

Le pont de Bondanello sur le Secchia (fig. 8) comporte trois travées de 20,10 m. chacune ; le tablier de 7 m. de large est porté par des poutres-parapets indépendantes qui, afin de réaliser une légèreté maximum, ont un con-

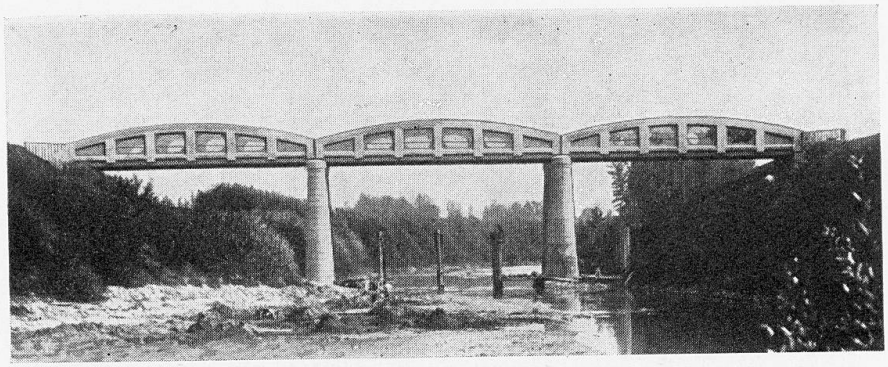


Fig. 8. — Pont de Bondanello sur le Secchia
= Secchiabrücke bei Bondanello = Bridge over the Secchia at Bondanello.

tour supérieur parabolique et sont perforées comme des poutres à treillis à mailles. Les piles sont, elles aussi, rendues plus légères grâce à des cavités internes, de sorte qu'on peut les considérer comme formées par deux piles por-

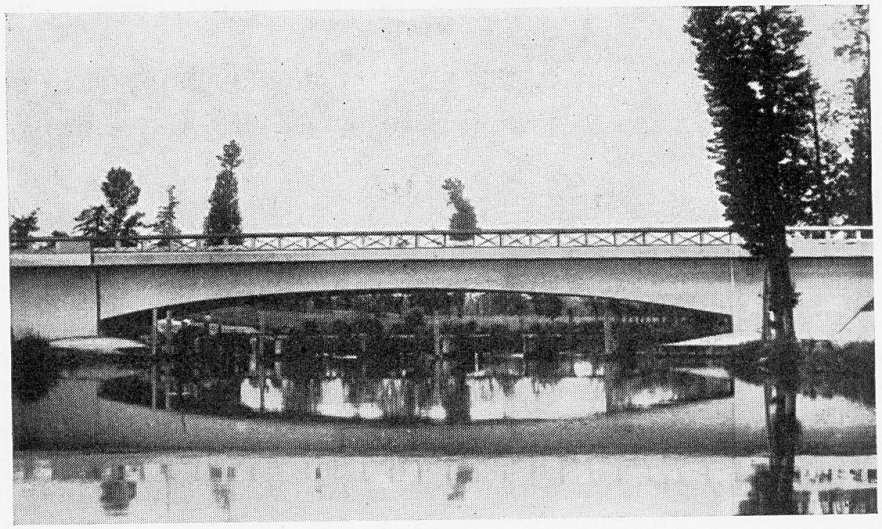


Fig. 9. — Pont sur le Lambro à Melegnano = Lambrobrücke bei Melegnano
= Bridge over the Lambro at Melegnano.

tantes, connectées entre elles par une dalle. Les fondations ont été exécutées avec des caissons en ciment armé.

Nous citerons encore le pont sur le Lambro à Melegnano (fig. 9) avec portée de 35 m., à structure légère réalisée en prolongeant la poutre entre les relevés d'appui avec des consoles lestées, qui réduisent les moments de flexion positifs en produisant des moments négatifs sur les appuis.

Le pont de Melegnano a un tablier de 12 m. de large et est porté par 7 nervures principales avec dalle inférieure seulement en correspondance avec les appuis ; la saillie des parties en porte-à-faux est de 9 m. ; les appareils d'appui sont du type pendulaire en béton armé. La ligne esthétique de ce pont est satisfaisante.

Le pont de Gjoles (fig. 10) en Albanie sur la route Durazzo-Scutari, que

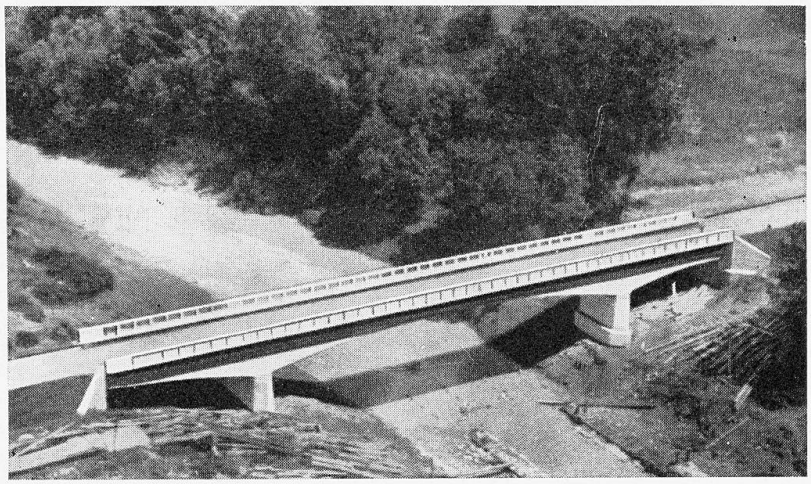


Fig. 10. — Pont de Gjoles en Albanie = Brücke bei Gjoles in Albanien = Bridge at Gjoles in Albania.

nous citons ici, du fait qu'il a été construit par une entreprise et par des techniciens italiens, a une travée centrale de 42 m. et deux travées en porte-à-faux de 15 m., le tablier de 7 m. est soutenu par deux nervures principales seulement. Les saillies sont lestées dans la partie extrême seulement. Les appareils d'appui sont en acier fondu. Le terrain très mauvais de la région où il

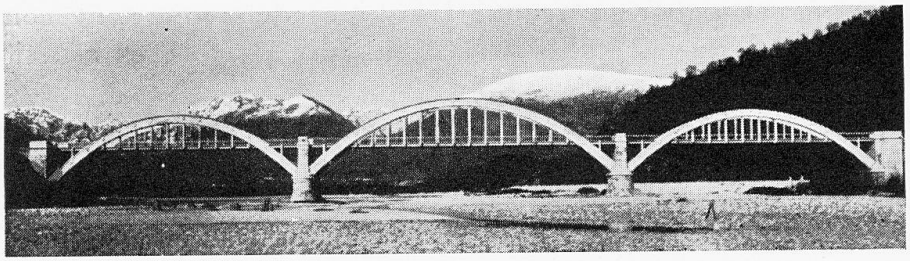


Fig. 11. — Pont de Sequals sur le Meduna = Medunabrücke bei Sequals = Bridge over the Meduna at Sequals.

fallait construire le pont, a conduit à adopter la disposition statiquement déterminée ; en outre, pour parer à l'impétuosité des crues, on a prévu une grande travée centrale de 42 m. Les fondations des deux piles ont été réalisées avec deux palpanches en fer enfoncées jusqu'à 18 m. de profondeur, avec des pilotis en béton armé à l'intérieur des palpanches et coulée de béton dans la partie supérieure à une hauteur de 3 m.

Dans les pont-canaux on a beaucoup appliqué les structures rectilignes, la section du canal constituant la structure portante.

Nous citerons entre tous le pont-canal sur le Brembo près de Filago. Ce pont-canal comporte 31 travées de 15 m. chacune qui couvrent la large dépression de la vallée, et un arc de 56 m. de corde qui franchit le lit du fleuve. Les poutres sont soutenues par des chevalets qui se dédoublent entre chaque paire de travées pour former le joint de dilatation, la poutre portante est constituée par les parois du canal, hautes d'environ 2 m. et qui sont continues sur trois appuis et solidaires des chevalets, eux-mêmes fort sveltes.

On a construit aussi des ponts à poutres à treillis avec mailles triangulaires et quadrangulaires, imitant les types analogues de structures métalliques, poutres paraboliques et poutres Vierendeel, mais leur application en Italie a été restreinte à cause du coût élevé du fer et des coffres en bois en comparaison du béton.

Ce rapide aperçu des formes de ponts à poutres les plus usitées en Italie

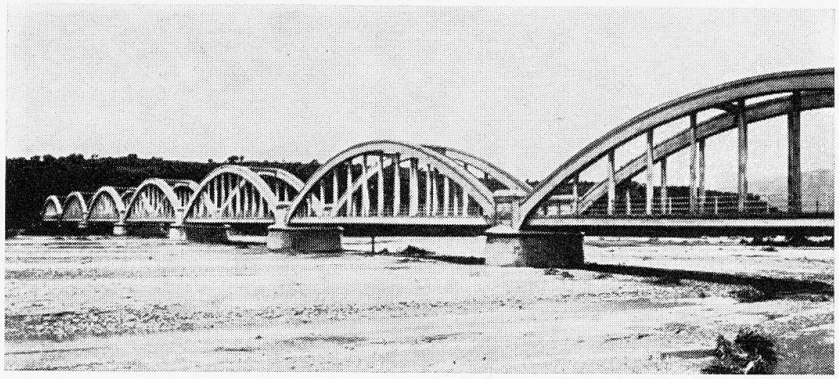


Fig. 12. — Pont sur le Lao à Cosence = Laobrücke bei Cosenza = Bridge over the Lao at Cosenza.

doit être complété par quelques mots sur les ponts à arcs supérieurs avec poussée éliminée et palier suspendu. Ces types de ponts sont comparables aux types à poutres, du fait qu'ils présentent aux assises des réactions verticales.

Nous rappellerons quelques ouvrages récents exécutés en Italie pour des franchissements pour lesquels, à cause de la petite différence de niveau entre le plan routier et les eaux, il n'a pas été possible de disposer l'arc en dessous du palier. Le pont de Sequals (fig. 11), sur le torrent Meduna, a un palier intermédiaire avec trois arcs à poussée éliminée avec trois ouvertures de 46,20 m., 56,00 m., 46,20 m. respectivement.

Le pont sur le torrent Lao (fig. 12), dans la province de Cosence, est un viaduc de près de 300 m. de longueur, avec sept travées ayant chacune 40 m. d'ouverture, largeur de palier 5,20 m.

Le pont sur le torrent S. Bernardino à Intra est un pont ferroviaire, à une seule travée, et constitue l'ouvrage le plus important exécuté en Italie parmi ces types, puisqu'il mesure 74 m. de corde et 15,60 m. de flèche. La section de l'arc est en double T; les tirants qui soutiennent le palier ont 4 m, d'interaxe et 0,40 $\times$ 0,50 m. de section.

Les ponts de ce type demandent en général une armature métallique impor-

tante, supérieure à celle des ponts à arc sous-jacent ou à simples poutres. On dispose d'excellents bétons de ciment à des coûts relativement plus bas en Italie qu'en d'autres pays, mais le fer coûte plus cher, devant être importé. Pour ce motif, les structures en béton armé les plus répandues en Italie sont celles où prévalent les efforts à la compression.

Les ponts avec arcs supérieurs et poussée éliminée sont plus coûteux en Italie ; les simples poutres rectilignes coûtent moins et les types à arcs sous-jacents sont plus économiques.

De notre expérience il résulte que, considérant trois ponts à construire dans des conditions comparables, le premier à arcs supérieurs et poussée éliminée,

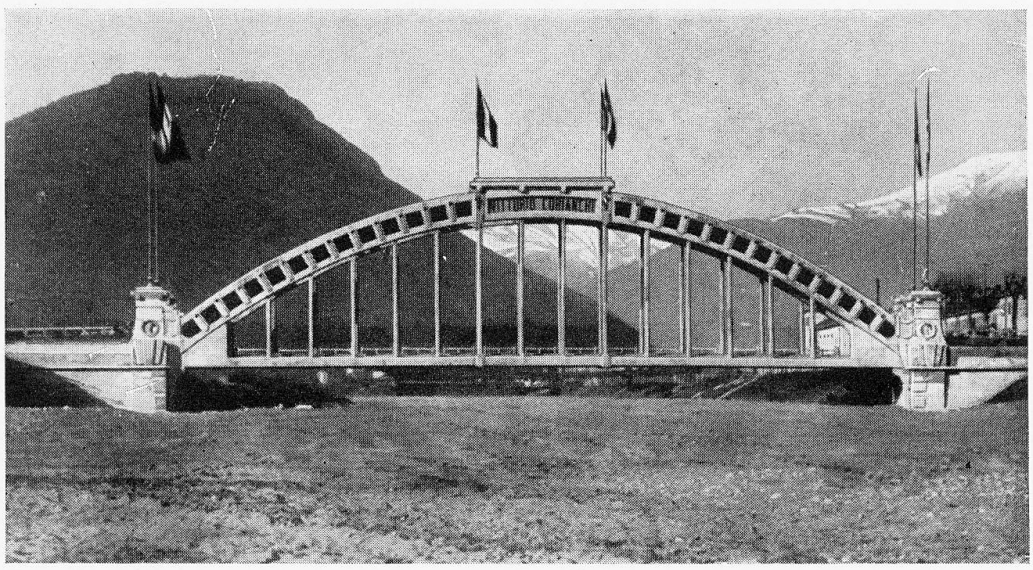


Fig. 13. — Pont ferroviaire à Intra = Eisenbahnbrücke bei Intra = Railway bridge at Intra.

le second à poutres rectilignes avec ouverture relativement limitée, le troisième à arc au-dessous du palier, la quantité de fer d'armature rapportée au mètre cube de béton est représentée par des valeurs dont le rapport est, grossièrement, 3 : 2 : 1. Cela nous conduit à penser que les dispositions à réactions exclusivement verticales seront à adopter après examen de la solution à arcs poussant sur les culées, et après que cette solution aura été écartée pour des raisons qui évidemment pourront être très différentes d'un cas à l'autre.

Il est certain que les poutres en béton armé ont fait de rapides progrès en ces dernières années, soit comme forme, soit comme dimensions et comme technique.

Les applications que nous avons mentionnées ci-dessus ne sont certes ni seules ni définitives.

La confiance dans les produits excellents que la technologie du ciment est aujourd'hui à même de fournir permet la construction de poutres de plus en plus importantes et audacieuses qui pourront rivaliser, même économiquement, avec les dispositions, plus répandues, à arcs situés en dessous du palier.

Résumé.

De nombreuses applications de dispositions à poutres ont été faites en Italie pour ponts charretiers et ferroviaires, pour passerelles pour piétons, pour ponts-canaux et pour aqueducs. Ce sont des poutres simples ou continues, solidaires des piles, poutres encastrées ou poutres en porte-à-faux. Les applications les plus nombreuses, cependant, ont été réalisées avec les dispositions à ouvertures relativement limitées et lorsque les conditions de franchissement ne permettent pas la disposition en arc, qui en Italie se montre presque toujours plus intéressante au point de vue économique.

L'auteur cite certains des ouvrages les plus caractéristiques exécutés en Italie.

Zusammenfassung.

Zahlreiche Anwendungen der Balkenkonstruktionen sind in Italien gemacht worden für Strassen-und Eisenbahnbrücken, Uebergänge, Kanalbrücken und Aquadukte. Es sind einfache oder durchgehende, mit den Pfeilern solidarische Balken, eingespannte oder überhängende Balken. Die grösste Verbreitung ist jedoch erreicht worden durch die Konstruktionen mit verhältnissmässig kleinen Spannweiten und wo die Uebergangsverhältnisse die Bogenkonstruktionen nicht zulassen, welche letztere in Italien fast immer wirtschaftlich vorteilhafter ist.

Der Verfasser illustriert einige der am meisten charakteristischen in Italien ausgeführten Werke.

Summary.

Girder structures have been adopted in Italy in numerous cases for road and railway bridges, foot bridges, canal bridges, and aquaducts. They are simple or continuous girders solid with the pillars, and of the encastré or cantilever type. The widest extension has, however, been attained by structures of relatively small span and where the various crossing conditions did not admit of the arch structure, which is nearly always the most economical to adopt in Italy.

The author illustrates some of the most characteristic works carried out in Italy.

Dr. Ing. e. h. H. SPANGENBERG,
o. Professor der Technischen Hochschule, München.

Mit Herrn Professor Mihailich stimme ich darin überein, dass in Plattenbalken feine Risse nicht vermieden werden können. Die Erfahrung hat gezeigt, dass solche Risse unbedenklich sind. Erwünscht wäre aber die Klärung der Frage, wie weit man die Beanspruchung des Betons und des Eisens in Plattenbalkenbrücken erhöhen darf, ohne dass die unvermeidlichen Zugrisse eine schädliche Grösse erreichen.

Herr Professor Mautner hat insofern Recht, dass die Begrenzung der Biegezugspannung allein keine Gewähr gegen das Auftreten schädlicher Risse bietet. Vielmehr muss ausserdem dafür gesorgt werden, dass ein Beton von entsprechend hoher Qualität im Bauwerk verwendet wird; gerade daran hat es wohl früher oft gefehlt.

Die von Herrn Professor Mihailich angeführten Versuche an Plattenbalken mit Bewehrung aus hochwertigem Stahl bestätigen meine Auffassung, dass man die rechnungsmässige Beanspruchung solcher Bewehrungseisen in Plattenbalken bis etwa 1600kg/qcm. wird erhöhen können, wenn gleichzeitig ein hochwertiger Beton mit einer Würfelfestigkeit von etwa 300kg/qcm (im Alter von 28 Tagen) verwendet wird.

Aus den Ausführungen des Herrn Professor Mautner habe ich mit Interesse entnommen, dass man bei dem preisgekrönten Eisenbetonentwurf für die Dreirosenbrücke in Basel der Frage der Biegezugrisse Beachtung geschenkt und besondere Massnahmen dagegen ins Auge gefasst hat. Aus den Veröffentlichungen über den Wettbewerb war dies ebensowenig zu entnehmen wie die von Herrn Professor Mautner gemachte Mitteilung, dass die Kosten der mit dem ersten Preis ausgezeichneten Stahlbrücke nach der für die Ausführung bestimmten Endlösung den Kosten der Eisenbetonbrücke erheblich näher gekommen sind, als sich aus dem von mir angeführten Vergleich der Wettbewerbsentwürfe ergeben hat.

Traduction.

Je suis d'accord avec le Professeur Mihailich pour estimer qu'il est impossible d'éviter la formation de fines fissures dans les ponts à poutres. L'expérience a montré qu'il n'y avait pas à se formaliser de telles fissures. Il serait toutefois bon de savoir dans quelle mesure il est possible de pousser les contraintes assignées au béton et aux fers dans les ponts à poutres, sans avoir à craindre que ces fissures ne prennent une importance dangereuse.

Le Professeur Mautner estime à juste titre que la limitation des contraintes de traction à la flexion seules ne peut apporter aucune garantie contre l'apparition de fissures dangereuses. Il est beaucoup plus intéressant à ce sujet de s'efforcer d'utiliser, dans les ouvrages, des bétons de qualité élevée et c'est précisément par là que l'on a péché assez souvent jusqu'à maintenant.

Les essais effectués par le Professeur Mihailich, sur des poutres comportant des armatures constituées par des fers à haute résistance confirment mon point de vue, suivant lequel la contrainte calculée peut être poussée dans les armatures constituées avec de tels aciers, jusqu'à environ 1600 kg/cm², si, en même temps, on adopte un béton à haute résistance, admettant une résistance, sur le cube, d'environ 300 kg/cm², après 28 jours.

J'ai relevé avec le plus grand intérêt, dans les indications fournies par le Professeur Mautner, que dans le projet de construction en béton armé, d'ailleurs primé, pour le pont des Trois-Roses, à Bâle, cette question de la fissuration sous l'influence des contraintes de traction à la flexion avait eu toute l'attention qu'elle mérite et que des dispositions spéciales avaient été envisagées.

Ce qui a été publié au sujet de la mise au concours ne le laissait pas prévoir, pas plus qu'il n'était à penser, ainsi que l'indique M. le Professeur Mautner, que le prix du pont métallique correspondant au projet qui a obtenu le premier prix serait, d'après la solution adoptée, notablement plus voisin du prix du pont en béton armé, que ne le faisait prévoir la comparaison que j'avais faite moi-même entre les projets apportés à la mise au concours.

E. HINSTIN,
Ingénieur-Conseil, Paris.

Des ponts en bow-string du système Vierendeel (en poutres à échelles), ont été également établis en France.

Notre projet présenté au concours pour la reconstruction du pont suspendu de Quincy (Cher) a été exécuté en 1925-26. Il comprenait 3 travées indépendantes de 33 m. de portée, constituées par des poutres maîtresses à membrure supérieure parabolique (flèche 6 m.) et à membrure inférieure rectiligne réunies par des montants verticaux encastrés dans les membrures et, dans ce but, épanouis et évidés en haut et en bas.

Les bases du calcul sont simples sous le bénéfice des hypothèses suivantes :

a) On admet que les moments secondaires d'encastrement se répartissent entre les deux membrures proportionnellement à leurs moments d'inertie propres, ce qui conduit à donner à l'arc une section octogonale inscrite dans un rectangle aplati et à employer du béton de haute résistance ou même du béton fretté pour la membrure supérieure.

b) On admet que la membrure inférieure étant tendue, les aciers seuls interviennent dans le calcul du moment d'inertie.

c) On admet que, le point de chaque montant où le moment fléchissant est nul étant déterminé comme indiqué ci-dessus, les moments fléchissants varient linéairement.

Ces hypothèses conduisent à un tablier extrêmement léger d'aspect et de poids réduit. Cependant ces tabliers présentent une grande rigidité.

A Quincy (chaussée de 5.00 m., trottoirs garde-roues de 0,30 m. intérieurs et de 1,00 m. en encorbellement) on a procédé à des essais sur une travée coulée depuis 95 jours en chargeant les trottoirs et caniveaux à 560 kg/m² en plaçant sur la chaussée 2 rouleaux compresseurs de 20 T et des camions et piétons dans tout l'espace libre. La flèche mesurée fut de 2,4 mm. On a calculé que cette flèche correspondait à un ensemble de sollicitations représentant les 4/5 de celles produites par les charges totales réglementaires maxima d'après lesquelles le tablier avait été calculé. Ces charges maxima auraient donc donné une flèche de 3 mm., soit 1/11.000 de la portée du pont. Des essais de charges roulantes, par une file de 3 camions pesant chacun 10 T et lancés à 60 km/h n'ont rien donné, les appareils enregistreurs présentant des oscillations non mesurables (de l'ordre de l'épaisseur du trait de la plume enregistreuse).

Un pont du même type a été construit en 1926-27 à Bruere (Cher) avec trois travées de 28,00 m. Les piles avaient été établies avant la guerre pour recevoir un tablier à poutres droites à une seule voie charretière. Elles avaient été mal implantées (écarts de 0,50 m. entre les portées des travées). Elles ont été

suffisantes pour recevoir des travées à poutres Vierendeel pour deux voies charretières (chaussée 5,00 m.) et larges trottoirs en encorbellement en raison du faible poids des tabliers projetés par nous.

Une passerelle pour piétons du même type a également été exécutée sur nos plans au-dessus du canal de navigation à Calais. Elle a 28 m. de portée. Sa légèreté a permis de la faire reposer sur des culées constituées simplement par 4 poteaux prolongeant des pieux et formant un pylone carré qui supporte les escaliers d'accès. L'économie a été de plus de 30 % par rapport au projet primitif (tablier encastré avec massifs d'escalier formant contrepoids).

D'après de nombreuses études faites par nous pour des tabliers de 20 à 80 mètres de portée, nous estimons que les bow-string type Vierendeel, avec trottoirs en encorbellement, constituent la solution de beaucoup la plus économique pour les portées moyennes comprises entre 25 mètres et 42 mètres environ ou peut-être 50 mètres.

Les poutres droites sont intéressantes pour les faibles portées, les arcs sous-tendus reprennent l'avantage pour les très grandes portées.

Dr. Ing. e. h. H. SCHMUCKLER,
Beratender Ingenieur, Berlin.

Die von Prof. Spangenberg gezeigten weitgespannten Eisenbeton-Balkenbrücken sind zum grössten Teil gut und wohl auch wirtschaftlich. Dagegen erscheinen diejenigen Balkenbrücken grösserer Spannweite, bei denen zur Verringerung der positiven Momente, besondere, als Gegengewicht wirkende Oeffnungen zur Ausführung kommen, ungeeignet und dürften wohl konstruktiv und wirtschaftlich nicht zweckmässig sein.

Auch Köpcke hat, wenn auch zu einem anderen Zweck und in einer anderen Lösung beim « Blauen Wunder » in Dresden Gegengewichte angewendet, ohne dass sein Beispiel Nachahmung gefunden hätte.

Noch weniger geeignet ist aber die Konstruktion gegliederter Balkenbrücken in Eisenbeton, wie sie Herr Lossier gezeigt hat.

Derartige Gitterkonstruktionen sind dem Sinn des Eisenbetons geradezu entgegengesetzt. Jedenfalls ist es reichlich kühn, Zugglieder in Gitterbrücken aus Eisenbeton herzustellen und das von Lossier gezeigte Beispiel der Brücke Lafayette in Paris lässt mit aller Deutlichkeit das fehlerhafte dieser Art Eisenbetongitter-Konstruktionen erkennen. Sämtliche Zugdiagonalen sind in Abständen von ca. 50 cm durch Querrisse zerstört, wie es ja nicht anders erwartet werden konnte. Aehnlich ist es auch, wenn nicht gleich stark, bei den Untergurten ; und dies nach nur 4-jährigem Betrieb der Brücke ! Der deutsche Eisenbetonbau ist auf diesem Gebiete den französischen Kollegen nicht gefolgt und auch die Franzosen werden wohl bald diese abwegige Konstruktionsart verlassen.

Traduction.

Pour la majorité, les ponts à poutres en béton armé à grande portée dont fait mention le Professeur Spangenberg sont intéressants, tant du point de vue

béton que du point de vue économique. Cependant, ceux qui présentent les plus grandes portées et dans lesquels, pour obtenir la réduction des moments positifs, on a en particulier fait appel à l'action des contrepoids, constituent des solutions moins heureuses et moins intéressantes.

Köpcke a lui-même employé la solution du contrepoids, à Dresde, dans le « Blaues Wunder », à vrai dire dans un autre but et sous une forme un peu différente, mais son exemple n'a pas été suivi.

Il semble enfin que la solution des ponts à poutres en béton armé à treillis divers, telle que la mentionne M. Lossier, paraît encore moins heureuse.

Ces dispositions réticulées diverses sont complètement opposées aux conditions normales d'application du béton armé. D'ailleurs, il est franchement téméraire de prévoir des éléments tendeurs dans les ponts en treillis en béton armé et l'exemple cité par Lossier, le pont Lafayette à Paris, met très nettement en évidence l'erreur que constitue cette conception du treillis en béton armé. Toutes les diagonales de tension présentent en effet des fissures à des intervalles d'environ 50 cm, ainsi d'ailleurs qu'il fallait s'y attendre. Il en est de même, quoiqu'à un degré moindre, en ce qui concerne les membrures inférieures, et cela moins de 4 années après la mise en service du pont. Les constructeurs français ne suivent pas, dans ce domaine, les méthodes adoptées par les constructeurs allemands de béton armé, mais ils abandonneront certainement bientôt cette fausse route.

V

Cinquième Séance de travail.
Fünfte Arbeitssitzung.
Fifth Working Meeting.

ACTION DES CHARGES DYNAMIQUES SUR LES PONTS
BRÜCKENDYNAMIK
DYNAMICS OF BRIDGES

V 1

LA DYNAMIQUE DU PONT. RAPPORT D'INTRODUCTION
PROBLEME DER BRÜCKENDYNAMIK. EINLEITENDES REFERAT
DYNAMICAL PROBLEMS OF BRIDGES. INTRODUCTORY REPORT

Reichsbahnoberrat **HOMANN**,
Zentralbauamt der Gruppe Bayern der
Deutschen Reichsbahngesellschaft, München.

Voir aussi « Publication Préliminaire », p. 429. — *Siehe auch « Vorbericht », S. 429.*
See also" Preliminary Publication ", p. 429.

In meinem Bericht habe ich versucht, ohne Zuhilfenahme mathematischer Betrachtungen die wichtigsten dynamischen Erscheinungen vorzuführen, die sich in einer Brücke unter der Wirkung der bewegten Lasten einstellen. Diese Erscheinungen sind, einzeln betrachtet, verhältnismässig einfacher Natur. Sie überlagern und beeinflussen sich aber gegenseitig in so mannigfaltiger Weise, dass ihre dynamische Gesamtwirkung bisher weder theoretisch noch versuchstechnisch genügend geklärt werden konnte. Darin liegt es begründet, dass die Bestimmungen der Brückenvorschriften über die Berücksichtigung der dynamischen Wirkungen der Lasten in den verschiedenen Ländern stark von einander abweichen und schon darum nicht als etwas Endgültiges angesehen werden können.

Es besteht deshalb wohl Einigkeit darüber, dass die Forschung nicht stillstehen darf, wenn man an der Forderung festhalten will, — und das muss man ja, — dass die Brückenvorschriften bei wirtschaftlicher Ausnutzung der Baustoffe unbedingt die Sicherheit der Bauwerke verbürgen sollen. Ueber den Weg der Forschung aber besteht keine einheitliché Meinung. Die einen denken an eine Art Grosszahlforschung, die mit Messungen der Beanspruchungen unter

den heutigen Betriebslasten arbeitet, die andern verlangen Versuche auf wissenschaftlicher Grundlage mit besonderen Versuchslasten und besonderen Belastungsmethoden. Der Bericht kommt zu dem Schlusse, dass man das Ziel nur auf dem zweiten Wege erreichen kann.

Traduction.

Je me suis efforcé, dans mon Rapport, de mettre en évidence, sans faire intervenir les considérations mathématiques, les phénomènes d'ordre dynamique essentiels qui se manifestent dans un pont, sous l'influence des charges mobiles. Considérés en eux-mêmes, ces phénomènes se présentent sous une forme relativement simple. Toutefois, ils se superposent les uns et les autres et s'influencent réciproquement d'une manière si complexe qu'il n'a pas encore été possible, aussi bien théoriquement qu'expérimentalement, de dégager nettement l'influence dynamique résultante. C'est précisément pour cette raison que, dans les différents pays, les prescriptions concernant la construction des ponts et permettant de tenir compte de l'influence dynamique des charges diffèrent largement les unes des autres, aucun résultat ne devant encore être considéré actuellement comme définitif.

De l'avis général, et si l'on est absolument décidé — comme il se doit — à satisfaire aux exigences que pose la sécurité rigoureuse des ouvrages, tout en utilisant rationnellement les matériaux, il est indispensable de poursuivre les recherches. L'accord n'est toutefois pas unanime en ce qui concerne le sens suivant lequel doivent être poursuivies ces recherches. D'aucuns envisagent en quelque sorte, une méthode de recherche empirique, portant sur des mesures de contrainte effectuées dans les conditions actuelles effectives d'exploitation; d'autres se rallient à des essais d'ordre scientifique, faisant intervenir des charges expérimentales et des méthodes de mise en charge particulières. J'en arrive, dans mon Rapport, à cette conclusion que seule la deuxième méthode est susceptible d'atteindre son but.

Participants à la discussion

Diskussionsteilnehmer

Participants in the discussion:

S. TIMOSHENKO,

Professor of Engineering University of Michigan, Ann Arbor (Michigan).

The dynamical effect of moving loads on bridges is of great practical importance and engineers have been interested in this problem since the beginning of construction of railway bridges. Till now we have not had a complete solution of this problem. The practical rules used in various countries for determining " impact effect " usually have no rational foundation and must be considered as completely arbitrary rules.

To simplify the problem, we can neglect the moving masses in comparison with the mass of the bridge and replace them by moving forces. In such a case we can investigate vibration of the bridge without any difficulty. In this manner it can be shown that smoothly running loads produce only a small dynamical effect. The principal causes of the impact effect are :

1. unbalance in locomotives and

2. impact due to various irregularities in the track and uneveness in locomotive wheels.

Investigation of vibrations shows that the principal mode of vibration of the bridge is the most important, and that a satisfactory approximation can be obtained by considering only this mode of vibration. In such a case we can take into consideration, not only the mass of the bridge, but also the moving mass and the damping in the bridge and in the locomotive springs. Proceeding in this way the British « Bridge Stress Committee » have shown that the amplitudes of vibration produced by locomotive unbalance can be calculated with a sufficient degree of accuracy. The calculations required are very laborious and till now they have not resulted in any simple formulae which can be easily applied.

This problem presents a great field for further investigations. We believe that in preparing a program for such investigations we must be guided by theoretical solutions. Further progress in the solution of the impact problem in bridges can be accomplished only by close contact between those doing theoretical work and those doing experimental work.

Traduction.

L'influence dynamique des charges mobiles sur les ponts est de grande importance, de sorte que dès l'établissement des premiers projets de ponts de chemin de fer l'ingénieur s'y est intéressé. Néanmoins, jusqu'à maintenant, la solution de ce problème n'a pas encore pu être établie d'une façon satisfaisante. Les règles pratiques adoptées dans les différents pays pour la détermination de l' « effet de choc » n'ont généralement aucune base scientifique, elles sont plutôt complètement empiriques.

Pour simplifier le problème on peut, par rapport à la masse du pont, négliger la masse des charges roulantes et remplacer ces dernières par des forces mobiles. En ce cas, le calcul des vibrations ne présente aucune difficulté et on peut prouver que des charges roulant sans secousses ne produisent qu'un effet dynamique peu important.

Les raisons principales des effets dynamiques sont :

1) un équilibrage imparfait des masses des locomotives,

2) des irrégularités de la voie ferrée et des inégalités dans la surface de roulement des roues des locomotives.

Les recherches ont démontré que l'oscillation principale d'un pont est le phénomène prépondérant, de sorte qu'elle seule constitue déjà une approximation satisfaisante de l'état de vibration réelle. En limitant les recherches à cette vibration principale, on peut tenir compte non seulement de la masse du pont, mais également de la masse mobile et de l'amortissement des vibrations

dans le pont et dans les ressorts des locomotives. Ce procédé a permis au «Bridge Stress Comittee» anglais de calculer les amplitudes des vibrations produites par les masses non-équilibrées des locomotives. Mais ces calculs sont très longs et n'ont pas encore abouti à une formule simple et facilement applicable.

Là se présente encore aux ingénieurs un vaste champ d'investigation. D'après notre avis, le programme des recherches doit être fixé suivant des considérations théoriques. De nouveaux progrès dans l'étude des influences dynamiques sur les ponts ne peuvent être obtenus que par une liaison étroite entre les recherches théoriques et expérimentales.

Dr. Ing. F. BLEICH,
Baurat, Wien.

Herr Prof. Timoshenko hat in seinem Schlussatz einen Gedanken ausgesprochen, den ich als Motto vor meinen Bericht hätte setzen können; ich meine damit seinen Hinweis auf die Notwendigkeit der Zusammenarbeit zwischen Theorie einerseits und Versuchsforschung andererseits.

In der Geschichte der Bauwerksdynamik, die bis vor kurzen im wesentlichen eine Dynamik der Brücken war, sind deutlich 3 Phasen zu unterscheiden. In der ersten Epoche waren bedeutende Ingenieure bemüht, den grundlegenden Aufgaben der Dynamik auf theoretischem Wege beizukommen. Bedeutende Fortschritte sind hier zuerst in Frankreich und England später in Deutschland und Russland erzielt worden.

Die theoretischen Verfahren reichten aber nicht aus, besonders schwierige Fragen der Brückendynamik restlos zu beantworten.

Die scheinbar geringe Leistungsfähigkeit der Theorie war der Anlass, dass man in der zweiten Epoche, die etwa seit 1920 zählt, den dynamischen Problemen versuchstechnisch beizukommen bestrebt war. Das Ergebnis dieser Bemühungen sind ausgezeichnete Werkzeuge zur Messung der Schwingungen und zur Feststellung des dynamischen Verhaltens der Bauwerke.

Es scheint aber, dass auch auf diesem Wege keine endgiltigen und eindeutigen Ergebnisse, die dem Ingenieur bei der Bemessung der Brückenbauwerke dienen könnten, gewonnen werden konnten.

Und nun stehen wir am Beginn der jüngsten, dritten Phase, die mit der Erkenntnis ihren Anfang genommen hat, dass nur in der Zusammenarbeit von Theorie und Versuchsforschung jene Lösung liegt, die zum Erfolge führen kann.

Ohne Arbeitshypothese ist keine gedeihliche Versuchsforschung möglich, das ist eine alte Erfahrung jeder Wissenschaft. Wir sind mit der Theorie so weit, dass der Versuchsforschung eindeutige und klare Fragen gestellt werden können. Umgekehrt verfügen wir heute über die Apparate, die die Beantwortung dieser Fragen durch den Versuch ermöglichen. Eine Korporation von Theorie und Versuch muss daher zum Gelingen führen.

Mein Referat hat den Zweck gehabt, Ihnen einiges von dem vorzuführen, was von der theoretischen Seite her zu der zukünftigen gemeinsamen Arbeit

beigetragen werden kann. Der gegenwärtige Stand der Versuchsforschung sowie Bedeutung und Anwendung der Messapparate werden Ihnen in den andern ausgezeichneten Referaten vorgeführt werden.

Wir alle hoffen, dass unsere heutige Tagung der Auftakt sei zu einer erfolgreichen Zusammenwirkung von theoretischer Dynamik und Versuchsforchung, um das viel umstrittene Gebiet der Bauwerksdynamik zu klären.

Traduction.

Dans sa conclusion, le Professeur Timoshenko a exprimé un avis, que j'aurais fort bien pu adopter comme titre de mon rapport; je veux parler de la nécessité qu'il a exprimée d'une collaboration étroite entre la théorie, d'une part et la recherche expérimentale, d'autre part.

Dans l'histoire de la dynamique de la construction, qui, jusqu'à il y a peu de temps encore, était essentiellement une dynamique du pont, on peut distinguer trois phases très nettes. Dans la première phase, des ingénieurs qualifiés se sont efforcés de jeter les bases de la dynamique, en se basant sur des considérations d'ordre théorique. De remarquables progrès ont pu être réalisés dans ce domaine, tout d'abord en France et en Angleterre, puis, plus tard, en Allemagne et en Russie.

Les notions théoriques ne sont pas toutefois suffisantes pour résoudre dans leur intégralité les problèmes qui se posent, en particulier, dans le domaine de la dynamique du pont.

La faiblesse de la théorie apparut, vers 1920, date qui marque le début de la deuxième phase, lorsque l'on tenta d'aborder, par la voie expérimentale, l'étude des problèmes dynamiques. Les efforts accomplis dans ce sens ont abouti à l'établissement d'appareils remarquables pour la mesure des oscillations et pour la détermination du comportement dynamique des ouvrages.

Il semble toutefois, que, dans cette voie également, il ne soit pas possible d'aboutir à des résultats absolument effectifs et définitifs, susceptibles de fournir à l'ingénieur une base effective pour le calcul des ouvrages.

Nous entrons maintenant dans la troisième phase, dont le début est marqué par la notion que nous avons actuellement que ce n'est que grâce à une liaison étroite entre la théorie et la recherche expérimentale que l'on pourra établir un programme de travail assurant le succès.

J'estime qu'il est d'ailleurs impossible de se livrer à des recherches expérimentales profitables sans hypothèse de départ; c'est là un fait d'expérience courante en matière scientifique. Nous avons déjà poussé la théorie assez loin pour pouvoir poser à la recherche expérimentale des questions précises. Réciproquement, nous disposons actuellement d'appareils qui permettent de répondre expérimentalement à ces problèmes. Une collaboration, une fusion entre la théorie et la recherche expérimentale doivent donc nous conduire au succès.

Mon Rapport avait précisément pour objet de vous montrer un exemple partiel de la contribution que l'on peut apporter, du côté de la théorie, à ce travail en commun. Du côté expérimental, on vous a également indiqué, dans

des Mémoires d'ailleurs remarquables, la position actuelle des investigations, ainsi que l'importance des appareils de mesure et leur domaine d'application,

Nous souhaitons tous que cette Réunion marque l'aube d'une fructueuse collaboration entre l'étude théorique et la recherche expérimentale, pour le défrichement total de ce domaine si disputé de la Dynamique des ouvrages.

V 2

NOUVELLES MÉTHODES DE MESURE DANS LA DYNAMIQUE DES PONTS ET CHARPENTES

NEUERE DYNAMISCHE MESSVERFAHREN IM BAUWESEN

NEW METHODS FOR DYNAMICAL MEASURING ON STRUCTURES

Reichsbahnrat Dr. Ing. **Rudolf BERNHARD**,
Reichsbahnzentralamt, Berlin.

Voir « Publication Préliminaire », p. 453. — *Siehe « Vorbericht », S. 453.*
See " Preliminary Publication ", p. 453.

Participants à la discussion

Diskussionsteilnehmer

Participants in the discussion :

a) **Appareils servant à mesurer l'action des charges dynamiques sur les constructions**
Apparate zur dynamischen Bauwerksuntersuchung.
Apparatus for making dynamic investigations on structures.

S. TIMOSHENKO,
Professor of Engineering University of Michigan, Ann Arbor (Michigan).

The instrument described here was developed for use as a stress recorder, but it could be adapted to a wide range of applications. The original instrument was conceived and designed by J. G. Ritter.

Principle of Operation : The principle on which the instrument operates can be seen from fig. 1. U_1 and U_2 are laminated iron cores which are attached rigidly to the base of the instrument. A is a laminated iron armature attached to a slide which moves relative to the base. When such a motion occurs, the air gap between A and U_1 increases and that between A and U_2 decreases, or vice versa. This changes the reluctance of the magnetic paths in U_1 and U_2 and consequently changes the impedances of the two coils which are wound on them. The coils on U_1 and U_2 and the resistances R_1 and R_2 form a Wheatstone Bridge. When the coils are thrown out of balance, current passes through the meter.

Meter : The choice of the meter is determined by the nature of the work being done. The strain gage is used most frequently in places where the quantity being measured varies rapidly. In such an application, an oscillograph must be used. The oscillograph element should be very heavily camped, or

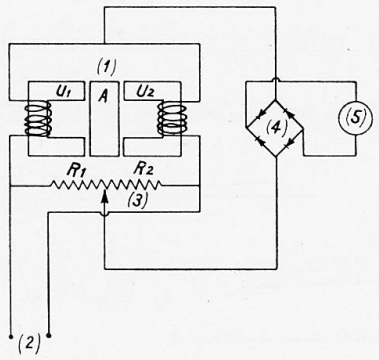


Fig. 1.

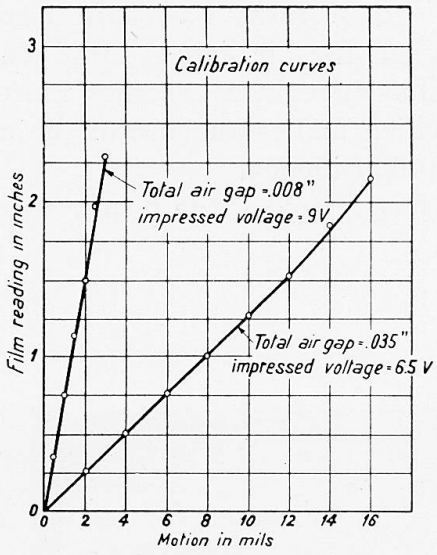


Fig. 2.

Fig. 1. — 1) Jauge magnétique pour la mesure des efforts (voir fig. 3 :
1) Dehnungsmesser.
1) Strain gauge (see Fig. 3).
2) Arrivée de courant (circuit à 60 périodes ou générateur à haute fréquence en cas de besoin avec transformateur ; la consommation de courant par jauge à la fréquence 500 est de l'ordre de 20 watts) ;
2) Stromquelle (60 ∼ Wechselstrom oder Hochfrequenz-Generator und Frequenzumformer, wenn erforderlich. Der Stromverbrauch für die Messung bei 500 ∼ ist ungefähr 20 Watt).
2) Power supply (60 cycle circuit or H. F. generator if required and transformer. The power consumption per gauge at 500 cycles is about 20 watts).
3) Potentiomètre (50 ohms, type radio) ;
3) Potentiometer (50 Ω, Radiotyp).
3) Potentiometer (50 ohms, radio type).
4) Redresseur (petits disques d'oxyde de cuivre) ;
4) Gleichrichter (kleine Kupferoxyd-Platten).
4) Rectifier (small copper-oxide disks).
5) Appareil de mesure (voir texte).
5) Messinstrument (siehe Text).
5) Meter (see text).

Fig. 2. — Courbes d'étalonnage = Eichkurve = Calibration curves.
Mouvements en millièmes de pouce (0. 0254 mm) = Bewegung in Tausendstel Zoll 0,025 mm. Motion in mils. = Lectures en pouces (25, 4 mm.) = Ablesungen in Zoll (25,4 mm.) = Film reading in inches.
Entrefer total = Luftspalt = Total air gap.
Tension d'alimentation = Betriebsspannung = Impressed voltage.

else the imput to it should be filtered, in order to cut down the high frequency ripple.

For static or very low frequency deflections, the oscillograph can be replaced by an indicating meter. For variations up to about one cycle per second, it is possible to use a meter recording with a pen on a roll of paper.

Sensitivity : It is possible to detect motions as small as 10^{-5} inches. The sensitivity varies in direct proportion to the impressed voltage and in inverse proportion to the width of the total air gap.

The gage is calibrated on a differential screw device which extends or contracts in very small amounts. The amount of motion is indicated by a dial gage. Fig. 2 shows two calibration curves from the same instrument. Note that when the air gap is large the calibration curve is not linear near the end. This curvature becomes more and more pronounced the larger the air gap, which makes the use of the instrument difficult for motions greater than about 0,030 inches.

The frequency of the power supply does not affect the sensitivity directly

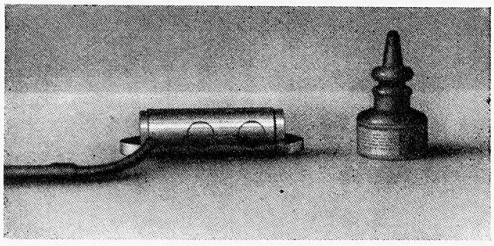


Fig. 3.

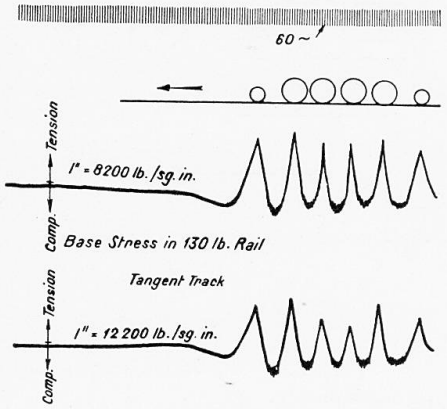


Fig. 4.

Fig. 4. — Efforts sur le patin d'un rail de 65 kg. — En haut : 1" (25,4 mm.) = 5,75 kg/mm². En bas : 1" = 8,5 kg/mm².
Spannungen am Fuss einer Schiene v. 65 kg.
Base stress in 130 lb. Rail.

if the impressed voltage is maintained constant, but a higher frequency does permit use of a higher voltage without danger of overheating. In most of the work done so far, 500 to 750 cycles has been used.

Mechanical Features : Fig. 3 shows a photograph of one of the gages used for rail stress measurements. Its length, between gage points, is 4 inches. The armature and U-pieces are mounted in cylinders that slide inside of each other, thus giving very good guiding for the motion. It is possible to make small adjustments in the gage length of the instrument without disturbing the calibration. This makes it possible to move the gage from one location to another without recalibrating. Similar gages have been made in lengths varying from 2-3/4" to 8", and any gage length above about an inch could be made.

The best method of fastening the gage to the object being tested is by means of studs. Where it is not convenient to drill and tap holes into the test piece, a clamp may be used, but great care must be taken to have the joint sufficiently rigid.

Applications : The instrument illustrated here was designed as a strain gage to measure stresses caused by dynamic loads. It could be used on the structural members of bridges, buildings, or ships, on railroad track, or on the

mechanical parts of locomotives. Readings could be obtained from an indicating meter, a recording meter, or an oscillograph, depending on the rapidity of the stress changes. Fig. 4 shows records of the stress on both sides of the base of a 130 lb. railroad rail caused by the approach and passage of a 2-8-2 locomotive.

The same principle can also be applied to accelerometers, dynamometers, automatic load regulators, inspection micrometers, position indicators, or torsiometers, just to mention a few of its untold possibilities.

REFERENCES

1. " A Magnetic Strain Gage ", by J. Paul Shamberger. Proc. of A. S. T. M., vol. 30 (1930). Part II, page 1041.

2. " An Instrument for Measuring Small Displacements ", by B. F. Langer. Review of Scientific Instruments, vol. 2, No. 6, June 1931.

Traduction.

L'instrument qui fait l'objet de la présente description a été mis au point pour être utilisé essentiellement pour l'enregistrement des efforts ; toutefois, il peut être adapté à de nombreuses autres applications. Sa conception originale est due à J. G. Ritter.

Principe.

Le principe sur lequel repose l'appareil est mis en évidence sur la figure 1. U_1 et U_2 représentent des noyaux en fer feuilleté qui sont fixés d'une manière rigide sur la base de l'appareil. A représente une armature en fer feuilleté solidaire d'une glissière qui se déplace par rapport à cette base. Lorsqu'un tel mouvement se produit, l'entrefer entre A et U_1 augmente, l'entrefer entre A et U_2 diminue, ou bien inversement. Ceci provoque une modification de la réluctance des circuits magnétiques que constituent U_1 et U_2 et par suite une variation de l'impédance des deux bobines qui sont enroulées sur ces circuits. Les bobines qui sont montées sur U_1 et U_2 forment, avec les résistances R_1 et R_2, un pont de Wheatstone. Lorsqu'il y a perturbation de l'équilibre, un courant passe dans l'appareil de mesure.

Appareil de mesure.

Le choix de l'appareil de mesure dépend de la nature des essais à effectuer. On emploie la jauge magnétique pour la détermination des efforts dans la plupart des cas où la grandeur à mesurer accuse des variations rapides. En pareil cas, il faut adopter un oscillographe. Cet oscillographe doit être considérablement amorti, ou alimenté par l'intermédiaire d'un filtre, afin d'éviter les oscillations à haute fréquence.

Lorsqu'il s'agit d'efforts statiques ou à faible fréquence, on peut remplacer l'oscillographe par un appareil de mesure enregistreur. Pour des variations allant jusqu'à un cycle par seconde, il est possible d'utiliser un ampèremètre enregistreur à plume, travaillant sur un cylindre de papier.

Sensibilité.

Il est possible de déceler des mouvements ne dépassant pas 2,5/10000 de millimètre. La sensibilité varie d'ailleurs directement avec la tension employée et inversement avec la largeur de l'entrefer total.

La jauge magnétique est étalonnée sur un dispositif de réglage différentiel par vis qui la dilate ou la contracte dans des proportions très faibles. L'importance de cette modification est indiquée par un cadran de comparaison. La figure 2 donne deux courbes d'étalonnage correspondant au même appareil. Il est à remarquer que lorsque l'entrefer est large, la courbe d'étalonnage cesse d'être rectiligne pour s'incurver à son extrémité. Cette incurvation est de plus en plus accusée lorsque la grandeur de l'entrefer augmente, ce qui fait que l'emploi de l'appareil devient difficile lorsque les mouvements à mesurer sont supérieurs à environ 0,75 mm.

La fréquence du courant d'alimentation n'exerce pas une influence directe sur la sensibilité de l'appareil tant que la tension est maintenue constante, mais une augmentation de fréquence permet d'employer une tension plus élevée sans danger d'échauffement exagéré. Dans la plupart des essais qui ont été effectués jusqu'à maintenant, on a adopté des fréquences de 500 à 750 cycles

Caractéristiques mécaniques.

La figure 3 représente une jauge magnétique utilisée pour les mesures d'efforts sur des rails. Sa longueur entre pointes de jauge est de 101,6 mm. L'armature et les noyaux en fer à cheval sont montés dans des cylindres qui glissent l'un dans l'autre, ce qui assure pour les mouvements un excellent guidage. Il est possible d'effectuer de légères modifications de réglage dans la longueur de jauge de l'appareil sans apporter de perturbations dans son étalonnage. Ceci permet de déplacer la jauge d'un point à un autre sans avoir à refaire l'étalonnage. Des jauges magnétiques semblables ont été construites dans des longueurs variant de 70 mm à 203 mm. et il serait possible de réaliser toute longueur de jauge au-dessus d'un pouce.

Le meilleur procédé pour fixer la jauge sur l'objet à étudier consiste à employer des goujons. Lorsqu'il n'est pas possible de percer la pièce à essayer, on peut avoir recours à une pince, mais il faut alors veiller à ce que la fixation soit suffisamment rigide.

Applications.

L'appareil qui vient d'être décrit a été conçu pour servir de jauge pour mesurer les efforts mis en jeu par des charges dynamiques. Il pourrait être employé sur des éléments de ponts, d'immeubles, de navires, de voies de chemin de fer, de locomotives. Les lectures peuvent être effectuées sur un appareil de mesure non enregistreur, sur un appareil enregistreur ou sur un oscillographe suivant la rapidité avec laquelle varient les efforts. On verra sur la figure un enregistrement, sur les deux côtés du patin d'un rail de 65 kg., des efforts mis en jeu par l'approche et le passage d'une locomotive 2-8-2.

Le même principe peut également être appliqué à des appareils de mesure

d'accélérations, dynamomètres, régulateurs automatiques de charge, micromètres de contrôle, indicateurs de position, torsiomètres, pour ne citer que quelques exemples de ses nombreuses possibilités.

Dr. phil. W. SPÄTH,
Barmen.

Unmittelbar nach der ersten öffentlichen Vorführung einer Schwingungsprüfmaschine gelegentlich des Internationalen Kongresses in Wien im Jahre 1928 durch das Losenhausenwerk Düsseldorf haben die interessierten Kreise die Wichtigkeit des neuen Messverfahrens erkannt. Es sind heute an einer Reihe von Forschungsstellen des In- und Auslandes Untersuchungen mit solchen Maschinen zur Klärung der verschiedensten Fragen der Technik im Gang.

Auch die weitere technische Durchbildung von Schwingungsprüfmaschinen hat in der Zwischenzeit Fortschritte gemacht, wobei eine Anzahl schwieriger Fragen mechanischer und elektrischer Probleme zu lösen waren. An Hand einzelner Ausführungsbeispiele sei die Entwicklung gekennzeichnet [1].

1. — Universal-Schwingungsprüfmaschine für Brückenuntersuchungen.

Diese Maschine, Fig. 1., dient zum Studium der dynamischen Eigenschaften von Brücken und besonders auch zur Ausführung von Terminmessungen zwecks

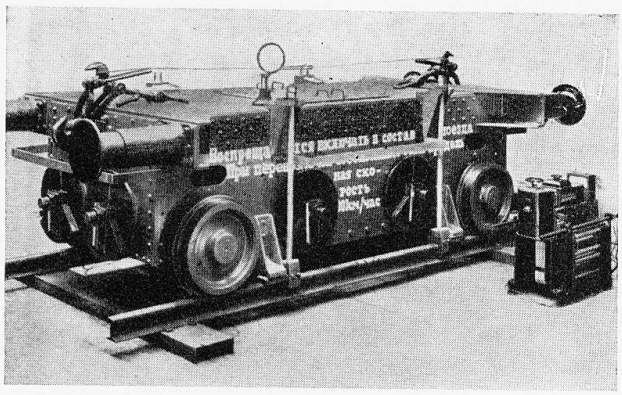


Fig. 1. — Machine mobile d'essai dynamique pour l'étude des ponts de chemin de fer. Efforts et moments suivant trois directions perpendiculaires entre elles. Force de mise en oscillation jusqu'à 5.000 kg., fréquence jusqu'à 15 Hz.

Fahrbare Schwingungsprüfmaschine zur Untersuchung von Eisenbahnbrücken. Kräfte und Momente in drei aufeinander senkrechten Richtungen. Erregerkräfte bis 5.000 kg. Frequenz bis 15 Hz.

Portable vibration testing machine for tests on railway bridges. Forces and moments in three directions at right angles to each other. Maximum exciting impulse 5.000 kg. Frequency up to 15 hertz.

Kontrolle des Bauzustandes einer Brücke. Die Maschine ermöglicht die Ausübung von periodischen Kräften und Momenten in drei aufeinander senkrechten Richtungen.

2. — Schwingungsprüfmaschine für grosse Belastungen.

Die in Abb. 2 dargestellte Maschine ermöglicht die Ausübung periodischer Kräfte von solcher Grösse, dass Ermüdungsversuche bis zum Bruch an grösse-

1. Die Schwingungsprüfmaschinen werden von der Prüfmaschinenfabrik Losenhausenwerk Düsseldorf hergestellt.

ren Konstruktionen durchgeführt werden können. Es ist deshalb mit dieser Maschine die Möglichkeit gegeben, alle massgeblichen Faktoren systematisch

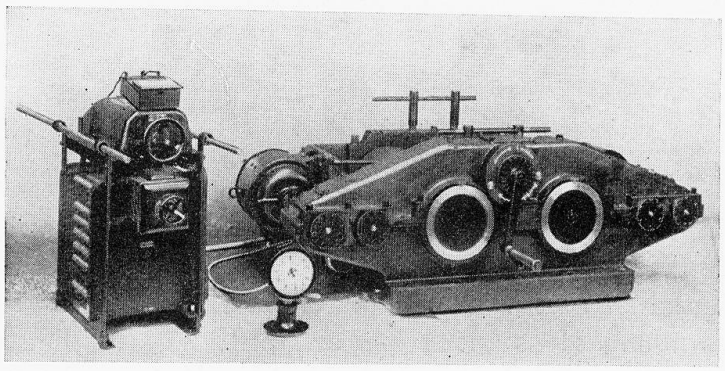


Fig. 2. — Machine d'essai dynamique, pour essais de fatigue poussés jusqu'à la rupture sur superstructures de voies de chemin de fer, etc. Force de mise en oscillation jusqu'à 10.000 kg. fréquence jusqu'à 12 Hz.

Schwingungsprüfmaschine zur Ausübung von Dauerversuchen bis zum Bruch an Brückenüberbauten etc. Erregerkräfte bis 10.000 kg. Frequenz bis 12 Hz.

Vibration testing machine for making continuous tests to rupture on bridge superstructures, etc. Maximum exciting impulse 10.000 kg. Frequency up to 12 hertz.

zu untersuchen, z. B. Werkstoffragen, Kraftfluss, Vorgänge in den Knotenstellen (Nietung oder Schweissung) u.s.w. Ebenso können auch Abnahmeversuche bei der Indienststellung einer Brücke durchgeführt werden.

3. — Grosse Schwingungsprüfmaschine.

Die Bedeutung, die heute den dynamischen Messungen mit Hilfe von Schwingungsprüfmaschinen beigemessen wird, kann am besten durch die Wiedergabe

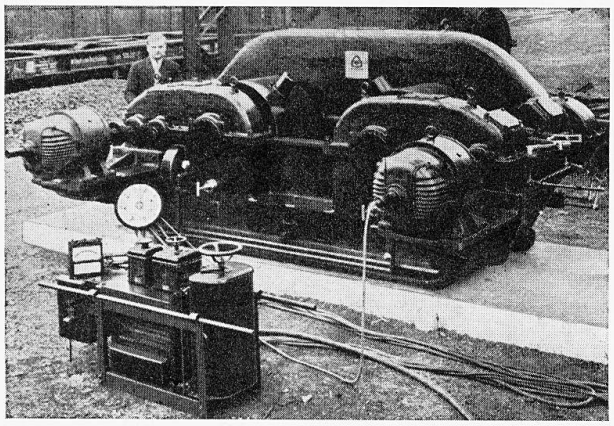


Fig. 3. — Machine d'essai dynamique à grande puissance, pour essais de navires. Force de mise en oscillation jusqu'à 20.000 kg. à partir de 2 hz.

Grosse Schwingungsprüfmaschine zur Untersuchung von Schiffen, Erregerkräfte bis 20.000 kg. von 2 Hz ab.

Large vibration testing machine for tests on ships. Maximum exciting impulse 20.000 kg. Frequency from 2 hertz on.

der folgenden Maschine Abb. 3 charakterisiert werden. Diese Maschine dient ebenfalls zur Untersuchung des dynamischen Verhaltens von grossen Konstruktionsverbänden insbesondere zur Untersuchung der elastischen Verformungen von Schiffen.

4. — Zerlegbare Schwingungsprüfmaschine.

Diese Maschine Abb. 4, ist so konstruiert, dass sie auch bei niedrigen Umdrehungszahlen noch verhältnismässig hohe Zentrifugalkräfte abgibt, andererseits aber auch bis zu sehr hohen Umdrehungszahlen gebracht werden kann. Um trotz dieser grossen Leistungsfähigkeit die Maschine leicht transportabel zu halten, kann sie in zwei Teile zerlegt werden, indem die auf einer besonderen Platte montierten Motore abgezogen werden können.

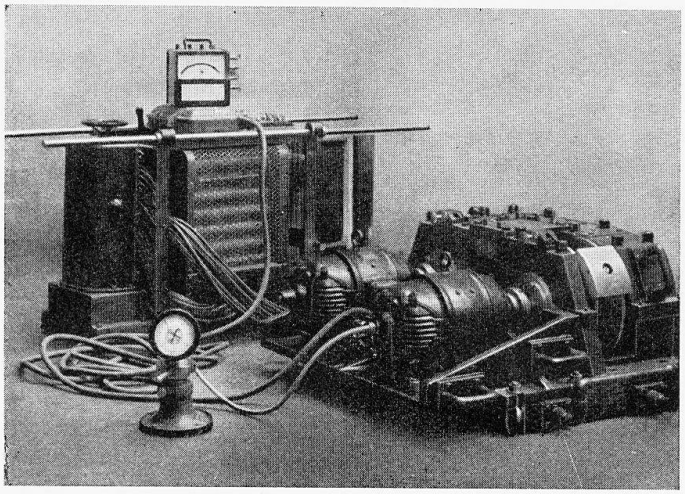


Fig. 4. — Machine d'essai dynamique démontable, pour l'étude d'éléments de navires, de planchers, tours, gratte-ciel, etc. Force de mise en oscillation jusqu'à 2.000 kg., fréquence jusqu'à 60 hz.

Zerlegbare Schwingungsprüfmaschine zur Untersuchung von Schiffsteilen, Decks, Türmen, Wolkenkratzern etc. Erregerkräfte bis 2.000 kg., Frequenz bis 60 Hz.

Vibration testing machine for tests on parts of ships, decks, towers, sky-scrapers, etc. Maximum exciting impulse 2.000 kg. Frequency up to 60 hertz.

Die Maschine dient zur Untersuchung von Schiffen, Fundamenten, Masten, Türmen, Wolkenkratzern etc.

5. — Kleiner Universal-Schwinger.

Da die Zentrifugalkraft dieser Schwingungsprüfmaschinen mit dem Quadrat der Umdrehungszahl zunimmt, können kleine, aber schnellaufende Maschinen unerwartet grosse Kräfte hergeben. Da die Eigenfrequenzen der in Beton- und Eisenbeton ausgeführten Baukonstruktionen andererseits verhältnismässig hoch liegen, so können die vielseitigen Fragen dieser Bauweisen durch verhältnismässig kleine Prüfeinrichtungen untersucht werden. Gerade hier dürfte durch Schwingungsuntersuchungen noch mancher Erfolg zu erhoffen sein.

Eine solche kleine Maschine ist in Abb. 5 zu sehen. Um eine Vorstellung von der Leistungsfähigkeit dieser kleinen schnellaufenden Maschinen zu geben, sei erwähnt, dass es ohne weiteres gelingt, im Dauerversuch eine Eisenbahnschiene zum Bruch zu bringen.

Da an derartige Schwinger bezüglich ihrer Arbeitsweise sehr grosse Anforderungen gestellt werden, insbesondere leichte Regelbarkeit von den tiefsten

bis zu den höchsten Tourenzahlen und Unabhängigkeit der eingestellten Tourenzahl von Leerlauf bis Vollast, ist der in Abb. 5 dargestellte Schwinger mit einem Leonardaggregat ausgerüstet, das im Vordergrund zu sehen ist.

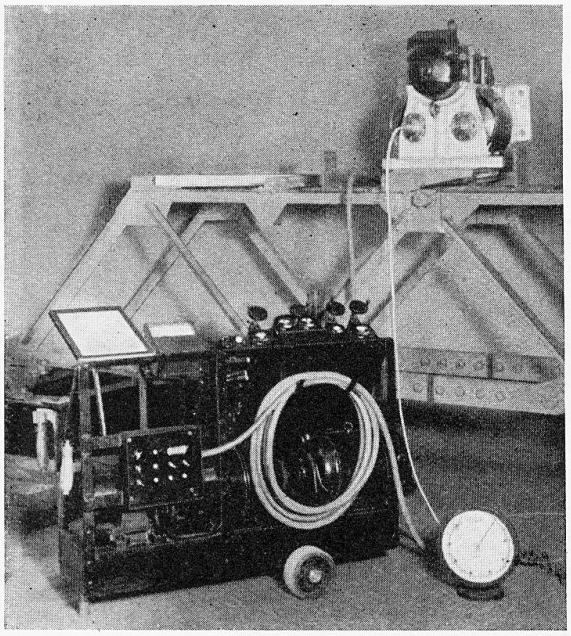


Fig. 5. — Petit oscillateur universel, pour l'étude d'éléments de construction rigides, ainsi que d'ouvrages en béton et en béton armé. Force de mise en oscillation jusqu'à 1.000 kg., fréquence jusqu'à 60 hz, réglage par groupe Léonard.

Kleiner Universal-Schwinger, zur Untersuchung, steifer Einzelkonstruktionen, besonders auch von Beton- und Eisenbetonkonstruktionen, Erregerkräfte bis 1.000 kg., Frequenz bis 60 Hz. Regelung durch Leonardaggregat.

Small universal vibrator for testing stiff constructional parts, especially also concrete and reinforced concrete structures. Maximum exciting impulse 1.000 kg. Frequency up to 60 hertz. Regulation by Leonard set.

Ueber weitere wichtige Anwendungsgebiete solcher Schwingungsprüfmaschinen und entsprechend ausgebildete Maschinen soll in der Sitzung VII b berichtet werden.

Traduction

La première présentation officielle d'une machine pour l'essai de mise en oscillation, à l'occasion du Congrès International de Vienne de 1928, et par les soins de Losenhausenwerk, de Dusseldorf, a eu pour conséquence immédiate de révéler aux milieux spécialisés intéressés toute l'importance et tout l'intérêt de la nouvelle méthode de mesure. Des recherches sont actuellement en cours, en plusieurs endroits, tant en Allemagne qu'à l'Étranger, et avec des machines semblables, en vue de résoudre les différents problèmes que pose la dynamique des ouvrages.

La conception de ces machines pour essais d'oscillation a d'ailleurs, depuis lors, marqué des progrès, ce qui a permis de résoudre un certain nombre de problèmes d'ordre mécanique et électrique assez délicats. Je me propose de traduire cette évolution par quelques exemples concrets [1].

1. — Machine universelle d'oscillation pour l'essai dynamique des ponts.

Cette machine (fig. 1) est utilisée pour l'étude du comportement dynamique des ponts et tout particulièrement également pour l'exécution de mesures en

1. Les machines pour l'essai d'oscillation sont construites par la firme Losenhausenwerk, Constructeur d'appareils d'essais, à Dusseldorf.

vue du contrôle périodique de l'état effectif de ces ouvrages. La machine permet de mettre en jeu des efforts et des moments périodiques, s'exerçant suivant trois directions perpendiculaires les unes aux autres.

2. — Machine d'essai dynamique pour fortes charges.

La machine que représente la figure 2 permet d'exercer des efforts périodiques considérables, grâce auxquels on peut poursuivre jusqu'à la rupture les essais de fatigue des gros ouvrages. Elle offre donc la possibilité de faire porter les recherches, d'une manière systématique, sur tous les facteurs principaux, tels que les matériaux eux-mêmes, la direction des efforts, les procédés d'assemblage (rivure ou soudure), etc... Elle permet également de procéder aux essais de réception à la mise en service d'un pont.

3. — Machine d'essai dynamique à grande puissance.

La machine que représente la figure 3 permet de se rendre compte de l'importance que prend aujourd'hui le contrôle dynamique à l'aide des machines d'oscillation. Cette machine est utilisée également pour l'étude du comportement dynamique des gros ouvrages et en particulier pour l'étude des déformations élastiques des navires.

4. — Machine démontable pour essais dynamiques.

Cette machine (fig. 4) est conçue de telle sorte que même pour une vitesse de rotation faible, on obtienne encore des efforts centrifuges relativement élevés, ce qui n'empêche pas, d'ailleurs, de pouvoir adopter des vitesses de rotation très élevées. Pour rendre la machine facilement transportable, malgré sa puissance élevée, elle a été réalisée en deux parties, les moteurs, montés sur un socle spécial, pouvant être démontés.

La machine sert aux essais de navires, de fondations, pylônes, tours, gratte-ciel, etc...

5. — Petit oscillateur universel.

Dans ces machines d'essai dynamique, l'effort centrifuge varie comme le carré de la vitesse de rotation ; il en résulte que des machines relativement petites, mais tournant à une vitesse de rotation élevée, sont susceptibles de développer des efforts absolument inattendus. La fréquence propre des ouvrages en béton et en béton armé est par ailleurs relativement élevés ; on peut donc étudier au moyen de dispositifs d'essai relativement peu importants les problèmes multiples que posent de tels ouvrages. Il est à supposer que les essais d'oscillation pourront donner là des résultats très intéressants.

La figure 5 représente une machine conçue dans cet esprit. Pour montrer quelle puissance cette petite machine, qui tourne à une vitesse de rotation élevée, est susceptible de développer, il suffira d'indiquer qu'elle peut, à elle seule, provoquer la rupture des rails d'une voie de chemin de fer par fatigue.

Étant donné l'étendue de ses applications, un tel oscillateur doit répondre à des exigences très larges : facilité de réglage depuis les vitesses de rotation les plus faibles jusqu'aux vitesses les plus élevées, indépendance des vitesses de réglage par rapport aux différents régimes depuis la pleine charge jusqu'à la marche à vide ; c'est pourquoi l'oscillateur que représente la figure 5 est équipé avec groupe Léonard, visible au premier plan.

Au cours de la Séance VII *b* seront exposées d'autres possibilités intéressantes qu'offrent ces machines d'essai dynamique, ainsi que les machines spécialement conçues à cet effet.

Zusammenfassung.

Die vielseitigen Anwendungen, die Schwingungsprüfmaschinen in der dynamischen Prüftechnik gefunden haben, machten die Ausbildung entsprechender Modelle notwendig. Es werden einige Maschinen beschrieben, die zur Untersuchung von Brücken, Schiffen, Decks, Fundamenten, Türmen, Masten, Wolkenkratzern, Beton- und Eisenbetonkonstruktionen in Frage kommen.

Résumé.

Les applications multiples auxquelles se prêtent les machines d'essai dynamique dans la pratique du contrôle dynamique, ont conduit à concevoir différents types. L'auteur en décrit quelques-uns, que l'on emploie pour l'étude dynamique des ponts, des navires, des planchers, des fondations, tours, pylônes, gratte-ciel, ouvrages en béton et en béton armé.

Summary.

The multiplicity of applications wich has been found for vibration testing machines in the science of dynamic testing makes it necessary to design suitable types. Some machines are described which come into question for tests on bridges, ships, decks, foundations, towers, masts, sky-scrapers, and concrete and reinforced concrete structures.

Dr. Gg. REUTLINGER,

Privatdozent an der Technischen Hochschule, Darmstadt.

Die meisten Bauwerke können dynamisch aufgefasst werden als Balken oder Balkensysteme, die Schwingungen ausführen. (Vergl. Abhandlungen Bd. I., S. 387-410, 1932.) Diese Bauwerke führen entweder freie Schwingungen aus, wenn sie angestossen und sich dann selbst überlassen werden, oder sie führen erzwungene Schwingungen aus, wenn die Erregung nach bestimmten Gesetzen erfolgt. Die Eigenschwingungszahl ist dann ein Mass für die Festigkeit des Bauwerkes ; je höher die Eigenschwingungszahl eines Bauwerkes, umso grösser ist die Festigkeit. Die Dämpfung, d. h. die Abnahme der Schwingungsweite eines frei ausschwingenden Systems, infolge innerer

Reibung gestattet Rückschlüsse auf die innere Struktur des Bauwerkes. Ein Turm aus Eisenbeton wird eine geringe innere Reibung, also eine schwache Dämpfung zeigen, jedoch wird die Dämpfung sehr erheblich sein, wenn das Bauwerk Risse enthält, längs deren bei Bewegungen Reibungskräftc auftreten. Die Form der elastischen Linie ermöglicht die Nachprüfung der Dimensionierung des Bauwerkes und seines baulichen Zustandes. Bei richtiger Verminderung der Trägheitsmomente der Einzelquerschnitte mit der Höhe und ausreichender Fundamentierung muss die Linie der Maximalauslenkungen infolge von Schwingungen eine stetig gekrümmte Kurve sein, deren Tangente an der Einspannstelle mit der Turmnormalen zusammenfällt. Knickstellen in dieser Kurve deuten auf Risse im Bauwerk, ein Abweichen der Tangente von der Normalen am Erdboden auf ungenügende Fundamentierung hin. (Vergl. Bild 1.)

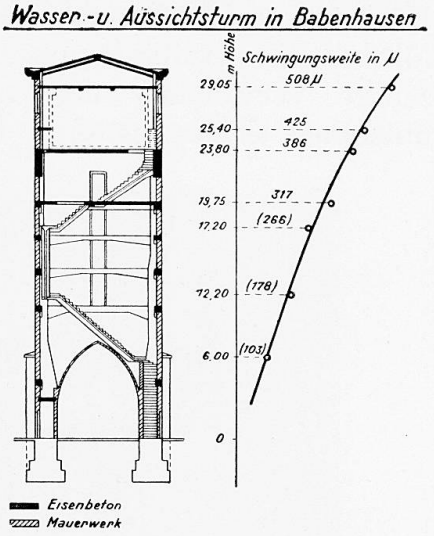


Fig. 1. — Château d'eau-Observatoire à Babenhausen — Wasser- u. Aussichtsturm in Babenhausen — Water tower and belvedere in Babenhausen.
Hauteur — Höhe — Height.
Amplitudes des oscillations en μ. Schwingungsweite in μ — Amplitudes of oscillation in μ.
Béton armé — Eisenbeton — Reinforced concrete.
Maçonnerie - Mauerwerk - Masonry.

Zur Aufnahme der dynamischen Bestimmungsstücke können verschiedene Methoden und Instrumente Anwendung finden.

Die Methode der freien Schwingung, beruhend auf dem Anstossen des Bauwerkes durch auffallende Massen oder durch plötzliches Entlasten des vorgespannten Bauwerkes, findet nur noch vereinzelt Anwendung. Die hierbei auftretenden freien Schwingungen können durch Schwingungs- oder Spannungsmesser aufgezeichnet werden. Aus den Abklingungskurven sind die Eigenschwingungszahl und die Dämpfung zu entnehmen. Weder die Konstruktion der elastischen Linie noch die Aufstellung einer Energiebilanz der Schwingungsenergie ist möglich.

Die Methode der erzwungenen Schwingungen, die heute fast ausschliesslich Anwendung findet, verwendet periodische, meist sinusförmige Erregungskräfte. Die Wuchtkräfte geläuteter Glokken oder umlaufender Maschinen sind entweder schon natürliche Erregerkräfte, oder es werden durch sogenannte Rotore oder Oszillatore künstlich sinoidale Kräfte eingeführt. Die Messung der maximalen Schwingungsweiten, bezw. der Maximalspannungen als Funktion der Schwingungsfrequenz erfolgt mittelst Schwingungs- bzw. Spannungsmessern. Aus den aufgestellten Resonanzkurven kann die Eigenschwingungszahl und die Dämpfung abgeleitet werden. (Vergl. Abhandl. Bd. I., Seite 397.)

Die Aufstellung einer Energie-Resonanzkurve durch Aufzeichnung der in der Erregermaschine aufgenommenen elektr. Energie als Funktion der Erregerfrequenz zeigt bei schwach gedämpften Bauwerken keine grosse Genauigkeit. Wesentlich genauer ist das Ergebnis der dynamischen Untersuchung, wenn mittels Schwingungsmessern in verschiedenen Höhen des Bauwerkes Resonanzkurven aufgenommen, die zugehörigen Eigenschwingungszahlen,

Maximal-Schwingungsweiten und die Dämpfung aus diesen ermittelt werden. Aus den Maximalschwingungsweiten für die einzelnen Höhen lässt sich die elastische Linie zeichnen ; aus dem Vergleich der Dämpfung an den einzelnen Messtellen können Schlüsse auf den Bauzustand des Bauwerkes gezogen werden, die eine Kontrolle für etwaige Störungen in dem Verlauf der elastischen Linie darstellen. Die von dem Erreger in das Bauwerk eingeführte Schwingungsenergie kann aus Unwucht und Umlaufsgeschwindigkeit errechnet, aus den Angaben der Schwingungsmesser kann der Energiefluss durch das ganze Bauwerk verfolgt werden. Die Aufstellung einer Energiebilanz ist also durchführbar. Das Auffinden irgend welcher Unregelmässigkeiten ist durch gleichzeitige Verwertung der verschiedenen dynamischen Bestimmungsstücke unbedingt sicher gestellt.

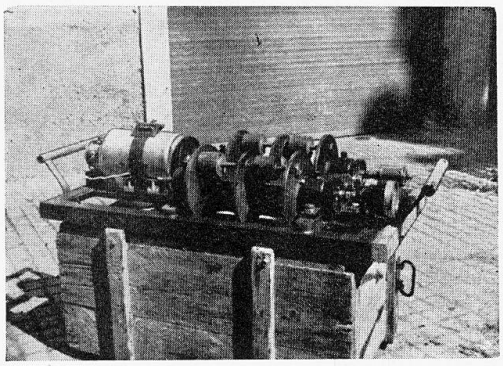


Fig. 2.

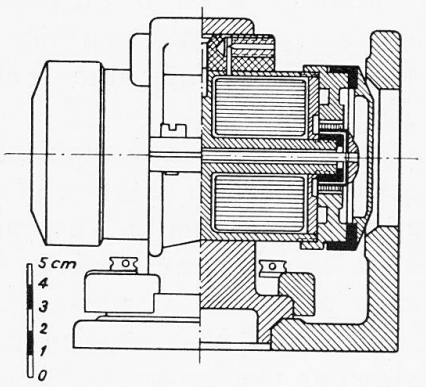


Fig. 3.

Fig. 2. — Rotor pour mise en oscillation des ouvrages — Rotor zur Erregung von Bauwerksschwingungen — Rotor for causing vibrations in structures.
Fig. 3. — Coupe de l'appareil universel du Dr. Reutlinger à mesurer les oscillations — Schnittzeichnung v. Universal-Schwingungsmesser nach Pd. Dr. Reutlinger — Cross-section of the Dr. Reutlinger Universal-Vibrometer.

Die Auswahl der Messgeräte ist von grösster Bedeutung für den Erfolg der Messung.

Der Schwingungserreger (Rotor-Oszillator) muss vollkommen starr mit dem zu untersuchenden Bauwerk verbunden sein, es genügt nicht, die Erregermaschine auf das Bauwerk aufzusetzen, sondern sie muss mit demselben entweder verschraubt werden, oder es ist durch Auflegen von Gewichten eine Ablösung von der Unterlage zu verhindern. Die Wuchtmassen, die Exzentrizität und die Umlaufgeschwindigkeit müssen genau bekannt sein, weil hieraus die eingeführte mech. Schwingungsenergie errechnet wird.

Zur Anregung von grösseren Bauwerken verwendet der Referent einen Rotor mit zwei gegeneinander umlaufenden Trommelsystemen, die auswechselbare Unwuchtmassen enthalten. Durch entsprechende Auswahl und Orientierung der Massen zu einander werden die Grösse und Richtung der Zugkräfte festgelegt. (Bild 2.) Zur Anregung von Bauwerksteilen findet ein kleiner Universal-Rotor Anwendung. (Vergl. Abhandl. Bd. I., S. 401.)

Als Schwingungsanzeiger (Schwingungsmesser oder Spannungmesser) verwendet der Referent elektrisch übertragende Geräte, die neben Fernüberragung auch beliebige Vergrösserung durch Röhrenverstärkung ermöglichen.

Der innere Aufbau dieser Schwingungsmesser ist aus Bild 3 ersichtlich. In einem ringförmigen Felde eines Topfmagneten schwingt eine Spule, in welcher Induktionsströme entstehen, die proportional der achsialen Geschwindigkeit sind. Für die Auswertung auf Schwingungsweiten ist das ohne Belang, jedoch ergibt gerade die Schwingungsgeschwindigkeit und die Geschwindigkeit der Spannungsänderung, wie sie mit den Spannungsmessern des Referenten gemessen werden, interessante Einblicke in die Zerstörungsarbeit der technischen Erschütterungen. Die entstehenden Induktionsströme werden entweder

Fig. 4.

V_p plaque d'oscillation verticale — Vertikal-Schwingungsplatte — Vertical vibration plate.

H_p plaque d'oscillation horizontale — Horizontal-Schwingungsplatte — Horizontal vibration plate.

R ressort vertical de suspension — Vertikal-Tragfeder — Vertical supporting spring.

m_1 m_2 masses d'excitation — Massen der Schwingerregung — Masses causing vibration.

St Indicateur de vitesse stroboscopique — Stroboskopische Geschwindigkeitsmessung — Stroboscopic speed measuring.

E excicateur excentrique pour excitation du ressort — Exzentererreger für Federerregung — Eccentric exciter for spring excitation.

K_f ressorts d'accouplement — Koppelfedern — Coupling springs.

T_a tachymètre à courants de Foucault — Wirbelstrom-Tachometer — Eddy-current tachometer.

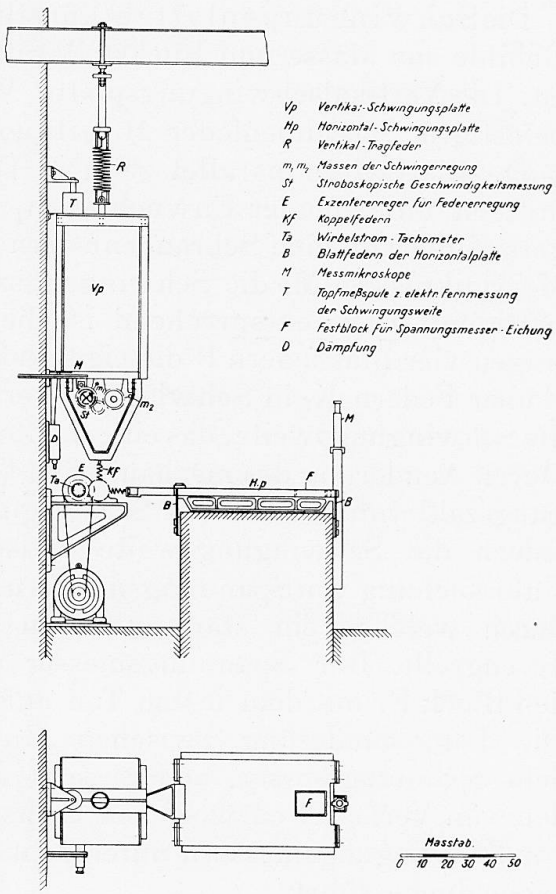
B ressorts à lame de la plaque horizontale — Blattfedern der Horizontalplatte — Leaf springs of horizontal plate.

M microscope de mesure — Messmikroskope — Measuring microscope.

T aimant concentrique pour la mesure des amplitudes d'oscillation — Topfmesspule z. elektr. Fernmessung der Schwingungsweite — Cylinder measuring spool for electric remote measuring of vibration amplitudes.

F appui fixe pour l'étalonnage des appareils de mesure d'efforts — Festblock für Spannungsmesser-Eichung — Rigid block for calibrating stress measurer.

D dispositif d'amortissement — Dämpfung — Damping.



mit einem Wechselstrom-Milliampèremeter (Gossen & Co. Erlangen) direkt abgelesen, oder mit einem Oszillographen aufgezeichnet.

Um auch Schwingungsbewegung geringer Grösse aufnehmen zu können wurde ein frequenzunabhängiger Zweiröhren-Verstärker entwickelt, der in sich zugleich eine halbautomatische Eich- und Shunteinrichtung enthält, um die Verstärkungsziffer sowohl eichen und ändern zu können. Das miteingebaute Wechselstrom-Milliampèremeter ist über eine Eichkurve in Schwingungsweite geeicht. Durch einfache Umschaltung kann ein Oszillograph an den Verstärker angeschaltet werden.

Die Untersuchung der Schwingungsmessgeräte und ihre Eichung erfolgt auf einer Schwingungsplatte. Es hat sich bei der Untersuchung zahlreicher Schwingungsmesser gezeigt, dass nur die dynamische Eichung brauchbare Werte ergibt. Schwingungsmesser mit mechanischer Aufzeichnung

sollten nicht stärker als 30 fach, solche mit optischer Aufzeichnung höchstens 200 fach vergrössern. Bei stärkeren Vergrösserungen ist die elektrisch-optische Aufzeichnung eventl. unter Zuhilfenahme von Röhrenverstärkern zu verwenden. Hierbei werden die mechanischen Schwingungen in Wechselströme umgewandelt, die entweder unmittelbar oder über Röhrenverstärker dem elektrischen Messgerät zugeführt werden. Durch elektrische Hilfsmittel lässt sich auf einfache Weise die Empfindlichkeit ändern. Besonders wichtig ist aber die Möglichkeit der Fernbeobachtung mehrerer Messtellen an einer Stelle und auf einer einzigen Aufzeichnung.

Die Schwingungsplatten (künstliche Fundamente) sind schwingungsfähige Gebilde aus Masse und Rückstellkraft, deren Aufbau aus Bild 4 zu erkennen ist. Die Vertikalschwingungsplatte V. P. wird durch eine an einem Träger befestigte Schraubenfeder R getragen und durch an der Wand befestigte kurze Blattfedern parallel geführt. Die Erregung der Schwingungen erfolgt mittelst umlaufender Unwuchten m_1 u. m_2 oder mittels eines Exzenter-Erregers E durch kleine Schraubenfedern K_f. Die Schwingungsweite wird mittels Messmikroskop M, die Schwingungszahl mittels eingebauten Tachometers T_a bestimmt. Ganz entsprechend ist die Horizontalplatte H. P. aufgebaut. Hier tragen vier Blattfedern B die eigentliche Platte, die von dem Exzenter-Erreger E über Federn K_f in Schwingung versetzt wird. Das Messmikroskop M misst die Schwingungsweite, das eingebaute Tachometer T die Schwingungszahl/min. Durch Aenderung des mechanischen Getriebes ist die Veränderung der Schwingungszahl von 1/2 bis 100 Schwingungen/sec, durch Aenderung der Koppelfedern die Schwingungsweite zwischen 3 und 1/1000 mm möglich. Zur Untersuchung von Spannungsmessern hat die Horizontalplatte einen Ausschnitt, durch welchen ein starr mit dem Betonblock verbundener Gussblock F durchgreift. Der Spannungsmesser wird mit seiner beweglichen Spitze auf den Block F, mit dem festen Teil auf die Schwingungsplatte H. P. aufgesetzt. Die Längenänderung zwischen Gussblok und Platte wird einerseits mit dem Spannungmesser, andererseits mit dem Messmikroskop gemessen. Mit den vom Verfasser entworfenen Eicheinrichtungen wurden eine grosse Anzahl von Schwingungsmessern untersucht und ausserdem umfangreiche Modellversuche duchgeführt.

Literatur vergl. Abhandlungen Bd. I., S. 387-410, 1932.

Traduction.

La plupart des ouvrages peuvent être considérés du point de vue dynamique comme des poutres ou des systèmes de poutres qui exécutent des oscillations (voir Mémoires, 1er volume, pages 387 à 410, 1932). Ces ouvrages exécutent toutefois, soit des oscillations libres lorsqu'ils sont excités puis abandonnés à eux-mêmes, soit des oscillations forcées lorsque le mode d'excitation suit des lois définies. La fréquence propre d'oscillation sert alors à mesurer la résistance de l'ouvrage; plus cette fréquence propre est élevée dans un ouvrage donné, plus grande est la résistance de cet ouvrage. L'amortissement c'est-à-dire la réduction de l'amplitude des oscillations d'un système soumis à des

oscillations libres, par suite des frottements internes, permet de faire des déductions sur la structure interne de l'ouvrage. Une tour en béton armé accuse un frottement interne faible, c'est-à-dire un faible amortissement ; toutefois, lorsque l'ouvrage renferme des fissures, l'amortissement est notablement plus fort, car des efforts de frottement se manifestent le long de ces fissures. La forme de la ligne élastique permet de contrôler les dimensions données à l'ouvrage et son état effectif. En réduisant judicieusement les moments d'inertie des différentes sections avec leur hauteur et avec des fondations suffisantes, on doit obtenir, pour la courbe des déformations maxima sous l'influence des oscillations, une courbe régulièrement incurvée, dont la tangente au point d'encastrement coïncide avec la normale à la tour. Les coudes de la courbe indiquent des fissures dans l'ouvrage et la non-coïncidence entre la tangente à la courbe et la normale à la tour, au sol, révèle l'insuffisance des fondations (voir fig. 1).

Le relevé des caractéristiques dynamiques peut être effectué au moyen de différentes méthodes et appareils.

La méthode de l'oscillation libre repose sur l'excitation de l'ouvrage au moyen des masses tombantes ou par décharge brusque de cet ouvrage préalablement soumis à une contrainte ; elle est assez peu employée. Les oscillations ainsi provoquées peuvent être mises en évidence au moyen d'appareils de mesure des oscillations ou des tensions. A partir des courbes d'amplitude décroissante obtenues, on détermine la fréquence propre et l'amortissement. Il n'est toutefois possible ni de construire la ligne élastique, ni de dresser le bilan de l'énergie oscillatoire.

La méthode des oscillations forcées fait appel à des efforts d'excitation périodiques, la plupart du temps de forme sinusoïdale ; elle est employée presqu'exclusivement actuellement. On peut déjà utiliser comme efforts d'excitation naturels les efforts mis en jeu par les cloches d'un monument, par exemple, ou par des machines tournantes ; on peut également produire ces efforts au moyen d'appareils appelés « rotors » ou « oscillateurs », qui fournissent des efforts d'allure sinusoïdale. La mesure des amplitudes maxima d'oscillation ou des contraintes maxima en fonction de la fréquence des oscillations est effectuée au moyen d'appareils de mesure des oscillations ou des tensions. A partir des courbes de résonance obtenues, on peut déterminer la fréquence propre d'oscillation et l'amortissement (voir Mémoires, volume 1, page 397).

Dans les ouvrages accusant un faible amortissement, l'établissement des courbes de résonance par relevé de l'énergie électrique absorbée par la machine d'excitation en fonction de la fréquence d'excitation ne donne pas une bien grande précision. Pour obtenir, par essai dynamique, des résultats sensiblement plus précis, il convient de relever les courbes de résonance, au moyen d'appareils de mesure d'oscillations, à différents niveaux de l'ouvrage, puis de déterminer à partir de ces courbes les fréquences propres d'oscillation correspondantes, les amplitudes maxima et l'amortissement. En partant des amplitudes maxima d'oscillation pour les différents niveaux, on peut tracer la ligne élastique ; en comparant les valeurs de l'amortissement aux différents points où il a été déterminé on peut obtenir des conclusions sur l'état effectif de l'ou-

vrage et contrôler ainsi les anomalies que peut présenter l'allure de la ligne élastique. L'énergie oscillatoire fournie par l'oscillateur à l'ouvrage peut être déterminée à partir des efforts simples et de la vitesse de rotation ; à partir des indications de l'appareil de mesure d'oscillation on peut déterminer l'énergie mise en jeu dans l'ensemble de l'ouvrage. On peut également établir un bilan d'énergie. Les irrégularités éventuelles mises en évidence par l'interprétation simultanée des différentes caractéristiques dynamiques ainsi déterminées peuvent ainsi être décelées à coup sûr.

Le choix des appareils de mesure présente une très grande importance pour le résultat définitif.

L'appareil de mise en oscillation (rotor-oscillateur) doit être monté d'une manière absolument rigide par rapport à l'ouvrage à étudier ; il ne suffit pas de le poser sur la construction ; il doit au contraire être boulonné sur cette construction ; à défaut, on évitera tout déplacement relatif par addition de poids convenables. Les masses en mouvement, les excentricités et les vitesses de rotation doivent être connues avec précision, car c'est de leurs valeurs que l'on déduira l'énergie oscillatoire fournie.

Pour provoquer l'oscillation d'ouvrages importants, l'auteur emploie un rotor comportant deux systèmes de disques tournant en sens opposés, et qui portent des masses interchangeables et ne mettant en jeu que des efforts simples. Par un choix et une disposition judicieuse des masses l'une par rapport à l'autre, on peut déterminer à volonté la direction et la valeur des efforts simples (fig. 2). Pour la mise en oscillation des éléments d'ouvrages, on emploie un Rotor-Universel de modèle réduit (voir Mémoires, Volume 1, page 401).

Comme indicateur d'oscillations (appareil de mesure des oscillations ou des contraintes) l'auteur emploie un appareil à transmission électrique qui permet, outre la transmission des observations à distance, leur amplification à volonté au moyen de lampes. Le montage intérieur de cet appareil de mesure d'oscillations est représenté sur la figure 3. Dans le champ annulaire produit par un aimant concentrique, oscille une bobine dans laquelle se manifestent des courants induits qui sont proportionnels à la vitesse angulaire. Ses indications ne permettent pas de déterminer l'amplitude des oscillations ; toutefois, la vitesse d'oscillation et la vitesse de modification des contraintes, telles qu'on les mesure au moyen de l'appareil de l'auteur, donnent des renseignements intéressants sur les dégradations provoqués par les trépidations. Les courants induits sont lus directement avec un milliampèremètre à courant alternatif (Gossen & Co., Erlangen), ou bien enregistrés au moyen d'un oscillographe.

Afin de pouvoir déceler les oscillations très faibles, a été mis au point un amplificateur à deux lampes à amplification indépendante de la fréquence, qui comporte également un dispositif incorporé d'étalonnage et de shuntage semi-automatique, afin de permettre l'étalonnage et la modification du coefficient d'amplification. Le milliampèremètre incorporé est étalonné par rapport à une courbe d'étalonnage graduée en amplitudes d'oscillation. Par une simple modification de couplage, on peut adjoindre un oscillographe à cet amplificateur (voir figure 4).

Le contrôle des appareils de mesure d'oscillations et leur étalonnage se font sur une table d'oscillation. L'étude de nombreux appareils a montré que seul l'étalonnage dynamique donne des valeurs utilisables en pratique. Les appareils de mesure d'oscillations comportant l'enregistrement mécanique ne doivent pas comporter une amplification supérieure à 30, cette amplification atteignant au maxiuum 200 avec les appareils à enregistrement optique. Pour des amplifications plus poussées, on a recours à l'enregistrement électrique-optique, éventuellement avec amplification par lampes. Dans ce dispositif, les oscillations mécaniques sont transformées en courants alternatifs, qui sont envoyés aux appareils de mesure soit directement, soit par l'intermédiaire d'amplificateurs à lampes. Au moyen d'organes électriques auxiliaires, il est facile de modifier la sensibilité du système. Ce dispositif offre en particulier la possibilité très intéressante de permettre l'observation à distance, sur plusieurs points, à partir d'un même poste et d'effectuer un enregistrement multiple unique.

Les tables d'oscillation, qui constituent des reproductions de fondations ou bâtis, sont des éléments susceptibles d'entrer en oscillations sous l'influence de la masse et d'un effort en retour ; leur constitution est représentée sur la figure 5. La table d'oscillation verticale V. P. est supportée par un ressort à boudin R fixé sur une poutre ; elle est guidée par des ressorts à lame de courte longueur fixés au mur. L'excitation est effectuée au moyen de masses tournantes m_1 et m_2 ne faisant intervenir aucune énergie cinétique ou au moyen d'un excitateur excentrique E par l'intermédiaire de petits ressorts à boudin K_f. L'amplitude des oscillations est déterminée au moyen d'un microscope de mesure M et la fréquence au moyen d'un tachymètre incorporé Ta. La table d'oscillation horizontale H. P. est conçue d'une manière analogue. Ici, quatre ressorts à lame B supportent la table elle-même, qui est mise en oscillation au moyen d'un excitateur excentrique E, sur des ressorts K_f. Le microscope de mesure M permet de mesurer l'amplitude des oscillations et le tachymètre incorporé T les nombres d'oscillations à la minute. Par modification de la commande mécanique, on peut faire varier la fréquence d'oscillation de 1/2 à 100 oscillations par seconde ; par modification des ressorts d'accouplement, on peut faire varier leur amplitude entre 3 et 1/1.000 de millimètre. Pour permettre le contrôle des appareils de mesure des efforts, la table horizontale comporte une fenêtre à travers laquelle passe un bloc de fonte F, assemblé d'une manière rigide avec le socle de béton. L'appareil de mesure des efforts est placé avec sa pointe mobile sur ce bloc F et relié à la table d'oscillation avec le câble fixe. La variation de distance entre le bloc de béton et la table est mesurée d'une part avec l'appareil de mesure d'efforts, d'autre part avec le microscope. Avec le dispositif d'étalonnage mis au point par l'auteur, un grand nombre d'appareils de mesure d'oscillations ont déjà été étalonnés ; ce dispositif a également permis d'effectuer des essais extrêmement fructueux sur modèles.

(Pour la bibliographie, voir Mémoires, Volume 1, pages 387 à 410, 1932).

Zusammenfassung.

Nach einer kurzen Betrachtung der Aufgaben und Messergebnisse der dynamischen Verfahren zur Untersuchung von Bauwerken, werden die Geräte zur Ermittlung der dynamischen Bestimmungsstücke (Eigenschwingungszahl, Masse, Rückstellkraft = Festigkeit, Dämpfung = Innere Reibung, Form der elastischen Linie) behandelt. Rotore = Oszillatore zur Erregung der erzwungenen Schwingungen, Schwingungs- und Spannungsmesser zur Messung der Schwingungsweite bzw. der, infolge der Schwingungen auftretenden zusätzlichen Spannungen werden beschrieben. Den Abschluss bildet die Betrachtung der dringend erforderlichen Untersuchungs- und Eicheinrichtung für Schwingungs-und Spannungsmesser, sowie zur Durchführung von Modellversuchen.

Résumé.

Après un court aperçu sur les objectifs à atteindre et sur les résultats que peuvent donner les mesures, dans l'étude du comportement dynamique des ouvrages, l'auteur aborde la description des appareils utilisés pour la détermination des caractéristiques dynamiques des ouvrages (fréquence propre d'oscillation ; Masses : Effort en retour — résistance ; amortissement — frottement interne ; forme de la courbe élastique) : Rotor-oscillateur pour la production des oscillations forcées ; appareils pour la mesure des oscillations et des efforts, pour la détermination des amplitudes d'oscillation et des contraintes additionnelles mises en jeu par les oscillations. En conclusion l'auteur aborde le contrôle extrêmement nécessaire et l'étalonnage des appareils de mesure d'oscillations et d'efforts, ainsi que l'exécution des essais sur modèles.

Summary.

After a short survey of the problems and measured results of dynamic methods of testing structures, the apparatus for determining the dynamic characteristics (natural frequency, masses, power of recovery = strength, damping = Internal friction, form of the elastic line) is spoken of : Rotors = oscillators for causing forced vibration, vibration measurers and stress measurers for measuring the amplitudes of vibrations and the additional stresses caused by the vibrations, are described. Finally the author speaks of the urgent necessity of having testing and calibrating devices for vibration and stress measurers, and also of carrying out tests on models.

b) Rapports sur des mesures effectuées sur des ponts et des charpentes.

Berichte über durchgeführte Messungen an Bauwerken.

Reports on measurements carried out on structures.

O. SESINI,

Professeur à l'Ecole Polytechnique de Pise.

La Commission Italienne chargée de l'étude de la dynamique des ponts métalliques, dont les travaux sont encore à leurs débuts, s'est occupée jusqu'ici d'étudier et d'essayer les moyens expérimentaux les plus aptes à permettre des expériences systématiques ayant pour but de déterminer le comportement des ponts des chemins de fer italiens au passage des locomotives actuellement employées dans le réseau de l'État.

Dans ces essais, faute d'instruments suffisamment exacts et bien éprouvés au cours de mesures antérieures, et dans l'attente de ceux qui sont encore à l'étude, on s'est borné à mesurer les fléchissements des travées, à l'aide des appareils « Rabut », qui à la suite de modifications et additions opportunes, ont été mis en état de répondre d'une manière satisfaisante au but proposé.

Pour les détails de ces modifications et pour ce qui concerne l'emploi de l'instrument, de même que la vérification de l'exactitude des résultats, nous renvoyons au mémoire paru dans les « Annali dei Lavori Pubblici », 1931, No. 8.

A ce qui a été exposé dans cette note, nous n'ajouterons que ceci : l'emploi des appareils « Rabut » avec point de repère fourni par un pieu en tube d'acier, dont il est question à la fin de la note, et à laquelle on a eu fréquemment recours, a donné des résultats tout à fait satisfaisants.

Les mesures susdites ont été effectuées sur les 5 travées suivantes :

1) Pont sur l'Arno à Pise : Travée à 4 poutres à âme pleine (2 pour chaque rail), de 20, 90 m. de portée; hauteur des poutres 1 m.; travée très flexible. La surcharge a été constituée par des locomotives électriques triphasées à 6 essieux, dont 4 couplés, avec bielles triangulaires (E. 431 et E. 432 des FF. SS.).

2) Pont sur l'Adige, près de Mezzocorona : Poutres en treillis d'une portée de 29 m. Locomotives à vapeur à 5 essieux dont 3 couplés (685).

3) Pont sur l'Aniene, près de Lunghezza : Poutres en treillis d'une portée de 39 m. Locomotives à vapeur à 5 essieux dont 3 couplés (685) et à 6 essieux dont 4 couplés (940).

4) Pont sur le Pô, près de Piacenza : Poutres en treillis. Une travée de 60 mètres.

5) Idem-idem. — Une travée de 74 m. — Locomotive à vapeur à 6 essieux, dont 3 couplés (691).

A la suite de ces expériences, on a noté pour toutes les travées, deux vitesses critiques, dont ont déjà parlé plusieurs observateurs, et qui se manifestent par des oscillations sensibles et relativement régulières.

Les oscillations correspondant à la première vitesse critique ont une fré-

quence presque égale à celle de la succession des essieux; elles sont parfois assez faibles pour ne pas produire d'importantes augmentations des flèches maxima.

Comme on supposait que ces oscillations étaient dues aux chocs des roues sur les joints des rails, on a répété les essais, sur les ponts de Pise et de Lunghezza, après avoir posé des rails sans joints, plus longs que les travées. On a constaté alors que ces oscillations ne changeaint pas. Les joints des rails paraissent ne pas avoir d'influence sensible sur ces oscillations, qui dépendent probablement d'autres irrégularités de la voie.

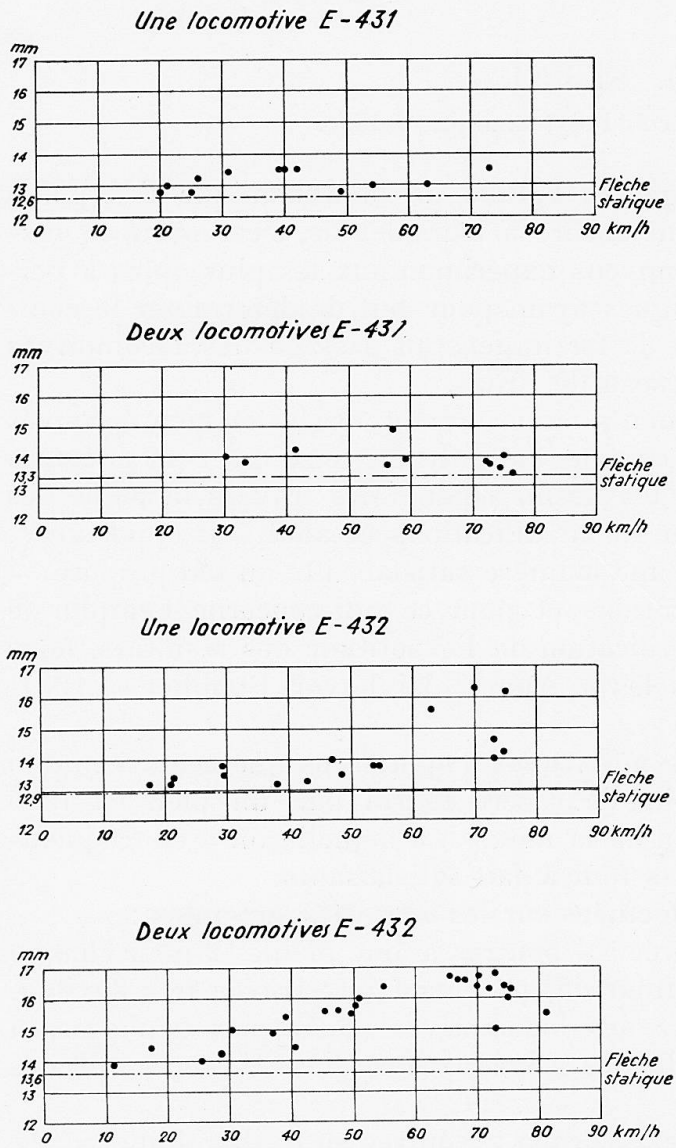


Fig. 1. — Flèche statique = Statische Durchbiegung = Static deflection.

Les oscillations correspondant à la 2e vitesse critique sont très approximativement synchrones de la rotation des roues couplées.

Ces oscillations parfois très accentuées, sont à attribuer en partie aux forces d'inertie des masses en mouvement rotatif ou alternatif.

Cependant, il y a lieu de remarquer que dans les essais effectués avec des locomotives électriques, où les forces d'inertie sont équilibrées, on a de même observé (tout au moins avec les locomotives type E. 432) des oscillations très sensibles, qui n'ont par contre pas été enregistrées avec locomotives E. 431, qui se différencient des précédentes surtout par le système des bielles.

Ces oscillations paraissent pourtant relever des mouvements anormaux bien connus des locomotives électriques et des irrégularites de la transmission du couple moteur [1].

Les graphiques de la fig. 1 donnent des flèches dynamiques maxima (ordonnées) mesurées au pont sur l'Arno, avec des locomotives électriques E. 431 et E. 432, lancées aux vitesses indiquées en abscisses.

1. Des essais qui ont été effectués par la suite avec des locomotives de type semblable, ont confirmé ces résultats.

Les oscillations susdites sont plus nettement en évidence sur la fig. 2, où sont reproduits quelques-uns des diagrammes tirés des essais susdits effectués avec deux locomotives E. 432. Les abscisses représentent l'espace parcouru par les locomotives à partir de l'instant de l'entrée du premier essieu sur la travée.

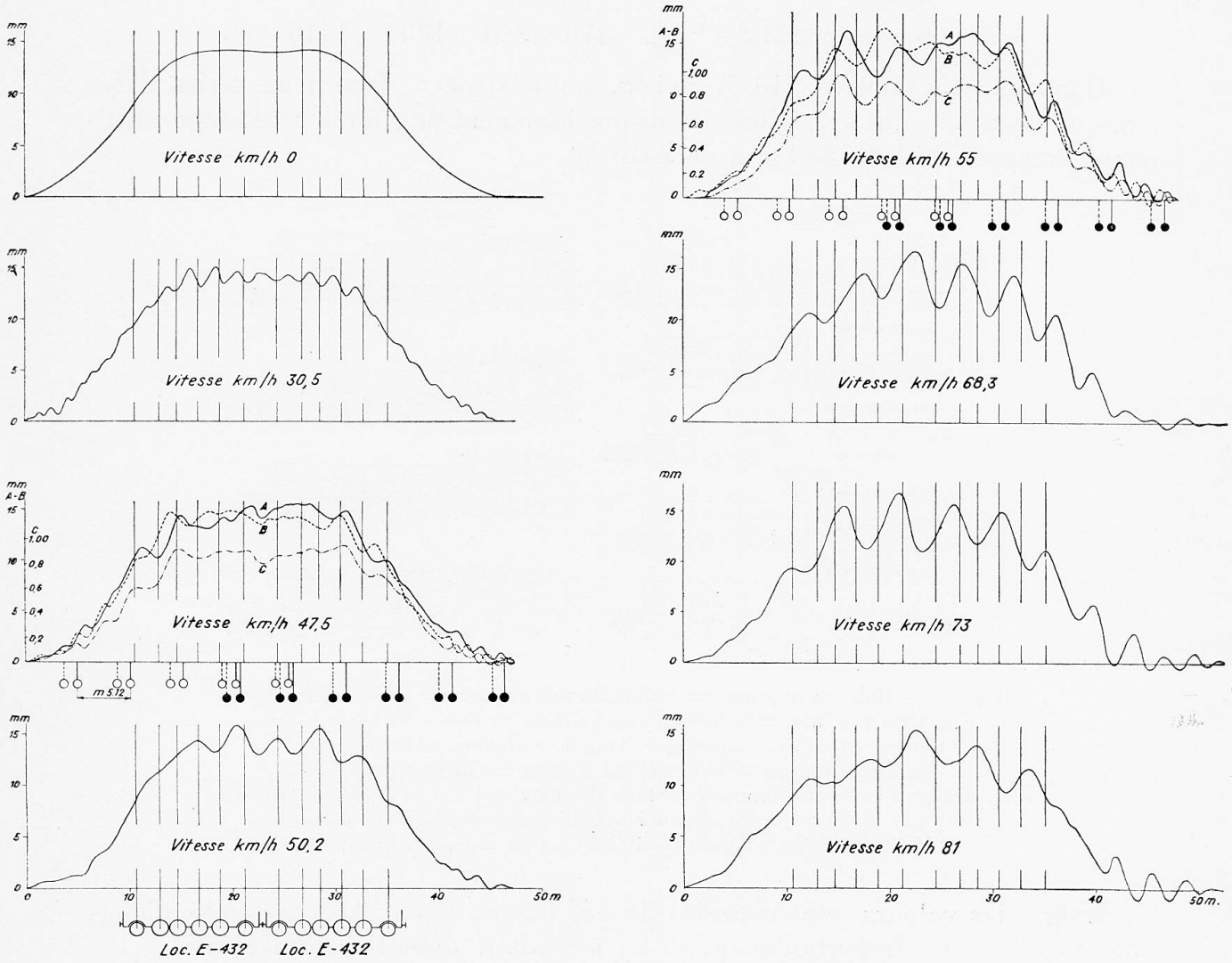


Fig. 2. — Vitesse km/h = Geschwindigkeit km/h = Speed km/hour.

Les traits verticaux indiquent les passages des essieux au milieu du pont, où l'appareil était placé. Dans les diagrammes 3 et 5, qui sont les plus complets, les lignes pleines A donnent les fléchissements de la poutre en amont ; les lignes pointillées B ceux de la poutre en aval. Les signes ♁ et ♁ indiquent les moments où les manivelles en amont et en aval de la première locomotive étaient en bas. Les signes ⚈ et ⚈ donnent les mêmes indications pour la seconde locomotive.

Il est aisé de voir la relation entre les positions des manivelles et les oscillations des poutres, aussi bien que l'action de torsion sur la travée.

Pour mieux mettre en évidence l'effet des forces d'inertie des masses tour-

nantes, dans les essais au pont de Lunghezza, on a ajouté aux contrepoids des masses supplémentaires, pour déséquilibrer les locomotives.

Dans une locomotive 685 (3 essieux couplés) on a ajouté 4 séries différentes de poids, qui à la vitesse critique donnaient une force d'inertie totale respective de :

Série	I	II	III	IV
Force centrifuge kg.	470	890	1330	1746

Dans une locomotive 940 (4 essieux couplés) on a placé deux séries différentes de poids, qui à la vitesse critique donnaient une force centrifuge résultante respective de 1623 kg et de 2546 kg.

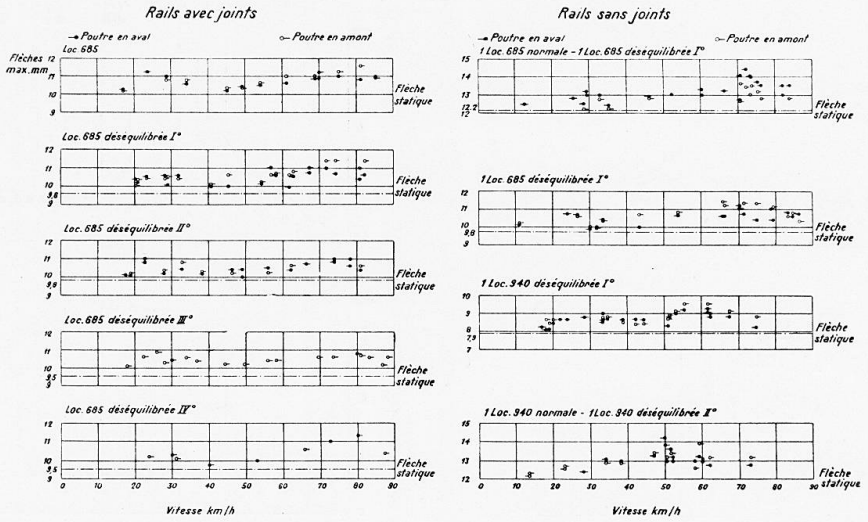


Fig. 3. — Rails avec joints = Schienen mit Stössen = Rails with joints.
Rails sans joints = Schienen ohne Stösse = Rails without joints.
Poutre en aval = talseitiger Träger = Girder, downhill side.
Poutre en amont = bergseitiger Träger = Girder, uphill side.
Loc. déséquilibrée = Lokomotive ohne Massenausgleich = Loco. unbalanced.
Flèche statique = Statische Durchbiegung = Static deflection.
Vitesse km/h = Geschwindigkeit km/h = Speed km/hour.

Malgré les valeurs considérables de ces forces, on n'a pas constaté d'augmentations aussi importantes qu'on s'y attendait, dans les oscillations.

Les flèches maxima observées ressortent du tableau 3.

Majoration dynamique des flèches. Les coefficients de majoration dynamique des flèches sont remarquablement différents d'une expérience à l'autre, même sans changement ni de travée ni de locomotive ni de vitesse.

Le maximum des coefficients susdits a été de 1,24 au pont de Pise, plus court et relativement plus flexible. Les valeurs atteintes dans les autres essais avec locomotives normales, ont été de 1,18 au pont sur l'Aniene et de moins de 1,10 dans les ponts de Mezzocorona et de Piacenza.

Fréquence des oscillations. L'examen des diagrammes, là où ils présentent des oscillations régulières, nous a permis de terminer avec une approximation suffisante, les fréquences des oscillations fondamentales des travées sans charge et sous charge. On en a tiré les valeurs ν_g et ν_{p+g} du tableau suivant.

On a aussi calculé les fréquences théoriques correspondantes ν'_g et ν'_{p+g} par la formule :

$$\nu' = \frac{5,61}{\sqrt{f}} \text{ Hertz.}$$

(où f désigne la flèche au milieu, en centimètres), valable pour la poutre prismatique de poids uniforme.

On a calculé les flèches dues au poids fixe en employant le module d'élasticité tiré des rapports entre les flèches théoriques dues aux surcharges et les flèches mesurées.

	Fréquences			
	Sans charge		Sous charge	
	Théoriques $\nu'_g =$ Hertz.	Mesurées $\nu_g =$ Hertz.	Théoriques $\nu'_{p+g} =$ Hertz.	Mesurées $\nu_{p+g} =$ Hertz.
Pont de Pise : poutres à âme pleine ; $l =$ m. 20, 90	7, 09	6, 90	3, 98	3, 95
Pont de Mezzacorona : Poutres en treillis ; $l =$ m. 29, 12	8, 58	8, 21	5, 00	4, 95
Pont de Lunghezza : poutres en treillis ; $l =$ m. 39	6, 94	6, 90	4, 12	3, 60
Pont de Piacenza : poutres en treillis ; $l =$ m. 61, 02	4, 72	4, 38	3, 21	3, 16
Pont de Piacenza : poutres en treillis ; $l =$ m. 74, 52	3, 89	3, 82	2, 80	2, 71

Si l'on fait leur part aux nombreuses causes d'erreur et au degré d'approximation des formules, aux erreurs éventuelles dans l'évaluation des poids fixes, peut-être parfois inférieurs aux poids réels, à l'effet des ressorts et aux autres causes de perturbation, pour ce qui concerne les surcharges, l'accord entre les données théoriques et les résultats expérimentaux est souvent satisfaisant.

Pour le pont sous charge, l'erreur paraît s'accentuer lorsque la surcharge est de beaucoup plus courte que la poutre, ce qui tient évidemment au fait que pour une charge de petite longueur le coefficient des formules qui donnent ν' devrait être inférieur.

Dans le pont sur l'Aniene, les deux locomotives 940 avaient une longueur totale entre les essieux extrêmes de m. 23 vis-à-vis de la longueur du pont de m. 39.

Avec une seule locomotive, qui n'occupe que m. 9, 90 la différence augmente encore ($\nu'_{p+g} = 4,75$ Hertz ; $\nu_{p+g} = 3,90$ Hertz).

Appareil pour la mesure des fléchissements des poutres du tablier.

Pour la mesure des flèches des poutres du tablier, on vient de construire à l'Institut de Mécanique appliquée aux Constructions de l'École polytechnique

de Pise, un appareil qui peut servir aussi à la mesure des flexions d'autres membrures de ponts.

Comme il s'agit de mesurer de petites flèches de poutres soumises à de fortes vibrations, on a eu recours à un système optique (fig. 4).

A une extrémité A de la poutre, est fixé un appareil d'éclairage qui donne un mince pinceau lumineux horizontal ; une lentille convergente placée au centre C de la poutre reproduit l'image de cette fente à l'autre extrémité B, où une mince fente verticale réduit l'image à un point lumineux qui est enregistré par un film sensible.

Les déplacements enregistrés sont doubles des flèches du milieu de la poutre par rapport aux extrémités.

Pour la mesure des flèches très petites, on a ajouté un jeu de prismes à deux faces réfléchissantes perpendiculaires, placés aux extrémités de l'appareil, qui permettent d'obtenir aussi une amplification 6.

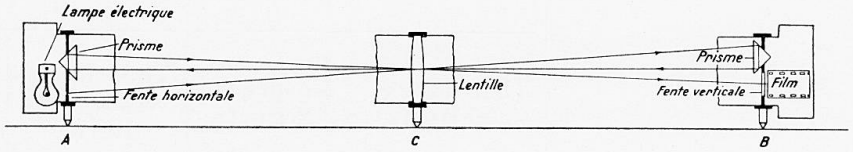


Fig. 4. — Lampe électrique = Elektrisches Licht = Electric lamp.
Fente horizontale = Horizontaler Spalt = Horizontal gap.
Lentille = Linse = Lentil.
Prisme = Prisma = Prism.

A l'aide du microscope, on peut alors aisément apprécier des déplacements de 0, 01 mm.

L'appareil peut aussi se placer sur les barres des poutres en treillis pour en mesurer les fléchissements. L'appareil qu'on vient de construire a une longueur de 4, 70 m. convenable pour les essais des poutres du tablier.

Pour chaque longueur, il faut avoir une lentille convenable.

L'appareil a été appliqué à la partie centrale des poutres du pont sur l'Arno à Pise. Il donnait ainsi la flèche relative à une longueur de 4, 70 m. (longueur de la poutre, 20, 90 m.), ce qui correspond à peu près à la courbure au centre de la poutre.

Les résultats acquis sont montrés par les lignes C des diagrammes 3 et 5 fig. 2, qui représentent les flèches susdites, à échelle convenable, indiquée sur l'axe des ordonnées, à droite.

Si l'on compare ces diagrammes avec ceux des flèches totales des poutres en aval et en amont, attendu que l'appareil optique était placé sur une des poutres intérieures, proche de la poutre en amont, on peut remarquer un bon accord entre les flèches et la courbure au milieu. La majoration dynamique est à peu près la même.

Ce procédé nous offre cependant le moyen de mesurer les déformations d'une partie du pont et d'avoir ainsi une donnée intermédiaire entre les fléchissements totaux et les déformations locales.

L. CAMBOURNAC,
Ingénieur en Chef du Chemin de Fer du Nord, Paris.

Parmi les constructions soumises à l'action des charges dynamiques, il convient de placer au premier rang les tabliers métalliques de chemin de fer.

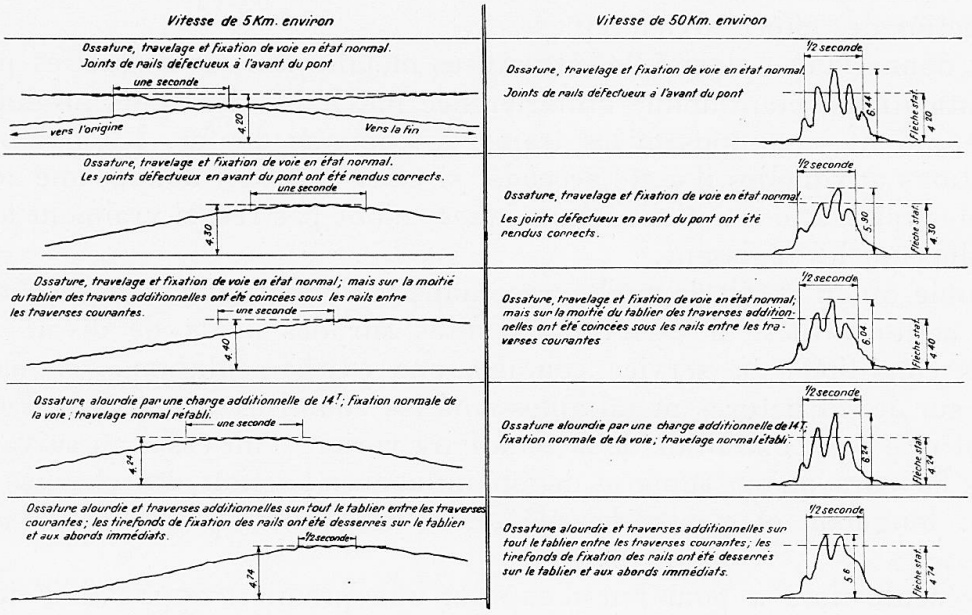


Fig. 1. — Vitesse de 5 km environ = Geschwindigkeit von ungefähr 5 km. = Speed about 5 km/hour.

Ossature, travelage et fixation de voie en état normal. Joints de rails défectueux à l'avant du pont = Gebälk, Verbände und Schienenbefestigung in Normalzustand. Schadhafte Schienenstösse ausserhalb der Brücke = Floor framing, sleepers and fixing of rail in normal condition. Rail joints defective before the bridge.

Une seconde = Eine Sekunde = One second.

Vers l'origine = Gegen den Anfang = Towards the beginning.

Vers la fin = Gegen das Ende = Towards the end.

Les joints défectueux en avant du pont ont été rendus corrects = Die schadhaften Stösse ausserhalb der Brücke sind in Stand gesetzt worden = The defective rail joints before the bridge have been put in order.

...; mais sur la moitié du tablier des traverses additionnelles ont été coincées sous les rails entre les traverses courantes.

...; auf halber Fahrbahn sind zusätzliche Schwellen zwischen den laufenden Schwellen unter die Schienen gekeilt worden.

...; but on half the floor of the bridge additional sleepers have been laid between the normal sleepers, and wedged to the rails.

Ossature alourdie par une charge additionnelle de 14 t.; fixation normale de la voie = Balken durch eine zusätzliche Last von 14 t beschwert. Normale Befestigung der Schiene = Floor framing loaded with an additional weight of 14 tons. Normal fixing of the rails.

Ossature alourdie et traverses additionnelles sur tout le tablier entre les traverses courantes; les tirefonds de fixation des rails ont été desserrés sur le tablier et aux abords immédiats = Balken beschwert, zusätzliche Schwellen zwischen den laufenden Schwellen auf ganze Fahrbahn; die Schienenbefestigungsschrauben sind auf der Fahrbahn und den anschliessenden Strecken losgeschraubt = Floor framing loaded and additional sleepers along the whole floor between the normal sleepers; the fishplates have been loosened along the bridge and in its immediate neighbourhood.

En vue d'établir les lois de l'action des charges roulantes sur les ponts de chemins de fer, on a multiplié des observations consistant à mesurer et à

enregistrer — soit les efforts développés dans les divers éléments de tabliers en service, par le passage des charges roulantes au pas et en vitesse — soit les déformations qui en résultent.

Le rapport entre les efforts ou les déformations « en vitesse » et les efforts ou les déformations « au pas » constitue le coefficient d'impact ou coefficient de majoration dynamique et les recherches visent à déterminer comment varie ce coefficient en fonction des multiples facteurs qui interviennent dans la production des efforts dynamiques.

Étant donné la complexité des structures métalliques sur lesquelles portent les investigations, étant donné l'interférence inévitable des effets produits par les essieux dont se composent les trains de chemins de fer, les nombreuses observations auxquelles il a été procédé, si elles ont bien donné une idée de l'ordre de grandeur des actions dynamiques, n'ont pas réussi vraiment à dégager les lois qui les régissent.

Il semble qu'on aurait de meilleures chances de dégager ces lois en substituant à cette synthèse d'observations faites sur des ponts de divers types, dans les conditions du service courant, une expérimentation systématique, portant sur des structures métalliques simples soumises au passage d'essieux isolés, et que l'on conduirait de façon à faire varier, d'un essai au suivant, un seul des facteurs qu'on suppose devoir influencer l'action des charges dynamiques : longueur et poids des éléments de tablier, poids et vitesse des essieux.....

La présente note a pour but d'exposer une première application de cette méthode analytique qui a été tentée à Douai, sur le chemin de fer du Nord, en 1931.

Pont d'essai. — Il importait de commencer par une structure métallique aussi simple que possible, de manière à éviter les résonances résultant de la solidarité des divers éléments d'une structure ordinaire.

Le premier pont d'essai a donc été constitué par deux poutres sous rails, de 9 m. 40 de portée, réunies par des entretoises. Ce tablier, qui pèse 11 t., est d'ailleurs susceptible d'être alourdi de manière à porter son poids mort à 25 t., sans faire varier ni sa portée ni son module de résistance mécanique.

Cette structure permet d'étudier l'action des surcharges roulantes sur des poutres droites simplement appuyées à leurs extrémités, pour des valeurs différentes du rapport des surcharges roulantes au poids mort du tablier.

Il sera loisible de substituer ultérieurement au tablier d'essai de 9 m. 40 de portée deux tabliers de 4 m. 50 de portée, simplement appuyés sur un appui médian, ou un tablier à poutres continues en deux travées de 4 m. 70 chacune, à la manière des longerons sous rails dans les tabliers à poutres latérales ; l'appui médian pourra être lui-même constitué par un chevêtre transversal appuyé ou encastré en des points extérieurs aux poutres sous rails, à la manière des entretoises dans les tabliers des ponts.

On pourra ainsi étudier l'action des surcharges roulantes sur des éléments tout à fait comparables aux longerons et entretoises que comportent les tabliers en service sous voie ferrée.

Surcharge roulante. — Cette surcharge a été réduite à un essieu isolé,

de manière à éviter le brouillage qui résulte, dans les enregistrements sur des ponts en service, de la superposition des effets produits par les différents essieux dont se compose un train de chemin de fer.

Cette surcharge consistait en un véhicule construit par les Chemins de fer Fédéraux Suisses et comportait un essieu unique sans ressort pouvant peser jusqu'à 36 t. Ce véhicule est susceptible de rouler à une vitesse atteignant jusqu'à 50 km. à l'heure.

On avait donc la possibilité de faire varier le poids et la vitesse de cet essieu unique.

Il est loisible d'envisager que cet essieu unique puisse être ultérieurement muni de ressorts, de manière à étudier l'influence des dispositifs de suspension élastique, puis remplacé par un véhicule à deux essieux, de manière à étudier la composition des efforts dynamiques.

Essais effectués. — En raison du court délai dout on disposait on se borna à expérimenter le passage du véhicule suisse aux vitesses extrêmes du pas, de 50 km. à l'heure environ et sans faire varier le poids de l'essieu qui resta fixé à 36 t.

Le tablier fut alourdi de 11 à 25 t. pour certains passages et on fit varier le mode de fixation des rails sur les poutres et la stabilité de la voie sur le tablier et aux abords.

Les efforts dans les poutres et les flèches du tablier furent enregistrées à l'aide des appareils suivants :

a) Tensimètres :

l'appareil suisse Meyer-Bühler à enregistrement par organes exclusivement mécaniques ;

l'appareil anglais Fereday-Palmer à enregistrement mécanico-optique ;

l'appareil allemand de la Reichsbahn dit « à charbon » à enregistrement électro-optique.

b) Fleximètres :

l'appareil suisse Stoppani ;

l'appareil français Rabut,

tous deux à enregistrement par organes exclusivement mécaniques.

Résultats obtenus. — Réserve étant faite que la vitesse de 50 km. n'a pu être réalisée qu'approximativement et n'était donc pas identique d'un essai au suivant, le dépouillement des enregistrements conduit aux constatations suivantes :

1) le coefficient de majoration dynamique est, toutes choses égales d'ailleurs, plus élevé dans les membrures supérieures des poutres qui sont comprimées que dans les membrures inférieures qui sont tendues.

2) Le mode de fixation de la voie sur le tablier, la stabilité de la voie sur le pont et en amont du pont paraissent avoir une influence sensible sur les effets dynamiques : des joints de rails défectueux aux abords, des traverses plus ou moins espacées, des rails plus ou moins bien assujettis par les tirefonds font varier le coefficient d'impact.

3) Le poids mort du tablier, ou plus exactement le rapport entre ce poids mort et la surcharge roulante, paraît, toutes choses égales d'ailleurs, sans influence sur le coefficient d'impact.

A titre d'exemple, on a reproduit, en annexe, des diagrammes obtenus au fleximètre Rabut pour les divers états du tablier et de la voie indiqués et aux vitesses du pas et de 50 km. à l'heure.

Ces constatations n'ont pas une valeur définitive, parce que les essais ont été trop peu nombreux et qu'il n'a pas été possible de donner à la surcharge roulante une vitesse rigoureusement constante.

Il a paru intéressant, néanmoins, de les faire connaître, pour illustrer les possibilités de la méthode d'expérimentation systématique préconisée dans la présente note comme moyen de déterminer les lois de l'action des charges dynamiques.

Dr. Ing. W. GEHLER,
Professor der Technischen Hochschule und
Direktor beim Staatl. Versuchs- und Materialprüfungsamt, Dresden.

Während die üblichen Versuche zur Bestimmung der Dauerfestigkeit von Stabverbindungen des Stahlbaues in der Regel mit den sogenannten Pulsometer-Maschinen durchgeführt werden, ist bei den vorliegenden Versuchen der Grundgedanke massgebend gewesen, unmittelbar an einem Fachwerkträger aus Baustahl einen bestimmten Fachwerkstab hinsichtlich seiner Beanspruchungen durch Schwingungen dauernd zu beobachten. Zu diesem Zwecke wurde im Versuchs- und Materialprüfungsamt nach Vorschlag des Verfassers ein 15,0 m weitgespannter Parallelträger von 1,0 m Höhe aufgestellt, dessen mittlerer Untergurtstab entweder als Augenstab ausgebildet und jeweils ausgewechselt werden kann oder mittels besonderer Klemmbacken eingespannt wird (s. Bild 1). Die Schwingungen werden durch einen Losenhausen-Schwinger erzeugt, bei dem 2 exzentrisch angeordnete Massen in entgegengesetztem Sinne rotieren. Die höchste, hiermit erreichbare Zentrifugalkraft beträgt 10^t bei 12 Umdrehungen in der Sekunde. Der Träger ist derart ausgebildet, dass er sowohl auf 4 Punkten, als auch auf 3 Punkten (statisch bestimmt) gelagert werden kann. Auch besteht die Möglichkeit, nach Bedarf die Stützweite auf 10 m einzuschränken.

Ferner kann in der Mitte des Untergurtes entweder ein Stab eingesetzt werden, sodass der Träger als Dreigurt-System aufzufassen ist, oder es werden daselbst 2 Stäbe in den Tragwandebenen eingebaut, sodass er in der üblichen Weise als Viergurtträger wirkt (Bild 2). An Stelle der zuerst vorgesehenen Verbindungen mit Bolzengelenken wurde für die Durchführung der Versuche eine Verbindung mittels Klemmbacken gewählt, um ungünstige örtliche Beanspruchungen an der Einspannstelle zu vermeiden.

Die Messung in dem Versuchsstab selbst geschieht mit Hilfe eines Schwingungsmessers, System Sektionschef Meyer-Bern, ferner aber auch durch besonders hierfür ausgebildete Spiegelapparate.

Ein Vorversuch bestand in der Feststellung der Eigenschwingungszahl des Trägers. Sie wurde zunächst auf rechnerischem Wege nach dem Verfahren

von Pohlhausen (s. Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken) zu 5,25 Hertz ermittelt, als Näherungswert ergibt sich nach der bekannten Formel des geraden Stabes 5,7 Hertz. Der Versuch wird nach dem Grundgedanken des Anzupfens einer Violinseite derart durchgeführt, dass der Träger

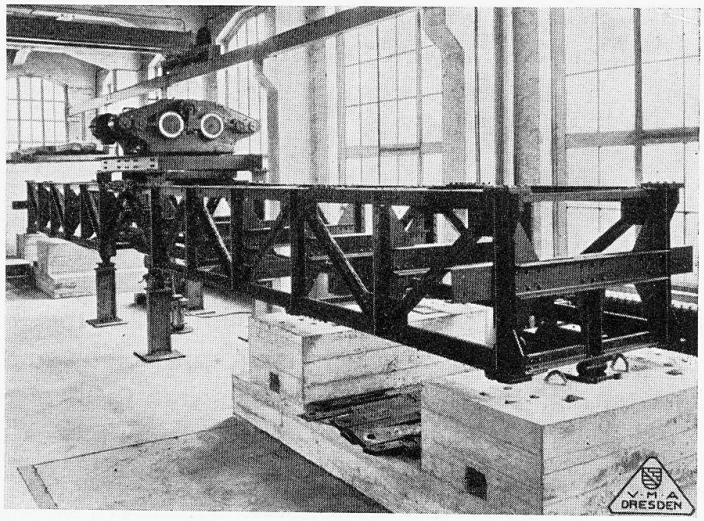


Fig. 1.

mittels eines auf einer hydraulischen Presse stehenden Stempels an der Obergurtmitte solange angehoben wird, bis ein Stahlstab am Kopfe des Stempels durchgeschert ist. Hierbei ergab sich als Eigenschwingungszahl

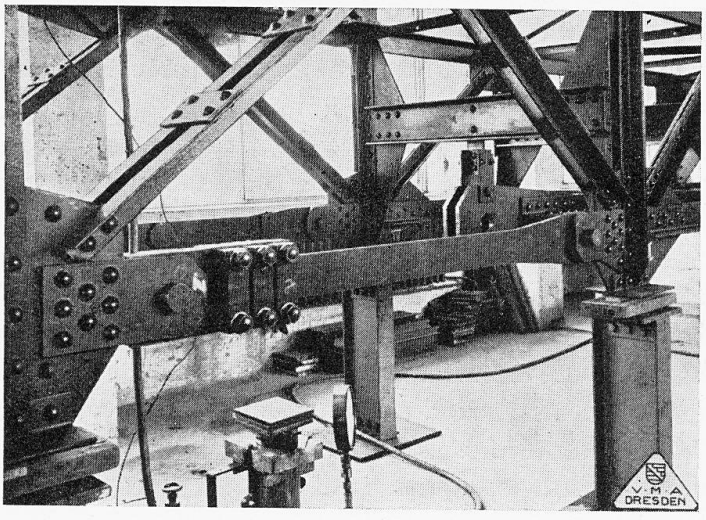


Fig. 2.

5,13 Hertz. Die Schwingungszahlen für die Dauerversuche wurden zu 3,5 bis 4 Hertz festgelegt.

Die Messvorrichtung bestand ausser dem bereits erwähnten Schwingungsmesser System Meyer in einem Martens'schen Spiegel, dem ein zweiter Spiegel vorgeschaltet war. Beide Spiegel wurden unter 45° zum Lichtstrahl

geneigt. Dadurch wird erreicht, dass der störende Einfluss einer Bewegung der beiden Enden des Versuchsstabes in waagerechtem Sinne für die Messung praktisch ausgeschaltet wird. Der Ausschlag bei dieser störenden Bewegung ergab sich zu nur 2,4 Bogenminuten.

Die Bedeutung dieser Versuchsanordnung besteht darin, dass die Beanspruchungen ganz ähnlich wie im Bauwerk selbst erfolgen, allerdings unter einer idealisierten Kraftquelle, die nur Sinusschwingungen ausübt. Z.Zt. werden eine grosse Anzahl von elektrisch geschweissten Stabverbindungen im Vergleich mit Nietverbindungen geprüft.

Traduction.

Dans les essais en question, nous avons suivi le principe fondamental consistant à observer les fatigues dans une barre d'une poutre en treillis au moyen d'oscillations permanentes, tandis que les essais habituels servant à contrôler la résistance à la durée des assemblages des barres, dans les constructions en acier, sont exécutés en règle générale au moyen des appareils désignés sous le nom de pulsomètres. Dans cette intention on a construit au laboratoire d'essais des matériaux de Dresde, suivant le projet de l'auteur une poutre parallèle de 1 m de hauteur et de 15 m de portée dont la barre médiane de la membrure inférieure était construite de telle façon qu'il était possible de la remplacer à volonté (Cliché N° 1). Les oscillations sont provoquées par un oscillateur Losenhausen, dans lequel deux masses excentrées tournent dans deux sens différents. La force centrifuge maximum qu'il est ainsi possible d'atteindre est de 10 t pour 12 tours à la seconde. La poutre est constituée de telle façon qu'elle puisse être appuyée en quatre ou en trois points (Appuis correspondant à une poutre statiquement déterminée). Il est aussi possible en cas de nécessité de réduire la portée à 10 m.

D'autre part, il est également possible de disposer la barre située au milieu de la membrure inférieure (Cliché N° 2) de telle façon que la poutre travaille comme ayant trois membrures; ou bien dispose deux barres dans le plan des poutres portantes de telle façon que la poutre travaille comme poutre à quatre membrures (Cliché N° 3). Au lieu d'articulations à tourillon, qui avaient été prévues tout d'abord aux différents nœuds, on a assemblé les barres au moyen d'agrafes spéciales, afin d'éviter des contraintes locales défavorables aux encastrements. La mesure sur la barre d'essai s'effectue au moyen d'un oscillographe construit suivant le système du Chef de Section Meyer, à Berne et d'un appareil à miroirs spécialement construit à cet effet.

Le premier essai sert à déterminer la fréquence propre d'oscillation de la poutre. Ce nombre a tout d'abord été déterminé analytiquement d'après le procédé de Pohlhausen (voir Bleich « Theorie und Berechnung der eisernen Brücken ») et on a obtenu une valeur de 5,25 Hertz. La formule bien connue pour une barre simple donne comme valeur approximative 5,7 Hertz. Cet essai s'effectue par analogie avec le pincement d'une corde de violon, de telle façon que la membrure supérieure au milieu de la poutre soit fléchie au moyen du mouton d'une presse hydraulique jusqu'au moment où une petite pièce d'acier fixée au

mouton et exerçant la pression sur la membrure est cisaillée. Il a été ainsi possible de déterminer une fréquence de 5,13 Hertz. On a obtenu pour les essais de durée une fréquence de 3,5 à 4,0 Hertz.

Les mesures ont été faites au moyen de l'appareil déjà cité du système Meyer, ainsi qu'au moyen du miroir de Martens devant lequel était intercalé un second miroir. Les deux miroirs étaient inclinés à 45° par rapport au rayon lumineux. Il a été ainsi possible d'éliminer pratiquement les erreurs dues à un déplacement des deux extrémités de la barre d'essai dans le sens horizontal. L'écart pour ces déplacements n'a été que de 2,4 minutes.

La disposition choisie dans ces essais a le grand avantage de provoquer des contraintes en tout point semblables à celles qui sont produites dans la construction même. Cela n'est juste, il est vrai, que pour une charge théorique ne créant que des oscillations sinusoïdales. En ce moment, nous effectuons des essais de comparaison sur une grande quantité d'assemblages soudés électriquement ou rivés.

V 3

THÉORIE DES OSCILLATIONS DES PONTS ET CHARPENTES
THEORIE DER SCHWINGUNGSERSCHEINUNGEN AN TRAGWERKEN
THEORY OF THE OSCILLATIONS OF STRUCTURES

Dr. Ing. **Friedrich BLEICH**, Baurat, Wien.

Voir « Publication Préliminaire », p. 511. — *Siehe « Vorbericht », S. 511.*
See « Préliminary Publication », p. 511.

Participants à la discussion
Diskussionsteilnehmer
Participants in the discussion :

Dr. phil. W. SPÄTH,
Barmen.

Die drei bei der Belastung eines Bauwerks auftretenden Gegenkräfte, nämlich die elastische Federkraft, die Trägheitskraft und die Reibungskraft wurden bisher als linear mit der Verformung anwachsend vorausgesetzt. Eine eingehende Dynamik kann sich jedoch nicht mit der Annahme linearer Zusammenhänge begnügen, da infolge der hohen Auslastung von Bauwerken die für die mathematische Behandlung übliche Beschränkung auf kleine Verformungen nicht angängig ist.

Die für die Bautechnik wichtigsten Eigenschaften solcher nichtlinearer Schwingungen seien durch graphische Darstellungen kurz erläutert. In Abb. 1 sind die drei Einzelkräfte für verschiedene Betriebsbedingungen vektoriell zusammengesetzt. Die Federkraft nehme hierbei gemäss der stark gezeichneten Belastungs-Verformungslinie zu. Zur Bestimmung der Reibungskräfte sei der

eingezeichnete Verlauf des Reibungswiderstandes zu Grunde gelegt. Die vom Ursprung aus gezeichneten Geraden geben die Massenkräfte für verschiedene Frequenzverhältnisse an. Aus dieser Zusammenstellung lassen sich alle Fragen beantworten.

In Abb. 2 ist der Zusammenhang der Schwingungsamplitude und der hierfür nötigen Erregerkraft für verschiedene Frequenzverhältnisse dargestellt. (Die Frequenz 1 bedeutet hierbei die Eigenfrequenz des Bauwerks für sehr kleine Schwingungsamplituden, die im rein elastischen Bereich bleiben.) Für

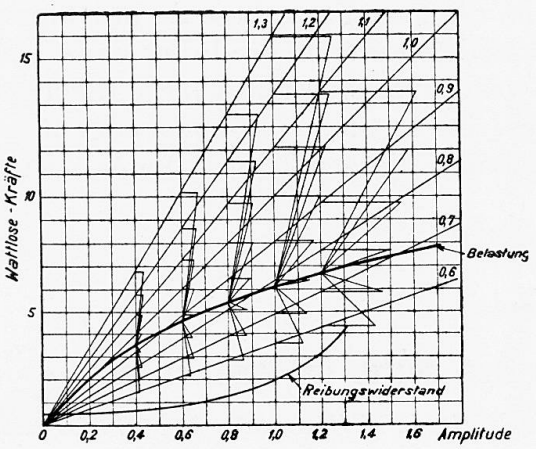


Fig. 1

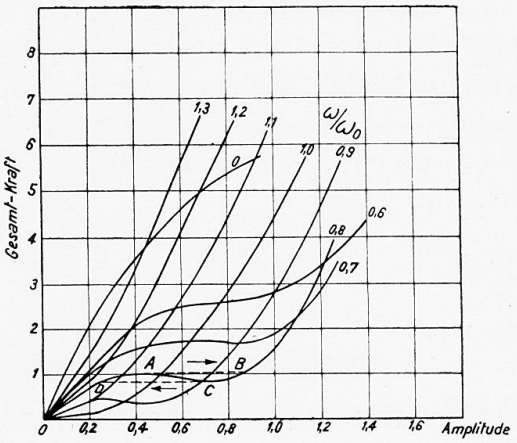


Fig. 2

Fig. 1. — Représentation vectorielle des caractéristiques de réaction élastique, d'inertie et de frottement interne = Vektorielle Zusammensetzung der elastischen Gegenkraft, der Massenkraft und der Reibungskraft = Vectorial combination of elastic reaction, force due to mass, and force due to friction.

Forces déwattées. Charge. Résistance de friction. Amplitude.
Wattlose Kräfte. Belastung. Reibungswiderstand. Amplitude.
Wattless forces. Loading. Frictional resistance. Amplitude.

Fig. 2. — Variations de l'effort dynamique total en fonction de l'amplitude d'oscillation pour différents rapports de fréquence = Verlauf der dynamischen Gesamtkraft in Abhängigkeit von der Schwingungsamplitude für verschiedene Frequenzverhältnisse = Curves showing the dynamic total force in dependence on the amplitude of vibration for various conditions of frequency.

Force totale. Amplitude.
Gesamtkraft. Amplitude.
Total force. Amplitude.

ein Frequenzverhältnis von 0,8 z. B. nimmt die Erregerkraft mit der Amplitude zunächst zu, erreicht hierauf ein Maximum, fällt dann zu einem Minimum ab, um anschliessend wieder anzusteigen. Theoretisch können also einer bestimmten Erregerkraft drei ganz verschiedene Schwingungsamplituden entsprechen. Das Gebiet zwischen Maximum und Minimum ist jedoch labil, so dass sich praktisch bei steigender Erregerkraft ein plötzlicher Sprung von A nach B und entsprechend bei abnehmender Erregung ein Sprung von C nach D ergibt. (Kipperscheinung!)

Aus Abb. 2 lassen sich für verschieden grosse Erregerkräfte die zugehörigen Resonanzkurven entnehmen (Abb. 3). Die niedrigste Resonanzkurve für eine sehr kleine Erregerkraft zeigt normales Verhalten, da auch die grössten Amplituden im Resonanzbereich noch innerhalb des elastischen Bereichs lie-

gen. Die nächsten Resonanzkurven mit schrittweise gesteigerter Erregerkraft zeigen ein Ueberneigen nach tieferen Frequenzen. Auch diese Erscheinung ist labil. Bei allmählich anwachsender Frequenz steigt praktisch die Amplitude z.B. bis A. Für eine kleine Steigerung der Frequenz springt die Amplitude dann plötzlich auf B. Umgekehrt fällt bei abnehmender Frequenz die Amplitude plötzlich von C nach D. Bei den beiden höchsten Resonanzkurven wird die Kipperscheinung durch den sehr stark zunehmenden Reibungswiderstand allmählich ausgefüllt.

Das wichtigste Ergebnis dieser Untersuchung ist, dass bei Vorhandensein nichtlinearer Verhältnisse einer stetigen Aenderung eines Betriebsfaktors, wie z.B. der Erregerfrequenz, der Erregerkraft, der Masse u.s.w. eine unstetige, sprunghafte Aenderung der Schwingungsamplitude des Bauwerks entsprechen

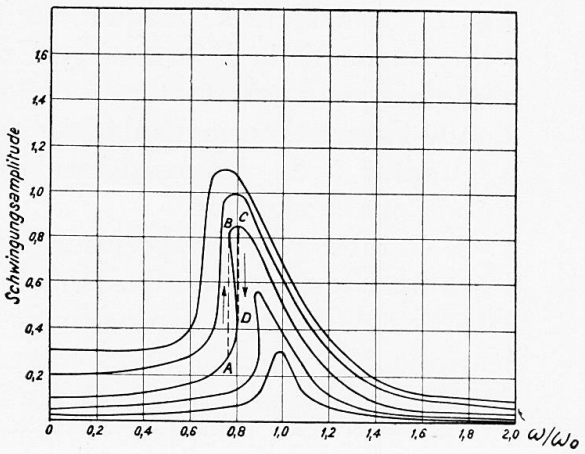


Fig. 3. — Relation entre l'amplitude d'oscillation et la fréquence de l'effort d'excitation pour différentes valeurs de cet effort d'excitation = Abhängigkeit der Schwingungsamplitude von der Frequenz der erregenden Kraft für verschieden grosse Werte der erregenden Kraft = Dependence of the amplitude of oscillation on the frequency of the exciting impulse, for various large values of the exciting impulse.

Amplitude d'oscillation.
Schwingungsamplituden.
Amplitude of oscillation.

kann. Durch eine geringe Veränderung der Betriebsfaktoren kann eine Erhöhung der Schwingungsamplitude auf das Mehrfache auftreten.

Für den speziellen Fall der Dynamik von Eisenbahnbrücken seien einige Folgerungen zusammengestellt, um die Wichtigkeit derartiger Untersuchungen für die Frage des Stosskoeffizienten darzulegen. Inwieweit Brücken der verschiedensten Konstruktion, Liegezeit, Beanspruchung nichtlineares Verhalten zeigen, kann nur der Versuch ergeben.

1. Unter sonst gleichbleibenden Betriebsbedingungen kann lediglich durch Aenderung der Grösse der dynamischen Erregerkraft eine sprunghafte Erhöhung der Schwingungsamplitude der Brücke erfolgen. Diese Erhöhung tritt nur auf, wenn die Frequenz der erregenden Kraft, etwa infolge der Massenkräfte des Lokomotivtriebwerks, tiefer liegt als die Eigenfrequenz der Brücke.

Zwei Lokomotivtypen, deren Massenkräfte sich wie 1:2 verhalten, brauchen keinesfalls in allen Fällen Schwingungen der Brücke im gleichen Verhältnis zu erzeugen. Die Lokomotive mit der grösseren Massenkraft kann eine mehrfach grössere Aufschaukelung verursachen.

2. Die Vergrösserung der schwingenden Masse einer Brücke bei der Ueberfahrt eines Zuges kann ebenfalls eine sprunghafte Erhöhung der Brückenschwingungen auf das Mehrfache zur Folge haben.

3. Eine Brücke kann durch langsame Aenderung des Bauzustandes im Laufe der Liegezeit plötzlich ein wesentlich anderes dynamisches Verhalten zeigen.

4. Eine Steigerung der statischen Vorlast durch Erhöhung der Zuglasten kann eine Brücke sprunghaft wesentlich unruhiger machen.

Die bisherigen praktischen Untersuchungen von Bauwerken mit Hilfe von Schwingungsprüfmaschinen nach Späth-Losenhausen haben ergeben, dass harmonisches Verhalten im allgemeinen für sehr kleine Erregerkräfte zu erwarten ist. Eine Steigerung der Erregerkraft zeigt sehr schnell die Ausbildung unharmonischer Erscheinungen, wie sie im Vorstehenden kurz beschrieben wurden. An Eisenbahnbrücken wurde dies besonders von Herrn Dr. Bernhard festgestellt.

Traduction.

Les trois réactions qui se manifestent lorsqu'un ouvrage se trouve soumis à une charge, c'est-à-dire la réaction élastique, l'inertie et le frottement interne ont été considérées, jusqu'à maintenant, comme croissant linéairement avec l'importance de la déformation. Une étude dynamique plus approfondie ne peut toutefois pas se contenter de cette hypothèse d'une relation linéaire, car étant donné l'importance considérable des ouvrages actuels, il n'est plus possible de se limiter à de petites déformations, ainsi qu'on a coutume de le faire dans l'étude mathématique.

Il est intéressant de préciser tout d'abord, par une représentation graphique, les propriétés, essentielles pour la technique de la construction, de ces oscillations non linéaires. On a groupé sur la figure 1, en représentation vectorielle, les trois forces particulières correspondant à différentes conditions de service. La réaction d'élasticité augmente ici suivant la courbe charge-déformation tracée en trait fort. Pour la détermination des efforts de frottement, on se basera sur la variation indiquée de la résistance de frottement. Les droites tracées à partir de l'origine indiquent les efforts d'inertie pour différents rapports de fréquence. Cet ensemble de caractéristiques permet de répondre à toutes les questions qui se posent.

La figure 2 traduit la relation entre l'amplitude des oscillations et les efforts d'excitation qui sont nécessaires pour les produire, pour différents rapports de fréquence (la fréquence 1 représente ici la fréquence propre d'oscillation de l'ouvrage pour de très petites amplitudes d'oscillation qui restent dans le domaine de l'élasticité pure). Pour un rapport de fréquence de 0,8 par exemple, l'effort d'excitation nécessaire augmente tout d'abord avec l'amplitude, passe par un maximum, puis tombe à un minimum, pour finir par augmenter à nouveau. Théoriquement, à un effort d'excitation déterminé, il correspond donc trois amplitudes d'oscillation entièrement différentes. La zone comprise entre le maximum et le minimum est toutefois labile, de sorte qu'en pratique, lorsque l'effort d'excitation croît, on constate une saute brusque de A à B et réciproquement, lorsque l'effort d'excitation décroît, on constate une saute brusque de C à D (phénomène de bascule).

A partir de la figure 2 et pour différentes valeurs des efforts d'excitation, on déduit les courbes de résonance correspondantes (fig. 4). Pour un très faible effort d'excitation, la courbe de résonance inférieure possède une allure normale, car les amplitudes les plus élevées dans la zone de résonance se trouvent encore à l'intérieur de la zone élastique. Lorsque l'effort d'excitation monte

progressivement, les courbes de résonance suivantes accusent une tendance vers des fréquences plus faibles. Ce phénomène est également instable. Lorsque la fréquence croît progressivement, l'amplitude augmente par exemple jusqu'à A. Pour une faible augmentatien de la fréquence, cette amplitude saute ensuite brusquement à B. Inversement, lorsque la fréquence diminue, l'amplitude tombe brusquement de C à D. Pour les deux courbes de résonance supérieures, le phénomène de bascule est progressivement étouffé par l'augmentation très accentuée de la résistance de frottement.

Le résultat le plus intéressant de cette recherche est que étant donné l'existence d'un rapport non linéaire, à une variation régulière de l'un des facteurs, comme par exemple la fréquence de l'excitation, l'effort d'excitation, la masse, etc... ; il peut correspondre une variation non continue, désordonnée de l'amplitude d'oscillation de l'ouvrage. Sous l'influence d'une faible variation de l'un des facteurs, peut se produire une augmentation de l'amplitude d'oscillation dans un rapport multiple du premier.

Dans le cas particulier que constitue la dynamique des ponts de chemins de fer, il est intéressant d'examiner quelles peuvent être les conséquences générales de ce qui précède, afin de faire ressortir l'importance des recherches de cette nature en ce qui concerne la question du coefficient de choc. Seule, l'étude expérimentale peut montrer dans quelle mesure les ponts de différents types, de différents âges et de différentes capacités ont un comportement non linéaire.

1. — Toutes conditions de service étant identiques par ailleurs, une augmentation désordonnée de l'amplitude d'oscillation du pont peut être provoquée uniquement par une modification de la valeur de l'effort dynamique d'excitation. Cette augmentation ne se produit toutefois que lorsque la fréquence de l'effort d'excitation, par exemple sous l'influence des efforts mis en jeu par la masse du mécanisme moteur des locomotives, se trouve plus basse que la fréquence propre du pont.

Deux types de locomotives dont les masses mettront en jeu des efforts admettant entre eux le rapport 1/2 peuvent fort bien provoquer dans le pont des oscillations dont les amplitudes ne soient nullement dans le même rapport. La locomotive qui développe le plus gros effort d'inertie peut fort bien provoquer des oscillations relativement beaucoup plus importantes.

2. — L'augmentation de la masse oscillante d'un pont au moment du passage d'un train peut également avoir pour conséquence une augmentation disproportionnée des oscillations de ce pont, dans un rapport multiple.

3. — Avec le temps, et par suite d'une modification lente dans son état effectif, il peut fort bien se faire qu'un pont accuse brusquement une altération sensible dans son comportement dynamique.

4. — Une augmentation de la charge statique initiale résultant d'une majoration des charges roulantes peut compromettre brusquement, d'une manière sensible, la sécurité d'un pont.

Les études pratiques qui ont été effectuées jusqu'à maintenant sur des ouvrages à l'aide de machines d'essai dynamique, système Späth-Losenhausen, ont montré que l'on ne peut compter d'une manière générale, sur un comportement dynamique suivant une loi harmonique, c'est-à-dire régulière et simple, que lorsque les efforts d'excitation sont très faibles. Sous l'influence d'une

augmentation de l'effort d'excitation on arrive très rapidement à des phénomènes d'ordre inharmonique, tels que ceux qui ont été mis en évidence dans ce qui précède. Ce fait a d'ailleurs été établi, tout particulièrement en ce qui concerne les ponts de chemin de fer, par le Dr. Bernhard.

Zusammenfassung.

An Hand von graphischen Darstellungen wird eine Erweiterung der Dynamik von Bauwerken gegeben, wobei die meist übliche Voraussetzung eines linearen Zusammenhangs der Kräfte mit der Verformung fallen gelassen wird. Messungen mit Hilfe von Schwingungssprüfmaschinen bestätigen die Ergebnisse der theoretischen Ableitungen. Als wichtigstes Ergebnis sei vermerkt, dass einer stetigen Aenderung eines Betriebsfaktors eine unstetige, sprunghafte Aenderung der Schwingungsamplitude des Bauwerks entsprechen kann.

Résumé.

En s'appuyant sur des représentations graphiques, l'auteur montre quels développements a subi la dynamique des constructions, développements d'où il résulte que l'hypothèse couramment admise d'une relation linéaire entre les efforts et les déformations doit être abandonnée. Les mesures qui ont été effectuées à l'aide des machines d'essai dynamique confirment les résultats d'ordre théorique. Parmi les résultats les plus importants, il faut signaler qu'une variation continue d'un des facteurs de l'exploitation de l'ouvrage peut fort bien se traduire sous la forme d'une variation disproportionnée et brusque de l'amplitude des oscillations de l'ouvrage.

Summary.

With the aid of graphic representations, an extension of the dynamics of structures is given, whereby the generally customary assumption of a linear connection between the forces and the deformation is not made. Measurements with the help of vibration testing machines confirm the results deduced theoretically. As most important result, be it noted that a continuous change in one service factor may correspond to a discontinuous sudden change in the amplitude of vibration of the structure.

J. W. SPILLER,

Chief Engineer, Crown Agent for the Colonies, London.

With the conclusions of the Bridge Stress Committee appointed by the Department of Scientific and Industrial Research as a foundation a theoretical investigation of hammer blow effects has been carried out by members of my

staff during the past two years. The primary object of the investigation was the derivation of formulae suitable for application to Colonial Railway bridges, which while simple in character would bring into account the more important bridge and load characteristics.

The amount of engine hammer blow varies as the square of the speed and the maximum impact effect will occur when the pulsations of the hammer blow synchronise with the frequency of oscillation of the bridge.

For bridges of long span the number of oscillations per second is less than the maximum speed of the driving wheels in revolutions per second and synchronisation will only occur at low speeds, i. e. when the amount of engine hammer blow is small. The speed at which synchronism occurs for long spans will always correspond to the frequency of the fully loaded bridge, commonly known as the lower critical speed.

In bridges of moderate span full synchronism will also occur but the value of the lower critical speed for these spans will be higher than for long spans. Furthermore synchronism might occur at the upper critical speed approximating to the frequency of the unloaded bridge. The amount of engine hammer blow for moderate spans oscillating at these high speeds is therefore relatively large.

For bridges of small span the critical speed of bridge oscillation in periods per second will exceed any possible speed of the engine in revolutions per second and only partial synchronism of the hammer blow impulses with the frequency of bridge oscillation can occur.

For a complete range of spans with any given loading and hammer blow there are five possible conditions of bridge oscillation as enumerated below, only one of which will produce the maximum impact effect on any particular span.

1) Maximum oscillation may occur at the Lower Critical Speed with the springs of the locomotives " locked " by spring friction.

2) Maximum oscillation may occur at the Lower Critical Speed with the springs acting.

3) Maximum oscillation may occur at the Upper Critical Speed with the springs acting.

4) Maximum oscillation may occur at the Limiting Speed of revolution of the locomotive driving wheels with the springs acting.

5) Maximum oscillation may occur at the Limiting Speed with the springs " locked " by spring friction.

Formulae have been derived for each of the five states of bridge oscillations in terms of the more important bridge and load characteristics and these formulae have been simplified to become functions of the following elements only :

Bridge mass.
Free frequency.
Span length.
Engine hammer blow.
Axle loads.

Selective formulae were also derived to determine which of the five possible states of bridge oscillation is applicable in any particular case.

With the aid of the simplified formulae curves have been plotted for a wide variation of bridge masses and free frequencies, axle loads and hammer blows and for a given minimum diameter of driving wheel and further curves were drawn enveloping all mass frequency combinations to cover the maximum impact effects for each of the loadings considered. Finally a formula was derived to satisfy all these enveloping curves. The formula is expressed as an impact factor allowance in the familiar form of a proportion of the maximum live load and in terms of three elements only :

Engine hammer blow at some constant speed.

Axle loads.

Span length.

A paper dealing fully with the investigation outlined above will, it is hoped, be read shortly before the Institution of Civil Engineers.

Traduction.

En partant des conclusions formulées par le Bridge Stress Committee, subventionné par le Department of Scientific and Industrial Research, à titre de fondation, une étude théorique de l'effet de choc a été effectuée par certains de mes Collaborateurs au cours de ces deux dernières années. L'objet initial de ces recherches était d'élaborer des formules susceptibles d'être mises en application pour le calcul des ponts des chemins de fer coloniaux ; ces ouvrages, quoique présentant un caractère de simplicité, offrent cependant les caractéristiques les plus accusées.

L'importance de l'effet de choc produit par la locomotive varie comme le carré de la vitesse et l'influence d'impact résultante est maximum lorsque les pulsations produites par les machines sont en synchronisme avec la fréquence d'oscillation du pont.

Pour les ponts de grande portée, le nombre d'oscillations par seconde est inférieur à la vitesse maximum des roues motrices en tours par seconde et le synchronisme ne peut se produire qu'aux faibles vitesses, c'est-à-dire lorsque l'importance de l'effet de choc pulsatoire produit par la machine est faible. La vitesse pour laquelle se produit le synchronisme dans les ponts à grande portée correspondra toujours à la fréquence d'oscillation du pont à pleine charge et est dénommée vitesse critique inférieure.

Dans les ponts de portée moyenne, le synchronisme complet peut également se produire, mais la valeur de la vitesse critique inférieure, pour ces portées, est plus élevée que pour les grandes portées. En outre, le synchronisme peut se produire à la vitesse critique supérieure, qui correspond à peu près à la fréquence du pont non chargé.

Pour les ponts de faible portée, la vitesse critique d'oscillation du pont, en période par seconde, dépasse toute vitesse possible de la machine en tours par seconde ; seul, un synchronisme partiel peut se produire entre les effets d'impulsion produits par la machine et la fréquence d'oscillation du pont.

Pour une gamme complète de portées, pour toute charge et pour toute impor-

tance de l'effet de choc pulsatoire exercé par la machine, il existe cinq conditions pour lesquelles peut se produire l'oscillation maximum du pont, une seule de ces conditions étant susceptible de produire l'effet de choc maximum pour une portée déterminée.

1. — L'oscillation maximum peut se produire à la vitesse critique inférieure, les ressorts des locomotives étant bloqués par le frottement.

2. — L'oscillation maximum peut se produire à la vitesse critique inférieure, les ressorts étant en action.

3. — L'oscillation maximum peut se produire à la vitesse critique supérieure, les ressorts étant en action.

4. — L'oscillation maximum peut se produire à la vitesse limite de rotation des roues motrices de la locomotive, les ressorts étant en action.

5. — L'oscillation maximum peut se produire à la vitesse limite, les ressorts étant bloqués par le frottement.

Des formules ont été établies pour chacun des cinq cas d'oscillation du pont, dans lesquelles on a fait rentrer les caractéristiques les plus importantes des ponts et des charges ; ces formules ont été ensuite simplifiées, de manière à ne laisser subsister que les éléments ci-dessous :

Masse du pont. — Fréquence propre. — Longueur de la portée. — Effet de choc pulsatoire exercé par la locomotive. — Charges sur les essieux.

Des formules particulières ont été également établies pour permettre de déterminer laquelle des cinq conditions d'oscillation du pont peut être appliquée dans un cas particulier déterminé.

En partant des formules simplifiées, on a tracé des courbes intéressant une gamme très étendue de masses de ponts et de fréquence propres d'oscillation, de charges par essieu et d'effets de choc dus aux machines, cela pour un diamètre minimum donné pour les roues motrices ; d'autres courbes se rapportent à toutes les combinaisons possibles entre les masses et les fréquences, couvrant les effets de choc maxima pour chacune des charges considérées. Enfin, une formule a été établie pour représenter toutes ces enveloppes. Cette formule est exprimée sous forme de valeur admissible pour le coefficient de choc ; on a adopté la forme habituelle d'un rapport à la charge roulante, en fonction de trois éléments seulement :

Effet de choc pulsatoire produit par la machine ;

Charge sur les essieux ;

Longueur de la portée.

On pense qu'un mémoire, exposant dans leur détail les investigations qui viennent d'être esquissées, pourra être présenté prochainement à l'Institution of Civil Engineers.

Dr. Ing. F. SCHLEICHER,
Professor an der Technischen Hochschule Hannover.

Für die angenäherte Berechnung der Eigenfrequenzen von elastischen Stabsystemen, wie z. B. von kontinuierlichen Balken und Vollwandrahmen, ist die Methode von Lord Rayleigh besonders gut geeignet. Diese Methode ist in der

letzten Zeit durch verschiedene Arbeiten weiterentwickelt worden, sodass auf sie hingewiesen werde [1].

Ist die Biegungslinie $y = y(x)$ des Stabes für die Eigenschwingung bekannt, so kann die Kreisfrequenz ω der Schwingung nach Lord Rayleigh aus der Gleichung

$$\omega^2 = \frac{\int EJ\ y''^2\ dx}{\int \frac{q}{g}\ y^2\ dx} \tag{1}$$

berechnet werden. Darin bedeutet EJ die von der Stelle x des Stabes abhängige Biegungssteifigkeit, g die Erdbeschleunigung und q das im allgemeinen Falle mit x veränderliche Eigengewicht je Längeneinheit, einschliesslich der eventuellen Belastung.

Einen dem Rayleighschen Ausdruck (1) entsprechenden Wert für ω^2 als Funktion von M und M'' haben Hohenemser und Prager angegeben [2]. Es ist danach

$$\omega^2 = \frac{\int \frac{g}{q}\ M''^2\ dx}{\int M^2 \frac{dx}{EJ}} \tag{2}$$

Für Biegungslinien y, die nur wenig von der Eigenschwingung abweichen, geben die Ausdrücke (1) und (2) nahe bei ω^2 liegende Werte. Für die Eigenschwingung selbst nehmen beide Ausdrüke den gleichen Minimalwert an.

Sowohl der Rayleighsche Ausdruck (1), wie auch die Gleichung (2) von Hohenemser und Prager machen bei der Anwendung zur angenäherten Berechnung der Frequenz die Schätzung einer Biegungslinie bzw. einer Momentenlinie notwendig. Infolge der geringen Abhängigkeit des Ergebnisses von der Funktion y (x) erhält man unter normalen Verhältnissen auch bei einer grösseren Abweichung der Schätzung von der tatsächlichen Eigenschwingung noch eine brauchbare Annäherung. Wenn jedoch die Biegungssteifigkeit EJ des Stabes längs der Achse x in weiten Grenzen variiert, können die Schätzungen für y (x) leicht einen bedeutenderen Fehler zur Folge haben. In solchen Fällen empfiehlt sich der nachstehend skizzierte Weg.

Wir formen die Rayleighsche Gleichung (1) für diesen Zweck etwas um. Mit

$$EJ\ y'' = M \tag{3}$$

folgt aus Gleichung (1)

$$\omega^2 = \frac{\int M^2 \frac{dx}{EJ}}{\int \frac{q}{g}\ y^2\ dx} \tag{4}$$

---

1. F. Pfeiffer, Elastokinetik, Handbuch der Physik, Bd. IV, Berlin 1928.
Th. Poeschl, Ueber die angenäherte Berechnung der Schwingzahlen von Rahmenträgern, Ingenieur-Archiv. I. Band, 1930.
K. Klotter, Ueber die Eigenschwingzahlen der elastischen Querschwingungen belasteter Saiten, Stäbe, Membranen und Platten. Ingenieur-Archiv, I. Band, 1930.

2. K. Hohenemser und W. Prager, Ueber das Gegenstück zum Rayleighschen Verfahren der Schwingungslehre, Ingenieur-Archiv, III. Bd. 1932.

worin M (x) die zu der Biegungslinie y (x) gehörige Momentenlinie bedeutet.

Man erkennt in $\int M^2 \frac{dx}{EJ}$ den Ausdruck für die doppelte von den Biegungsmomenten M (x) geleistete Arbeit, die der Verschiebungsarbeit der Belastungskräfte p gleich ist. Die Beziehung (4) kann somit als eine neue Form der Gleichung von A. Morley [1] aufgefasst werden.

Der Rechnungsgang zur Ermittlung der Eigenfrequenz, z. B. für einen kontinuierlichen Träger, gestaltet sich damit folgendermassen. Für eine geeignete Querbelastung des Stabes werden die Biegungsmomente M (x) bestimmt, und damit, etwa als Seilpolygon nach den bekannten Methoden der Baustatik, die

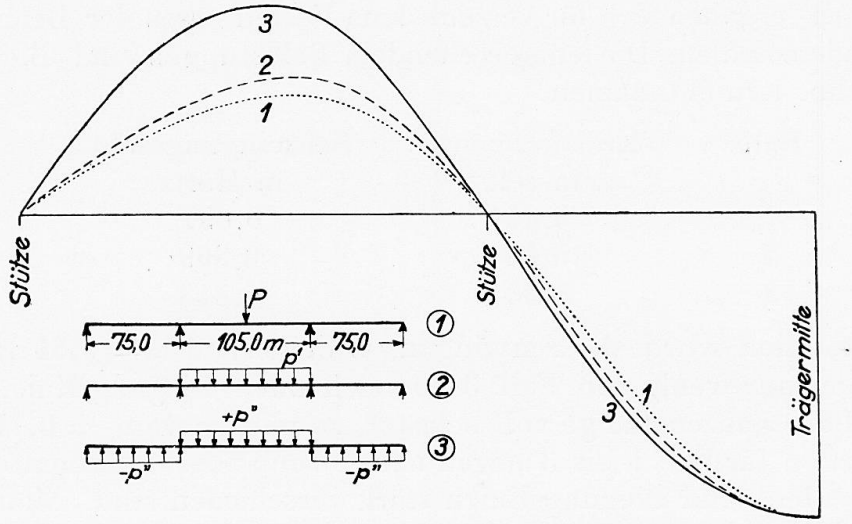


Fig. 1. — Conditions de charge admises et courbes élastiques pour la poutre continue.
Belastungsannahmen und Biegungslinien für den kontinuierlichen Träger.
Appui = Stütze = Support.
Milieu de la poutre = Trägermitte = Centre of girder.

Biegungslinie y (x). Ein angenäherter Wert der Kreisfrequenz ω ergibt sich mit den so ermittelten, zusammengehörigen Grössen M und y durch Einsetzen in Gleichung 4.

Die Intensität der Belastung spielt keine Rolle. Ihre Verteilung ist so zu wählen, dass man sich der wahrscheinlichen Form der Eigenschwingung möglichst annähert. Die dem System eigentümlichen Randbedingungen, ebenso die Uebergangsbedingungen an den Zwischenstützen usw., sind nach Obigem ohne Weiteres erfüllt [2].

Für die Biegungslinie der Eigenschwingung sind die entsprechenden Belastungen p dem Produkt qy aus Durchbiegung und schwingender Masse proportional. Wählt man somit längs der einzelnen Oeffnungen sinus- oder parabelförmig verteilte Belastungen p, in den benachbarten Oeffnungen je von

1. Man vergleiche z. B. die Gl. 10 der in Fussnote 2) genannten Arbeit von Hohenemser und Prager.

2. Bei Verwendung von Polynomansätzen zur angenäherten Darstellung der Biegelinie, die in manchen Fällen mit Vorteil benutzt werden können, ist für jede Oeffnung ein besonderer Ansatz zu machen, da sonst die Unstetigkeiten in den Ableitungen von y an den Stützen usw. nicht zu erfassen sind.

entgegengesetztem Vorzeichen, und die Grösse der Belastungen dem annähernd geschätzten Verhältnis der Durchbiegungen in den betreffenden Oeffnungen proportional, dann erhält man nach Gleichung (4) eine für alle praktischen Zwecke ausreichende Genauigkeit der Frequenz. Zur Kontrolle oder Erzielung einer noch grösseren Genauigkeit ist am einfachsten ein Iterationsverfahren zu benutzen.

Als Beispiel seien für eine im Bau befindliche grosse kontinuierliche Vollwandbalkenbrücke mit drei Oeffnungen von 75 + 105 + 75 m Stützweite einige nach Gleichung (4) ermittelte Werte der Grundfrequenz mitgeteilt. Unter Berücksichtigung des stark veränderlichen Trägheitsmomentes [1] J und des veränderlichen Eigengewichtes q (die Brücke selbst wurde ohne Nutzlast angenommen) ergaben sich für verschiedene Verteilungen der Belastung p die nachstehenden Zahlen. Die entsprechenden Belastungen und Biegungslinien sind aus Abb. 1 zu entnehmen.

Fall	Kreisfrequenz ω in sek^{-1}	Schwingungszahl in Hertz
1	5,64	0,897
2	5,46	0,869
3	5,33	0,848

Durch Iteration wurde die Schwingungszahl zu rund n = 0,84 Hertz gefunden, bei einer nur wenig von Fall 3 abweichenden Biegungslinie. Wird die Brücke auf der ganzen Länge voll belastet, so wird etwa n = 0,71 Hertz.

Die Werte ω für Fall 1 bis 3 liegen nahe beieinander, trotzdem die zugehörigen Momenten- und Biegungslinien stark verschieden sind. Man vergleiche hierzu die Abb. 1. Daraus ist zu erkennen, wie leicht nach der obigen Methode Näherungswerte von grosser Genauigkeit erhalten werden können.

Eine angenäherte Berechnung der Oberschwingungen des gleichen kontinuierlichen Trägers gab nahe aufeinander folgende Frequenzen. Während sich die Schwingungszahlen bei einfachen Balken wie 1 : 4 : 9, verhalten, ist das Verhältnis für den vorliegenden kontinuierlichen Balken etwa 1:1,8:4,1...

Zum Schluss sei noch eine Bemerkung über die Berechnung der Eigenfrequenzen der Fahrbahntafeln von Stahlkonstruktionen der üblichen Bauweise mit Längs- und Querträgern gestattet. Diese Frequenzen hängen in hohem Masse davon ab, wie weit die Fahrbahnplatte mit den Längsträgern zusammenwirkt.

Für das obige Beispiel ergab sich die Grundfrequenz der unbelasteten Fahrbahn je nach den Annahmen über die Grösse der Steifigkeit des aus den eisernen Längsträgern und der Eisenbetonplatte bestehenden elastischen Systems zu n = 12 bis 22 Hertz. Die entsprechenden Grenzen für die gleichmässig mit 500 kg/m² belastete Fahrbahn sind n = 9,5 bis 18 Hertz.

Bei der Rechnung wurden die Querträger als starr angenommen und Querbiegung der Eisenbetonplatte ausgeschlossen. Der Querträgerabstand betrug 5,00 m. Es ist anzunehmen, dass die tatsächliche Eigenfrequenz der Fahrbahntafel nahe an der oberen Grenze liegt, doch kann diese Frage wohl nur durch

---

1. Für den Hauptträger dieser kontinuierlichen Brücke ist $_{max}J = 9{,}0\ _{min}J$.

Beobachtungen an ausgeführten Bauwerken geklärt werden. Aus verschiedenen Gründen dürften dabei zeitlich etwas veränderliche Werte zu erwarten sein, auch wäre der in dem Referat Bleich erwähnte Einfluss der elastischen Lagerung zu studieren.

Traduction.

La méthode de Lord Rayleigh convient particulièrement bien pour le calcul des fréquences propres des systèmes élastiques de barres, tels que les poutres continues et les cadres à parois pleines. Cette méthode a été développée encore, assez récemment, à la suite de différents travaux, sur lesquels il est intéressant d'attirer l'attention [1].

Si l'on connaît la ligne élastique $y = y\,(x)$ de la barre dans le cas de l'oscillation propre, on peut calculer la pulsation ω de l'oscillation, suivant Lord Rayleigh, d'après l'équation :

$$\omega^2 = \frac{\int \mathrm{E\,I}\, y''^2\, dx}{\int \frac{q}{g}\, y^2\, dx} \tag{1}$$

équation dans laquelle on désigne par :

E I la rigidité de flexion, qui dépend de la position x de la section transversale considérée de la barre ;

g l'accélération de la pesanteur ;

q le poids propre par unité de longueur, qui, dans le cas général, varie avec x, plus la charge éventuelle.

Hohenemser et Prager [2] ont donné, pour ω^2, en fonction de M et de M'', une expression qui correspond à celle de Rayleigh :

$$\omega^2 = \frac{\int \frac{g}{q}\, \mathrm{M}''^2\, dx}{\int \mathrm{M}^2\, \frac{dx}{\mathrm{E\,I}}} \tag{2}$$

Pour des courbes de flexion y qui ne s'écartent que peu de l'oscillation propre, les expressions (1) et (2) donnent des valeurs voisines. Pour le cas de l'oscillation propre elle-même, les deux expressions accusent la même valeur minimum.

Lorsqu'il s'agit de calculer d'une manière approchée la fréquence, il est nécessaire, tant avec l'expression de Rayleigh (1) qu'avec l'équation (2) de Hohenemser et Prager, de partir d'une courbe de flexion ou d'un diagramme des moments estimés. Étant donné le peu de dépendance qui existe entre le

---

1. F. Pfeiffer, Elastokinetik, Handbuch der Physik, Vol. VI, Berlin, 1928.
Th. Pöschl, Ueber die angenäherte Berechnung der Schwingzahlen von Rahmenträgern, Ing.-Arch., Vol. I, 1930.
K. Klotter, Ueber die Eigenschwingzahlen der elastischen Querschwingungen belastete Saiten, Stäbe, Membranen und Platten. Ing.-Arch., Vol. I, 1930.

2. Hohenemser et Prager, Ueber das Gegenstück zum Rayleighschen Verfahren der Schwingungslehre, Ing.-Arch., Vol. III, 1932.

résultat et la fonction $y\ (x)$, on obtient encore une approximation suffisante, dans des conditions normales, et même en cas d'écart important entre l'estimation et l'oscillation propre effective. Si toutefois la rigidité de flexion E I de la barre varie le long de l'axe des x dans d'assez larges limites, les estimations effectuées pour $y\ (x)$ peuvent avoir pour conséquence, assez facilement, une erreur importante. En pareil cas, il est à recommander de suivre la marche indiquée brièvement ci-après.

On transforme quelque peu l'équation de Rayleigh (1) pour le cas considéré. De :

$$\mathrm{E\,I}\,y'' = \mathrm{M} \tag{3}$$

on déduit, en tenant compte de l'équation (1) :

$$\omega^2 = \frac{\int \mathrm{M}^2 \frac{dx}{\mathrm{E\,I}}}{\int \frac{q}{g}\, y^2\, dx} \tag{4}$$

équation dans laquelle M (x) désigne la courbe des moments correspondant à la courbe de flexion $y\ (x)$.

On reconnaît dans $\int \mathrm{M}^2 \frac{dx}{\mathrm{E\,I}}$ le double du travail fourni par les moments de flexion M (x), qui est équivalent au travail de déformation des efforts mis en jeu par la charge. La relation (4) peut donc être considérée comme une nouvelle forme de l'équation de A. Morley [1].

La marche à suivre pour le calcul de la fréquence propre, par exemple pour une poutre continue, se développe par suite de la manière suivante. Pour une charge transversale appropriée de la barre, on détermine les moments fléchissants M (x), puis à partir de ces moments, la courbe de flexion $y\ (x)$, en la traitant en quelque sorte comme un polygone funiculaire suivant la méthode connue de la statique. En reportant les valeurs ainsi déterminées et correspondantes de M et de y dans l'équation (4), on peut déterminer une valeur approchée pour la pulsation ω.

La valeur même de la charge n'a aucune influence. Sa répartition doit être choisie d'une manière telle que l'on se rapproche dans toute la mesure du possible de l'allure effective de l'oscillation propre. Les conditions propres au système en ce qui concerne les bords, de même que les conditions transitoires aux appuis intermédiaires, etc..., sont remplies, d'après ce qui précède, sans dispositions particulières [2].

En ce qui concerne la ligne élastique correspondant à l'oscillation propre les charges correspondantes p sont proportionnelles au produit $q\,y$ de la flexion et de la masse oscillante. Par suite, si l'on adopte, suivant les différentes tra-

---

1. Voir par exemple l'équation (10) de l'étude de Hohenemser et Prager faisant l'objet de la note (2) précédente.

2. Lorsque l'on adopte la représentation approchée par polynômes pour la courbe de flexion, ce qui est avantageux dans de nombreux cas, il faut prévoir une expression particulière pour chaque travée, faute de quoi il ne serait pas possible de faire intervenir les particularités que présente y aux appuis, etc...

vées, des charges réparties sinusoïdalement ou paraboliquement, ayant, dans deux travées voisines, des signes opposés, et si les valeurs des charges sont proportionnelles au rapport déterminé d'une manière approximative entre les flèches dans les travées correspondantes, on obtiendra alors, pour la fréquence, dans tous les cas de la pratique, une approximation suffisante en partant de l'équation (4). A titre de contrôle, ou si l'on veut obtenir une plus grande précision, on procédera par itérations successives, procédé le plus simple.

A titre d'exemple, considérons un pont à poutres pleines continues, en cours de construction, et qui possède trois travées de 75 + 105 + 75 m. de portée et pour lequel nous donnons ci-après quelques valeurs de la fréquence propre déterminées d'après l'équation (4). Ces chiffres ont été obtenus pour différentes valeurs de la charge p répartie, en tenant compte des variations très accusées du moment d'inertie I [1] et des variations du poids propre (on a considéré le pont lui-même sans charge utile). Les charges et lignes élastiques correspondantes sont indiquées par la figure 1.

Cas n°	Pulsation ω en sec^{-1}.	Fréquence n en hertz
1	5,64	0,897
2	5,46	0,869
3	5,33	0,848

Par itération, on a trouvé, pour la fréquence d'oscillation environ $n = 0{,}84$ hertz, pour une ligne élastique ne s'écartant que peu du cas 3. Si le pont est chargé sur toute sa longueur, on a environ $n = 0{,}71$ hertz.

Les valeurs de ω pour les cas 1 et 3 sont voisines l'une de l'autre, quoique les moments et lignes élastiques correspondants accusent des divergences assez prononcées. Voir à ce sujet la figure 1. On voit combien, avec la méthode ci-dessus, il est facile d'obtenir des valeurs approchées présentant une bonne précision.

Un calcul approché des oscillations harmoniques supérieures, pour la même poutre continue, a donné des fréquences se succédant à intervalles assez rapprochés. Tandis que les fréquences pour les poutres simples sont dans le rapport 1 : 4 : 9 par exemple, on obtient, pour la poutre continue ci-dessus 1 : 1,8 : 4,1...

Enfin, pour conclure, qu'il soit permis une remarque au sujet du calcul des fréquences propres des tabliers des ponts de chemin de fer en construction métallique, suivant la disposition habituelle comportant des poutres longitudinales et transversales. Ces fréquences dépendent dans une large proportion de la réaction qui s'exerce entre le tablier proprement dit et les poutres longitudinales.

Pour l'exemple ci-dessus, on a obtenu, pour la fréquence propre fondamentale de la voie non chargée, des valeurs de n comprises entre 12 et 22 hertz, suivant les hypothèses concernant la valeur de la rigidité du système élastique constitué par les poutres métalliques longitudinales et le platelage en béton armé. Les valeurs limites correspondantes pour le n du tablier

1. Pour la poutre principale, on a pour ce pont continu : max I = 9. min I.

uniformément chargé à raison de 500 kg/m² sont comprises entre 9,5 et 18 hertz.

Pour effectuer les calculs, on a supposé que les poutres transversales étaient rigides et on a négligé la flexion dans le sens transversal du platelage en béton armé. L'intervalle entre les poutres transversales atteignait 5,00 m. Il est à supposer que la fréquence propre effective du tablier de la voie est voisine de la limite supérieure ci-dessus ; toutefois, ce point ne peut être élucidé que par des observations sur l'ouvrage terminé. Pour différentes raisons, il faut toutefois s'attendre à trouver des valeurs effectives variables dans le temps ; il conviendrait également d'étudier l'influence de l'élasticité des appuis, influence signalée dans le rapport Bleich.

Dr. St. de KUNICKI,
Professeur à l'École Polytechnique, Varsovie.

A la suite des exposés de M. le Conseiller supérieur Homann et de M. le Dr Bleich, l'auteur apporte son approbation au projet présenté par M. Homann et ayant pour but de poursuivre l'étude de la dynamique des ouvrages, tant du point de vue théorique que du point de vue expérimental. Les coefficients de choc adoptés dans les différents pays ne représentent en effet que des valeurs approchées. Il importerait donc de pouvoir remplacer ces coefficients par des valeurs qui cadrent mieux avec la réalité effective. Jusqu'à maintenant, on s'est contenté d'additionner les influences élémentaires, faute de savoir de quelle manière composer ces différentes influences dynamiques.

Parmi les facteurs à considérer, les joints des rails jouent un rôle primordial, ainsi que l'état d'usure variable des bandages des roues ; pour les ponts de faible portée, ces deux influences interviennent à elles deux pour moitié dans le coefficient de choc. On a proposé différentes solutions, telles que l'emploi de rails de grande longueur, les joints soudés (Voir Cambournac : Congrès International des Ponts et Charpentes de Vienne, 1928), l'interposition de pièces élastiques entre rails et infrastructure (caoutchouc ou feutre comprimé, ainsi qu'il a été adopté pour les ponts russes) ; toutefois, ces dispositions n'ont pas donné des résultats plus intéressants, du point de vue économique, que l'adoption de coefficients de choc majorés dans certaines proportions.

Dr.-Ing. A. CHMIELOWIEC,
École Polytechnique, Lwów.

Sous l'influence de la charge permanente, un élément quelconque d'une charpente ou d'un pont subit une fatigue statique ; sous l'influence de la charge mobile, il subit en plus d'une fatigue statique une fatigue dynamique. Donc le poids mobile est plus dangereux que le poids permanent. On ne doit pas traiter de la même façon les deux fatigues provenant du poids permanent et du poids mobile. On ne doit pas exiger que leur somme ne dépasse pas une valeur donnée, comme le font la plupart des règlements de divers pays. Avant de les ajouter l'une à l'autre il faudrait réduire les deux

fatigues (celle du poids permanent et celle du poids mobile) à une fatigue statique. On peut le faire en multipliant la charge mobile par un coefficient plus grand que l'unité. C'est ainsi qu'on tient compte à la fois d'un autre facteur : c'est que la charge mobile augmente presque chaque année (à cause du développement rapide de la circulation) tandis que la charge permanente ne peut pas varier. En multipliant la charge mobile par un coefficient plus grand que l'unité dans le calcul d'une construction on réserve l'avenir.

Je me suis occupé du règlement polonais concernant le taux de fatigue pour les ponts en béton et en béton armé. J'ai proposé d'admettre les mêmes taux de fatigue pour les ponts que pour les charpentes, mais de multiplier la charge mobile des ponts-routes par 1,5 et celle des ponts-rails par 2. Ma proposition a été bien accueillie par le Congrès du Béton Armé qui a eu lieu à Varsovie le 21-22 novembre 1931, et il est bien probable qu'elle sera définitivement acceptée par les autorités gouvernementales dans le nouveau règlement.

J'ai trouvé que les dimensions des poutres des ponts moyens restent les mêmes d'après le nouveau règlement que d'après l'ancien. Les dimensions des petits ponts, des poutres et des dalles du tablier, comme il ressort des calculs d'après l'ancien règlement, sont trop faibles, étant données l'influence dynamique et l'augmentation constante des poids mobiles. Aussi a-t-on proposé de réduire le taux de fatigue pour les dalles du tablier des ponts-routes de 15 % et celui des ponts-rails de 20 %. C'est un remède artificiel, utile il est vrai mais loin d'être suffisant. Il n'est pas nécessaire dans le nouveau règlement. Ici la réduction des taux de fatigue pour les petits ponts et pour les éléments du tablier se fait automatiquement parce que le rapport de la charge mobile à la charge totale va en croissant quand la portée diminue ; et c'est justement la réduction de 15 % pour les dalles du tablier des ponts-routes et celle de 20 % pour les ponts-rails qui se fait automatiquement d'après le nouveau règlement.

D'après l'ancien règlement les ponts en béton de grande portée ne sont pas possibles à cause du taux de fatigue trop petit. Ici le poids mobile ne joue presque aucun rôle, même si on le multiplie par 1,5 ou par 2. C'est la charge permanente qui importe et pour les voûtes encastrées s'ajoutent encore la température et le retrait. Le fait que le nouveau règlement permet ici d'admettre un taux de fatigue, beaucoup plus élevé, comme on l'admet pour les charpentes, aura une très grande répercussion, car il rendra possible la construction de grands ponts comme on en construit en France ou ailleurs.

Pour rendre possible la construction de ponts de grande portée, les règlements de quelques pays élèvent leurs taux de fatigue. Ce remède pose immédiatement une question délicate : quelle est la portée limite après laquelle on pourra admettre le taux de fatigue élevé ? Cette question est évitée heureusement dans le nouveau règlement polonais. On n'a pas besoin d'insister sur le fait que ce règlement est à la fois pratique, rationnel, simple et général. Il me semble que c'est là la voie que doivent suivre à l'avenir les règlements concernant le taux de fatigue à admettre pour les ponts. Je ne vois aucune raison pour que les taux de fatigue des ponts doivent différer de ceux des charpentes. Il suffit de multiplier la charge mobile par un coefficient qui est à établir séparément pour les ponts-routes et pour les ponts-rails et séparément pour chaque matériau.

V 4

LA RIGIDITÉ DES GRATTE-CIEL
DIE STEIFIGKEIT DER WOLKENKRATZER
STIFFNESS OF SKY-SCRAPERS

David CUSHMAN COYLE,
Consulting Engineer, New York.

Voir « Publication Préliminaire », p. 535. — *Siehe « Vorbericht », S. 535.*
See " Preliminary Publication ", p. 535.

Participants à la discussion
Diskussionsteilnehmer
Participants in the discussion :

F. CAMPUS, Professeur, et J. LAMOEN, Ingénieur.
Liége.

Nous avons cherché à saisir exactement les principes du rapport de M.D.C. Coyle et ensuite à l'interpréter selon l'esprit d'une méthode que l'un de nous avait résumée dans un rapport présenté au Congrès international de la construction métallique à Liége en 1930 [1].

Ce Congrès avait, lors de la discussion de la question des bâtiments à ossature métallique, exprimé le vœu qu'il fût procédé à des études de comparaison des diverses méthodes de calcul. La présente communication constitue une contribution à cette étude.

La méthode de base est celle du calcul des portiques et des cadres qui peut comporter plusieurs modalités selon les inconnues considérées.

Cette méthode est appliquée en Amérique. Le traité de Johnson, Bryan et Turneaure [2] en contient des exposés et des applications rigoureuses. Les déformations se réduisent par hypothèse à celles déterminées par les moments de flexion, dont les résultats globaux s'apprécient par les distorsions des portiques ou des cadres.

La méthode exposée au Congrès de Liége était établie sur la base ainsi définie.

Cette méthode a été appliquée par l'un de nous à l'étude des grandes ossatures de bâtiments, tant en acier qu'en béton armé. Ces constructions ont été éprouvées et les résultats des épreuves comparés au calcul. Il en ressort que la méthode est correcte et sûre lorsque la construction réalise convenablement la condition de continuité, c'est-à-dire de rigidité des assemblages. On peut

1. Campus, Lemaire et Spoliansky, Les gratte-ciel à carcasse métallique, Congrès de la charpente métallique, Liége, 1930, n° 26, VII f.
2. Johnson, Bryan and Turneaure, Modern Framed Structures, vol. II, 10 th edition.

admettre qu'une méthode de ce genre, quelle que soit la modalité plus ou moins simplifiée, convient pour les ossatures de bâtiments relativement peu élevés par rapport à l'étendue en plan. Pour les gratte-ciel, qu'il conviendrait plutôt d'appeler des tours, afin de définir non seulement la hauteur absolue, mais aussi son rapport à l'étendue en plan, il ressort du rapport de M.D.C. Coyle qu'il convient d'ajouter aux déformations précédemment définies, dues aux moments de flexion, d'autres déformations dues aux tensions longitudinales des colonnes. Cette notion n'intervient toutefois, d'après les études américaines dont nous avons eu connaissance, que pour l'effet des forces transversales, telles que le vent. La flèche y de déplacement horizontal du sommet de la tour comporte selon cette superposition une flèche y_1, provenant de la déformation des cadres selon la théorie définie en premier lieu et une flèche supplémentaire y_2, provenant des variations de longueur des colonnes.

En ce qui concerne le calcul de cette flèche, certaines hypothèses supplémentaires sont introduites, notamment que les planchers restent plans. L'application de la méthode précédemment énoncée en vue de déterminer les déformations de flexion des panneaux, les planchers restant horizontaux, ne présente aucune particularité de principe. Si le nombre d'étages E est élevé, ainsi que le nombre C de colonnes, il y a en principe $(C + I)$ E équations linéaires à résoudre. A titre de simplification, le rapport de M. D. C. Coyle admet que toutes les colonnes aient la même inclinaison. Ceci réduit le nombre d'équations à $CE + I$ et en cas de symétrie à $\frac{C\,E}{2} + I$ ou $\frac{(C+I)}{2} \times E + I$ selon que C est pair ou impair. Ces équations peuvent se résoudre très simplement et très rapidement par la méthode d'approximations successives. L'égale inclinaison ψ des colonnes correspond à des valeurs des forces du vent bien déterminées, qui dépendent des valeurs des rigidités des diverses colonnes du haut au bas de la tour.

En général, si ces rigidités sont déterminées d'avance et si l'on s'impose $\psi = \text{cte}$, on trouve des forces du vent réparties d'une manière incompatible avec les hypothèses usuelles ou plausibles. C'est ainsi que nous avons constaté que la condition $\psi =$ constante n'est pas réalisable dans les conditions envisagées par M. D. C. Coyle d'un vent croissant de 0 à un maximum du bas en haut de la tour et d'une rigidité de celle-ci croissant de 0 à un maximum en sens inverse.

Il n'est pas avantageux de poser le problème sous cette forme et nous pensons qu'il faut au contraire résoudre le problème à partir d'une répartition admise des forces du vent. Moyennant certains artifices de calcul assez simples, que nous ne jugeons pas opportun d'exposer dans cette discussion, on obtient une résolution très facile et très suggestive au point de vue du choix des dimensions. Elle fait constater que les rigidités des poutres des étages et des assemblages de ces poutres aux colonnes jouent un rôle aussi important dans la résistance aux efforts du vent que la rigidité des colonnes. Il importe d'attirer l'attention sur ce point qui est en désaccord avec la répulsion que les auteurs américains manifestent à l'égard de la notion de la continuité [1].

---

1. M. C. Coyle, German Steel Building Practice, Eng. News Record, 28 may 1931.

Rien ne prouve que les artifices de calcul dont j'ai parlé, ni l'hypothèse que les planchers restent plans correspondent aux conditions les plus avantageuses du bâtiment. S'il n'en est pas ainsi et si ces hypothèses ne sont pas réalisées, la théorie générale de la continuité permet toujours de déterminer les déformations quelles qu'elles soient, sans difficultés hors de proportion avec l'importance de l'objet. On peut obtenir la déformation y_1, due à la distorsion des cadres des étages et celle y_2, due aux déformations longitudinales des colonnes. Remarquons d'ailleurs que cette seule subdivision en deux catégories de déformations, adoptée par beaucoup de spécialistes américains [1], est une reconnaissance implicite de la continuité.

Le rapport de y_2 à y_1 dépend de la constitution des éléments de la tour (rigidité des colonnes et des planchers) et de la hauteur.

Donc, la conception de la flèche supplémentaire pour les tours n'est nullement opposée à une théorie générale et rationnelle basée sur le principe de la continuité, mais y est au contraire conforme. Mais, au terme de cet examen et en cherchant à définir le but de la question, nous sommes conduits à une constatation assez décevante.

Les auteurs américains déterminent la flèche élastique totale y des tours en vue de l'étude de leurs vibrations (oscillations) propres sous l'effet du vent. C'est pourquoi d'ailleurs le rapport de M. D. C. Coyle figure sous la rubrique « Actions dynamiques des charges ». Cependant, nous ne trouvons dans ce rapport, ni dans un travail précité de M. Mensch [1], ni dans ce que nous connaissons de la littérature américaine, aucun rapport défini entre cette flèche statique de la tour et ses vibrations. M. D. C. Coyle lui-même reconnaît dans un de ses articles [2] qu'il n'en a aucune idée. Les auteurs se bornent à l'application des formules les plus simples des vibrations des verges sans masse spécifique supportant une masse concentrée oscillante. L'application de ces formules est complètement illusoire, non à cause de leur caractère sommaire, mais surtout à cause de l'incorrection ou de l'indétermination des valeurs numériques [3]. Abstraction faite des vibrations des ossatures nues avant le remplissage, il faut prendre en sérieuse considération, pour ce qui est des oscillations des tours achevées, que le remplissage des parois externes et internes, etc., augmente considérablement la rigidité de la tour et modifie la répartition des masses. Une appréciation quelque peu précise de ces éléments défie tout calcul. Il en est de même de la manière dont s'exerce l'effort du vent [4].

---

1. L. J. Mensch, Deflections and Vibrations in High Buildings, Journal of the American Concrete Institute, février 1932.

2. D. C. Coyle, Measuring the Behavior of Tall Buildings, Eng. News Record, 19 février 1932.

3. J. Lamoen, Sur la sollicitation dynamique des édifices élancés par le vent, Bulletin de la Classe des Sciences de l'Académie Royale de Belgique, 1932, tome XII.

4. Lord Rayleigh, Phil. Mag (5) 7.160.1879, cité par Felix Auerbach dans Elastische Schwingungen und Wellen, Handbuch der physikalischen und echnischen Mechanik, Band III.

A. Danusso, Sulla statica delle costruzioni asismiche, Estratto dei Rendiconti del Seminario Matematico e Fisico de Milano, vol. II, 1928, IV, p. 179.

P. Dupin et M. Tessié-Solier, Les tourbillons alternés et les régimes d'écoulement autour d'un obstacle. Paris, 1928, Gauthier-Villars, Publications de l'Institut Electro-

L'expérience seule peut, comme pour les phares [1], permettre de déterminer les périodes et les amplitudes d'oscillations. De pareilles expériences ont été faites par M. D. C. Coyle lui-même [2] ; d'autres sont en cours, notamment sur l'Empire State Building [3]. Nous ignorons si les formules du genre de celles employées par M. D. C. Coyle tiennent compte de l'action du remplissage, nous présumons que non, c'est pourquoi les flèches correspondantes n'ont aucun rapport avec la flèche total y calculée. La connaissance de celle-ci reste néanmoins, nous l'admettons, un élément intéressant de la rigidité de la tour.

En conclusion, nous croyons que les méthodes de calcul européennes peuvent parfaitement s'appliquer aux tours, avec une efficacité aussi grande que les méthodes américaines.

Ensuite, qu'il y a lieu pour apprécier les efforts du vent sur les tours, de procéder surtout à une analyse expérimentale systématique, sur ouvrages réels et sur modèles.

Discussion libre

Freie Diskussion

Free discussion :

AUCLAIR,

Président de la Section mécanique
de l'Office des Recherches et Inventions, Bellevue (Seine).

Dans toute structure formée de pièces assemblées se développe, du fait des liaisons de celles-ci, un système de sollicitations qui se superpose au système de sollicitations que l'on calcule en supposant les pièces articulées. Il est difficilement accessible au calcul, d'où l'intérêt des techniques propres à déterminer les déformations de la structure sous l'action de sollicitations extérieures qui lui seraient appliquées.

La méthode que nous allons décrire permet de définir en tout point d'une structure la relation entre la flèche et la sollicitation qui la détermine.

Elle a pour base la propriété de deux pendules identiques oscillant en prenant appui sur un même support élastique. De nombreux auteurs ont étudié la question au point de vue mathématique : il se produit un échange d'énergie d'un pendule à l'autre, de telle manière que si l'un d'eux est mis en mouvement, son oscillation s'arrête progressivement en même temps que le second entre en oscillation, le phénomène inverse se produit ensuite. Au début, l'arrêt des pendules est complet, ensuite il se produit seulement des minima d'amplitude.

La rigidité locale de la structure, que l'on peut définir l'inverse du rapport de la flèche au point d'application du système pendulaire à la sollicitation sta-

---

technique et de Mécanique appliquée, de l'Université de Toulouse. Les auteurs observent les vibrations d'une verge dans un courant d'eau.

1. Ribière, Phares et signaux maritimes.
2. D.C. Coyle, Eng. News Record, 19 february 1931, op. cit.
3. Stahlbau, 4-3-32.

tique qui la déterminerait, est une fonction de la période propre des pendules, de leur masse, de l'intervalle de temps qui sépare deux arrêts et, par suite, dépend seulement de l'appareil de mesure dans des conditions qu'il ne nous est pas possible de développer, mais que l'on peut réaliser.

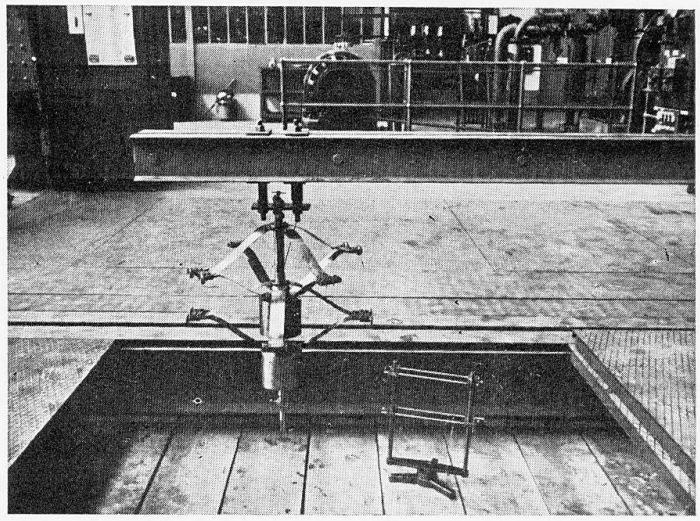


Fig. 1. — L'appareil Le Rolland en essai sur la poutre vibrante de l'Office des Inventions.
Der Apparat Le Rolland beim Versuch am schwingenden Balken des Office des Inventions.
The Le Rolland apparatus under test on the vibrating beam at the Office des Inventions.

Une des formes de réalisation de l'appareil de mesure est obtenue par l'emploi de deux pendules à ressort identiques disposés l'un au-dessous de l'autre

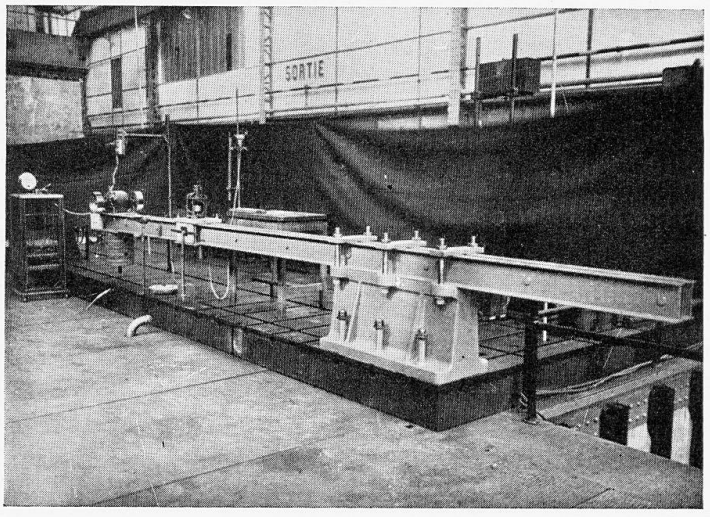


Fig. 2. — Aménagement de cette poutre comme banc d'essai des accéléromètres.
Einrichtung dieses Balkens für Versuche mit den Beschleunigungsmessern.
The vibrating beam arranged for testing accelerometers.

et suspendus à une même tige qui prend appui par une pointe sur un point de la structure à étudier ou sur une pièce qui en est solidaire.

Il a été étudié à l'Office des Recherches et Inventions sur l'appareil employé pour la gradation des accéléromètres et instruments analogues et qui est cons-

titué par une poutre élastique solidement encastrée en un de ses points et que l'on met en oscillation à l'aide d'un excitateur de vibrations par forces centrifuges. Le système élastique constitué par cette poutre est parfaitement connu.

Pour l'essai de l'appareil Le Rolland, on a déterminé à l'aide de celui-ci la rigidité de la poutre en différents points et on l'a comparé à la rigidité mesurée par voie statique. Voici les résultats d'une expérience :

Distance du point où se fait la mesure à l'encastrement de la poutre en mètres.	Flèche en ce point sous une charge de 20 kilogrammes en millimètres.	Intervalle de temps séparant deux arrêts des pendules en secondes.
2,5	0,350	313
3	0,560	193
3,5	0,850	127,5
4	1,190	88,8
4,5	1,700	63,6

On voit que, dans ce cas, la relation qui définit la rigidité comme inversement proportionnelle à l'intervalle de temps séparant les arrêts, est ici assez exactement vérifiée.

Cette méthode a été déjà l'objet d'assez nombreuses expériences, je regrette que le peu de temps écoulé depuis sa mise en étude à l'Office n'ait pas permis de présenter des tableaux étendus de résultats.

VI

Sixième Séance de travail.

Sechste Arbeitssitzung.

Sixth Working Meeting.

INFLUENCE DES PROPRIÉTÉS PHYSIQUES DES MATÉRIAUX SUR LA STATIQUE DU BÉTON ARMÉ

AUSBAU DER STATIK DES EISENBETONS MIT RÜCKSICHT AUF DIE BAUSTOFFEIGENSCHAFTEN

DEVELOPMENT OF THE STATICS OF REINFORCED CONCRETE, WITH REGARD TO THE PROPERTIES OF THE MATERIAL USED

VI 1.

INFLUENCE DES PROPRIÉTÉS PHYSIQUES DES MATÉRIAUX SUR LA STATIQUE DU BÉTON ARMÉ. RAPPORT D'INTRODUCTION.

AUSBAU DER STATIK DES EISENBETONS MIT RÜCKSICHT AUF DIE BAUSTOFFEIGENSCHAFTEN. EINLEITENDES REFERAT

DEVELOPMENT OF THE STATICS OF REINFORCED CONCRETE, WITH REGARD TO THE PROPERTIES OF THE MATERIAL USED. INTRODUCTORY REPORT

Fernand CAMPUS,
Professeur à l'Université de Liége.

Voir aussi « Publication Préliminaire », p. 547. — *Siehe auch « Vorbericht », S. 547.*
See also " Preliminary Publication ", p. 547.

Je crois pouvoir constater l'accord général entre mon rapport d'introduction et celui du Dr Faber (Elasticity, plasticity and shrinkage), notamment en ce qui concerne la proportionnalité des déformations plastiques aux forces, hypothèse favorable pour les méthodes de calcul.

Le rapport d'introduction est compatible aussi, d'une manière générale, avec tous les autres rapports concernant les questions du béton armé ou connexes présentés au Congrès, et avec les contributions apportées à ces questions au cours des discussions précédentes. Je crois utile cependant de reprendre encore le point fondamental du but de la statique. La résistance du béton armé est une propriété physique réelle ; elle est définie par des expériences et se détermine à certains indices ; rupture, déformation, etc... Elle est une fonc-

tion complexe des propriétés physiques élémentaires des matériaux constituants.

La statique ou le calcul constituent des conjectures, tendant à prévoir la résistance d'une construction en béton armé.

On peut exiger de la statique qu'elle soit exacte. On peut se représenter qu'une telle statique puisse exister et on conçoit qu'elle ne pourrait être que le fruit d'une analyse pénétrante et d'un emploi étrangement certain du calcul des probabilités. Une telle statique serait l'apanage exclusif de quelques rares savants. On lui préférera vraisemblablement toujours une statique « efficace » ; je ne veux pas utiliser le qualificatif « commode » que Poincaré applique à la géométrie euclidienne. L'efficacité résultera d'un compromis entre l'exactitude inaccessible et la commodité strictement suffisante. La notion est donc imprécise et donnera lieu toujours à un conflit moral entre ceux qu'inquiètent des aspirations intellectuelles et ceux que les nécessités ou l'expérience contraignent à plus de réalisme. Un rapport d'introduction ne me paraît pas destiné à résoudre ce conflit. Son but est plutôt de poser le problème. Le travail en perspective est assez vaste pour que chacun y trouve de l'intérêt, mais il importe à mon sens, pour être pratique, de l'entreprendre avec une claire notion de l'exact, du possible et de l'efficace.

Une contradiction importante résulte du fait que l'on prend en considération la résistance à l'extension du béton pour le calcul des déformations et des inconnues hyperstatiques, tandis que l'on néglige le béton tendu pour le calcul des fatigues et des dimensions. Ni l'une ni l'autre de ces hypothèses ne sont d'ailleurs exclusives ; le calcul permet de tenir compte indifféremment de l'une ou de l'autre dans tout problème concret.

Il y a beaucoup d'apparences que ce soit le second concept qui s'écarte le plus des circonstances réelles des ouvrages. Cependant aucune tendance de réforme ne se dessine. J'ai personnellement consacré quelques efforts au calcul des tensions d'extension du béton il y a quelques années (Annales des Travaux publics de Belgique, 1924), pour aboutir à une constatation plutôt négative, comme mes prédécesseurs dans cette voie. Il est certain néanmoins que la question des bases du calcul du béton armé n'est pas close ; elle inquiète un spécialiste qui n'est pas un néophyte, le Dr von Emperger, et son article récent a déclanché dans la revue « Beton und Eisen » une véritable enquête, d'où la question apparaît comme n'étant pas résolue.

En France, elle inquiète aussi M. F. Dumas, ingénieur des Ponts et Chaussées, dont j'ai déjà cité, dans mon rapport, deux études récentes et qui, par un important travail publié après la remise de ce rapport, revient aux expériences fondamentales de la flexion du béton armé. Ce mémoire, intitulé « Le béton armé et ses hypothèses », a paru dans les fascicules V et VI de 1931 des Annales des Ponts et Chaussées.

Je me suis mis en relation avec M. F. Dumas, qui a bien voulu répondre à mon appel à la discussion. C'est donc après entente préalable avec lui sur l'opportunité du débat et après communication des arguments, que j'exposerai sommairement comment je crois qu'il faut interpréter les idées de M. Dumas. M. Dumas n'attaque guère le calcul organique usuel, encore qu'il en constate certaines anomalies. C'est à l'hypothèse de l'élasticité appliquée

aux déformations qu'il réserve principalement ses critiques ; il les pousse aux conséquences extrêmes puisqu'il conclut textuellement :

a) « La loi de Hooke n'est pas applicable aux ouvrages en béton armé.

b) On ne peut calculer les pièces en béton armé par la méthode habituelle des lignes d'influence.

c) Les théorèmes de Maxwell et de Castigliano ne peuvent s'appliquer au calcul des pièces en béton armé, ainsi que toute la théorie basée sur les travaux virtuels. »

Les deux dernières conclusions sont exactement l'inverse de ce que j'ai écrit dans mon rapport. Il m'a semblé qu'une contradiction aussi complète devait faire l'objet d'un éclaircissement.

M. Dumas fonde ses conclusions sur un ensemble d'expériences effectuées, jusqu'à rupture par flexion simple, sur des poutres prismatiques en béton armé, à section rectangulaire. Traçant les diagrammes de variation des flèches en fonction des charges, il obtient des courbes comprises entre les deux droites limites correspondant aux valeurs calculées compte tenu ou non du béton tendu. Il en conclut qu'il n'y a pas de proportionnalité des déformations aux charges et il vérifie, par un exemple, qu'il n'y a pas de réciprocité (th. de Maxwell). Me plaçant à un point de vue absolu, j'accepte ces conclusions, mais j'objecte aussitôt qu'elles sont trop sommaires et que dans le domaine de variation des charges envisagé par M. Dumas, qui va de zéro à la charge de rupture, l'analyse des régions est insuffisante. Il semble même que M. Dumas s'attache davantage à l'étude des effets des charges élevées, où les écarts considérables justifient nettement ses conclusions, par exemple en ce qui concerne la réciprocité.

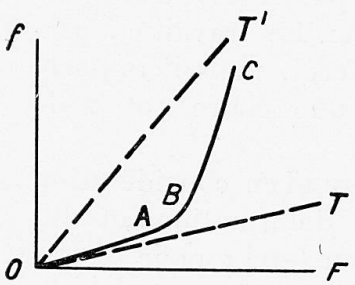


Fig. 1.

Les conclusions de mon rapport sont, au point de vue de la statique efficace, compatibles avec les observations expérimentales de M. Dumas.

En effet, à plusieurs reprises, il note que les diagrammes de variation des flèches en fonction des charges ont l'allure du croquis ci-contre. Ils comportent :

1) une partie quasi-droite OA, voisine de la droite théorique OT correspondant au calcul lorsqu'on suppose le béton tendu résistant.

2) une courbe de transition AB.

3) une partie terminale quasi droite BC se terminant, sous la charge de rupture, au voisinage de la droite théorique OT′ des flèches calculées en supposant le béton tendu intégralement fissuré. Je ferai observer que l'allure de ce diagramme concorde avec toutes les expériences connues, avec tous les diagrammes analogues présentés dans la séance précédente et avec ceux que divers orateurs vont montrer dans la présente séance.

Les conclusions de mon rapport ne se réfèrent qu'à la zone OA, tout le texte l'implique. Je ne me suis pas placé au point de vue de la résistance des matériaux, mais bien de la statique, du calcul qui envisage le domaine des charges pratiques de sécurité. J'ai d'ailleurs à diverses reprises exprimé la restriction que les déformations devaient rester assez petites, ce qui implique une limita-

tion aussi étroite des forces, tant permanentes qu'instantanées. La quasi droite initiale OA définit ce que l'on pourrait appeler la région des faibles écarts de proportionnalité. La limite A serait la charge-limite des faibles écarts de proportionnalité; on peut la définir conventionnellement si elle ne s'indique pas naturellement.

M. Dumas constate dans son mémoire que la limite A concorde avec les taux de travail pratiques tels qu'ils sont définis par la circulaire ministérielle française de 1906 (0,28 de la résistance sur cubes à 90 jours).

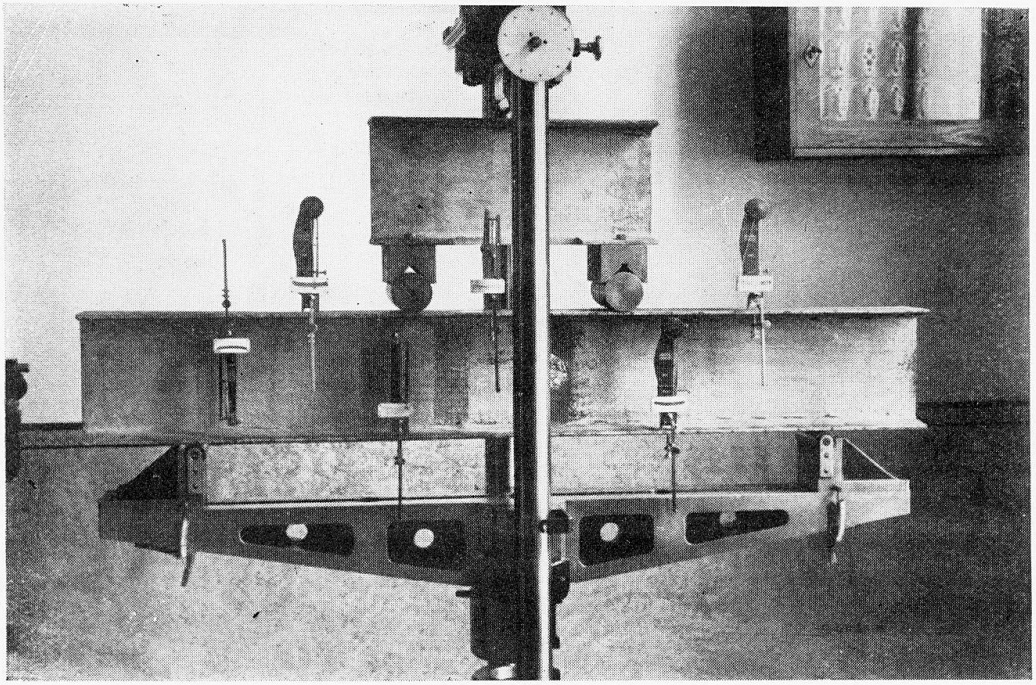


Fig. 2.

Il résulte de cet examen que si les conclusions de M. Dumas sont valables pour un problème passant du domaine OA au domaine BC, et même, malgré la loi quasi linéaire, dans le domaine BC, je considère que ses propres expériences justifient mes conclusions dans le domaine OA. Je puis donc maintenir mes conclusions en les précisant de la sorte et sous le bénéfice des réserves de mon rapport concernant les déformations lentes produites par les charges permanentes et les effets de charges répétées. Toutes les expériences concordent pour montrer que ces effets tendent à produire, dans les limites de charges et de déformations suffisamment modérées, un état élastique final bien défini.

Au point de vue expérimental, je crois devoir attirer l'attention sur l'influence locale des charges concentrées. A titre de démonstration, j'indique les résultats de l'auscultation directe, au moyen d'extensomètres Huggenberger, d'une poutrelle I en acier fléchie sous l'effet d'une ou de deux charges concentrées. Il se présente des écarts par rapport à la loi de Hooke dans presque toute l'étendue de la pièce et la fibre neutre est déplacée vers le haut, comme dans les expériences de M. Dumas (fig. 2, 3, 4). Personne cependant n'en

conclura à la non-validité de la loi de Hooke, des lignes d'influences, des théorèmes de Castigliano, de Maxwell et des travaux virtuels pour les constructions en acier. Ces effets locaux n'apparaissent clairement que par les mesures tensométriques. Les flèches de flexion intègrent les effets de toutes

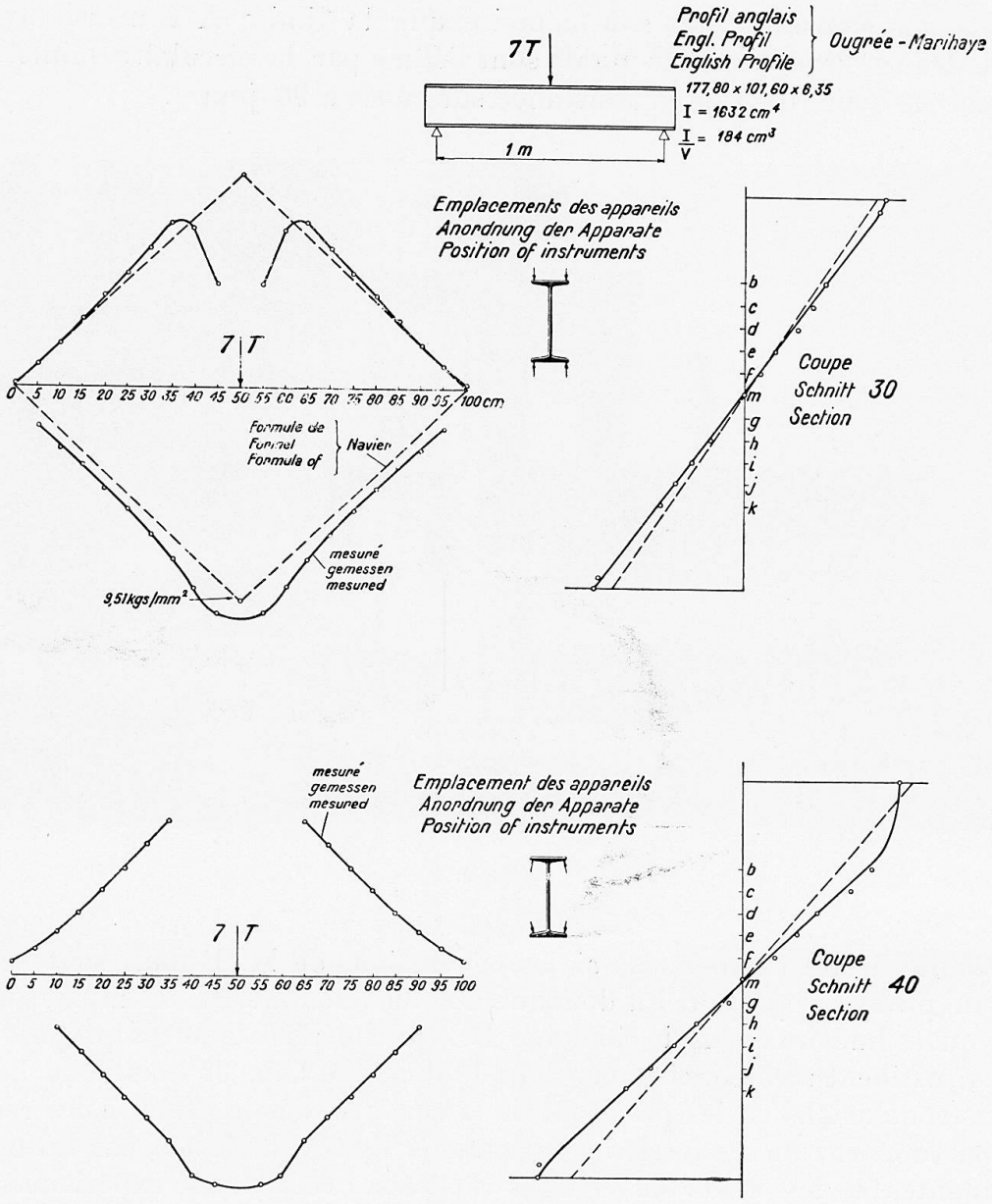


Fig. 3.

les tensions élémentaires dans la pièce et donnent des résultats moyens moins affectés par les effets locaux. Pour des constructions complexes et des cas de charges concentrées, il est donc avantageux d'apprécier le fonctionnement élastique par les flèches.

Bref, je ne pense pas qu'il y ait incompatibilité irréductible entre mon rapport et l'étude de M. Dumas, qui constitue une analyse très critique du fonctionnement du béton armé. M. Dumas annonce une suite à ses travaux. Si les

efforts de M. Dumas, autant que ceux de M. Emperger, pouvaient résoudre le paradoxe ou plutôt la dualité que je caractérisais en commençant et établir l'unité de principe, ils rendraient à la théorie du béton armé et vraisemblablement aussi aux praticiens un service considérable.

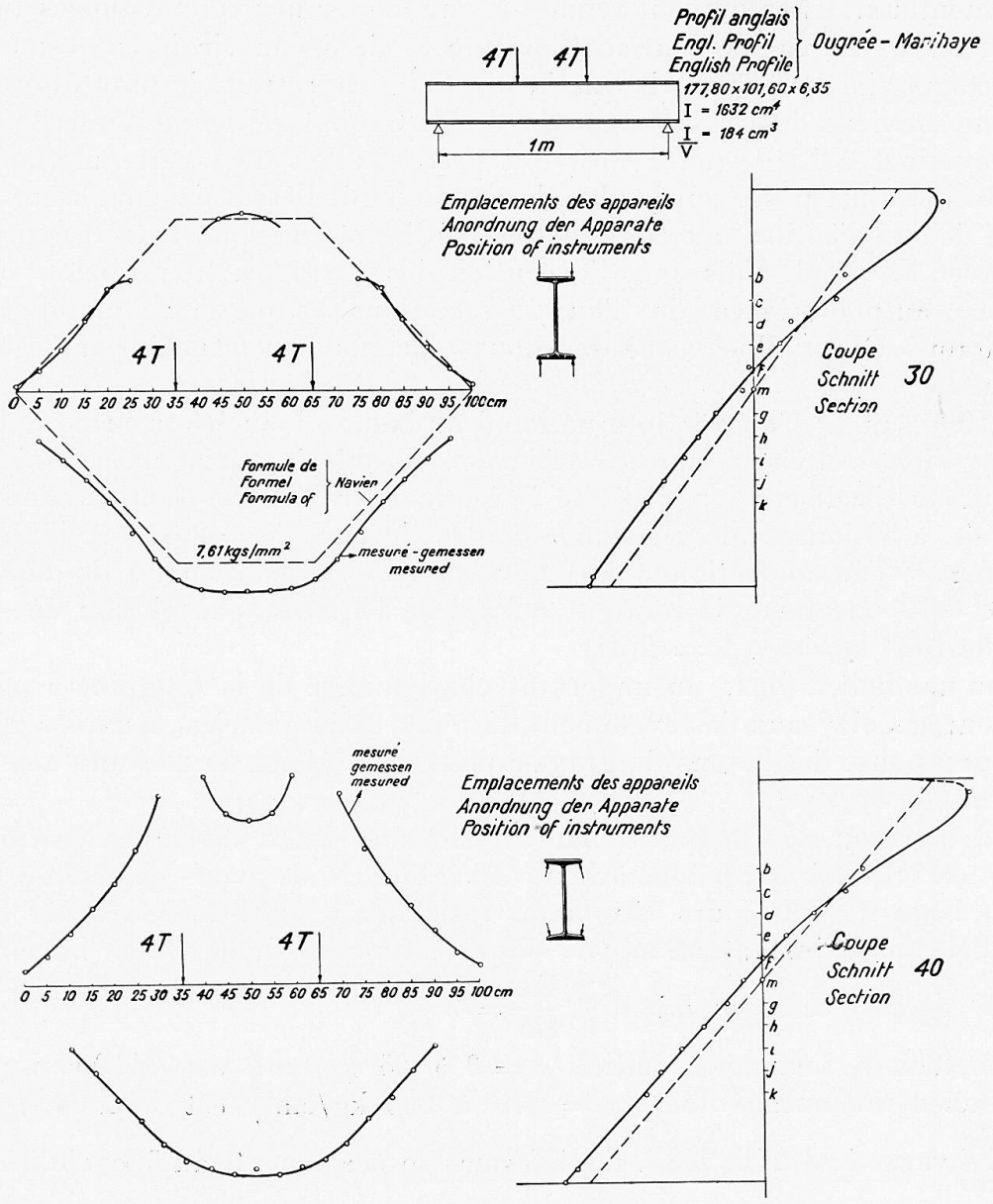


Fig. 4.

Quels que soient les progrès possibles de la statique, la question de l'influence des propriétés physiques des matériaux constituants du béton armé n'en restera pas moins essentielle. La nécessité s'avérera d'une connaissance toujours plus approfondie de ces propriétés physiques et des coefficients expérimentaux qui les caractérisent. Il faut donc établir un programme de recherches et entreprendre sa réalisation. Les expériences seront de deux ordres. Celles exécutées sur des ouvrages d'art, des édifices réalisés, intéressent directement

l'Association Internationale des Ponts et Charpentes. Mais il est évident que ces expériences relèveront aussi du domaine de l'essai des matériaux, elles figurent d'ailleurs à l'ordre du jour des travaux de l'Association Internationale pour l'Essai des Matériaux.

Le but de ces recherches ne peut être limité à la collection de coefficients expérimentaux. Elles doivent tendre à augmenter nos connaissances intimes des matériaux en vue de leur amélioration et de découvrir les moyens d'agir sur certains phénomènes, tels que la plasticité, le retrait, la fissuration, etc..

Je me souviens de certains exposés de M. Caquot à Vienne (en 1928) et de M. Freyssinet à Liége (en 1930), qui préconisaient déjà cette méthode. La question est ainsi posée sur le plan de l'étude et de l'essai des matériaux, mais en vue de l'application aux constructions. Elle est en rapport étroit non seulement avec le calcul, mais avec l'exécution des ouvrages. Le problème constitue donc, au point de vue des deux Associations, ce que la langue allemande appelle un « Grenzgebiet », ce que nous exprimons en français par un terrain d'entente.

En 1930, au 1er Congrès international du béton et du béton armé à Liége, M. Freyssinet a envisagé une élévation considérable des résistances des bétons. Au cours de la discussion, j'ai cité le béton extrait d'une route cylindrée et qui avait, à 56 jours, une résistance de 820 kg/cm² ($\Delta = 2{,}57$). A l'intention du Congrès, j'ai confectionné un nouveau cube dans la dalle de béton de $0{,}40 \times 0{,}40$ extraite de la route et, à l'âge de 18 mois, j'ai obtenu une résistance de 1031 kg/cm² ($\Delta = 2{,}51$).

Selon nos indications, un important charbonnage de la Campine a pu réaliser pour ses claveaux de revêtement de puits et de galeries, soumis à de très fortes pressions, des bétons de gravier possédant à l'âge de 28 jours une résistance de 630 kg/cm².

Cette question des bétons à haute résistance est d'un très grand intérêt, car elle correspond aux bétons à haute élasticité. Nous avons déterminé l'élasticité à l'âge de 730 jours du béton résistant à 1031 kg/cm². Le coefficient d'élasticité instantané moyen dans l'intervalle de 0 à 200 kg/cm² est 574000 kg/cm², correspondant à $\frac{Ea}{Eb} = 3{,}68$

Le coefficient instantané initial ($\sigma = 0$ à 25 kg/cm²) est 641000 kg/cm², le coefficient instantané final ($\sigma = 175$ à 200 kg/cm²) est 542000 kg/cm². Donc $\frac{Ea}{Eb}$ varie de 3,27 à 3,87. La déformation permanente au 5e cycle de mise en charge et de décharge est 2×10^{-6}. Il y a certaines inspirations à trouver dans ces exemples de bétons de haute qualité. Leurs déformations plastiques sont certainement moindres, ce qui est partiellement un avantage et partiellement un inconvénient. Des déformations plastiques excessives, comme on en constate assez fréquemment dans des constructions récentes, de même que les manifestations nombreuses et récentes de corrosion du béton, ne sont-elles pas un indice de qualité moindre du béton due à une mise en charge hâtive et aussi à une importance trop grande accordée à la « travaillabilité » (« workability »), conduisant à un excès de fin, à un excès d'eau et à un médiocre tassement. Une part de vérité peut se trouver dans ces questions, ce qui fait

que, quels que soient les progrès de la statique, des matériaux et de leur connaissance, la qualité et le soin de mise en œuvre resteront toujours des facteurs dominants de la valeur des ouvrages en béton armé.

Depuis la remise de mon rapport d'introduction au Secrétariat général du Congrès, outre le mémoire de M. Dumas et les articles parus dans Beton und Eisen à propos des suggestions de M. von Emperger, d'autres travaux ont été publiés, parmi lesquels je crois utile de citer un rapport important de M. Ch. S. Whitney, intitulé « Plain and Reinforced Concrete Arches » paru dans le Journal of the American Concrete Institute, March 1932 (Il contient une abondante bibliographie).

Enfin, M. Caminade a consigné des remarques intéressantes pour le problème traité dans la séance de ce jour sous le titre « Le règlement de la Chambre syndicale française sur les constructions en béton armé et les prescriptions officielles étrangères ». (Le Génie Civil, 1932).

VI 2

ÉLASTICITÉ, PLASTICITÉ ET RETRAIT
ELASTIZITÄT, PLASTIZITÄT UND SCHWINDEN
ELASTICITY, PLASTICITY AND SHRINKAGE

Oscar FABER,
D. Sc., Consulting Engineer, London.

Voir « Publication Préliminaire », p. 565. — *Siehe « Vorbericht », S. 565.*
See " Preliminary Publication ", p. 565.

Participants à la discussion des questions VI_1 et VI_2
Diskussionsteilnehmer an den Fragen VI_1 und VI_2
Participants in the discussion of questions VI_1 and VI_2 :

Dr. Ing. E. PROBST,
Professor an der Technischen Hochschule, Karlsruhe i. B.

Die Bedeutung der plastischen Formänderungen für die Spannungsverteilung in Eisenbetonquerschnitten wird z. Zt. in der Fachwelt lebhaft besprochen. Es ist nicht zu erwarten, dass man zu einer Klärung des Problems auf anderen als experimentellen Wegen gelangen wird. Wesentlich sind hierbei Feinmessungen der Formänderungen bezw. der Rissweiten an Beton- und Eisenbetonträgern bis möglichst nahe an die Bruchgrenze unter Dauerbelastungen, häufig wiederholten Lastwechseln und unbelastet.

Es scheint mir zweckmässig von den einfachsten Fällen auszugehen, wie sie bei einem axial beanspruchten Betonprisma vorliegen. Dabei ist zu beachten, dass Beton ein Material ist, das sich nach Beendigung des Abbinde-

prozesses weder rein elastisch noch rein plastisch verhält. Der erhärtende Beton entwickelt zur gleichen Zeit sowohl elastische wie plastische Eigenschaften und zwar je nach seiner Zusammensetzung, nach äusseren Einflüssen und mit fortschreitender Erhärtung in verschiedenem gegenseitigem Verhältnis. Bereits unter niedrigen Spannungen treten neben elastischen Formänderungen auch plastische auf, vorausgesetzt, dass der Zusammenhang des Gefüges nicht gelockert ist.

Eine reinliche und einheitliche Scheidung wäre sehr am Platze. Es müsste in den Laboratorien allgemeine Uebung werden, neben den belasteten Körpern auch gleichartige unbelastete zu beobachten. Erst dann wird es möglich sein, die Verformungen unter Belastung von denen durch andere Einflüsse zu trennen und damit die Vergleichsmöglichkeiten wesentlich zu verbessern.

In engerem Sinn mögen die elastischen Formänderungen als solche erklärt werden, die unter äusserer Belastung entstehen und umkehrbar sind, die plastischen als solche, die unter äusserer Belastung entstehen und beim Entlasten nicht mehr rückgängig gemacht werden können. Unter den bleibenden Formänderungen verstehen wir die Gesamtheit der nicht umkehrbaren, das sind die plastischen in engerem Sinn sowie die durch Schwinden erzeugten, soweit diese als endgültig betrachtet werden können. Die totalen, gesamten Formänderungen endlich umfassen mit den bleibenden die elastischen (federnden), dazu die teils in den elastischen, teils in den plastischen Eigenschaften des Betons begründeten Volumenänderungen infolge wechselnder Feuchtigkeit und Temperatur.

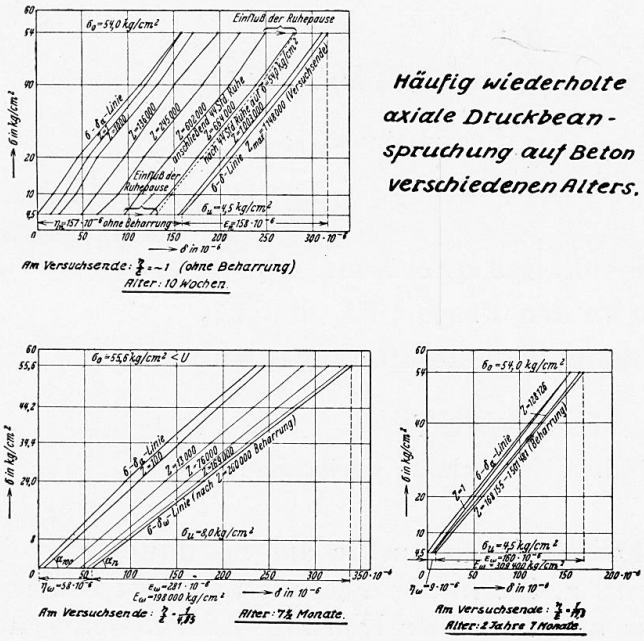


Fig. 1.
Traduction voir Addenda.
Translation see Addenda.

Die bedeutsamsten Kennzeichen der plastischen Eigenschaften des Betons sind : Beschaffenheit des Materials und Einfluss der Zeit. Die Beschaffenheit des Materials hängt ab von der Art und Menge des verwendeten Zements (damit auch von chemischen Eigenschaften, deren Wirkung selten berücksichtigt wird), von der Art und Abstufung der Zuschlagstoffe, von der Menge des Anmachwassers und dem späteren Feuchtigkeitsgehalt des Betons, und schliesslich von der Höhe der Temperatur.

Diese Veränderung der Materialeigenschaften mit der Zeit ist einer der wichtigsten Faktoren für die Sicherheit unserer Beton- und Eisenbetonkonstruktionen. Die Wirkung dauernder Belastung auf die Zunahme der plastischen Formänderungen wird mit dem Alter der Konstruktion immer geringer.

Die elastische Hysteresis ist offensichtlich ein theoretischer Begriff, der bei Beton eine andere Bedeutung hat als bei anderen Baustoffen. Es gibt

keine bleibende Verformung des Betons, die unabhängig von der Zeit auftritt.

Die elastische Nachwirkung tritt in erhöhtem Masse bei Betonkörpern auf, die in jungem Alter belastet werden. Die Plastizität des Materials spielt hier eine grössere Rolle als seine Elastizität, die plastischen Verformungen, auch unter häufig wiederholter Belastung, werden im Lauf der Lastwechsel grösser als die federnden Formänderungen.

Aus den Untersuchungen meines Instituts will ich an einem Beispiel verschieden alter Betonprismen den Einfluss des Alters erläutern.

Die drei Gruppen von Druckprismen waren 10 Wochen, 7 1/2 Monate und 2 Jahre 7 Monate alt. Im Anschluss daran wurde eine vierte Reihe hergestellt, die im Alter von 8 Wochen z. T. unter häufig wiederholter Belastung, z. T. gleichzeitig im unbelasteten Zustand beobachtet wurde. Bei den unbelasteten Prismen wurden innerhalb von 11 Tagen Längenänderungen gemessen, die den 10. Teil der bleibenden Längenänderungen der belasteten Prismen innerhalb der gleichen Zeit und nach fast 900 000 Lastwechsel ausmachten. Hierbei wuchsen die bleibenden Formänderungen ständig, ohne Beharrungszustand zu erreichen — ein für junge Körper typisches Zeichen —, die federnden wurden konstant.

Die Verhältniszahlen der bleibenden Längenänderungen zu den federnden unter Belastung verändern sich einerseits mit dem Alter des Versuchskörpers, andererseits mit der Zahl der Lastwechsel, gleiche Belastungsintervalle vorausgesetzt. (Abb. 1.)

Zu Beginn der häufig wiederholten Belastung betrug das Verhältnis der federnden zu den bleibenden Längenänderungen bei den 8 Wochen alten Prismen 1 : 0,25 (4 : 1), bei den 10 Wochen alten 1 : 0,09 (11 : 1), bei den 2 Jahre 7 Monate alten 1 : 0,03 (31 : 1). Der Abstand zwischen den elastischen und bleibenden Formänderungen wird demnach mit dem Alter immer grösser. Jedoch sind hierbei die elastischen Formänderungen viel weniger beteiligt als die bleibenden; denn die Vergrösserung der federnden Formänderungen mit dem Alter ist gering, die Verkleinerung der bleibenden dagegen sehr stark. Mit anderen Worten: Die Plastizität des Betons nimmt mit dem Alter viel stärker ab, als seine Elastizität zunimmt.

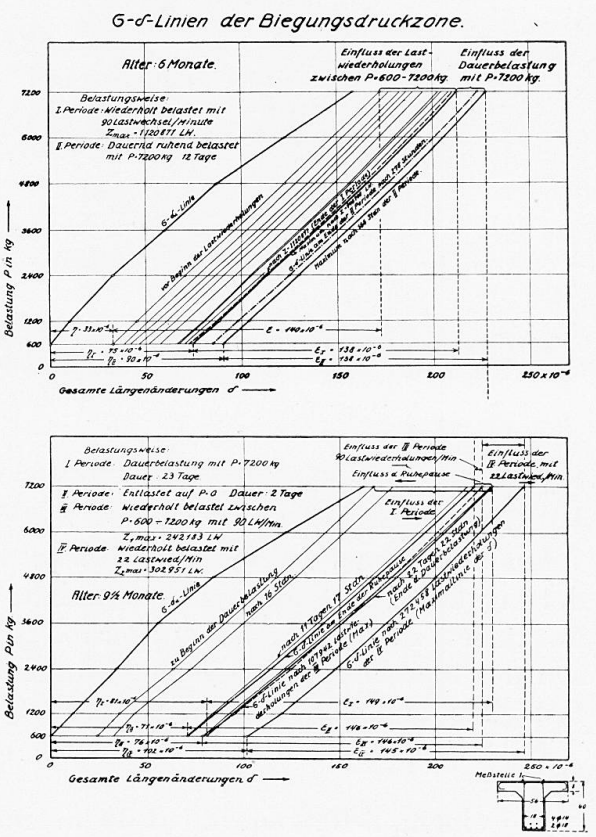


Fig. 2.
Traduction voir Addenda.
Translation see Addenda.

Ebenso verändert die wiederholt aufgebrachte Last in erster Linie die bleibenden Längenänderungen und zwar umso stärker, je jünger der Körper ist. Das Verhältnis $\frac{\eta}{\alpha}$ ist bei dem 8 Wochen alten Beton 1 : 1,68 und wird nach 2 Jahren und 7 Monaten 1 : 18,7.

Das Verhältnis der bleibenden Längenänderungen nach dem ersten Lastwechsel zu denen nach über 1 Million Lastwechsel betrug 1 : 11 bei dem 10 Wochen alten, 1 : 1,8 bei dem 2 Jahre 7 Monate alten Beton.

Das Verhältnis $\frac{\varepsilon}{\eta}$ der federnden Formänderungen zu den bleibenden am

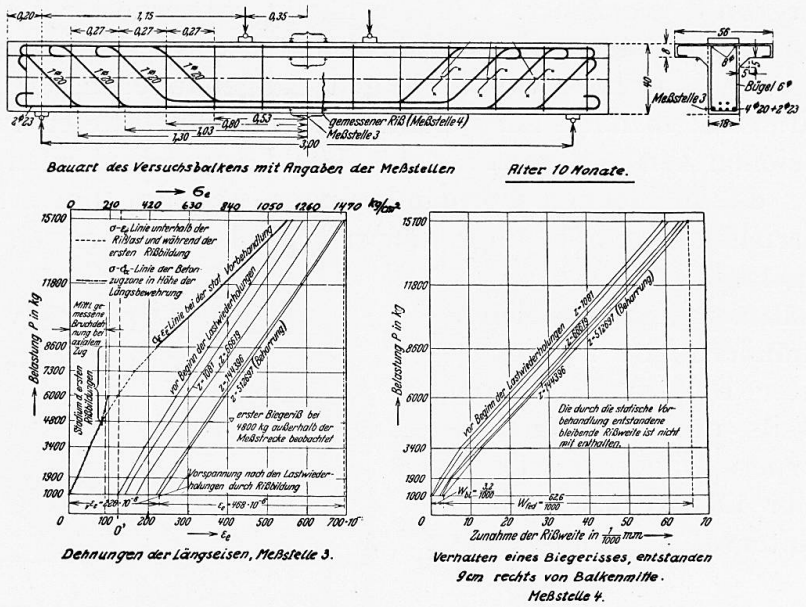


Fig. 3.
Traduction voir Addenda.
Translation see Addenda.

Ende des Versuchs betrug bei den 8 Wochen alten Prismen 1 : 1,47, bei den 10 Wochen alten 1 : 1, bei den 7 1/2 Monate alten 1 : 0,2, bei den 2 Jahre 7 Monate alten 1 : 0,06. Der starke Einfluss des Alters auf die Herabminderung der Plastizität ist erkennbar. Vergleicht man diese Verhältniswerte mit denen zu Beginn der wiederholten Belastung, so erkennt man das Wachsen der bleibenden Längenänderungen mit der Zahl der Lastwechsel, wobei fast gleichbleibende Elastizität vorhanden ist.

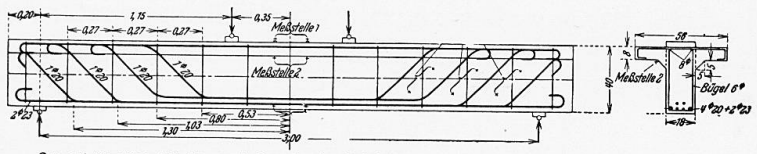
Eine Frage, die hier hereinspielt, ist die der Belastungsgeschwindigkeit.

Bei einem T-Balken von 3,00 m Spannweite, der zuerst mit 90 Hüben in der Minute häufig wiederholt beansprucht, dann unter Dauerlast gehalten wurde, konnte festgestellt werden, dass die Dauerlast von 7,2 t während 12 Tagen die Betondruckzone plastisch intensiver beanspruchte als die zuvor aufgebrachten 1120000 Lastwechsel zwischen 0,6 und 7,2 t. (Abb. 2).

Ein anderer Balken gleicher Grösse wurde zuerst 23 Tage lang unter Dauerlast von 7,2 t gesetzt und dann 242000 Lastwechseln bei gleicher Geschwin-

digkeit zwischen 0,6 und 7,2 t ausgesetzt. Diese Lastwechsel konnten die Balkendruckzone nicht weiter verformen, als es die Dauerlast bereits getan hatte. Aber als nun die Hubzahl von 90 auf 22 je Minute verringert wurde (Verkleinerung der Belastungsgeschwindigkeit um 75%), nahmen die bleibenden Längenänderungen wiederum zu, während sich die federnden nicht änderten. Die bleibenden Längenänderungen erreichten dann nach 272 000 Lastwechseln ein Maximum, das auch durch 30 000 weitere Hübe nicht mehr gesteigert werden konnte. Es zeigte sich, dass die totalen Längenänderungen der Biegungsdruckzone des ersten Balkens ungefähr so gross waren wie die des zweiten, obwohl die Reihenfolge der Beanspruchungsart (Dauerlast und häufig wiederholte Last) in beiden Balken wechselte. (Abb. 2).

Die interessanten Mitteilungen Fabers über die Wirkung der plastischen Verformungen des Betons auf die Spannungsverteilungen bei Eisenbetonbalken ergeben sich aus Beobachtungen an Balken von 5. 12,7 cm Querschnitt (2.5″) bei einer Spannweite von 4,60 m (15′): die Armierung von 2ø5 mm mit 0,3 cm² Querschnitt war 0,66%. Diese Abmessungen sind ungewöhnlich. Es fällt auf, dass bei errechneten Biegungszugspannungen im Beton bis zu 56,6 kg/cm² (über 780 lbs,/squ. inch.) bei Balken 3 und 4 keine Risse aufgetreten sein sollen.



Bauart des Versuchsbalkens mit Angabe der Meßstellen.

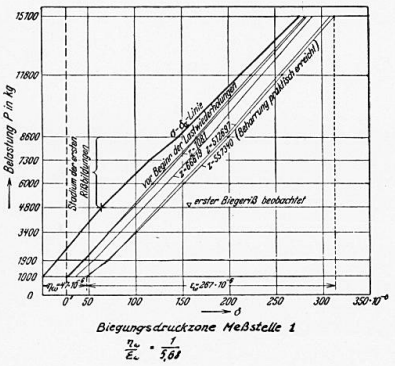


Fig. 4.
Traduction voir Addenda.
Translation see Addenda.

Ohne Messung der Deformationen im Beton und im Eisen über längere Zeit kann man sich m. E. von den sehr komplizierten Zusammenhängen von Elastizität, Plastizität und Schwinden bei Eisenbetonbalken kaum eine Vorstellung machen.

Misst man die Rissweiten, so findet man, dass ein mit dem freien Auge nicht erkennbarer Unterschied, insbesondere in den bleibenden Rissweiten, vorhanden ist.

In Abb. 3 (links) sind die Beziehungen zwischen den gemessenen Längenänderungen im Eisen ε_e, bezw. die σ_e-Spannungen in Abhängigkeit von der äusseren Belastung dargestellt. Daraus sieht man nach den ersten Rissbildungen die ständige Zunahme der σ_e bis zu einem Beharrungszustand, der nach etwa 513 000 Lastwiederholungen erreicht ist. Neben einer Vorspannung von ${}_v\sigma_e = 474$ kg/cm² ist in den Eisen eine Spannung $\sigma_e = 984$ kg/cm². Dem entspricht eine Gesamtspannung im Eisen von ${}_v\sigma_e + \sigma_e = 1458$ kg/cm². Mit anderen Worten zwischen dem ersten und dem 513'000 sten Lastwechsel ist die gesamte Eisenspannung von $\sigma_e = 1150$ auf 1458 kg/cm² angewachsen.

Vergleicht man den Verlauf der σ-δ -Linien der Betondruckzone, gemessen an Balkenoberkante (Abb. 4), so erkennt man die Beziehung der bleibenden Längenänderungen zu den Eisenvorspannungen. Das Verhältnis der bleibenden Längenänderung η im Beton zu der Vorspannung in den Längseisen war zu Beginn der Lastwiederholungen 1 : 4,9 und am Ende des Versuchs bezw.

nach dem Eintritt in den Beharrungszustand 1 : 4,8. Das Verhältnis blieb also nahezu konstant, und es ist der Ausdruck dafür, dass die Vorspannung im Eisen sich nach dem plastischen Verhalten der Biegungsdruckzone richtet.

Obwohl das Eisen unterhalb der Elastizitätsgrenze beansprucht wurde, machte sich die plastische Verformung des Betons in der Druckzone als eine bleibende Vorspannung in den Eisen geltend. Messungen zwischen 2 Rissen in der Höhe der Eisen ergaben so gut wie keine Formänderungen im Zugbeton.

Für die Berechnung und Konstruktion von Eisenbetonbauten möchte ich nach den bisherigen Ergebnissen der Untersuchungen in meinem Institut nur eine Folgerung ziehen, die in der Richtung meiner bisherigen Auffassung liegt :

Die Wandlungsfähigkeit des sich verformenden Betons infolge der Einflüsse von Volumenänderungen beim Erhärten, der Temperaturen und der Belastung verlangen weniger nach einer Verfeinerung als nach einer Vereinfachung der statischen Methoden. Diese müssten allerdings summarisch die verschiedenen genannten Einflüsse im Zusammenhang mit der Frage einer sich in Grenzen der Wirtschaftlichkeit bewegenden Sicherheit berücksichtigen.

Traduction.

L'importance des déformations plastiques en ce qui concerne la répartition des tensions dans les sections des ouvrages en béton armé a fait, il fut un temps, dans les milieux spécialisés, l'objet de vives discussions. Il ne faut pas s'attendre à pouvoir apporter à ce problème une solution autre que celle qu'offre la recherche expérimentale. Il est essentiel de pouvoir effectuer ici des mesures de précision portant sur les déformations et les fissurations des poutres en béton et en béton armé, en les poussant aussi près que possible de la charge de rupture, sous l'influence de charges constantes et de charges alternées, et sans charge.

Il me semble tout indiqué de partir des cas les plus simples, tels que représente celui du prisme de béton soumis à une charge axiale. On pourra ainsi observer que le béton est précisément un matériau qui, après la fin du processus de prise, ne se comporte ni purement élastiquement, ni purement plastiquement. Le béton en cours de durcissement accuse des propriétés aussi bien élastiques que plastiques, dans des proportions qui varient d'ailleurs avec sa composition, avec les influences extérieures et avec les progrès du durcissement. Dès l'application de contraintes encore relativement faibles, et outre les déformations élastiques, il se manifeste déjà des déformations plastiques, à condition naturellement que la cohésion intime du matériau ne soit pas détruite.

Il serait très opportun de pouvoir faire ici une distinction nette et déterminée. Il faudrait pour cela soumettre à l'observation, au laboratoire, des éprouvettes chargées, et, simultanément, des éprouvettes non chargées. Ce n'est

qu'alors qu'il serait possible de séparer les déformations qui se produisent sous l'influence des charges de celles qui résultent d'autres influences et d'améliorer nettement les possibilités de comparaison.

Au sens strict, les déformations élastiques doivent être définies comme des déformations qui se manifestent sous l'influence de charges extérieures et qui sont réversibles et les déformations plastiques comme des déformations qui se produisent également sous l'influence de charges extérieures, mais qui, après suppression de ces charges, ne sont pas susceptibles d'une réversibilité. Par déformations permanentes, nous entendons l'ensemble des déformations non réversibles, qui comportent les déformations plastiques au sens strict du mot, de même que celles qui se produisent sous l'influence du retrait, pour autant qu'elles puissent être considérées comme définitivement acquises. Les déformations totales, générales, d'ensemble, comportent en définitive les déformations permanentes, les déformations élastiques ainsi que les variations de volume produites par l'humidité ou les changements de température, et qui ressortent tant des propriétés élastiques que des propriétés plastiques du béton.

Les caractéristiques les plus significatives des propriétés plastiques du béton sont : l'aspect du matériau et l'influence du temps. L'aspect du matériau dépend de la qualité et de la proportion du ciment employé (ainsi d'ailleurs que de propriétés chimiques dont l'influence est rarement prise en considération), de la nature et de la composition granulométrique des éléments additionnels, de la proportion d'eau de malaxage, du degré d'humidité ultérieur du béton et enfin de la température.

La variation des propriétés du matériau sous l'influence du temps constitue l'un des facteurs les plus importants qui conditionnent la sécurité de nos ouvrages en béton et en béton armé. L'influence des charges permanentes sur l'augmentation des déformations plastiques est de plus en plus faible lorsque l'âge de l'ouvrage augmente.

L'hystérésis élastique est nettement une notion d'ordre théorique, qui se traduit, en ce qui concerne le béton, par une autre signification que dans les autres matériaux. Elle ne conduit pas à une déformation permanente du béton, dont la déformation permanente est indépendante du temps.

La déformation élastique retardée se produit principalement dans les pièces de béton qui sont soumises à une charge peu de temps après leur constitution. La plasticité du matériau joue ici un rôle plus important que son élasticité ; les déformations plastiques, même sous l'influence de charges rapidement alternées, sont, avec les variations de la charge, plus importantes que les déformations élastiques.

Je me propose, en me basant sur les recherches qui ont été effectuées à mon Institut, et sur l'exemple de prismes de béton de différents âges, d'expliquer ci-après l'influence de l'âge.

Les trois groupes de prismes de compression avaient les âges suivants : 10 semaines, 7 mois 1/2 et 2 ans et 7 mois. A ces trois groupes, s'ajoute également un quatrième, dont les prismes ont été, à partir de l'âge de 8 semaines, les uns soumis à des essais de charge rapidement répétés, les autres observés à l'état non chargé. Sur les prismes à l'état non chargé, on a mesuré au bout de 11 jours, des modifications de longueur équivalentes à la dixième partie des

variations permanentes de longueur des prismes chargés au bout du même temps et après un nombre d'applications de charges égal, à peu de chose près, à 900.000. Les déformations permanentes accusèrent une croissance régulière, sans atteindre un état d'équilibre — ce qui est un indice caractéristique chez un béton jeune — les déformations élastiques restant constantes.

Le rapport entre les valeurs des déformations permanentes et des déformations élastiques en charge varient d'une part avec l'âge de la pièce soumise à l'essai, d'autre part avec le nombre des applications de charge, en admettant des intervalles réguliers (figure 1).

Au début de l'application des charges fréquemment répétées les rapports entre les modifications de longueur élastiques et les modifications permanentes ont atteint les valeurs suivantes :

pour les prismes de 8 semaines, 1/0,25 (4/1);
pour les prismes de 10 semaines, 1/0,09 (11/1);
pour les prismes de 2 ans et 7 mois, 1/0,03 (31/1).

L'écart entre les déformations élastiques et permanentes est donc de plus en plus important avec le temps. Toutefois, la variation de ce rapport porte beaucoup plus sur les déformations permanentes que sur les déformations élastiques ; c'est qu'en effet l'accroissement des déformations élastiques avec le temps est faible, tandis que la diminution des déformations permanentes est par contre très accusée; en d'autres termes : la plasticité du béton diminue avec le temps, d'une manière beaucoup plus accusée que son élasticité n'augmente.

De même, l'influence d'une charge fréquemment répétée s'exerce en premier lieu sur les déformations permanentes et cela d'une manière d'autant plus accusée que la pièce est plus jeune. Le rapport η/δ est de :

1/1,68 pour un béton de 8 semaines;
1/18,7 pour un béton de 2 ans 7 mois.

Le rapport entre les déformations permanentes constatées d'une part après la première application de charge, d'autre part après plus de 1 million d'applications atteint 1/11 pour le béton de 10 semaines, et 1/1,8 pour le béton de 2 ans 7 mois.

Le rapport ε/η entre les déformations élastiques et les déformations permanentes à la fin de l'essai a atteint les valeurs suivantes :

pour les prismes de 8 semaines, 1/1,47;
pour les prismes de 10 semaines, 1/1;
pour les prismes de 7 mois 1/2, 1/0,2;
pour les prismes de 2 ans 7 mois, 1/0,06.

On remarque l'influence notable de l'âge sur la diminution de la plasticité. Si l'on compare les rapports ci-dessus avec ceux qui ont été obtenus au début de l'essai, on peut remarquer également l'augmentation des modifications de longueur permanentes avec le nombre d'applications de la charge, l'élasticité étant presque constante.

Une question se pose ici, c'est celle de la vitesse d'application de la charge.

Sur une poutre en T ayant une portée de 3 mètres, et qui a été soumise tout d'abord à une charge répétée à une vitesse de 90 applications à la minute,

puis soumise ensuite à une charge permanente, on a pu constater que la charge permanente de 7,2 tonnes appliquée pendant 12 jours soumettait la zone comprimée du béton, du point de vue plastique, à une contrainte plus intense que les 1.120.000 applications répétées qui avaient été effectuées auparavant et qui correspondaient à des variations de charge comprises entre 0,6 et 7,2 tonnes (figure 2).

Une autre poutre de mêmes dimensions a été soumise tout d'abord, pendant une durée de 23 jours, à une charge permanente de 7,2 tonnes, puis soumise ensuite à 242.000 applications de charge, correspondant à des variations comprises entre 0,6 et 7,2 tonnes, à la même cadence que précédemment. On a constaté que ces applications successives n'étaient plus susceptibles de provoquer une déformation dans la zone comprimée du béton, la charge permanente ayant déjà exercé son influence. C'est alors que l'on réduisit la cadence d'application de la charge de 90 à 22 par minute (ce qui correspond à une réduction de 75 %); les déformations permanentes augmentèrent alors à nouveau, tandis que les déformations élastiques restaient les mêmes. Après 272.000 applications de charge, les déformations permanentes atteignirent un maximum, qu'il n'a d'ailleurs pas été possible de dépasser après 30.000 applications nouvelles. On a constaté que les modifications totales de longueur dans la zone comprimée à la flexion et dans la première poutre étaient à peu de chose près aussi importantes que dans la seconde poutre, quoique l'ordre de succession dans les deux poutres ait été inversé (figure 2).

Les résultats intéressants communiqués par Faber au sujet de l'influence des déformations plastiques du béton sur la répartition des efforts, dans les poutres en béton armé ont été obtenus à l'observation d'une poutre de 5.12,7 cm. de section ayant une portée de 4,60 mètres ; les armatures, de 2ø5 mm., avec une section de 0,3 cm^2, représentant un coefficient de 0,66 %. Ces données ne sont pas normales. On a constaté que pour des contraintes de traction à la flexion atteignant jusqu'à 56,6 kg/cm^2 dans le béton, aucune fissure ne se produisait dans les poutres 3 et 4.

A mon avis, il est difficile, si l'on ne mesure pas les déformations dans le béton lui-même et dans les fers, de se faire une idée exacte des relations réciproques qui existent entre l'élasticité, la plasticité et l'influence du retrait dans les poutres en béton armé.

Si l'on mesure la largeur des fissures, on constate qu'il existe, en particulier dans le cas des fissures de largeurs constantes, des différences qui ne sont pas visibles à l'œil nu.

On a porté, sur la figure 3, à gauche, les rapports entre les modifications de longueur mesurées dans le fer ε_e et les contraintes σ_e en fonction de la charge extérieure. On voit qu'après la formation des premières fissures, l'augmentation de la contrainte σ_e a été régulière jusqu'à ce que soit atteint un état d'équilibre, auquel on est arrivé après 513.000 applications de la charge. Outre une contrainte ${}_v\sigma_e$ préliminaire ${}_v\sigma_e = 474$ kg/cm^2, les fers admettent alors une contrainte $\sigma_e = 984$ kg/cm^2. Il en résulte donc une contrainte totale dans les fers de ${}_v\sigma_e + \sigma_e$ 1458 kg/cm^2. En d'autres termes, entre la première et la 513.000^e application de la charge, la contrainte totale dans les fers est passée de 1150 à 1458 kg/cm^2.

Si l'on examine, par comparaison, l'allure des courbes σ-δ pour la zone comprimée du béton, basées sur des mesures effectuées au bord supérieur de la poutre (figure 4), on remarque la relation qui existe entre les modifications de longueur permanentes et la contrainte initiale des fers. Le rapport entre la variation permanente de longueur dans le béton η et la contrainte initiale dans les fers longitudinaux était, au début de l'application des charges répétées, de 1/4,9, pour passer, à la fin de l'essai, c'est-à-dire au moment où a été atteint un état stationnaire, à 1/4,8. On peut donc dire que ce rapport est resté sensiblement constant et on peut en déduire que la contrainte initiale dans les fers se règle en quelque sorte sur le comportement plastique de la zone comprimée à la flexion.

Quoique le fer soit soumis à une contrainte inférieure à sa limite d'élasticité, la déformation plastique dans le béton, zone comprimée, s'est traduite, dans le fer, par une contrainte initiale permanente. Des mesures effectuées entre deux fissures dans le sens de la hauteur des armatures n'ont pour ainsi dire mis en évidence aucune déformation dans la zone du béton travaillant à la traction.

En ce qui concerne le calcul et la construction des ouvrages en béton armé, et d'après les résultats auxquels ont abouti les recherches effectuées jusqu'à maintenant à mon Institut, je puis tirer la conclusion suivante, qui reste dans le sens général de l'opinion que j'ai exprimée jusqu'à maintenant :

Les transformations que subit le béton par suite des variations de volume que provoquent le durcissement, la température et l'influence des charges imposent la nécessité d'une simplification des méthodes statiques plutôt que leur évolution dans le sens d'une plus grande complication. Cette simplification doit toutefois être réalisée, en tenant compte des influences ci-dessus mentionnées, sans perdre de vue la question de la sécurité et dans le cadre des exigences économiques.

Dr. Ing. h. c. M. ROŠ,
Professor an der Eidg. Techn. Hochschule,
Direktor der Eidg. Materialprüfungsanstalt,

Das von Prof. F. Campus so systematisch und klar behandelte und für die Diskussion vorbildlich zergliederte Thema ist höchster Beachtung wert. Ganz besonders in der jetzigen Zeit des Bestrebens nach weitestgehender Ausnützung der materialtechnischen Eigenschaften der beiden für den Eisenbeton in Frage kommenden Baustoffe des Betons und des Armierungsstahles bei Eisenbetonbauwerken grosser Stützweiten (Balken- und Bogenbrücken), sowie bei Platten- und Schalen bedeutender Ausmasse und relativ geringer Wandstärken, gewinnen die zur Diskussion gestellten Probleme der Festigkeit, Stabilität, Verformung, des elastischen und plastischen Verhaltens, der Einflüsse der Wärmeschwankungen und des Schwindens, sowie der Rissbildungen an Bedeutung. Zudem wird auch noch die grundlegende Frage nach der zutreffenden Statik des Eisenbetons aufgeworfen.

Gestützt auf die Versuchsergebnisse der Eidg. Materialprüfungsanstalt sowie die Versuchspraxis mit ausgeführten Bauwerken in der Schweiz, be-

ziehe ich zu den Ausführungen unseres hochgeschätzten Kollegen, Prof. Campus, Stellung wie folgt :

Den Ergebnissen der Beobachtungen und Erfahrungen muss das gleiche Mitspracherecht eingeräumt werden, wie den auf wissenschaftlich-versuchstechnischer Grundlage aufgebauten Gesetzen. Laboratoriumsforschung allein reicht zur Kenntnis der Physiologie und Pathologie unserer Bauwerke nicht aus. Grundsatz der Untersuchungen im Laboratorium darf nicht eine Nachahmung der Natur, der Wirklichkeit sein. Laboratoriumsuntersuchungen kommt nämlich die Aufgabe zu, « Charakteristiken » zu schaffen. Erst die engste, folgerichtige Verbindung dieser Material-Charakteristiken mit der Versuchspraxis an ausgeführten Bauwerken ermöglicht es uns so zu konstruieren, dass, unter Beachtung der Festigkeitseigenschaften und des Verformungsvermögens des jeweiligen Materials, über den Spannungs- und Verformungszustand, sowie den Sicherheitsgrad unserer Bauwerke Klarheit und Gewissheit vorliegen [1].

Entsprechend den materialtechnischen Eigenheiten des Betons bezw. Eisenbetons, zu welchen zu zählen sind die gesamten Formänderungen, getrennt in elastische und plastische, der Einfluss dauernd wirkender Kräfte auf die Verformung (Zeiteinfluss), die Auswirkung der sich wiederholenden Belastungswechsel (Ermüdung), die Veränderung der Festigkeitseigenschaften und des Verformungsvermögens im Laufe der Zeit und die Folgen der Schwinderscheinungen und des Temperaturwechsels sind bei der Beurteilung der Versuchsergebnisse im Laboratorium und am fertigen Bauwerk die Krafteinflüsse zu trennen in Kraftwirkungen, welche sich innerhalb kürzerer Zeitdauer auswirken (Verkehrslasten, Winddruck, Schnee) und in Einflüsse zufolge ständig andauernder Belastung (Eigengewicht).

Gesondert von den Auswirkungen dieser beiden Gruppen von äusseren Kräften (Eigengewicht, Verkehrslasten) sind die Auswirkungen der Temperaturschwankungen und des Schwindens auf den Spannungs-und Verformungszustand und damit die Sicherheit zu beurteilen, da Schwinden und Temperatur keine äusseren Kräfte sind und sich nur spannungserzeugend auswirken. Nur auf Grundlage einer solchen prinzipiell berechtigten Trennung wird die ingenieur-technische Klarheit geschaffen, die erkennen lässt, dass es gerechtfertigt ist, die Elastizitätstheorie als Grundlage der Berechnung und Bemessung von Eisenbetonbauwerken beizubehalten, dass man dem plastischen Verformungsvermögen des Betons sinngemäss das Mitspracherecht einräumen muss und dass den durch das Schwinden und die Temperaturschwankungen wachgerufenen Spannungen grundsätzlich nicht die gleiche Bedeutung und Tragweite für den Sicherheitsgrad beigemessen werden kann, wie der Auswirkung der vorerwähnten äusseren Kräfte (Eigengewicht, Verkehrslast), weil sie sich gegen den Bruchzustand hin vermindern und sich zum grössten Teil auslösen, ja verschwinden können. Die Mitberücksichtigung dieser Einflüsse rechtfertigt höhere zulässige Spannungen.

Innere Spannungen von der Art der Wechselwirkung zwischen der

---

1. « Erster Internationaler Kongress für Brückenbau und Hochbau Zürich, September 1926 » — Vorwort.

Stahlarmierung und dem Beton, durch das Schwinden der letzteren wachgerufen, verändern wohl den jeweiligen Spannungszustand, sind jedoch nicht von nennenswertem Einflusse auf die Tragfähigkeit (Bruchlast) des betreffenden Konstruktionsgliedes, bezw. Konstruktion. Innere Spannungen dieser Art dürfen bei der Bemessung von Eisenbetonbauten, Ausnahmefälle vorbehalten, (Rissbildungen, Dichtigkeit, Frostschäden, Rostgefahr) ausser Acht gelassen werden.

Die Sicherheit bei Wechselbelastung — Ermüdung — wird heute bei einem ausreichenden statischen Sicherheitsgrade als gewährleistet betrachtet, weil die zulässigen Beanspruchungen geringer sind als die entsprechenden Dauerfestigkeiten (Ursprungsfestigkeit). Das Problem der Ermüdung von Eisenbeton ist heute nicht als gelöst zu betrachten, aber die bisherige Erfahrung zeigt, dass dem Einflusse der Wechselbelastung im Eisenbeton nicht diejenige Bedeutung zukommen dürfte, wie im Stahlbau.

Die Folgen von unvermeidlichen Rissbildungen bei Eisenbetonbauwerken an der Luft lassen sich nicht gut auf Grund theoretischer Ueberlegungen allein, sondern in richtiger Weise gestützt auf reiche Erfahrung mit ausgeführten Bauwerken beurteilen.

Das Bestreben, das ganze plastische Verformungsvermögen als Grundlage für die Bewertung der Sicherheit heranzuziehen, ist als zu weitgehend zu bezeichnen. Man darf das Material nicht seiner letzten, oft in erwartetem Masse nicht vorhandenen Reserven berauben. Für die weitgehende Ausnützung der Plastizität kann nur der Geschicklichkeit und Erfahrung des Konstrukteurs die Verantwortung überbunden werden. Allgemeine Regeln sind hier grundsätzlich zu verwerfen und nur in Sonderfällen ist eine wohlabgewogene Ausnützung durch präzise Vorschriften zulässig (umschnürte Säulen, Knicken).

Sorgfältig durchdachte und eingehend durchgeführte Versuche an ausgeführten Eisenbetonbauwerken beweisen, dass sie sich wie elastische Tragwerke verhalten. Die Erfahrung rechtfertigt die Beibehaltung der klassischen Theorie der Elastizität für sachgemäss durchkonstruierte und sorgfältig ausgeführte Beton- und Eisenbetonbauwerke. Die Beurteilung der Uebereinstimmung zwischen Theorie und Wirklichkeit muss aber nach grundlegenden Gesichtspunkten erfolgen und nicht auf eine zu weitgehende, zahlenmässige Gleichheit der berechneten und gemessenen Werte bestehen.

Theorien dürfen im gesamten Ingenieurwesen nicht missverstanden werden ; sie sollen die Grundlage unserer technischen Einstellung zu den Problemen bilden, sie müssen uns führen und von grundsätzlichen Fehlern schützen ; sie sollen uns diejenigen Grundsätze erkennen lassen, nach welchen die Berechnung durchzuführen, das Baumaterial zu wählen, die Baustelle zu organisieren und die baulichen Massnahmen zu treffen sind. Nicht weil die Ingenieur-Theorien restlos wahr sind, wenden wir sie an, sondern weil Bauwerke auf Grundlage dieser Theorien konstruiert, den an sie gestellten Anforderungen inbezug auf Spannungszustand, Verformung und Sicherheit entsprechen, wollen wir sie nicht verlassen, bis nicht Besseres an Stelle des Guten und Bewährten gestellt werden kann. Nicht alle Vorschläge in dieser Hinsicht können als ein Fortschritt gewertet werden, da solche oft verwirren statt Abklärung zu bringen.

Unsere heutigen Kenntnisse über das Spannungs-Verformungsgesetz des

Betons und Armierungsstahles, über die Verhältniszahl n im elastischen Bereich und im Bruchzustand, über die Beziehung zwischen der Prismendruckfestigkeit ${}_{pr}\beta_d$ und dem Elastizitätsmodul des Betons ${}_eE_b$, sowie über die Bruchgefahr mehraxig beanspruchten Betons (Theorie von Mohr), rechtfertigen es, bei Aufrechterhaltung engster Beziehungen zwischen dem Konstruktionsbureau, dem Laboratorium, der Baustelle und dem Bauwerk selbst, Eisenbetontragwerke nach der elastischen Theorie zu berechnen, ermöglichen uns konstruktive Massnahmen (Gesamtordnung und Details) richtig vorzukehren und die Organisation der Baustelle, sowie die Erstellung des Bauwerkes so durchzuführen, dass wir uns über den Spannungszustand und die Arbeitsweise diejenige Gewissheit verschaffen, welche uns die ausreichend genaue Beurteilung des effektiven Sicherheitsgrades ermöglicht.

Die Kenntnis des Spannungs- und Verformungszustandes, auf Grund der Elastizitätslehre, wird auch für die nächste Zukunft die Grundlage für die Beurteilung der Sicherheit von Eisenbetonbauwerken bilden, wobei dem Einflusse der Plastizität des Betons auf die Tragfähigkeit gebührend Rechnung zu tragen ist.

Die Vorschläge der Eidg. Materialprüfungsanstalt zu den neuen schweizerischen Vorschriften für Eisenbeton, welche auf ein kühnes und wirtschaftliches Bauen, ohne Einbusse an Sicherheit, abzielen, tragen den Erkenntnissen der Elastizitätstheorie und des plastischen Verformungsvermögens gebührend Rechnung, bei Einhaltung eines Sicherheitsgrades von

3-4 für axialen Druck und Knickung

$> 2\text{-}2\frac{1}{2}$ für Biegung sowie Biegung mit Druck

bezogen auf die Fliessgrenze des Armierungsstahles, bezw. die Prismendruckfestigkeit des Betons sowie die jeweils ungünstigste Gesamtlast.

Den Ausführungen und Begründungen von Prof. F. Campus in seinem Referate stimme ich zu. Die Zusammenarbeit der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau (I.V.B.H.) mit dem Internationalen Verband für Materialprüfung (I.V.M.) in Form eines gemeinsamen Arbeitsausschusses zur Abklärung von Meinungsverschiedenheiten, Lösung von Problemen und Schaffung von einheitlichen internationalen Grundlagen für das gesamte Gebiet des Betons- und Eisenbetonbaues, halte ich für äusserst wünschenswert und befürworte dieselbe auf das Wärmste.

Traduction.

Le sujet traité par le Professeur F. Campus d'une façon systématique et parfaitement claire est au plus haut point digne de retenir l'attention et se prête tout particulièrement à la discussion grâce à son plan très net.

Les questions mises en discussion et concernant : la résistance, la stabilité, la déformation, l'état élastique et plastique, les influences des variations de température et du retrait, ainsi que la formation des fissures ont une importance incontestable, à notre époque où l'on s'efforce d'utiliser aussi complètement que possible les propriétés techniques des deux matériaux constitutifs du

béton armé : le béton et l'acier, dans les ouvrages en béton armé à grande portée (ponts à poutres rectilignes et ponts en arc) ainsi que pour les dalles et enveloppes minces de dimensions considérables.

La question fondamentale d'une statique plus parfaite du béton armé est en même temps mise en discussion.

J'aurai l'honneur d'exprimer ci-dessous mon point de vue en ce qui concerne le mémoire de notre très honoré collègue, le Professeur Campus. Je me baserai pour cela sur les résultats d'essais du Laboratoire fédéral d'essais des matériaux ainsi que sur les essais exécutés en Suisse sur des ouvrages terminés.

Il faut accorder aux résultats découlant des observations et des expériences la même importance qu'aux lois reposant sur des principes scientifiques d'études et d'essais des matériaux. Les recherches du Laboratoire ne suffisent pas à elles seules pour atteindre à la connaissance de la physiologie et de la pathologie de nos constructions. Les essais de laboratoire ne doivent pas avoir pour objectif d'imiter la nature, de tendre à la réalité ; ils ont avant tout pour but d'établir des « caractéristiques ». Ce n'est qu'en groupant d'une façon étroite et logique ces caractéristiques des matériaux avec les résultats des expériences sur des ouvrages terminés qu'il sera possible de construire en toute connaissance de l'état de sollicitation et de déformation et en toute certitude sur le degré de sécurité des constructions [1], en tenant compte bien entendu des propriétés de résistance et de la capacité de déformation des matériaux utilisés.

Parmi les particularités techniques concernant le béton et le béton armé, nous citerons : les déformations totales, comportant des déformations distinctes élastiques et plastiques, l'influence des efforts prolongés sur la déformation (influence de la durée d'application) ; l'action des charges alternées (fatigue), la variation des propriétés de résistance et de la capacité de déformation avec le temps et les effets de température.

En tenant compte de ces particularités, lors de la mise en valeur des résultats d'essai au laboratoire sur constructions terminées, on séparera les influences des forces qui sont en jeu, de la façon suivante : forces qui n'agissent que pendant de courtes périodes (charges accidentelles, pression du vent, neige), charges permanentes (poids propre).

Outre l'action de ces groupes de forces extérieures (poids propre, charges accidentelles), il faut, pour juger de la sécurité d'un ouvrage, tenir compte de l'effet des variations de température et du retrait sur l'état de tension et de déformation car retrait et température, tout en n'étant pas des forces extérieures, créent cependant un état de tension. Ce n'est que grâce à une discrimination de ce genre, parfaitement fondée, qu'il sera possible à l'ingénieur de mettre en évidence, avec toute la clarté voulue, des constatations suivantes : qu'il est légitime de conserver la théorie de l'élasticité pour le calcul des ouvrages en béton armé ; qu'on doit accorder à la capacité de déformation plastique du béton l'importance qui lui est due et qu'on ne peut en principe attribuer aux tensions dues au retrait et aux variations de température, la même

1. Premier Congrès International de Construction des Ponts et Charpentes, Zurich, Septembre 1926. Avant-propos.

importance et la même portée, en ce qui concerne le degré de sécurité, qu'à l'action des forces extérieures énumérées plus haut (poids propre, charge accidentelle) du fait que les premières diminuent et peuvent même disparaître lorsqu'on approche de l'état de rupture. En tenant compte de ces influences, l'introduction de fatigues admissibles plus élevées se justifie parfaitement.

Les tensions internes entre l'acier et le béton, produites par le retrait de ce dernier, ont bien pour effet de modifier l'état de tension existant mais n'exercent cependant pas d'influence notable sur la charge de rupture de l'élément de construction ou de la construction en question. Les tensions internes de ce genre peuvent en général être négligées lors du calcul des ouvrages en béton armé, excepté dans les cas suivants : formation importante de fissures, imperméabilité, dégâts occasionnés par le gel, danger de rouille.

La sécurité dans le cas des charges alternées — fatigue — est considérée aujourd'hui comme assurée lorsque les calculs sont basés sur un degré de sécurité statique suffisant, du fait que les fatigues admissibles sont plus faibles que les résistances à la fatigue correspondantes. Le problème de la fatigue du béton armé doit être considéré actuellement comme non encore résolu, mais l'expérience acquise dans ce domaine montre que l'influence des charges alternées ne présente pas, pour la construction en béton, l'importance qu'elle a dans la construction métallique.

L'influence de la formation des fissures, inévitables dans les constructions en béton armé exposées à l'air, ne peut pas être déterminée en se basant uniquement sur des principes théoriques, mais bien également à l'aide d'une large expérience, acquise par l'observation des ouvrages terminés.

Les efforts faits pour baser la sécurité sur la capacité totale de déformation plastique du béton sont exagérés. On ne doit pas priver le matériau de ses dernières réserves qui ne sont pas toujours aussi importantes que l'on s'y attend. Lorsque l'on veut mettre largement à profit la plasticité des matériaux on ne peut que se reposer sur l'habileté et l'expérience du constructeur. Il faut, dans ce domaine, repousser toute règle générale et n'admettre cette manière de voir que dans certains cas particuliers, en s'appuyant sur des prescriptions précises (colonnes frettées, flambage).

Des essais soigneusement préparés et exécutés avec grande précision sur des ouvrages terminés en béton armé prouvent qu'ils se comportent comme des systèmes élastiques [1]. L'expérience justifie le maintien de la théorie classique

---

1. Le rapporteur fait passer des projections lumineuses concernant la mesure des flèches, des torsions, des tensions et des oscillations, exécutées sur les ouvrages en béton suivants, construits en Suisse :

Ponts à poutres rectilignes : Pont sur l'Aa à Rempen, aménagements hydro-électriques du Wäggital.
Pont sur la Thur à Flach-Ellikon, Canton de Zurich.
Passerelle sur la Töss, Winterthour.
Passerelle à Oerlikon.
Pont du Bleicherweg à Zurich.

Ponts en arc : Pont de Hundwil, Canton de St-Gall.
Pont de Baden-Wettingen, Canton d'Argovie.
Pont de la Lorraine, Canton de Berne.

de l'élasticité pour les ouvrages en béton et en béton armé construits avec compétence et exécutés soigneusement. La concordance entre la théorie et la réalité doit être jugée d'un point de vue suffisamment large et non pas reposer sur une équivalence numérique exagérée entre les valeurs calculées et mesurées.

Les notions théoriques ne devraient pas être cause de divergences de conception dans le domaine de l'ingénieur ; elles doivent former la base de notre interprétation pratique des problèmes qui se posent ; elles doivent être pour nous un guide et nous permettre d'éviter des erreurs fondamentales ; enfin elles doivent nous permettre de reconnaître les principes selon lesquels il faut établir les calculs, choisir les matériaux, organiser et contrôler le chantier et prendre les mesures constructives nécessaires. Nous appliquons les théories de l'ingénieur non pas parce qu'elles sont vraies mais parce que les ouvrages construits en se basant sur ces théories satisfont aux exigences concernant l'état de tension, la déformation et la sécurité ; c'est pour ces raisons que nous ne voulons pas les abandonner tant que nous n'aurons pas mieux pour remplacer ce qui a fait ses preuves. Toutes les suggestions qui ont été faites dans ce domaine ne peuvent pas être considérées comme un progrès, car au lieu d'éclaircir les problèmes, elles les compliquent.

Nos connaissances actuelles concernant la loi de tension et de déformation du béton et des fers d'armature, le chiffre n pour le domaine élastique et l'état de rupture, la relation entre la résistance des prismes debout à la compression $_{pr}\beta_d$ et le coefficient d'élasticité du béton $_cE_b$, ainsi que la théorie de la rupture du béton sollicité selon plusieurs axes (théorie de Mohr), justifient pleinement le calcul des ouvrages en béton armé selon la théorie élastique, à condition de maintenir des relations étroites entre le bureau des études et des projets, le laboratoire, le chantier et la construction elle-même ; ces connaissances nous permettent en outre de prendre les mesures constructives voulues (dispositions générales et détails), de prévoir l'organisation du chantier et l'exécution de l'ouvrage de telle sorte que nous ayons, quant à l'état de tension et au mode d'exécution adopté, la certitude qui nous permettra de juger avec une exactitude suffisante du degré de sécurité effectif [1].

Pont du Kornhaus, Zurich.
Pont sur la Salgina, Canton des Grisons.
Pont sur le Rhin près de Tavanasa, Canton des Grisons.
Pont de Merjen, Canton du Valais.
Pont sur la Maggia près de Locarno.
Viaduc de Langwies, Canton des Grisons.
Viaduc de Wiesen des chemins de fer Rhétiques, Canton des Grisons.
Pont sur la Landquart à Dalvazza, Canton des Grisons.
Ponts-routes à Bergell.
Pont du Rossgraben, Canton de Berne.

Constructions civiles : Dalles à champignons à Chiasso, Bâle, Zurich, Mulhouse.
Dépôt des tramways, Zurich.
Palais des Nations, Genève.

Le L. F. E. M. fera paraître en été 1934 une publication détaillée de toutes ces épreuves de charge et des mesures exécutées.

1. Association internationale pour l'essai des matériaux, Livre du Congrès, Zurich, 1931, pages 964-1213, Édition A. I. E. M., Zurich, Leonhardstrasse 27.

La connaissance de l'état de tension et de déformation, basée sur la théorie de l'élasticité, restera encore un certain temps la base d'après laquelle nous pourrons juger de la sécurité des ouvrages en béton armé, tout en tenant compte, comme il se doit, de l'influence de la plasticité du béton sur la répartition des efforts et sur les charges de fatigues et de rupture.

Les propositions du Laboratoire Fédéral d'Essai des Matériaux en ce qui concerne le nouveau Règlement Fédéral concernant les Constructions en Béton Armé, qui a pour but de permettre des constructions audacieuses et économique, sans préjudice pour la sécurité, tiennent compte très largement des connaissances de la théorie de l'élasticité et de la capacité de déformation plastique, en admettant les degrés de sécurité suivants :

pour la pression axiale et le flambage	3 à 4.
pour la flexion simple ainsi que pour la flexion composée	> 2 à 2 1/2

Ces coefficients sont basés sur la limite d'écoulement des fers d'armature et sur la résistance à la compression du béton sur prismes debout, ainsi que sur la charge totale la plus défavorable.

J'appuie chaleureusement les arguments et les preuves apportées par le Professeur F. Campus au cours de sa conférence. La collaboration de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes (A. I. P. C.) avec l'Association Internationale pour l'Essai des Matériaux (A. I. E. M.), sous la forme d'une commission de travail en commun, dont le but serait d'éclaircir les différences d'opinion, de résoudre les problèmes actuel et de créer des bases internationales uniformes dans tout le domaine de la construction en béton et en béton armé, me paraît extrêmement désirable et je recommande vivement cette proposition.

M. F. DUMAS,
Ingénieur des Ponts et Chaussées, Port de Rouen, Rouen.

Je tiens tout d'abord à m'élever contre l'impression de pessimisme que l'on pourrait me prêter.

Pessimiste quant au béton armé, à ses possibilités, à son avenir ? Non. Les dizaines de milliers de m^3 que j'ai déjà mis en œuvre, les quantités que je continue à employer journellement dans notre 1er Port français en sont un sûr garant.

Sceptique quant aux procédés de calculs actuels et à leurs résultats comparés à la réalité? Oui.

Car tandis que la pratique guidée par l'expérience a progressé à pas de géants permettant de réaliser des ouvrages d'une hardiesse inouïe dont vous avez eu maints exemples ces jours derniers, dans d'autres Congrès et dans diverses publications, la théorie, elle, paraît avoir marqué le pas, quand elle n'a pas régressé en s'engageant dans des voies inexactes qui l'éloignaient de plus en plus de la réalité en lui faisant perfectionner les procédés de calculs d'un matériau fictif qui n'existe que sur le papier.

J'ai déjà dit ceci dans un petit article paru dans le Génie Civil sous le titre « Le béton armé et ses hypothèses ».

Dans son remarquable rapport d'introduction M. le Professeur Campus veut bien attacher quelque importance à ce petit résumé d'un préambule à des expériences sur le béton armé que j'ai entreprises.

Mais tout en attachant quelque importance à ce travail, l'éminent rapporteur conclut en somme que malgré les critiques que je formule quant aux hypothèses de base des calculs, les erreurs commises n'ont pas grande importance et que l'on peut passer outre.

A ce sujet, et sur les points particuliers traités dans ce mémoire, je répondrai presque d'accord.

Je prie tout d'abord de noter que les critiques en question étaient des critiques formulées à priori avant d'avoir confronté le raisonnement et l'expérience.

Un des points sur lequel j'attirais l'attention était relatif à la non conservation des sections planes au cours des déformations.

Sur cette question j'étais du reste d'accord avec les idées premières de la Commission qui a présidé à l'élaboration du règlement français de 1906. On peut lire en effet dans le rapport qui l'accompagne :

« A priori il était possible de contester l'application au béton armé qui est hétérogène de l'hypothèse de la conservation des sections planes qui bien que n'étant pas rigoureusement exacte sert de base à la science classique de la résistance des matériaux. On pouvait craindre notamment qu'elle ne fût mise en défaut par les fissures du béton tendu et par les glissements des armatures ».

Toutefois un très grand nombre d'expériences avaient montré à la Commission que « le gauchissement des sections primitivement planes ne modifie pas notablement les déformations longitudinales qui servent de base au calcul des pièces fléchies et qu'on peut négliger ce fait dans le calcul des efforts longitudinaux : tensions ou pressions ».

S'il n'y avait que ceci je crois que tout en maintenant les objections que j'ai présentées au sujet de cette hypothèse de base de la Résistance des Matériaux on pourrait en jouant sur les mots tourner facilement la difficulté. Il suffirait de dire non plus qu'une section plane reste plane pendant la déformation, mais que les déformations varient peu d'une section à l'autre. Et la science de la Résistance des Matériaux retrouverait de fait une base logique.

Malgré tout le gauchissement des sections aurait pour conséquence qu'à l'intérieur d'une section la valeur des contraintes serait très différente de celle à laquelle conduisent l'hypothèse de Navier d'une part, la méthode d'homogénéisation des sections d'autre part.

Au point de vue pratique il suffirait cependant de choisir convenablement ses coefficients de sécurité pour que l'on ait néanmoins des garanties suffisantes.

Ainsi sur ce premier point je suis d'accord avec l'éminent rapporteur pour conclure que la non conservation des sections planes peut ne pas provoquer d'erreurs capitales.

Pour l'étude du second point, Loi de Hooke et valeur du coefficient m,

je vais me référer à un certain nombre d'expériences que j'ai faites il y a trois ans. Le but de ces expériences a été précisé dans le Génie Civil et les Annales des Ponts et Chaussées. Je n'y reviendrai pas. Je regrette toutefois que la dernière partie du mémoire qui leur est relatif n'ait pas encore pu être publiée (elle le sera sous peu) et que des nécessités de mise en page m'aient contraint à écourter certains passages et à supprimer nombre de graphiques intéressants.

On pourrait au sujet de ces expériences me faire bien des critiques :

— charge unique au milieu au lieu d'un dispositif sans effort tranchant,

— mise en place d'appareils Manet Rabut à cheval sur les charges,

— emploi d'appareils courants au lieu d'appareils spéciaux mieux appropriés aux recherches que j'ai entreprises,

— mode de fixation des appareils, etc...

Ces critiques je me les suis faites et on en trouve trace dans mes mémoires. J'ajoutais que pour des expériences précises il serait bon de mesurer directement les déformations des armatures et non celles de la fibre extrême tendue et de supprimer toute liaison matérielle entre la pièce à étudier et les appareils enregistreurs, etc...

Je pourrais réclamer le droit à bien des circonstances atténuantes.

Je me bornerai à dire que j'ai fait de mon mieux dans le peu de temps et avec les moyens restreints dont je disposais.

J'ai donc cherché non pas à faire des mesures précises mais à fixer l'allure des phénomènes.

C'est cette allure que je vais résumer.

Si l'on considère une pièce en béton armé soumise à une force progressivement croissante il est hors de doute que la loi des déformations en fonction des forces n'est pas linéaire.

Ceci est déjà très net dans le cas du béton travaillant à la compression et Bach l'a montré et a proposé une loi de la forme :

$$\varepsilon = \alpha\ R^p$$

ε déformation de l'unité de longueur

R effort moléculaire correspondant

α et p coefficients

p étant toujours supérieur à ε.

Ce fait est encore bien plus marqué dans le cas du béton tendu puisqu'au fur et à mesure que l'effort augmente la résistance du béton diminue et que ce que l'on appelle coefficient d'élasticité du béton tendu tombe rapidement de 200.000 ou 400.000 à zéro.

Il serait donc surprenant que dans l'association du béton comprimé au béton tendu on ait des déformations linéaires en fonction des forces.

La présence d'armatures à coefficient d'élasticité constant dans une zone importante, permet d'éviter la désagrégation du béton tendu et d'étaler les phénomènes.

De ce fait malgré les ruptures d'adhérence plus ou moins étendues, malgré des fissurations locales, l'ensemble de la poutre conserve une rigidité plus grande que si le béton tendu n'existait plus ; et en laissant pour l'instant de

côté les cas de charges répétées, on peut dire que les déformations de l'ensemble de la pièce restent comprises entre ce qu'elles seraient d'une part si ce béton tendu conservait sa complète résistance et d'autre part si ce béton disparaissait.

Mais les déformations varient plus vite que ne l'indique la loi linéaire.

On ne peut donc plus parler de coefficient d'élasticité constant, on doit envisager soit un coefficient d'élasticité moyen valable entre deux limites déterminées soit une série de coefficients d'élasticité instantanés autrement dit E_b est fonction des contraintes.

Donc E_b variera non seulement d'une section à l'autre mais aussi à l'intérieur d'une section.

On pourrait espérer cependant obtenir des résultats convenables en tablant sur des moyennes. — Car il ne faut guère songer à vouloir suivre par le calcul ces variations.

J'ai donné dans les Annales des Ponts les formules des déformations auxquelles on aboutit lorsqu'on suppose le cas d'une poutre homogène posée sur 2 appuis simples où le moment d'inertie I décroît linéairement des appuis au milieu, dans les 2 cas d'une charge isolée placée au milieu de la portée et d'une charge uniforme.

La complexité des formules auxquelles on aboutit suffit à ôter l'envie de les utiliser. Que serait-ce alors dans des cas plus complexes?

Malheureusement il semble difficile de conserver encore l'espoir d'arriver à des résultats de calculs satisfaisants en tablant sur des moyennes et ceci pour les raisons suivantes.

On pourrait me faire remarquer que les courbes que j'ai obtenues au cours de mes expériences différaient peu dans les limites normales de travail des matériaux de lignes droites et que l'on pourrait dans ces conditions admettre que dans les limites ci-dessus les coefficients d'élasticité instantanés s'écartent peu du coefficient moyen.

Ceci est exact pour certaines courbes de déformations notamment pour celles où la pièce est sollicitée par des efforts toujours de même sens.

Ce ne l'est plus dans le cas des efforts alternatifs tantôt $> o$ tantôt $< o$, les courbes ayant alors une forme sinusoïdale très accusée autour d'une courbe moyenne.

Mais même dans le 1er cas je ne conclurais pas comme M. Campus. Évidemment si l'on considère une section déterminée et pour cette section une déformation déterminée on peut trouver pour la déformation considérée un coefficient d'élasticité moyen très acceptable.

Mais je crois avoir signalé dans mon mémoire que ces coefficients moyens variaient de façon importante d'une fibre à l'autre et de façon également considérable d'une section à l'autre.

Dans ces conditions quel coefficient adopter pour l'étude de la poutre entière ?

Une moyenne arithmétique ou plus ou moins géométrique de ces moyennes ? En un mot réaliser à une plus grande échelle ce que l'on fait déjà en passant outre dans l'étude des matériaux à la loi fondamentale de continuité qui est à la base de la théorie de l'élasticité.

Et ce faisant quelle approximation pourra-t-on espérer d'abord pour l'ensemble de la pièce ensuite pour ses différentes parties ?

Quelles conséquences auront les dépassements de certains taux de travail par rapport aux moyennes calculées ?

Quels coefficients de sécurité admettre pour n'avoir pas de points dangereux ?

C'est tout le problème que j'ai voulu poser et sur lequel j'ai fait mon possible, sans espérer le résoudre, pour attirer l'attention des chercheurs.

Je ferai remarquer d'autre part que les extrémités des différentes courbes de déformations partielles pour des charges croissantes peuvent fort bien être sur une ligne droite sans que chacune de ces courbes de déformations partielles soit une ligne droite. Considère l'avait montré dans un cas particulier. M. Peret également. J'ai généralisé les résultats qu'ils avaient obtenus.

Par ailleurs lorsqu'on envisage le cas de surcharges dont l'application n'est plus continue, le cas de surcharges répétées soit de même sens, soit de sens opposé, on s'aperçoit qu'il subsiste après chaque déchargement des déformations résiduelles importantes, déformations qui ne paraissent pas s'atténuer avec le temps et qui s'accompagnent d'efforts résiduels notables à l'intérieur des sections. Ces faits sont très accusés même pour des efforts extérieurs minimes.

De plus par suite de ces efforts résiduels, la valeur des déformations dues à l'application de surcharges successives est différente de celle que l'on obtient lorsque les surcharges croissent progressivement sans déchargements intermédiaires.

Enfin et surtout les déformations totales et la charge de rupture dépendent non seulement de la valeur des surcharges appliquées mais aussi de tous les états successifs antérieurs de la pièce considérée et en particulier de l'ordre d'application des surcharges successives. Ce que j'exprimais en disant que la mémoire est une propriété intrinsèque du béton armé. Le système n'est donc pas conservatif puisque l'état final dépend du chemin suivi.

Tous ces faits peuvent s'expliquer, d'une part par les effets des ruptures, d'adhérence et de la fissuration progressive du béton tendu, d'autre part par la non valabilité de la loi de Hooke.

Au cours des opérations de rechargements et déchargements successifs le point de passage de la fibre neutre dans une section déterminée subit des déplacements importants.

Les poutres en béton armé ne prennent du reste pas immédiatement leur position d'équilibre élastique qui correspond à l'état des charges qu'elles subissent.

Je me suis demandé dans ces conditions si l'application répétée d'une même surcharge n'entraînerait pas des déformations résiduelles croissantes.

S'il en était ainsi on pourrait rompre n'importe quelle pièce en béton armé en faisant agir sur elle une série suffisamment grande de forces successives. L'expérience montre que sous l'action de surcharges croissantes le phénomène de flèches résiduelles dû à la superposition d'un phénomène de frottement croissant et d'un phénomène décroissant de rigidité allait en s'atténuant progressivement. On peut présumer qu'il doit en être de même lorsqu'on opère avec des surcharges successives de valeur constante.

De même les phénomènes de déformations résiduelles des différentes fibres dues à la différence entre les effets du phénomène de Résal et ceux du phénomène de flèche résiduelle doivent également tendre vers une limite. Mais ces limites probables seront-elles atteintes avant rupture?

Plusieurs expériences prolongées que j'ai faites et que je décris dans un petit mémoire qui va paraître dans les Annales des Ponts et Chaussées m'ont montré que l'équilibre était bien atteint avant rupture (je ne dis pas avant fissuration) pour des surcharges qui conduiraient à des taux de travail normal des matériaux d'après les méthodes de calcul de la circulaire de 1906, et ceci est rassurant, mais que la poutre s'écrouissait, donc devenait plus fragile, plus cassante et que les déformations résiduelles augmentaient et même dépassaient dans certains cas de façon très importante les déformations dues aux surcharges, et ceci est moins rassurant.

Toutefois, lorsque des déformations résiduelles ont été produites dans une pièce en béton armé par certaines contraintes, ces déformations n'augmentent par la suite que si les contraintes auxquelles la pièce est soumise dépassent celles qui ont produit ces déformations. — La pièce s'est adaptée.



J'ai profité de ces expériences pour tracer par points les courbes de déformations sous l'action de surcharges successives.

Les courbes que j'ai obtenues pour toutes les déformations ont une forme lenticulaire comme si la poutre hésitait à se mouvoir, à quitter son état d'équilibre quel qu'il soit que celui-ci soit en charge ou en repos. — Ces états d'équilibre successifs sont donc stables.

Tout ceci montre combien les propriétés du Béton armé diffèrent de celles qu'on lui attribue couramment et explique que les règles de calculs de la Résistance des Matériaux d'application courante conduisent dans le cas du béton armé à des résultats très éloignés de la réalité.

Il en est ainsi notamment de toutes les formules de déformation qui sont faites pour le cas des corps prismatiques homogènes, alors que les pièces à calculer sont souvent loin d'être prismatiques (variations de forme, variations brusques de sections d'acier etc.), qu'elles sont des plus hétérogènes déjà à l'état de repos et que cette hétérogénéité s'accentue en période de travail puisque même dans le cas d'une pièce de section constante au départ la résistance des sections varie d'un point de la fibre neutre à l'autre, puisqu'il subsiste après déchargement des efforts résiduels internes qui varient d'une section à l'autre et qui font que deux sections différentes réagiront tout à fait différemment sous l'action d'efforts identiques, puisque les différentes sections ne s'adaptent pas en même temps et de la même façon.

Je rappelle les déplacements de la fibre neutre qui n'est jamais une ligne droite.

Je pense aussi contrairement à l'opinion émise par M. le Professeur Campus qu'il n'est pas certain que le théorème général de Maxwell puisse toujours s'appliquer au béton armé puisque même pour des efforts très faibles le système ne revient pas à son état initial lorsque les forces ont cessé d'agir, c'est-à-dire puisque le corps ne décrit pas un cycle fermé. Tout au plus peut-on

espérer d'après ce que j'ai dit précédemment et d'après les résultats de mes expériences qu'après une période d'adaptation plus ou moins longue le système devienne conservatif, l'état initial et l'état final devenant alors bien déterminés pour un système de charge donné.

J'ai dit en effet que toutes les déformations tendaient vers des limites et que les déformations résiduelles en particulier restaient constantes tant que les contraintes ne dépassaient pas celles qui ont produit ces déformations. Le corps continue alors à ne pas suivre la loi de Hooke mais la différence est moins accusée que pendant toute la période d'adaptation.

En ce qui concerne la méthode des lignes d'influence le moins qu'on en puisse dire est que son application doit conduire à des résultats aléatoires dans toute la période d'adaptation dont j'ai parlé.

Par contre les théories énergétiques modernes et toutes leurs conséquences (formules de Castigliano)

$$v = \frac{d\,W}{d\,P} \qquad P = \frac{d\,W}{d\,v}$$

(théorème de Menabrea ou du travail minimum etc.) ne peuvent s'appliquer au béton armé puisqu'elles supposent qu'il n'y a aucune dissipation d'énergie au cours du cycle que décrit le corps, ce qui n'est pas puisque les phénomènes de rupture, de glissement et de frottement prennent une place prépondérante dans le cas du béton armé, la période élastique, c'est-à-dire celle pendant laquelle aucun glissement interne ne se produit, étant des plus restreintes dans le cas de ce matériau, comme dans celui de tous les corps fragiles du reste.

En résumé, on peut dire que les propriétés du béton armé ne sont en général pas réversibles et que les formules qui les expriment ne peuvent être limitées au 1er terme du développement en série des équations réelles.

Ceci c'est la théorie. Mais que faire en pratique? Chercher à suivre de plus près la réalité en perfectionnant ses calculs? C'est à peu près impossible. On ne pourrait le faire en partie qu'une fois la période d'adaptation terminée. Mais il faut bien relier celle-ci à l'état de repos. Ce sera sans doute l'affaire des coefficients de sécurité.

Ce que nos calculs devront pouvoir traduire c'est non pas une succession d'états d'équilibre réels, mais la courbe enveloppe des cas les plus défavorables.

De même que l'on doit envisager pour les calculs des forces extérieures les courbes enveloppes des moments fléchissants, des efforts tranchants, etc....., on devra pour le calcul des efforts intérieurs envisager uniquement les courbes enveloppes des résistances de la pièce, courbes qui devront dans le temps rester homologues à la courbe des contraintes, cette dernière étant fonction de la fréquence d'utilisation de l'ouvrage. C'est seulement ainsi que l'on pourra conserver des coefficients de sécurité constants dans la durée des temps.

C'est dire que les efforts mesurés pour un cas de charge donné pourront être très inférieurs aux efforts calculés.

C'est dire qu'il sera encore le plus souvent impossible de vérifier par l'expé-

rience les résultats de ses calculs ou plutôt que l'on devra se borner à vérifier que les contraintes sont inférieures aux limites que l'on s'est imposées.

Le béton armé restera donc une sorte de matériau mystérieux, invérifiable qui ne satisfera que difficilement un esprit critique et positif.

Mais grâce à ces précautions il restera un matériau possible et qui ne conduira pas à des déboires.

Je tiens en passant à souligner une phrase de M. le Professeur Roš qui figure dans le rapport de M. Campus et sur laquelle son auteur vient d'insister au cours de son intervention. M. le Professeur Roš estime que des constructions en béton armé convenablement armées et soigneusement exécutées se comportent pratiquement comme des corps élastiques, et il appuyait cette affirmation sur l'autorité de M. Séjourné qui déclarait que l'on pouvait se permettre de calculer les constructions en maçonnerie par les méthodes de l'élasticité puisque l'expérience prouvait que des ouvrages établis sur ces bases tenaient, mais cet ingénieur ne manquait pas d'ajouter : « Mais la matière est bonne fille », et ceci donne son véritable sens à ces prémisses.

Après cet exposé on comprendra que je n'attache pas une importance primordiale aux procédés de calculs qui seront utilisés. Je ne pousserai pas la chose en ce qui les concerne jusqu'à dire comme M. Freyssinet le faisait vendredi à propos d'une pièce en béton armé sollicitée de diverses parts, que le meilleur moyen pour que cette pièce résiste et ne donne pas de déboires était de supprimer d'une part le béton, d'autre part l'acier, donc la pièce entière.

Je n'irai pas jusque là pour les calculs eux-mêmes que certains estiment assez précis, qui laissent sceptiques d'autres personnes.

Je dirai seulement :

que l'on prenne pour E_b un coefficient d'élasticité moyen je veux bien,

que l'on prenne pour m une valeur constante $m = 10$ p. ex. parce que c'est plus commode que $m = 15$, que c'est moins inexact surtout, ou une valeur inférieure $m = 6$ p. ex. pour certains bétons, je veux bien aussi,

que l'on conserve les méthodes de calculs de la résistance des matériaux, les méthodes de ligne d'influence, que l'on applique les théorèmes de Maxwell, Castigliano, je le veux bien encore,

bref que l'on choisisse des intermédiaires raisonnables, pratiques, d'application simple, mais que l'on sache que le tout n'est pas exact, et que l'on connaisse enfin les degrés d'approximation de ces calculs de façon que leurs résultats restent réellement dans les limites de sécurité que l'on s'est fixées.

En un mot que les circulaires nous permettent d'effectuer des calculs de sécurité suffisante et ne créent pas un matériau fictif que l'on pourrait croire réel après un certain temps d'oubli.

C'est ce que souhaitait Mörsch. C'est ce que s'étaient attaché à faire les auteurs du règlement français de 1906 qui sauf quelques points particuliers était un document remarquable pour l'époque.

Et ceci m'amène tout naturellement à souhaiter avec un grand nombre d'entre vous, qu'un règlement international du béton armé se substitue dès que possible à la floraison des circulaires et règlements divergents actuels.

Ce règlement devrait être basé sur l'expérience, bien sûr ; mais surtout sur le bon sens.

Tous nos efforts devront tendre à permettre aux différentes parties des pièces en Béton Armé de s'adapter progressivement et sans dommages aux situations qu'on leur impose. Si l'on est prudent le corps le fera de lui-même comme tous les êtres vivants et l'on sait que le béton armé en est un ou du moins en présente bien les caractéristiques.

On sait que les matériaux peuvent, sous réserves du flambement et de précautions à prendre pour équilibrer les efforts de tension et de glissement concomitants des efforts de compression, on sait que les matériaux peuvent résister à des efforts de compression qui ne sont limités que par les réserves que je viens de dire.

On sait que la technique de la fabrication des ciments a fait ses progrès notables, qu'il en est de même des procédés de mise en œuvre des bétons.

Le règlement devrait en tenir compte.

On sait que le béton supporte mal des allongements importants. Le règlement devrait imposer tous les procédés connus pour les lui éviter.

Il devrait imposer l'emploi d'aciers plus durs, la mise en tension préalable des aciers avant coulage du béton toutes les fois que faire se pourrait [1] par décintrement anticipé de certains ouvrages par exemple, ou par tout autre procédé, inciter à couler par temps chaud, faire augmenter peut-être le dosage du ciment au voisinage des armatures pour accroître en ces points les effets du retrait et leur action bienfaisante dans les parties tendues, etc.

Il devrait surtout imposer que les armatures soient disposées le plus possible suivant les isostatiques de tension.

Enfin puisque le béton et l'acier ne conduisent au béton armé et à ses propriétés que par une véritable symbiose, on devrait tout faire pour rendre plus intime cette association et en particulier réglementer de façon très stricte les conditions d'adhérence.

Comme on n'ignore pas que malgré toutes les précautions que l'on pourra prendre on n'évitera pas les fissures locales et leurs conséquences, on devrait accepter l'idée des déformations résiduelles quitte à préciser l'importance de celles qui sont admissibles dans la zone d'utilisation normale des matériaux.

Mais comme ces fissures locales, si elles suppriment à peu près complètement la résistance des parties de béton tendu intéressées, n'entachent que dans une certaine mesure leur rigidité, on devrait dans les calculs de flexion faire intervenir dans une certaine mesure le béton tendu dans la détermination de la fibre neutre, quitte à n'en plus tenir compte dans le calcul des résistances.

On devrait continuer dans une certaine mesure à tenir compte de ce béton tendu dans la détermination des déformations.

---

1. On pourra même pousser l'opération plus loin et faire que la tension préalable donnée aux armatures dépasse celles qu'elles auront à subir dans la pratique sous l'action des charges permanentes et de telle partie de surcharges que l'on voudra de telle sorte qu'après décintrement de l'ouvrage des aciers subissent une réduction de tension qui se traduira par la création d'efforts de compression dans le béton voisin, ce qui permettra de le faire intervenir dans la résistance.

On sait que les méthodes de calculs dont nous disposons ne permettent pas de suivre la réalité. On pourra donc leur apporter des simplifications importantes et compatibles avec les pourcentages d'erreurs commises. C'est ce que j'appellerai « justifier ses taux de sécurité ».

Telles sont quelques idées que je vous soumets.

Toutefois avant de mettre ce travail de rédaction en route il serait indispensable d'entreprendre de longues séries d'expériences précises et méthodiques au cours desquelles on chercherait aussi à tirer enfin au clair les effets des actions dynamiques.

En ce qui concerne les expériences à faire, les effets de la température, du retrait de l'influence de l'humidité de l'air, on sera aidé par les expériences nombreuses qu'a entreprises M. Freyssinet au Pont de Plougastel. Au cours de ces essais on pourrait se laisser guider par la théorie remarquable basée sur les phénomènes de capillarité qu'il en a tirée.

J'estime que l'on arrivera de cette façon à un règlement cohérent, logique et d'emploi commode. On évitera ainsi aux Ingénieurs le ridicule d'essayer de calculer à 10 % ou 5 % près et plus un matériau dont on ignore à 100 % près et plus les propriétés réelles.

Ainsi donc malgré les réserves que j'ai faites au cours de ce trop long exposé on voit comme je l'indiquais au début que mes conclusions ne diffèrent pas trop de celle du rapport imprimé de M. le Professeur Campus auxquelles je suis prêt à m'associer pleinement à condition que l'on modifie la phrase ci-après (Je cite le contexte) : « Il conclut avec quelques réserves mineures à la validité des méthodes de calculs existantes basées sur l'hypothèse de l'élasticité. »

Comme il l'avait fait et après vous avoir remercié, Messieurs, de votre trop bienveillante attention, je désire en terminant rendre hommage à la sagesse des grands précurseurs du béton armé : Maurice Levy, Considere, Mörsch, Bach, Rabut, M. Mesnager et surtout Resal qui dans son cours de stabilité de constructions laissait prévoir la plupart des phénomènes que j'ai rappelés : non validité de la loi de Hooke, existence de déformations résiduelles, conséquences de ces déformations, etc.....

De Resal qui, dès 1901, posait le point d'interrogation que je renouvelle aujourd'hui et se demandait (je cite à peu près textuellement) si dans l'avenir le béton distendu conservera sa cohésion grâce à la présence du fer qui constitue en lui un squelette indéformable (je voudrais pouvoir ajouter mais non périssable) et grâce à la propriété qu'il possède d'acquérir une résistance plus élevée avec le temps ou si au contraire il subirait une désagrégation lente et progressive par l'effet soit des causes agissant de façon permanente comme les charges, soit de causes accidentelles ou périodiques comme les changements de température, les chocs, les vibrations, etc... Les expériences du professeur Abrams qui tendraient à laisser supposer que les fissures se recollent avec le temps (j'estime pour ma part que pour qu'il en soit ainsi une immobilité absolue doit être nécessaire), l'état des innombrables ouvrages construits depuis le début du siècle nous pousseraient à conclure avec optimisme.

Mais 30 ans c'est bien court dans la Vie d'un ouvrage.

Quoi qu'il en soit, et dans l'état actuel de nos connaissances j'estime qu'il

serait fâcheux de tomber d'un excès dans l'autre et que sans s'hypnotiser sur l'état de fissuration local de certains ouvrages, état qui paraît être l'état normal du béton tendu, et qui n'a rien de catastrophique, sans se laisser hypnotiser non plus par les divergences constatées entre les prévisions de théorie et de calculs plus ou moins inexacts et la réalité, on peut à condition de se laisser guider par l'expérience et par le bon sens, regarder avec confiance l'avenir de ce matériau remarquable qu'est le béton armé.

W. PASZKOWSKI,
Professeur à l'École Polytechnique, Varsovie.

Les expériences dont il est question dans le présent rapport ont pour but d'étudier les phénomènes qui se produisent dans une poutre en béton armé fléchie, en se basant sur l'observation des flexions. Pour que les mesures des flexions permettent d'éclaircir ces phénomènes, il faut que la poutre soit sollicitée, à chaque instant donné, par des moments constants sur toute la longueur sur laquelle porte la mesure de flexion. La manière dont se comporte le béton tendu, ainsi que la variabilité du rapport des modules Young, font que les phénomènes de flexion du béton armé ne se prêtent pas aussi bien que ceux de l'acier à l'étude par observation immédiate des déformations à la surface des poutres. Au moment où le béton tendu cède ou se fissure (sans même qu'on puisse déceler les fissures par quelque moyen que ce soit), le moment d'inertie de la section diminue considérablement sans qu'on puisse juger exactement de la valeur de cette diminution qui, d'ailleurs, dépend de la valeur du moment fléchissant qui l'a produite. En conséquence, une poutre à section constante aura bien un moment d'inertie constant avant la charge, mais du fait qu'on aura appliqué une charge produisant différents moments fléchissants dans différentes sections de la poutre, celle-ci deviendra une poutre à moment d'inertie variable. Ceci ne permettra ni de calculer exactement sa flexion ni de la comparer avec les résultats expérimentaux. Si, au contraire, on applique à la poutre un moment fléchissant constant sur toute sa longueur à chaque instant donné, les flexions mesurées donneront une idée plus nette de ce qui se passe dans le béton, toutes les sections de la poutre subissant le même régime de sollicitations.

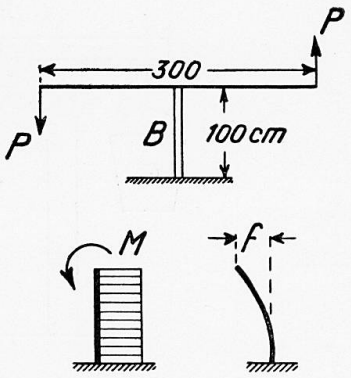


Fig. 1.

Pour faire l'expérience, nous avons adopté le dispositif suivant : une poutre en béton armé sollicitée par un moment fléchissant est encastrée verticalement, par une extrémité, dans une fondation, une poutrelle horizontale étant fixée à son extrémité supérieure comme on le voit, sur les schémas de la fig. 1 et de la fig. 2. Aux extrémités de la poutrelle, sont appliquées deux forces verticales PP de directions opposées, produisant le moment fléchissant. Afin d'éliminer toute compression axiale et d'obtenir une flexion pure, le poids de

la poutrelle est équilibré par le contrepoids W. Les poulies sont fixées à une hauteur suffisante pour que les mouvements de la poutrelle ne produisent pas de biais importants des cordes verticales. Les charges égales placées successivement dans les récipients C C augmentent progressivement le moment fléchissant. Un flexomètre note les flexions produites.

Les poutres étudiées ont une section 8 × 10 cm., rectangulaire ou en té, à armature variant dans certaines limites dont nous ne mentionnons que les suivantes :

a) section rectangulaire à deux fers du côté tendu ;

b) section en té à deux fers du côté tendu ;

c) section rectangulaire à trois fers du côté tendu, tous les fers étant de 6 mm. de diamètre.

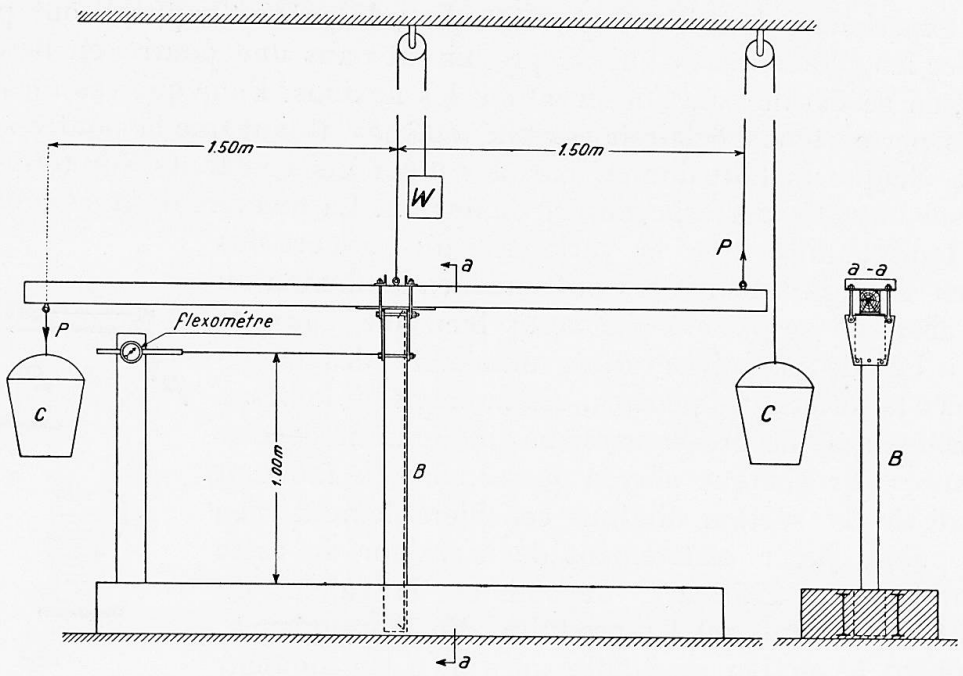


Fig. 2.
Flexomètre = Durchbiegungsmesser = Deflection indicator

En admettant pour l'acier le module d'Young :

$$E_a = 2.100.000 \text{kg/cm}^2$$

et le même module variant, pour le béton, dans les limites :

$$E_b = 105.000 \text{ à } 280.000 \text{ kg/cm}^2,$$

nous calculons les moments d'inertie de notre poutre pour les deux cas envisagés couramment dans la pratique, à savoir : le cas où le béton travaille à la tension et le cas où le béton est entièrement fissuré du côté tendu jusqu'à l'axe neutre.

Pour la poutre à 2 fers tendus les valeurs des moments d'inertie sont les suivantes :

m	E_b	Moments d'inertie	
		le béton travaillant à la tension cm^4	le béton ayant cédé jusqu'à l'axe neutre cm^4
20	105.000	809	426
15	140.000	777	350
10	210.000	743	260
7,5	280.000	725	208

En nous basant sur ces données, nous calculons les flexions comme fonctions des moments fléchissants pour les deux cas précités et pour différents rapports des modules Young, d'après la formule connue :

$$f = \frac{1}{2} \frac{M\, l^2}{E_b\, I}$$

où l désigne la longueur de la poutre, qui, dans notre expérience, est égale à 100 cm.

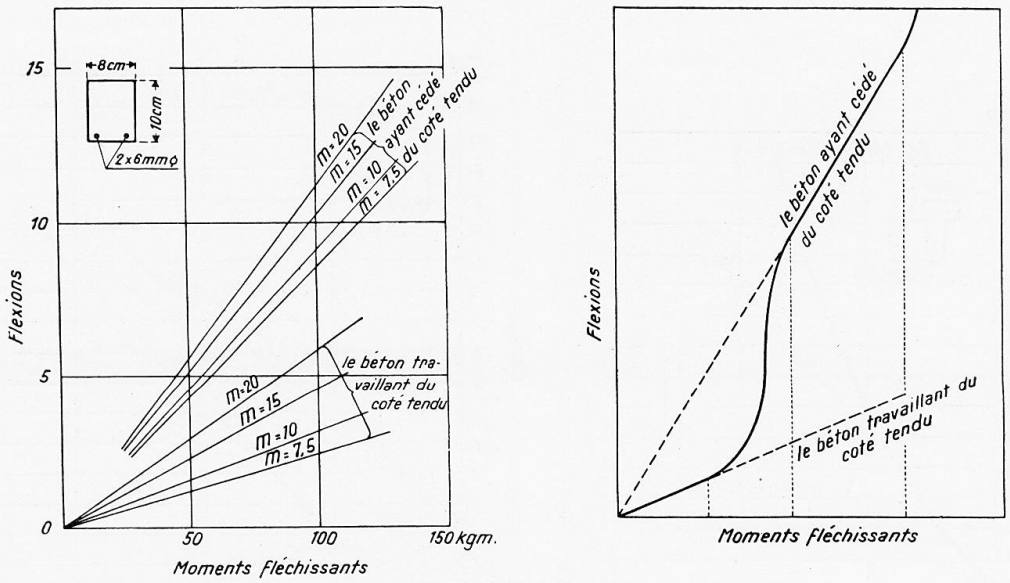
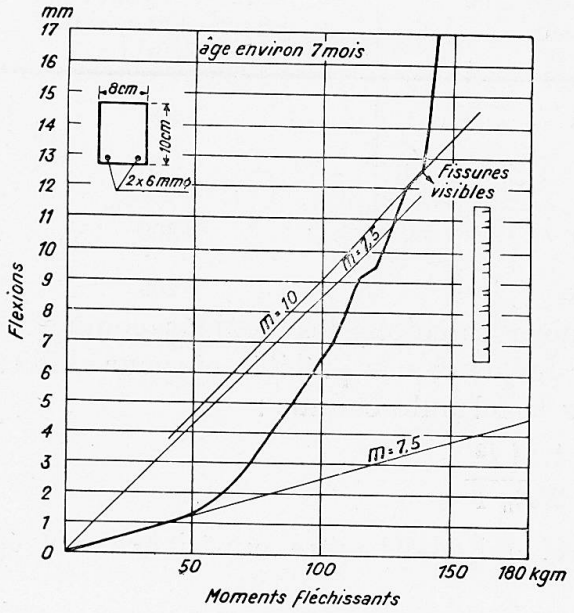


Fig. 3 et 4.
Le béton ayant cédé du côté tendu.
Ohne Mitwirkung der Zugzone im Beton.
Without cooperation of the tension zone of the concrete.
Le béton travaillant du côté tendu.
Bei Mitwirkung der Zugzone im Beton.
With cooperation of the tension zone of the concrete.
Moments fléchissants = Biegungsmomente = Bending moments.
Flexion = Durchbiegung = Deflection.

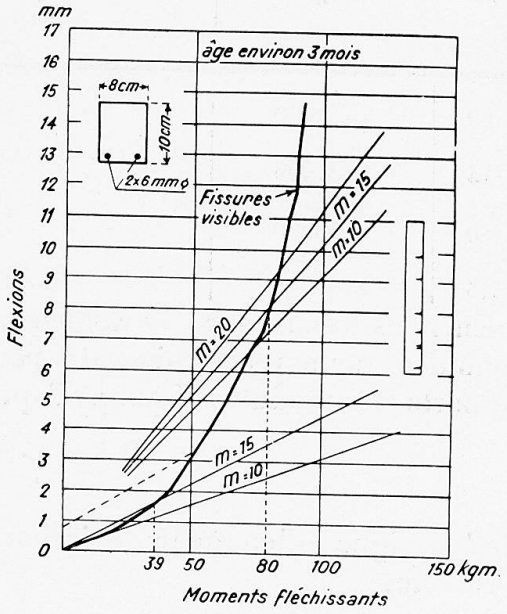
Les résultats de ces calculs sont représentés par le diagramme de la fig. 3.

En supposant que le béton armé se comporte de la manière couramment admise, nous pourrions nous attendre à voir les flexions augmenter à mesure de l'augmentation des moments fléchissants, d'après une courbe analogue à celle que représente le diagramme de la fig. 4, c'est-à-dire que tant que les

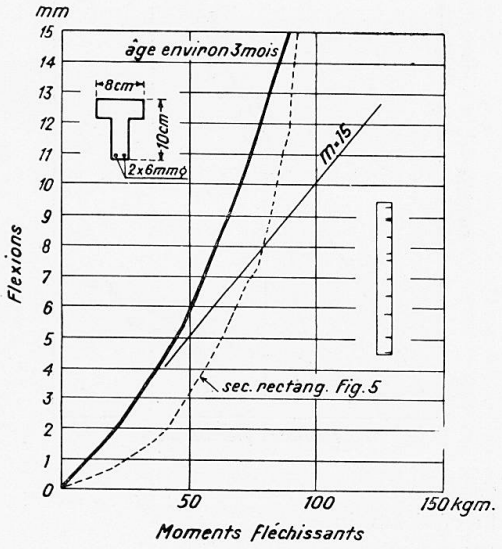
moments fléchissants sont de peu d'importance — le béton travaillant du côté tendu — les flexions augmentent lentement. Une certaine limite une fois



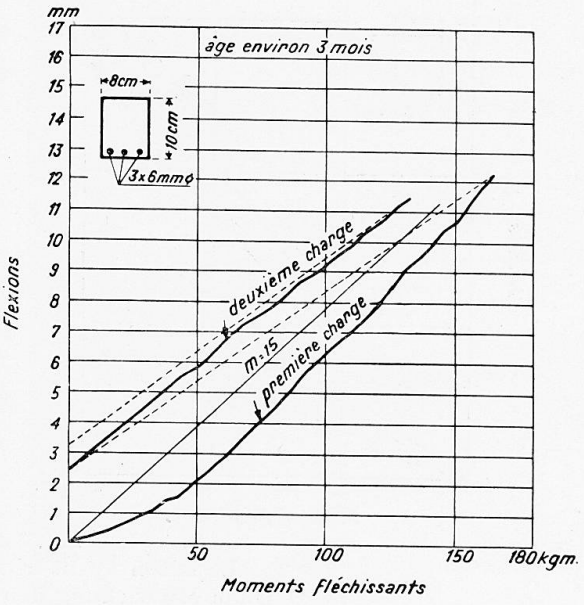
1



2



3



4

Fig. 5 à 8.
Age environ 3 mois = Alter ca. 3 Monate = Age about 3 months.
Fissures visibles = Sichtbare Risse = Visible cracks.
Moments fléchissants = Biegungsmomente = Bending moments.
Flexion = Einsenkung = Deflection.
Section rectangulaire = Rechteck-Querschnitt = Rectangular Section.
Première charge = Erste Belastung = First loading.
Deuxième charge = Zweite Belastung = Second loading.

dépassée, les flexions devraient augmenter plus rapidement pour atteindre bientôt les valeurs qui correspondent au cas où le béton a complètement cédé.

Il est intéressant de noter que les courbes obtenues par l'expérience diffèrent

considérablement des prévisions ci-dessus. En examinant l'allure de ces courbes nous remarquons, en effet, que seules les premières parties correspondent assez bien à ces prévisions, les flexions augmentant à peu près proportionnellement aux moments fléchissants et la poutre subissant la loi de Hooke, jusqu'à un taux de charge de tension du béton pour lequel celui-ci doit commencer à céder. Les parties des courbes correspondant aux tensions plus considérables du béton mettent en évidence une résistance de ce dernier aux tensions bien plus importante que celle qui est admise dans nos calculs.

Les diagrammes des figures 5 et 6 se rapportent à deux poutres qui ne diffèrent que par leur âge.

Nous observons que dans la première partie le rapport m des modules d'Young pour la poutre de 7 mois est ostensiblement égal à 7,5 — c'est-à-dire $E_b = 280.000$ kg/cm², tandis que pour la poutre de 3 mois, ce rapport se tient entre 10 et 15 — E_b ayant par conséquent une valeur comprise entre 210.000 et 140.000 kg/cm². Les taux de charge du béton à la tension, calculés pour les points où la courbe s'écarte de sa direction initiale s'expriment par 23 kg/cm² pour la poutre de 3 mois et par 33 kg/cm² pour la poutre de 7 mois. A partir de ce point, l'augmentation des moments fléchissants, tout en faisant dévier la courbe d'une manière prononcée, ne produit pas de fissures visibles, et ne correspond pas aux flexions pouvant résulter uniquement d'une fissuration complète du béton tendu. Tout au contraire, nous constatons que les flexions sont bien moindres que celles qui ont été calculées théoriquement, c'est-à-dire que le béton ne cesse de travailler à la tension. Étant donné que notre poutre, calculée d'après les méthodes jusqu'ici usitées, serait destinée à supporter un moment fléchissant de 50 kgm environ, nous voyons qu'elle aurait à ce moment une réserve importante de rigidité.

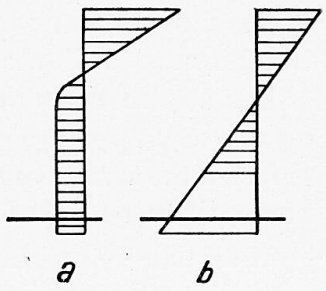


Fig. 9.

La poutre en té, à section de béton tendu très réduite (fig. 7) accuse nettement une rigidité bien moindre, prouvant ainsi que la résistance du béton à la tension est bien la cause de la grande rigidité des poutres rectangulaires.

La poutre dont les flexions sont mises en évidence sur la fig. 8 a une armature de 3 fers de 6 mm. d'épaisseur, à la tension. Elle a été chargée à deux reprises consécutives et nous voyons les déformations permanentes qu'elle a manifestées.

Il est aussi intéressant de constater que l'allure de toutes ces courbes est tout à fait continue bien que — étant donné le mode de charge — la fissuration du béton eût dû se produire simultanément sur toute la longueur de la poutre et, à un moment donné, se manifester par une déviation rapide qui fait entièrement défaut, prouvant que le phénomène est d'une continuité complète.

Si nous considérons les deux hypothèses acceptées couramment pour expliquer les phénomènes mentionnés plus haut, et notamment : l'hypothèse suivant laquelle le diagramme effort-déformation du béton prend l'aspect de la fig. 9 *a* et celle qui admet une fissuration du béton jusqu'à la limite de sa résistance à la tension (fig. 9 *b*), — nous devons convenir que la première paraît être plus vraisemblable.

L'incompatibilité de l'hypothèse des fissurations avec les faits observés peut être démontrée — avec un certain degré de vraisemblance — de la manière suivante : si, en prenant pour base les flexions observées, nous calculons à l'aide de la formule citée plus haut les moments d'inertie de la poutre pour différents moments fléchissants, nous pouvons obtenir facilement les tensions maxima du béton à la limite de la fissure. Il serait juste de supposer que cette tension devrait être plus ou moins constante sous toutes les charges, étant donné qu'elle représente uniquement la limite de résistance du béton à la tension.

Les calculs effectués dans ce but donnent des résultats qui sont loin de confirmer cette hypothèse, la tension maximum ainsi calculée prenant des valeurs très différentes et montant à des taux inacceptables.

Résumé.

En observant les flexions des poutres en béton armé soumises à un moment fléchissant, constant sur leur longueur, on peut étudier certains phénomènes se produisant dans les matériaux et ne se prêtant pas aussi bien à l'observation au moyen d'autres méthodes connues.

Les applications de cette méthode citées dans le présent article démontrent qu'elle est applicable à la recherche du rapport entre les modules d'Young, Elles démontrent aussi à quel point les phénomènes de plasticité et de résistance diffèrent des suppositions théoriques acceptées dans les calculs, en donnant aux poutres rectangulaires une grande réserve de rigidité.

Zusammenfassung.

Bei der Betrachtung der Durchbiegungen von Eisenbetonbalken, die durch ein auf ihre Längen konstantes Biegungsmoment beansprucht werden, können gewisse Erscheinungen studiert werden, die sich in den Materialien bilden und die sich für die Beobachtungen mit Hilfe anderer bekannter Methoden nicht so gut eignen.

Die Anwendung der im vorliegenden Aufsatz entwickelten Methode zeigt, dass sie auf die Bestimmung des Verhältnisses zwischen den Elastizitätsmoduli anwendbar ist. Sie zeigt auch inwieweit die Erscheinungen der Plastizität und der Festigkeit von den in den Berechnungen angenommenen theoretischen Voraussetzungen abweichen, indem die rechteckigen Balken eine grosse Reserve an Steifigkeit aufweisen.

Summary see Addenda.

Dr. Ing. H. OLSEN,
München.

Die Bemühungen um den Ausbau der Statik des Eisenbetonbaues gehen bekanntlich dahin, die Berechnungsgrundlagen den jeweils vorliegenden tatsächlichen Verhältnissen möglichst anzupassen. Zur Erzielung einer derar-

tigen Anpassung gehört in erster Linie die gesetzmässige Erfassung der Formänderungen des Betons.

Von den bisher bekannten Formänderungsgesetzen ist an erster Stelle jenes von Bach-Schüle zu nennen. Dasselbe hat bekanntlich die Form eines Potenzgesetzes und lautet, wenn ε die auf die Längeneinheit bezogene Stauchung des Betons, σ_{bt} die zu dieser Stauchung gehörige und als tatsächlich vorhanden anzusehende Betondruckspannung und E_b das Verformungsmass des Betons bezeichnet,

$$\varepsilon = \frac{\sigma_{bt}^{m}}{E_b},$$

wobei der Beiwert m ebenso wie das Verformungsmass E_b von den Festigkeitseigenschaften des Betons abhängen. Bekanntlich besteht für die Anwendung dieses Gesetzes die Einschränkung, dass es nur für Betondruckspannungen bis zu etwa 60 kg/cm² gilt.

Weitere Formänderungsgesetze wurden als hyperbolische und parabolische Spannungsgesetze abgeleitet. Für Beton mit einer Prismenfestigkeit von 173 kg/cm² fand Wohlers[1] z. B. die bis in die Nähe der Bruchlast zutreffende Gleichung

$$\sigma_{bt} = 311000\ (1 - 450\ \varepsilon).$$

Der praktischen Anwendung der bisher bekannten Formänderungsgesetze steht insofern eine Schwierigkeit entgegen, als seither eine Auswertung der jeweils erforderlichen Beiwerte in Abhängigkeit von den jeweiligen Festigkeitseigenschaften des Betons vollständig fehlt. Aus diesem Grunde ist z. B. die bereits verschiedentlich behandelte Aufgabe, die unter Zugrundelegung eines der genannten Formänderungsgesetze sich ergebenden teilweise recht verwickelten Beziehungen zwischen den tatsächlichen Querschnittsbeanspruchungen des Betons und den jeweiligen äusseren Kräften in möglichst einfache Gleichungen zu kleiden ohne jede praktische Bedeutung.

In den weiteren Ausführungen soll gezeigt werden, dass es möglich ist, die Formänderungen des Betons in Abhängigkeit von seiner Druckfestigkeit bis in die Nähe der Bruchlast gesetzmässig recht zutreffend zu erfassen, wenn es gelingt die Veränderlichkeit des in dem von W. Ritter[2] aufgestellten bekannten Formänderungsgesetz

$$\sigma_{bt} = \sigma_w \left(1 - e^{-a.\,\varepsilon}\right) \qquad (1)$$

enthaltenen Beiwertes a klarzustellen. In diesem Gesetz bedeutet σ_w die Würfelfestigkeit des Betons und e = 2,71828... Die übrigen Bezeichnungen sind bekannt.

Wird Gl. 1) nach a aufgelöst, so ergibt sich

$$a = \frac{1}{\varepsilon} \log \text{nat.} \frac{\sigma_w}{\sigma_w - \sigma_{bt}}. \qquad (2)$$

Um zu zeigen, innerhalb welcher Grenzen a schwanken kann, werden die an verschiedenen Betonprismen vorgenommenen Stauchungsmessungen ausge-

1. Armierter Beton, 1918, S. 110.
2. Schweiz. Bauzeitung, 1899.

wertet. Zunächst werden die in Heft 227 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Zusammenstellung 3, für Beton mit einer Würfelfestigkeit von 146 kg/cm² angeführten und von Bach und Graf gemessenen federnden Stauchungen ausgewertet. Werden dieselben auf die Längeneinheit umgerechnet und in Gl 2) eingesetzt, so ermittelt sich für verschiedene Belastungsstufen der fast durchweg gleichbleibende überraschend hohe Beiwert a = 2090, sodass sich für den verwendeten Beton als Formänderungsgesetz die Beziehung

$$\sigma_{bt} = 146\left(1 - e^{-2090\varepsilon}\right)$$

ergibt.

Um zu zeigen, mit welcher Genauigkeit die Formänderungen des Betons nach vorstehender Beziehung erfasst werden, sind in Tafel 1 für verschiedene Belastungsstufen die Abweichungen zwischen den an den Versuchsprismen und den aus dieser Beziehung ermittelten Betondruckspannungen σ_{bt}, in kg/cm² ausgedrückt, zusammengestellt.

Tafel 1.

Vergleich zwischen den aus Formänderungsgesetzen abgeleiteten Betondruckspannungen mit den tatsächlichen Betondruckspannungen.

$\sigma_{w30} = 146$ kg/cm².

Versuchswerte		$\sigma_{bt}=146\left(1-e^{-2090\varepsilon}\right)$		$\sigma_b=146\left(1-e^{-1000\varepsilon}\right)$			Versuchswerte	$\sigma_{bt}=146\left(1-e^{-2060\varepsilon'}\right)$		
σ_{bt} kg/cm²	ε	σ_{bt} kg/cm²	Abweich. in kg/cm²		σ_b kg/cm²	Abweich. in kg/cm²		ε' 10. Lastwechsel	σ_{bt} kg/cm²	Abweich. in kg/cm²	
			+	−		+	−			+	−
16,1	0,0000575	15,4	—	0,7	8,1	—	8,0	0,0000576	16,8	0,7	—
32,3	0,000126	33,6	1,3	—	18,1	—	14,2	0,000127	33,6	1,3	—
48,4	0,000195	48,6	0,2	—	25,6	—	22,8	0,000204	48,8	0,4	—
64,6	0,000276	64,0	—	0,6	34,3	—	30,3	0,000294	65,6	1,0	—
80,8	0,000370	78,8	—	2,0	45,2	—	35,6	0,000400	81,5	0,7	—
97,0	0,000485	94,0	—	3,0	56,2	—	40,8	0,000532	97,0	—	—
Σ der Abweichungen			1,5	6,3		—	151,7			4,1	—
Durchschnittliche Abweichungen			0,3	1,1		—	25,3			0,7	—

Wie aus der Tafel ersichtlich, sind diese Abweichungen, selbst unter grossen Belastungsstufen, so gering, dass die Gültigkeit des angeführten Formänderungsgesetzes bis in die Nähe der Bruchlast angenommen werden darf. Die

grösste Abweichung beträgt lediglich 3 kg/cm², die mittlere Abweichung sogar nur 1,1kg/cm².

Zu Vergleichszwecken sind in Tafel 1 noch die mit dem seither üblichen Formänderungsgesetz

$$\sigma_{bt} = 146\,(1 - e^{-1000\,\varepsilon})$$

sich ergebenden Abweichungen angeführt. Wie ersichtlich sind dieselben so beträchtlich, dass von einer auch nur rohen Annäherung nicht mehr gesprochen werden kann. So beträgt die grösste Abweichung 40,8 kg/cm², die mittlere Abweichung 25,3 kg/cm².

Da das weiter oben angeführte Formänderungsgesetz für die beim erstmaligen Belastungswechsel ermittelten Stauchungen abgeleitet wurde, sei noch dessen Veränderlichkeit angeführt, wenn wiederholte Be- und Entlastungen vorgenommen werden. Wird z. B. ein zehnmaliger Belastungswechsel berücksichtigt, der unter den grösseren Belastungsstufen allerdings noch nicht den Beharrungszustand, jedoch eine gute Annäherung an denselben herbeiführt, so ergeben sich die in Tafel 1 angeführten Stauchungswerte ε'. Mit denselben errechnet sich für verschiedene Belastungsstufen der fast durchweg gleichbleibende Beiwert a = 2060, dessen Abweichung von a = 2090, trotz der Verwendung von Beton geringer Druckfestigkeit, somit recht unerheblich ist.

Tafel 2 enthält die bei der Auswertung weiterer Versuche aus den beim jeweils erstmaligen Belastungswechsel ermittelten Beiwerte a. Dieselben ergaben sich ebenfalls ziemlich gleichbleibend.

Tafel 2.

Grösse des Beiwertes a der Gl. 1 nach Versuchen.

Würfelfestigkeit $\sigma_{w\,30}$ kg/cm²	a	Abgeleitet aus
146	2090	Forschungsarbeiten, Heft 227, Zusammenstellung 3
204	1600	» » 227, » 7
225	1360	» » 166-169 » 22
228	1200	» » 45-47 » 39
229	1160	D.A.f.E., Heft 38, Säulen Nr. 46 bis 48
247	1240	Forschungsarbeiten, Heft 45-47, Zusammenstellung 50
283	1150	Hdb. f. Eisenbetonbau, 1. Bd. 3. Aufl. » 34
284	1170	Forschungsarbeiten, Heft 227, » 7
320	1050	D.A.f.E., Heft 28, Säulen Nr. 53 und 54
376	1100	Hdb. f. Eisenbetonbau, 1. Bd. 3. Aufl. » 34
416	930	Forschungsarbeiten, Heft 227, Zusammenstellung 7

In der folgenden Abbildung sind die ermittelten Beiwerte als Ordinaten zu den entsprechenden Würfelfestigkeiten als Abszissen aufgetragen und mittels einer stetig verlaufenden Schaulinie, die durch Anpassung an die Versuchswerte gefunden wurde, miteinander verbunden worden. Damit ergibt sich die Abhängigkeit des Beiwertes a von der Würfelfestigkeit des jeweils verwendeten Betons.

Die Kenntnis der Veränderlichkeit des Beiwertes a ermöglicht es, das behandelte Formänderungsgesetz für die Klärung wichtiger statischer Probleme des Eisenbetonbaues anzuwenden. Inwieweit es mit ihm möglich ist, z. B. dem Knickproblem sehr schlanker Eisenbetonsäulen näherzutreten, wird in einer demnächst erscheinenden Abhandlung [1] ausgeführt.

Traduction.

Les efforts que l'on consacre à la statique des ouvrages en béton armé ont, comme on le sait, pour but d'adapter, dans toute la mesure du possible, les principes du calcul aux conditions effectives qui se présentent dans la pratique. Cette adaptation nécessite, en tout premier lieu, la connaissance des lois qui régissent les déformations du béton.

Parmi celles de ces lois qui ont été exprimées jusqu'à maintenant, il faut citer tout particulièrement celle de Bach-Schüle. On sait qu'elle se présente sous la forme exponentielle ; si l'on désigne par :

ε la compression du béton rapportée à l'unité de longueur ;

σ_{bt} la contrainte de compression du béton correspondant à cette compression et pouvant être considérée comme effective ;

E_q le degré de déformation du béton,

on a

$$\varepsilon = \frac{{\sigma_{bt}}^m}{E_b},$$

relation dans laquelle l'exposant m, de même que le degré de déformation, dépend des caractéristiques de résistance du béton. On sait que cette loi fait toutefois l'objet d'une restriction, car elle n'est valable que pour des contraintes de compression du béton allant jusqu'à environ 60 kg/cm².

Au delà, on a établi des lois de déformation ayant l'allure de fonctions hyperboliques et paraboliques des tensions. Pour un béton accusant une résistance au prisme de 173 kg/cm², Wohlers [2] a donné par exemple la relation suivante, qui est applicable jusqu'au voisinage de la charge de rupture :

$$\sigma_{bt} = 311000\,(1 - 450\,\varepsilon).$$

L'emploi dans la pratique des lois de déformation indiquées jusqu'à maintenant se heurte toutefois à une difficulté du fait qu'il n'est pas possible d'assigner, dans chaque cas, une valeur précise aux coefficients qui sont nécessaires, en fonction des caractéristiques correspondantes du béton. Pour cette

1. Olsen, Ueber den Sicherheitsgrad von hochbeanspruchten Eisenbetonkonstruktionen. Berlin, 1932, Verlag W. Ernst & Sohn.
2. Armierter Beton, 1918, p. 110.

raison, aucun résultat effectivement pratique n'a couronné les diverses tentatives qui ont été faites en vue de mettre en équation, dans des conditions aussi simples que possible, les relations parfois passablement compliquées que l'on déduit des lois ci-dessus mentionnées, entre les contraintes effectives auxquelles sont soumises les sections du béton et les charges extérieures correspondantes.

Je me propose, dans les lignes qui suivent, de montrer qu'il est possible de traduire convenablement, sous la forme d'une loi, et jusqu'au voisinage de la charge de rupture, les déformations que subit le béton en fonction de sa résistance à la compression, à condition de pouvoir définir nettement la loi de variation du coefficient « a », que contient la loi de déformation bien connue, établie par W. Ritter [1] :

$$\sigma_{bt} = \sigma_w \left(1 - e^{-a\varepsilon}\right) \tag{1}$$

Dans cette relation, σ_w désigne la résistance du cube de béton et $e = 2{,}71828...$ Les autres symboles sont connus.

Si l'on résout l'équation 1 par rapport à a on a :

$$a = \frac{1}{\varepsilon} \log \text{ nat } \frac{\sigma_w}{\sigma_w - \sigma_{b_t}} \tag{2}$$

Afin de mettre en évidence les limites entre lesquelles peut varier a, des mesures de compression, effectuées sur différents prismes de béton, ont été utilisées. On a tout d'abord interprété les essais mentionnés dans le fascicule 227 des « Forschungarbeiten auf dem Gebiet des Ingenieurwesens », tableau 3, sur un béton admettant une résistance au cube de 146 kg/cm² et les compressions élastiques mesurées par *Bach* et *Graf*. En reportant ces valeurs, rapportées à l'unité de longueur, dans l'équation (2), on obtient, pour différents régimes de charge, le coefficient absolument constant et accusant une valeur extrêmement élevée :

$$a = 2090$$

de telle sorte qu'il vient, pour le béton employé, la loi de déformation suivante :

$$\sigma_{bt} = 146 \left(1 - e^{-2090\varepsilon}\right)$$

Afin de montrer avec quelle précision la loi ci-dessus permet de suivre la déformation du béton, on a groupé dans le tableau 1, exprimés en kg/cm², les écarts obtenus pour différents régimes de charge, entre les contraintes de compression dans le béton provenant, d'une part, des mesures effectuées sur les prismes d'essai, d'autre part, des calculs effectués d'après cette relation.

Ainsi qu'on peut le constater sur ce tableau, et même pour des régimes de charge élevés, ces écarts sont si faibles que l'on peut considérer la loi de déformation indiquée comme valable jusqu'au voisinage de la charge de rupture. L'écart le plus important atteint seulement 3 kg/cm², l'écart moyen étant de 1,1 kg/cm².

1. Schweiz. Bauzeitung, 1899.

Tableau 1.

Comparaison entre les valeurs des contraintes de compression du béton obtenues à partir des lois théoriques de déformation et les valeurs effectives.

$\sigma_{w30} = 146$ kg/cm².

Valeurs expérimentales		$\sigma_{bt}=146\left(1-e^{-2090\,\varepsilon}\right)$			$\sigma_b = 146\left(1-e^{-1000\,\varepsilon}\right)$			Valeurs expérimentales	$\sigma_{bt}=146\left(1-e^{-2060\,\varepsilon'}\right)$		
σ_{bt} kg/cm²	ε	σ_{bt} kg/cm²	Ecarts. en kg/cm²		σ_b kg/cm²	Écarts. en kg/cm²		ε' 10e application	σ_{bt} kg/cm²	Écarts. en kg/cm²	
			+	−		+	−			+	−
16,1	0,0000575	15,4	—	0,7	8,1	—	8,0	0,0000576	16,8	0,7	—
32,3	0,000126	33,6	1,3	—	18,1	—	14,2	0,000127	33,6	1,3	—
48,4	0,000195	48,6	0,2	—	25,6	—	22,8	0,000204	48,8	0,4	—
64,6	0,000276	64,0	—	0,6	34,3	—	30,3	0,000294	65,6	1,0	—
80,8	0,000370	78,8	—	2,0	45,2	—	35,6	0,000400	81,5	0,7	—
97,0	0,000485	94,0	—	3,0	56,2	—	40,8	0,000532	97,0	—	—
Sommes des écarts			1,5	6,3		—	151,7			4,1	—
Écarts moyens			0,3	1,1		—	25,3			0,7	—

Pour comparaison, on a également indiqué sur le tableau 1 les écarts obtenus en appliquant la loi de déformation couramment utilisée jusqu'à maintenant :

$$\sigma^{bt} = 146\left(1 - e^{-1000\,\varepsilon}\right)$$

Ainsi qu'on peut le constater, ces écarts sont si importants qu'ils ne peuvent même pas être considérés comme donnant une approximation large. L'écart maximum atteint en effet 40, 8 kg/cm², l'écart moyen étant de 25,3 kg/cm².

La loi de déformation indiquée ci-dessus a été déduite de compressions déterminées pour une première application de la charge. On peut cependant l'appliquer même lorsque l'on envisage une succession répétée de mises en charge et de suppressions de la charge. Par exemple, si l'on considère la dixième application de la charge, pour laquelle on approche de l'état stationnaire, sans toutefois l'atteindre étant donné les régimes élevés dont il est question, on obtient les valeurs ε' indiquées dans le tableau 1. En partant de ces valeurs, et pour les différents régimes de charge, on obtient le coefficient presque constant $a = 2060$, qui ne s'écarte que peu de $a = 2090$, quoique l'on ait employé un béton de plus faible résistance à la compression.

On trouvera dans le tableau 2 les valeurs du coefficient a déterminées à la

suite d'essais ultérieurs et, dans chaque cas, pour une première application de la charge. Les résultats obtenus présentent une bonne uniformité.

Tableau 2.

Valeurs du coefficient *a* de l'équation (1) d'après les essais.

Rce du cube de béton kg/cm²	*a*	Origine
146	2090	Forschungsarbeiten, nº 227, tableau 3
204	1600	» 227 » 7
225	1360	» 166-169 » 22
228	1200	» 45-47 » 39
229	1160	D.A.f.E., nº 38, colonnes 46 à 48
247	1240	Forschungsarbeiten, nº 45-47, tableau 50
283	1150	Hdb. f. Eisenbetonbau, 1 vol., 3e éd., tableau 34
284	1170	Forschungsarbeiten. nº 227, tableau 7
320	1050	D.A.f.E., nº 28, colonnes 53 et 54
376	1100	Hdb. f. Eisenbetonbau, 1er vol., 3e éd., tableau 34
416	930	Forschungsarbeiten, nº 227, tableau 7.

Dans le graphique ci-contre, on a porté en ordonnées les valeurs du coefficient *a* et en abscisses les résistances du cube de béton. En joignant les valeurs qui concordent avec les résultats des essais, on a pu tracer une courbe continue, qui exprime la relation entre le coefficient *a* et la résistance du cube de béton, suivant la qualité du béton employé.

La connaissance des variations du coefficient *a* permet d'utiliser la loi de déformation ainsi obtenue pour la résolution de problèmes statiques présentant une grande importance pour la construction en béton armé. Nous traiterons, dans un mémoire qui doit paraître prochainement, le problème du flambage des colonnes en béton armé très élancées et montrerons dans quelle mesure l'emploi des données ci-dessus permet de serrer le problème [1].

Zusammenfassung.

Es wurde gezeigt, dass es möglich ist, die Formänderungen des Betons in Abhängigkeit von seiner Druckfestigkeit bis in die Nähe der Bruchlast gesetzmässig recht zutreffend zu erfassen, wenn es gelingt, die Veränderlichkeit des in dem von W. Ritter aufgestellten bekannten Formänderungsgesetz [2]

1. Olsen, Ueber den Sichersheitsgrad von hochbeanspruchten Eisenbetonkonstruktionen, Berlin, 1932, W. Ernst & Sohn, éditeur.
2. Schweiz. Bauzeitung, 1899.

$$\sigma_{bt} = \sigma_w \cdot (1 - e^{-a\,\varepsilon})$$

enthaltenen Beiwertes a klarzustellen. Wird diese Gleichung nach a aufgelöst, so ergibt sich

$$a = \frac{1}{\varepsilon} \log \text{nat} \frac{\sigma_w}{\sigma_w - \sigma_{bt}} .$$

Um zu zeigen, innerhalb welcher Grenzen a schwanken kann, wurden die an verschiedenen Betonprismen vorgenommenen Stauchungsmessungen ausgewertet. Dabei ergab sich für die in Heft 227 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Zusammenstellung 3, angeführten Stauchungsmessungen, die für Beton mit einer Würfelfestigkeit von 146 kg/cm² gelten, der fast durchweg gleichbleibende überraschend hohe Beiwert a = 2090, sodass sich für den verwendeten Beton als Formänderungsgesetz die Beziehung

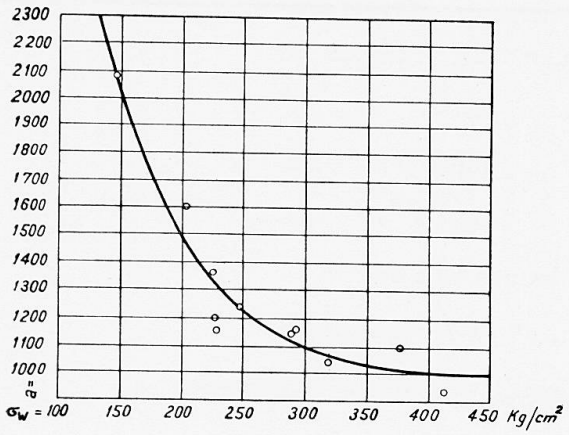


Fig. 1.

$$\sigma_{bt} = 146\,(1 - e^{-2090.\varepsilon})$$

ermittelt. Die Genauigkeit der Ableitung geht aus Tafel 1 hervor.

Tafel 2 enthält die bei der Auswertung weiterer Versuche ermittelten Beiwerte a. In einer Abbildung sind dieselben aufgetragen und mittels einer Schaulinie verbunden. Damit ergibt sich die Abhängigkeit des Beiwertes a von der Würfelfestigkeit des Betons.

Résumé.

L'auteur montre qu'il est possible d'exprimer d'une manière satisfaisante la déformation du béton en fonction de sa résistance à la compression par une loi mathématique, jusqu'au voisinage de la charge de rupture, à condition de pouvoir suivre nettement les variations du coefficient *a* contenu dans la loi de déformation connue, établie par W. Ritter [1] :

$$\sigma_{bt} = \sigma_w \left(1 - e^{-a\,\varepsilon}\right)$$

Si l'on résout cette équation par rapport à *a*, on a :

$$a = \frac{1}{\varepsilon} \log \text{nat} \frac{\sigma_w}{\sigma_w - \sigma_{b_t}}$$

Afin de montrer entre quelles limites peut varier *a*, des mesures de déformation par compression, effectuées sur différents prismes de béton, ont été utilisées. C'est ainsi que les mesures qui font l'objet du tableau 3 des « Forschungarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens », fascicule 227, ont

1. Schweiz. Bauzeitung, 1899.

donné pour a une valeur extrêmement élevée et presque constante ; ces essais se rapportent à un béton accusant une résistance au cube de 146 kg/cm², de sorte que pour le béton considéré, on obtient une loi de déformation, qui se traduit par la relation suivante :

$$\sigma_{b_t} = 146 \left(1 - e^{-2090\,\varepsilon}\right)$$

Le tableau 1 met en évidence la précision que l'on peut attendre de cette relation.

Le tableau 2 donne des valeurs de a déterminées sur la base d'autres essais. Ces valeurs sont portées sur une figure et donnent une courbe, qui traduit la relation entre le coefficient a et la résistance du cube de béton.

Summary.

It has been shown that it is possible to find, in a manner well in accordance with law, the change of shape in the concrete depending on its compression strength up to the neighbourhood of the crushing load, if the variation in the index a in the well-known law of change of shape drawn up by W. Ritter,

$$\sigma_{bt} = \sigma_w \left(1 - e^{-a\,\varepsilon}\right)$$

can be clearly determined. Putting this equation in another form we have

$$a = \frac{1}{\varepsilon} \log \text{nat} \frac{\sigma_w}{\sigma_w - \sigma_{bt}}$$

In order to show within what limits a may vary, the measurements of « upsetting » made on various concrete prisms were calculated from. For the measurements of " upsetting " given in n° 227 of the " Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Zusammenstellung 3, " which hold for concrete with a cubic strength of 146 kg/cm², the nearly constant and surprisingly high value of $a = 2090$ was found, so that, for the concrete used, the relation

$$\sigma_{bt} = 146 \left(1 - e^{-2090\varepsilon}\right)$$

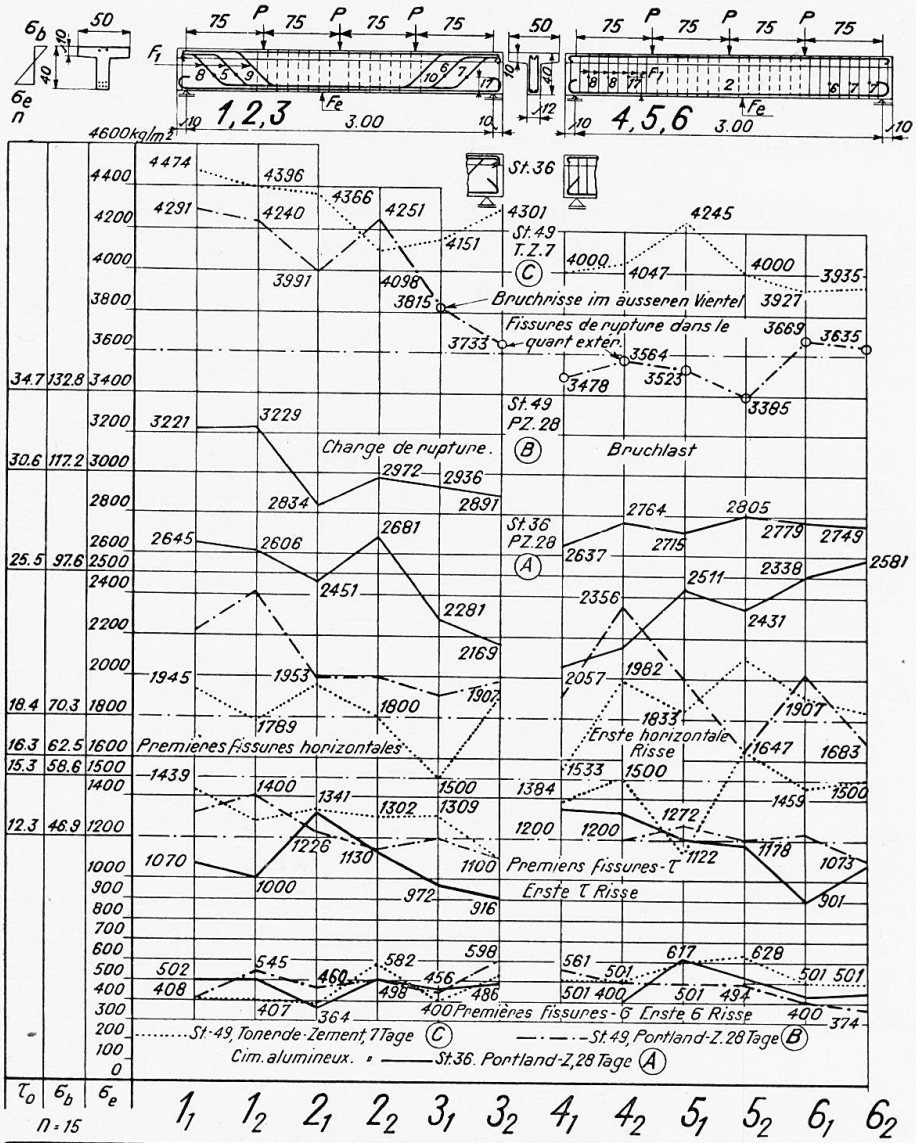
was determined as the law of change of shape. The accuracy of the deduction is seen from Table 1.

Table 2 contains the values of a determined from the results of further tests. They are shown plotted in a figure and are connected by a curve. From this the dependence of the index a on the cubic strength of the concrete is given.

Dr.-Ing. V. MIHAILICH,
Professor an der Technischen Hochschule Budapest.

Dank der finanziellen Unterstützung der Wissenschaftlichen Gesellschaft « Széchenyi » konnten im Laboratorium für Eisenbetonbau an der Technischen Hochschule in Budapest im Schuljahr 1931-32 Versuche mit einer grossen

Anzahl stahlbewehrter Balken von T-förmigem Querschnitt durchgeführt werden. Durch diese Versuche sollte das Verhalten der stahlbewehrten Balken

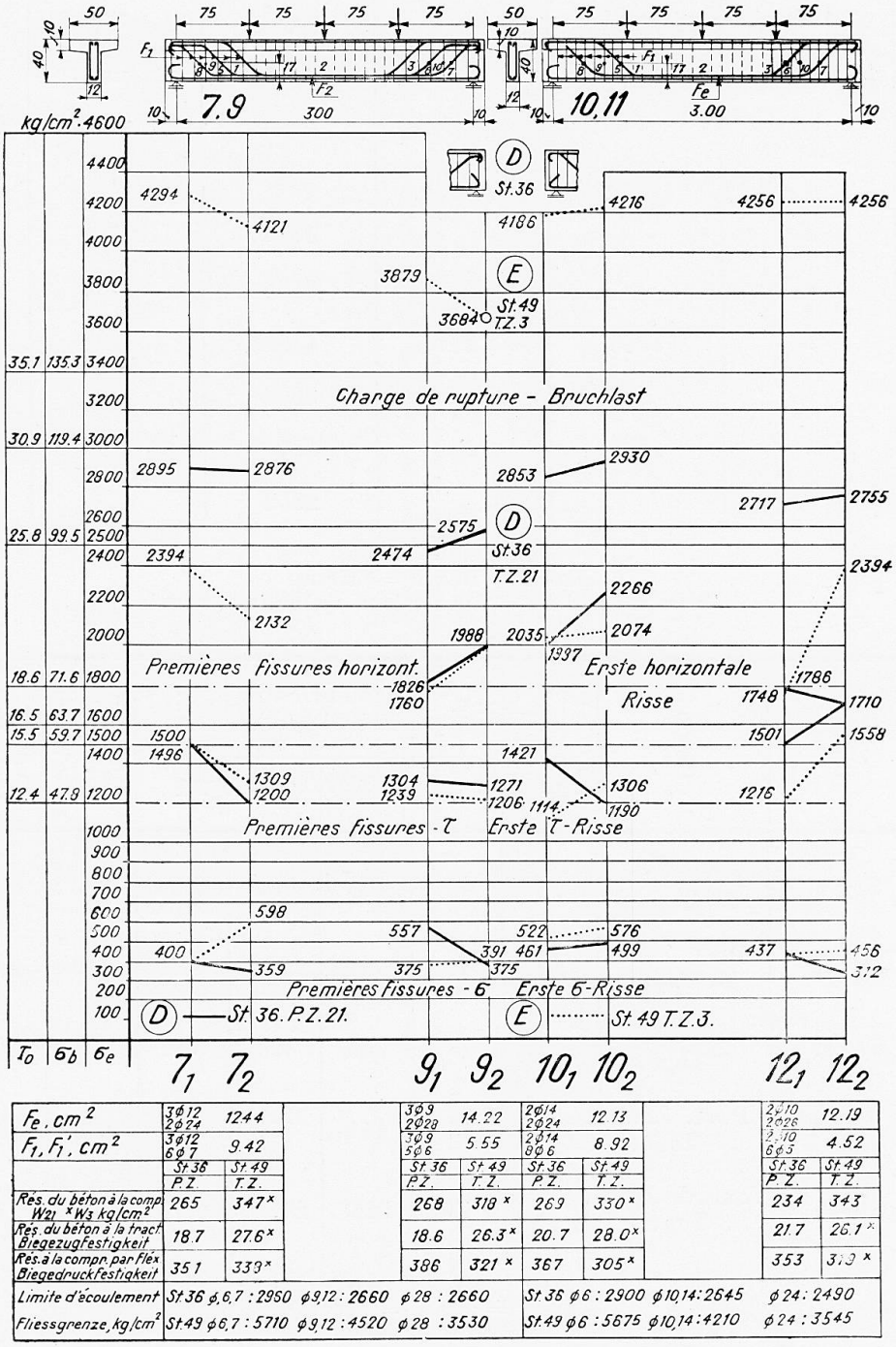


F_e, cm²	6φ16		12.06	3φ14 2φ22		12.22	3φ12φ 2φ24φ		12.44	2φ28			12.31					
F_1, F_1', cm²	3φ16		6.03	3φ14		4.62	3φ12φ		3.39	8φ8			8.08	8φ7		6.16	8φ6		4.56
	St.36	St.49		St.36	St.49		St.36	St.49		St.36	St.49			St.36	St.49		St.36	St.49	
	P-Z	P-Z	T-Z	P-Z	P-Z	T-Z	P-Z	P-Z	T-Z	P-Z	P-Z	T-Z		P-Z	P-Z	T-Z	P-Z	P-Z	T-Z
Rés. du béton à la compr. W_{28} x W_7 kg/cm²	326	251	492x	292	238	434x	328	250	429x	336	240	446x		328	236	370x	326	245	419x
Rés. du béton à la tract. Biegezugfestigkeit	26.1	20.0	21.1x	19.2	18.1	28.9x	22.3	22.9	24.3x	29.3	18.6	25.1x		22.0	19.5	21.5x	23.6	21.0	23.3x
Rés. à la compr. par flex. Biegedruckfestigkeit	328	403	378x	342	341	362x	350	377	412x	427	306	390x		354	304	371x	319	349	351x
Limite d'écoulement Fliessgrenze, kg/cm²	St36, φ12,14: 2605 St.49, φ 12,14,16			φ 16: 2830 4200			φ22,24: 2510 φ22,24: 3590			St.36, φ6,7: 2960 St.49, φ8,7: 5715				φ 8: 2840 φ 8: 4520			φ 28: 2260 φ 28: 3530		

Fig. 1a.

Fig. 1 a et 1 b. — Bruchrisse im äusseren Viertel = Rupture cracks in outer quarter.
Bruchlast = Breaking load.
Erste horizontale Risse = First horizontal cracks.
Erste Risse = First Cracks.
Tonerde-Zement 7 Tage = Aluminous cement 7 days.
Würfelfestigkeit = Compression strength of concrete.
Biegezugfestigkeit = Bending tensile strength of concrete.
Biegedruckfestigkeit = Bending compression strength of concrete.
Fliessgrenze = Yield point.

bezügl. der Tragfähigkeit und des Zeitpunktes des Auftretens, des Masses und des Charakters der Risse gegenüber jenem der Balken mit Flusseisenbewehrung geprüft werden.



	7_1	7_2	9_1	9_2	10_1	10_2	12_1	12_2
F_e, cm²	3Ø12 2Ø24	12.44	3Ø9 2Ø28	14.22	2Ø14 2Ø24	12.13	2Ø10 2Ø26	12.19
F_1, F_1', cm²	3Ø12 6Ø7	9.42	3Ø9 5Ø6	5.55	2Ø14 8Ø6	8.92	2Ø10 6Ø5	4.52
	St 36	St 49	St 36	St 49	St 36	St 49	St 36	St 49
	P.Z.	T.Z.	P.Z.	T.Z.	P.Z.	T.Z.	P.Z.	T.Z.
Rés. du béton à la comp. W_{21} x W_3 kg/cm²	265	347 x	268	318 x	269	330 x	234	343
Rés. du béton à la tract. Biegezugfestigkeit	18.7	27.6 x	18.6	26.3 x	20.7	28.0 x	21.7	26.1 x
Rés. à la compn. par Flex. Biegedruckfestigkeit	351	339 x	386	321 x	367	305 x	353	313 x
Limite d'écoulement	St 36 Ø 6,7 : 2950 Ø 9,12 : 2660 Ø 28 : 2660				St 36 Ø 6 : 2900 Ø 10,14 : 2645 Ø 24 : 2490			
Fliessgrenze, kg/cm²	St 49 Ø 6,7 : 5710 Ø 9,12 : 4520 Ø 28 : 3530				St 49 Ø 6 : 5675 Ø 10,14 : 4210 Ø 24 : 3545			

Fig. 1 b.
(Même légende que fig. 1 a page précédente).

Ausserdem hatten die Versuche den Zweck, durch direkte Spannungsmessungen an den aufgebogenen Eisen und an den Bügeln, die Frage zu klären, ob die in üblicher Weise berechnete Schubbewehrung vermindert werden könnte.

Balken	σ_e kg/cm²	σ_b kg/cm²	τ_0 kg/cm²	σ^e_s kg/cm²	F_1	
					Bügel	Schrägeisen
1	1200	46.2	12.1	1277	—	1
2	»			1663	—	0.766
3	»			2252	—	0.562
4	»	46.9	12.3	1387	1	—
5	»			1817	0.766	—
6	»			2456	0.562	—
7	»	47.5	12.4	1191		1
9	»			2009		0.587
10	»	46.9	12.1	1244		1
12	»			2362		0.515

Fig. 2.
Balken = Beam.
Etrier = Bügel = Stirrup.
Barre recourbée = Schrägeisen = Inclined bars.

Serie.	Eisen	Beton	Sand (5 mm) / Schotter (5-25)	Sandteile $\leq$ 1 mm Gewicht %	Zementfestigkeit kg/cm²		Wasser-Zementfaktor	Würfelfestigkeit kg/cm²	Biegezugfestigkeit kg/cm²	Biegedruckfestigkeit kg/cm²
					Druck	Zug				
A	St. 36	Port. Zem 28 Tage.	1 : 1.5	43	584	299	0.65	323	23.7	353
B	St. 49	Port. Zem 28 Tage.	1 : 1.1	43	584	299	0.69	243	20.0	347
C	St. 49	Tonerde Zem 7 Tage.	1 : 1.1	43	606	315	0.71	431	24.0	377
D	St. 36	Port. Zem 21 Tage.	1 : 1.1	43	444	274	0.69	259	19.8	364
E	St. 49	Tonerde Zem 3 Tage.	1 : 1.1	43	526* 2 T	27.6*	0.71	335	27.0	321

Fig. 3.
Acier = Eisen = Steel.
Béton = Beton = Concrete.
Ciment alumineux = Tonerde-Zement = Aluminous cement.
Ballast = Schotter = Rubble.
Poids = Gewicht = Weight.
Résistance du ciment = Zementfestigkeit = Strength of cement.
Compression = Druck = Compression.
Traction = Zug = Tensile
Rapport eau/ciment = Wasser-Zementfaktor = Water cement factor.
Résistance à la compression = Würfelfestigkeit = Strength of cube.
Résistance du béton à la traction par flexion = Biegezugfestigkeit = Bending tensile strength.
Résistance du béton à la compression par flexion = Biegedruckfestigkeit
= Bending compression strength.

Die Aussendimensionen aller Balken sind einander gleich. Der Querschnitt der gezogenen Eiseneinlagen ist in der Balkenmitte bei allen Balken fast der Gleiche. Die Daten für alle Balken enthält Fig. 1_a u. Fig. 1_b. Auf Grund der Schubbewehrung in den äusseren Vierteln der Balken sind aber vier Gruppen zu unterscheiden. In diesen aus 3-3 Balken gebildeten Gruppen ist die Schubbewehrung eine derartige, dass der Querschnitt der Schubeiseneinlagen stufenweise abnimmt. Fig. 2.

Tension de rupture = Bruchfestigkeit = Breaking strength σ_c kg/cm².

Serie	Acier Eisen Steel	Poutre. Balken. Beam. 1	2	3	4	5	6	7	9	10	12
A	St. 36. P.Z. 28	3225 / 1	2903 / 1	2914 / 1	2700 / 1	2760 / 1	2764 / 1				
B	St. 49. P.Z. 28	4265 / 1.322	4121 / 1.420	3774* / 1.294	3527* / 1.306	3454* / 1.251	3652* / 1.321				
		1.345			1.293						
C	St. 49. T.Z. 7	4435 / 1.375	4232 / 1.458	4226 / 1.450	4024 / 1.490	4123 / 1.494	3931 / 1.422				
		1.428			1.468						
D	St. 36. P.Z. 21							2885 / 1	2525 / 1	2892 / 1	2736 / 1
E	St. 49. T.Z. 3							4208 / 1.459	3782* / 1.498	4201 / 1.453	4256 / 1.556
								1.479		1.504	

Fig. 4.

Fünf Arten von Beton kamen zur Anwendung, so dass sich fünf Serien A, B, C, D, E unterscheiden lassen, wie dies Fig. 3. zeigt.

Alle Betonarten enthalten 270 kg Zement für den m³ fertigen Beton. Die Dehnungen der Eisen wurden in der Balkenmitte und in den Vierteln, wie auch an den Schrägeisen und Bügeln mittels Tensometer-Huggenberger gemessen. Ausserdem wurden noch die Betonverkürzungen an der oberen und unteren Seite der Platte, an vier Stellen des mittleren Balkenquerschnittes gemessen. Mittels Messuhren wurden die Durchbiegungen in den Lastenebenen gemessen.

Die Resultate der an 52 Plattenbalken vollzogenen Versuche können folgendermassen zusammengefasst werden :

1) Die Tragfähigkeit der Balken ist bei Ueberschreitung der Fliessgrenze

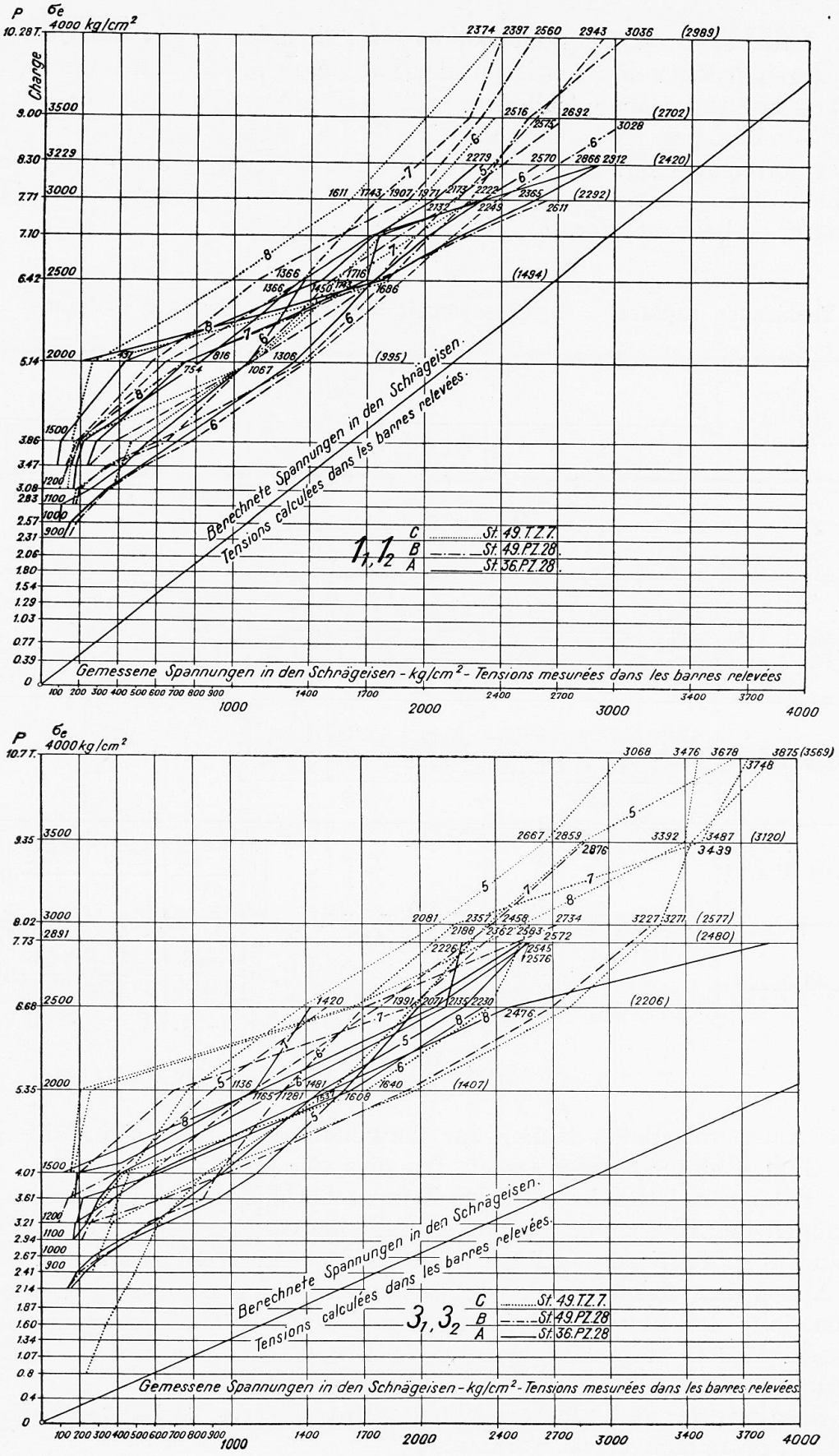


Fig. 5 et 6.
Berechnete (gemessene) Spannungen in den Schrägeisen
= Calculated (measured) stresses in the inclined bars.

der Eiseneinlagen an der Stelle des grössten Momentes erschöpft. Ausnahmen bilden nur die Balken 4, 5, 6 der Serie B (St. 49, P. Z. 28), bei denen das Ende

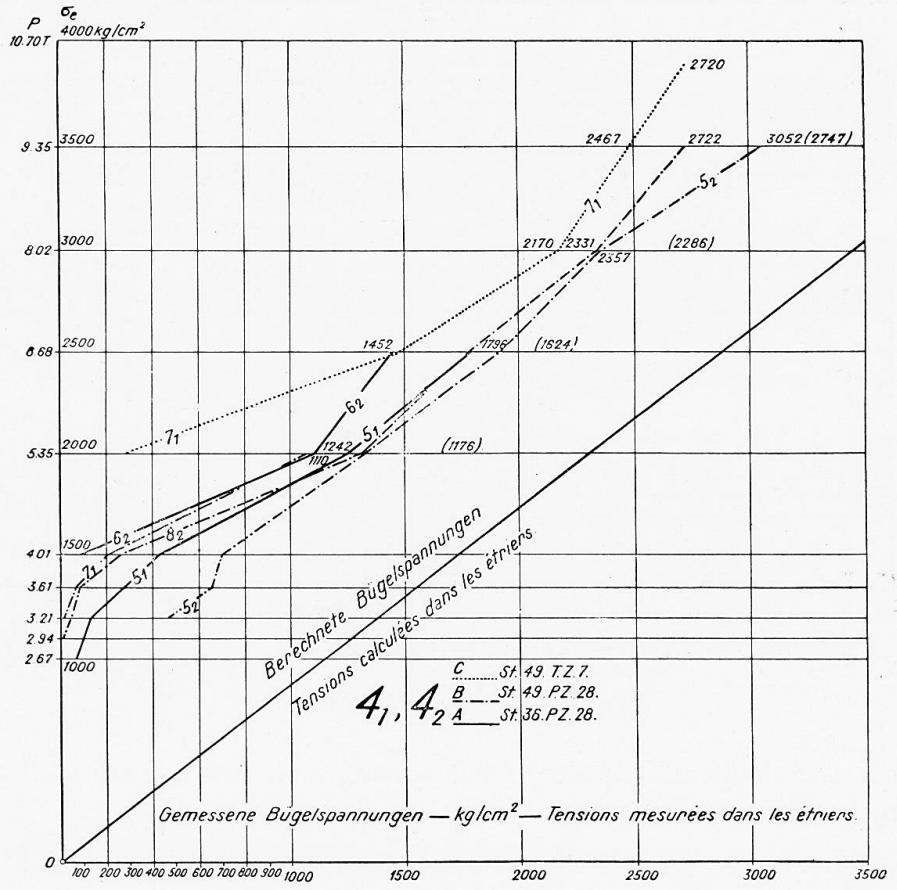


Fig. 7.
Berechnete (gemessene) Bügelspannungen = Calculated (measured) stresses in the stirrups.

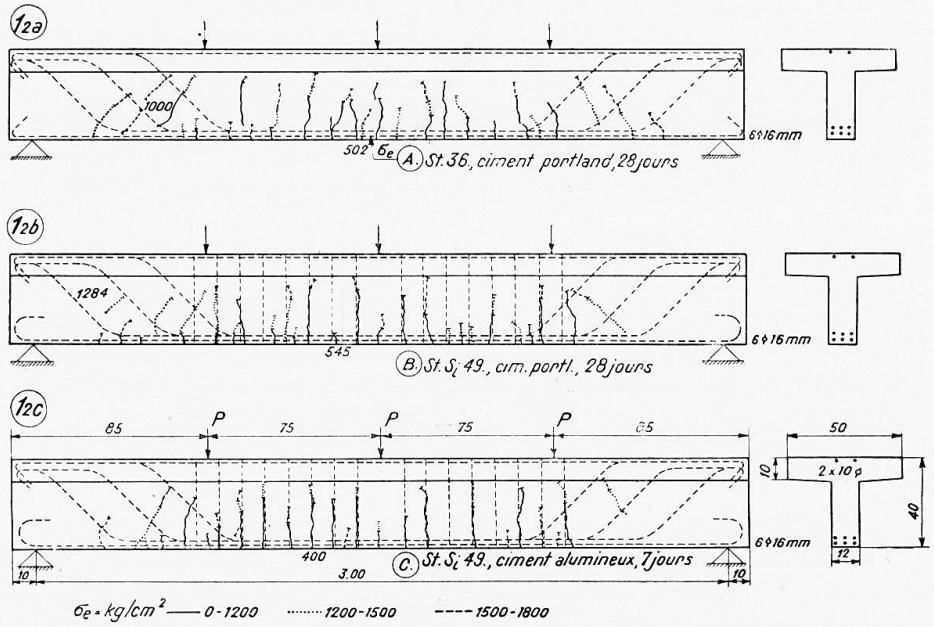


Fig. 8.
Ciment alumineux, 7 jours = Tonerdezement, 7 Tage = Aluminous Cement, 7 days.

des Tragvermögens mit Rissen im äusseren Viertel verbunden war, wobei gleichzeitig wagrechte Risse und solche, die eine starke Beanspruchung der Haken beweisen, auftraten. Eine Ausnahme bildet auch der Balken Nr. 3. der

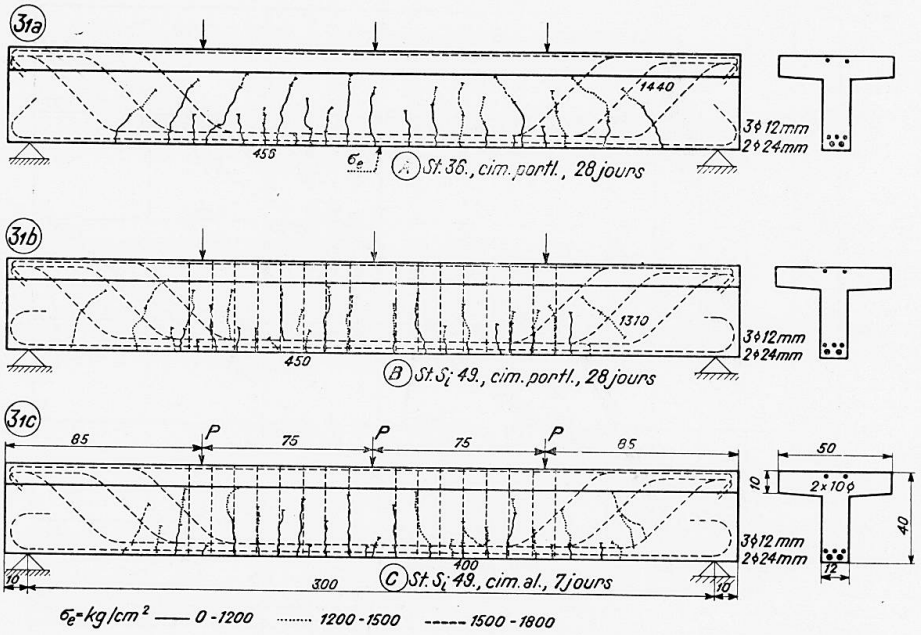


Fig. 9.

Serie B, bei welchem das zweite der aufgebogenen Eisen unmittelbar vor der Aufbiegung zu fliessen begann.

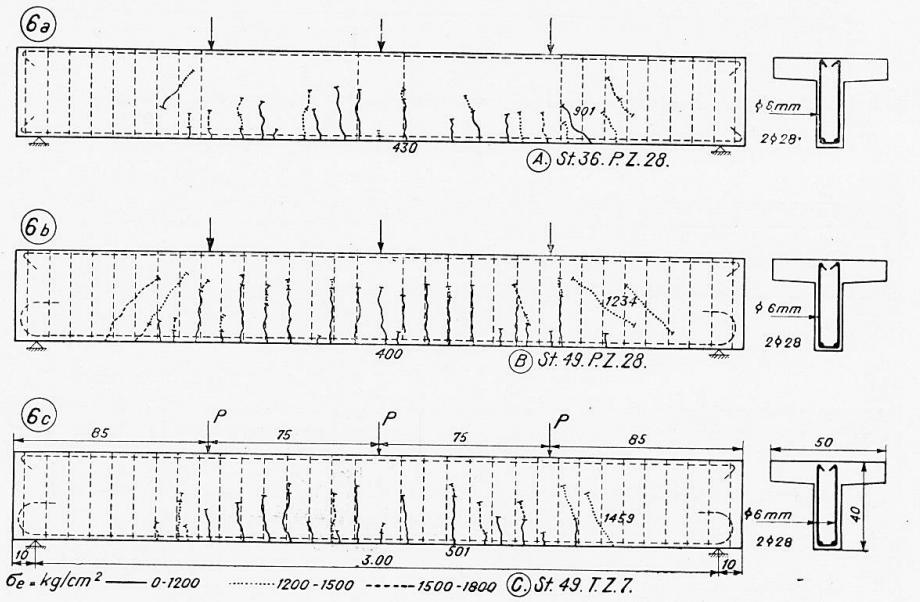


Fig. 10.

2) Das Tragvermögen der stahlbewehrten Balken ist um 29,3-34,5, respektive 42,8-50,4 % grösser bei der Serie B, resp. C und E, als die der Balken mit Flusseisenbewehrung. (Fig. 4.) Diese Zunahme entspricht bei Serie C und E der höheren Fliessgrenze des Siliciumstahles. Die Fliessgrenze des Silicium-

stahles war nämlich um 43,0-56,2 % grösser als die des Flusseisens (Fig. 1_a, 1_b).

Die Würfelfestigkeit des Betons der Serie B (P.-Z.) war im Durchschnitt nur 243 kg/cm², dagegen die der Serie C und E (Tonerde-Z.) 431, resp. 335 kg/cm².

3) Von den Balken mit Stahlbewehrung haben die der Serie C — welche mit dem höhere Festigkeiten aufweisenden Tonerdezement angefertigt waren — und zwar die Balken 1, 2, 3 um 6,15 %, die Balken 4, 5, 6 um 13,6 % höhere Tragfähigkeit ergeben, als die der Serie B aus Portlandzementbeton. Es scheint der Tonerdezementbeton, mit einer grösseren Würfelfestigkeit, eine grössere Haftung am Eisen zu entwickeln.

Zu bemerken ist, dass der Tonerdezementbeton eine kleinere Biegedruckfestigkeit aufweist, als die Würfeldruckfestigkeit (Fig. 3).

4) Die Verminderung des Querschnittes der Schubbewehrung von 43,8-48,5 % beeinflusste nicht das Tragvermögen der Balken. Ausnahme davon bildet der Balken Nr. 3 der Serie B und der Balken 9_2 der Serie E (Fig. 4).

Die an den Schrägeisen und Bügeln vollzogenen Dehnungsmessungen ergaben, dass die Beanspruchungen kleiner sind, als die in üblicher Weise berechneten (Fig. 5, 6, 7).

Das Tragvermögen der Balken Nr. 3 ist in der Serie A um 9,6 %, in der Serie C um 4,7 % kleiner, als die der Balken Nr. 1, aber dies ist in erster Linie der niedrigen Fliessgrenze der stärkeren Eisen zuzuschreiben.

5) Die ersten Zugrisse sind bei $\sigma_e = 342\text{-}628$ kg/cm² beobachtet worden. Bei $\sigma_e = 1200$ kg/cm² wiesen auch die Balken mit Flusseisen viele Risse auf. Die Risse haben bis $\sigma_e = 1800$ kg/cm² bei stahlbewehrten Balken eine Stärke von Haarrissen (Fig. 8, 9, 10). Bei $\sigma_e = 3600$ kg/cm² hatten diese Risse eine Stärke von beiläufig 0,1 mm. Die bei der Grenze von $\sigma_e = 1800$ kg/cm² beobachteten Risse waren grösstenteils, etwa zweidrittel von ihnen, schon bei $\sigma_e = 1200$ kg/cm² vorhanden, die Risse sind also nach Anzahl und Ausdehnung mit wachsendem Zug des Eisens bis zur Grenze von $\sigma_e = 1800$ kg/cm² nur in geringem Masse gewachsen.

Traduction.

Grâce à l'assistance matérielle de la Société Scientifique « Széchenyi » on a pu faire procéder par les soins du Laboratoire pour le Béton Armé de l'Université des Sciences Techniques à Budapest, à des essais sur un grand nombre de poutres à section en T, avec armatures en acier doux, et en acier siliceux. Ces essais avaient pour but de faire des comparaisons entre des poutres avec armatures en acier siliceux et d'autres poutres avec armatures en acier doux, essais portant sur leur capacité de charge, sur l'apparition des fissures et sur leur nature, ainsi que sur l'étendue de ces dernières. En outre, grâce à des mesures directes des tensions dans les barres cintrées et dans les étriers, ces essais devaient élucider la question de savoir si la section des armatures de cisaillement, calculée suivant la méthode habituelle, pouvait être réduite.

Les résultats des essais effectués sur 52 poutres sont actuellement à notre

disposition. Toutes ces poutres ont les mêmes dimensions extérieures : portée 3,00 m, hauteur 0,40 m, largeur de la nervure 0,12 m, largeur de la dalle 0,50 m, épaisseur 0,10 m. La section des aciers subissant la traction est à peu près la même au milieu de toutes les poutres. Suivant les armatures de cisaillement qui sont disposées aux quarts extrêmes des poutres, quatre groupes peuvent être distingués. Les armatures de cisaillement des poutres n^{os} 1, 2 et 3 consistent en barres cintrées à 45° seulement, les poutres n^{os} 4, 5 et 6 ne sont pourvues que d'étriers (Fig. 1 a), les poutres n^{os} 7, 8 et 9 possédant trois barres cintrées et des étriers, enfin les poutres n^{os} 10, 11 et 12 ont deux barres cintrées et des étriers (Fig. 1 b). Les armatures de ces groupes, qui sont formés de 3 poutres chacun, sont composées de telle sorte que la section des armatures de cisaillement diminue graduellement. La première poutre de chaque groupe a notamment été armée sur la base des taux admissibles (en kg/cm^2) suivants : résistance des aciers à la traction : $\sigma_e = 1200$,

résistance du béton à la compression $\sigma_b = 45$,

résistance du béton au cisaillement $\tau_o = 12$, résistance des barres cintrées et des étriers à la traction $\sigma_{es} = 1200$

Dans les deuxième et troisième poutres, les armatures calculées sur la base des données sous-indiquées, sont réduites graduellement, donc les efforts calculés dus à la traction s'élèveront ; par exemple, le rapport entre les sections des barres cintrées des poutres 1, 2 et 3 est 1:0,766 : 0,562, et les efforts calculés dus à la traction sont de 1277, 1663 et 2252 kg/cm^2, tandis que les aciers du milieu de la poutre sont sollicités à 1200 kg/cm^2. La fig. 2 fournit les données se rapportant à toutes les poutres.

Les armatures consistent en aciers doux et en aciers siliceux.

Cinq différentes compositions de béton ont été employées: on peut donc distinguer cinq séries (A, B, C, D et E) comme la fig. 3 l'indique.

Les poutres 1 à 6 constituent les séries A, B et C, les poutres 7 à 12 les séries D et E. Tous les bétons contiennent 270 kg de ciment, rapporté au mètre cube de béton préparé. Les poutres des séries A, B et D ont été maintenues humides pendant 10 jours, celles de la série C pendant 4 jours et celles de la série E pendant 2 jours. La résistance du béton à la traction a été déterminée au moyen de poutrelles de 0,15 sur 0,15 m de section et de 1,20 m de portée. Au milieu de ces poutrelles, deux poids égaux ont été appliqués à une distance de 0,20 m l'un de l'autre. La résistance du béton à la compression par la flexion a été déterminée au moyen des poutrelles d'essai prescrites par la circulaire allemande pour le béton armé.

Les poutres ont été soumises à l'action de trois charges concentrées, appliquées à des distances égales au quart de la longueur de la poutre. L'allongement des aciers a été mesuré, au moyen de tensomètres Huggenberger, au milieu et aux quarts de la portée des poutres, ainsi que sur les barres cintrées et les étriers. En outre, à quatre points de la section au milieu de la poutre, on a mesuré également la contraction du béton dans les plans supérieurs et inférieurs de la dalle. Dans le plan d'application des charges, les flèches ont été déterminées au moyen d'appareils de mesure.

Les résultats obtenus à la suite d'essais exécutés sur 52 poutres à section en T, peuvent être résumés comme suit :

1) Les poutres ont perdu leur capacité portante après que la limite d'écoulement des aciers a été dépassée et à l'endroit où les moments fléchissants ont atteint leur maximum. Toutefois les poutres 4, 5 et 6 de la série B (St. 49, P. Z. 28) font exception; en effet l'épuisement de leur capacité portante s'est produit en même temps que des fissures se formaient sur le quart extrême. A ce moment, se produisirent également des fissures horizontales et des fissures révélant la forte fatigue des crochets. La poutre n° 3 de la série B fait également exception ; la deuxième barre cintrée de cette poutre a commencé à s'étirer tout près de l'endroit où elle a été cintrée.

2) La capacité portante des poutres avec armatures en acier siliceux est supérieure de 29,3-34,5 respectivement de 42,8-50,4 %, pour les séries B, respectivement C et E, à celle des poutres avec armatures en acier doux (Fig. 4). Cette augmentation correspond pour les séries C et E à peu près à la limite d'écoulement plus élevée des aciers siliceux.

La limite d'écoulement des aciers siliceux était supérieure de 43,0-56,2 % à celle des aciers doux (Fig. 1 a, 1 b).

La résistance du béton à la compression du cube de la série B (Cim. Portl.) était en moyenne de 243 kg/cm² seulement, par contre, celle des séries C à E (Cim. al.) était de 431, et respectivement de 335 kg/cm².

3) La capacité portante des poutres de la série C, avec armatures en acier siliceux, confectionnées avec du ciment alumineux de grande résistance, dépasse celle des poutres de la série B, en béton de ciment Portland. Notamment les poutres n° 1, 2 et 3 de la série C possèdent une capacité portante supérieure de 6,15 %, les poutres n° 4, 5 et 6, de 13,6 %. Il semble, que le béton de ciment alumineux, d'une résistance plus grande, adhère mieux aux aciers.

Il faut faire aussi remarquer que la résistance à la compression par flexion du béton de ciment alumineux (Fig. 3) a été inférieure à la résistance à la compression du cube.

4) La diminution de la section des armatures de cisaillement, allant de 43,8 à 48,5 n'a pas influencé la capacité portante des poutres, à l'exception des poutres n° 3 de la série B et des poutres n° 9 de la série E (Fig. 4).

Les mesures effectuées sur les barres cintrées et aux étriers dans le but de déterminer leur allongement, ont prouvé que les fatigues étaient inférieures aux valeurs calculées suivant la méthode habituelle (Fig. 5, 6, 7).

La capacité portante des poutres n° 3 de la série A, était inférieure de 9,6 %, celle des poutres n° 3 de la série C de 4,7 % à celle des poutres n° 1. Cela doit être attribué en premier lieu à la plus faible limite d'écoulement des aciers de plus grande section.

5) Les premières fissures dues à la traction, se sont manifestées à 342-628 kg/cm². Pour $\sigma_e = 1200$ kg/cm² les poutres avec armatures en acier doux présentaient aussi de nombreuses fissures. Jusqu'à $\sigma_e = 1800$ kg/cm² les fissures des poutres avec armatures en acier siliceux étaient extrêmement fines, pour $\sigma_e = 3600$ kg/cm² leur épaisseur était de 0,1 mm environ. La plupart, environ deux tiers, des fissures qui ont été observées à la limite de $\sigma_e = 1800$ kg/cm² existaient aussi à $\sigma_e = 1200$ kg/cm², donc jusqu'à la limite de 1800 kg/cm², le nombre et l'étendue des fissures n'ont augmenté que dans une mesure res-

treinte par rapport à la contrainte de traction croissante des aciers (Fig. 8, 9, 10).

Zusammenfassung.

1) Die stahlbewehrten Plattenbalken stehen solchen mit Flusseiseneinlagen, was die Rissebildung anbelangt, nicht viel nach und haben bei Nutzlast noch eine Stärke von Haarrissen, so dass es auch bei stahlbewehrten Plattenbalken begründet erscheint, die zulässigen Beanspruchungen mit Rücksicht auf die höhere Fliessgrenze des Stahles zu erhöhen, vorausgesetzt, dass der Beton eine Mindestdruckfestigkeit von 335 kg/cm² aufweist.

2) Der in der üblichen Weise berechnete Querschnitt der Schubbewehrung liesse sich bei Balken auf zwei Stützen mit Stahlbewehrung um rund ein Drittel vermindern.

Résumé.

1) En ce qui concerne la sécurité contre les fissures, les poutres à section en T avec armatures en acier siliceux ne sont guère inférieures à celles dont les armatures sont en acier doux. Donc, il semble raisonnable d'augmenter les taux de travail admissibles pour les poutres à section en T avec armatures en acier siliceux, dans la mesure où s'élève la limite d'écoulement, à condition que la résistance à la compression du béton soit de 335 kg/cm² au minimum.

2) La section des armatures de cisaillement, calculée suivant la méthode courante, pourrait être diminuée du tiers environ, en cas des poutres à deux appuis avec armatures en acier silicieux.

Summary.

1) Rafts with girders reinforced with high-carbon steel bars are not much inferior to those with low-carbon steel bars, as far as cracking is concerned, and at working load they have only hair cracks, so that it seems justifiable also for rafts with girders reinforced with high-carbon steel bars to increase the permissible stresses in accordance with the higher yield point of the high-carbon steel, provided that the concrete has a cube-strength of at least 335 kg/cm².

2) The cross-section of the shearing reinforcement computed in the usual way, may be reduced by about one-third in beams on two supports and reinforced with high-carbon steel.

E. SUENSON,
Professor, Kopenhagen.

Die plastische Nachwirkung macht sich besonders bei grossen, kreuzbewehrten Platten bemerkbar.

Fig. 1 zeigt eine Platte von 16 cm Dicke mit 850 kg/m² ständiger Last. Die Durchbiegung dieser Platte ist im Laufe von einigen Jahren um ca. 4 cm

gewachsen. Das Zement : Sand : Kies-Verhältnis war 1 : 3 : 3, die Platte war mit 8 Rundeisen 12 mm per m in beiden Richtungen bewehrt. Die Platte, die in einem Operationszimmer als Fussboden diente, wurde im Winter 1924-25 angefertigt und verblieb lange in der Schalung. Später wurde sie mit der auf Fig. 1 gezeigten Isolierschicht und Tonplatten versehen. In der Mitte des Raumes, wo der Operationstisch stehen sollte, wurden die Tonplatten mit 2 cm Ueberhöhe verlegt.

Im Lauf der Jahre senkte sich die Mitte der Platte so viel, dass der Operationstisch im Wasser stand, und im Sommer 1930 machten die Durchbiegungen der Tonplatten ca. 3 cm und die der Unterseite der tragenden Platte wenig-

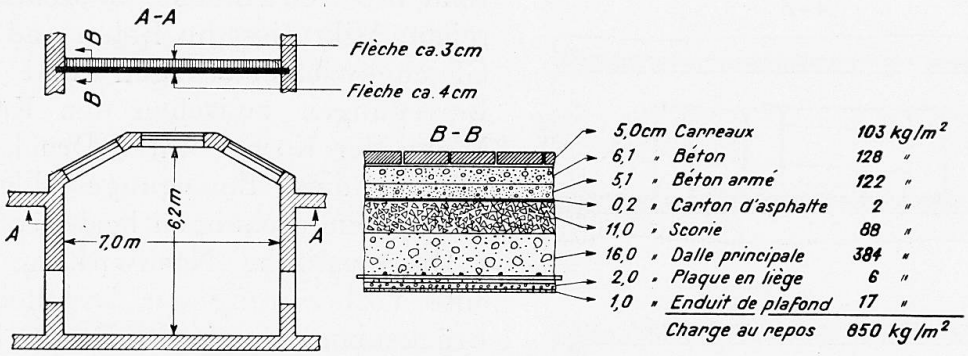


Fig. 1.
Carreaux = Platten = Slabs
Béton = Beton = Concrete
Béton armé = Eisenbeton = Reinforced concrete
Carton d'asphalte = Asphaltpappe = Asphaltic sheeting
Scorie = Schlacken = Clinker
Dalle principale = Deckenplatte = Ceiling plate
Plaque en liège = Korkplatte = Cork slab
Enduit de plafond = Deckenputz = Ceiling plaster
Charge au repos = Ständige Last = Dead load
Flèche = Durchbiegung = Deflection

stens 4 cm aus. Dass die Tonplatten sich weniger durchgebogen haben als die Unterseite der tragenden Platte, erklärt sich daraus, dass sie nur am letzten Teil der Durchbiegung teilgenommen haben.

Fig. 2 zeigt eine Platte von 23 cm Dicke mit 600 kg/m² ständiger Last und ausserdem 3 steinerne Wände tragend, welche auf die Platte aufgemauert waren. Die Schalung wurde Mitte November 1911 entfernt, und die Wände wurden 1 Monat später aufgemauert.

Im darauffolgenden Jahr begannen diese Wände rissig zu werden (Fig. 2), und die Risse erweiterten sich und wurden bis zu 7 mm breit. Eine Untersuchung Mitte Januar 1914 zeigte, dass die Platte unter den Wänden eingesunken war, sodass diese sich selbst als Wölbungen trugen, und dass die grossen Senkungen der Platte also nicht auf Wandlast, sondern auf die gewöhnliche, auf der Platte ruhende Last zurückzuführen war.

Das Zement : Sand : Kies-Verhältnis war 1 : 3 : 4, und die Platte war mit 6 Rundeisen 19 mm per m parallel mit den kurzen Wänden und 3,3 Rundeisen 17 mm per m parallel mit den langen Wänden bewehrt.

Die bewegliche Last dieser beiden Platten war ganz klein. Man sieht, dass eine ständige Last gefährlicher sein kann als eine bewegliche.

Um solchen Nachwirkungen vorzubeugen sind mehrere Massnahmen empfehlenswert :

1) Ein zementreicher Beton und eine niedrige Betondruckspannung.

2) Ein hochwertiger Zement.

3) Die Platte soll möglichst lange in der Schalung verbleiben.

4) Die Platte soll möglichst spät belastet werden.

Die plastische Nachwirkung scheint ein Schwindphänomen zu sein. Während des Schwindens entstehen zahlreiche Mikrorisse im Beton und damit Gleichgewichtsstörungen und kleine Bewegungen zwischen den Körnern. Wenn der Körper unter Druck steht, müssen diese Bewegungen bleibende Zusammendrückungen hervorrufen.

Die plastische Nachwirkung macht eine Vorbelastung der Druckeisen in Brückenbogen, wie Professor Melan es seinerzeit eingeführt hat, überflüssig.

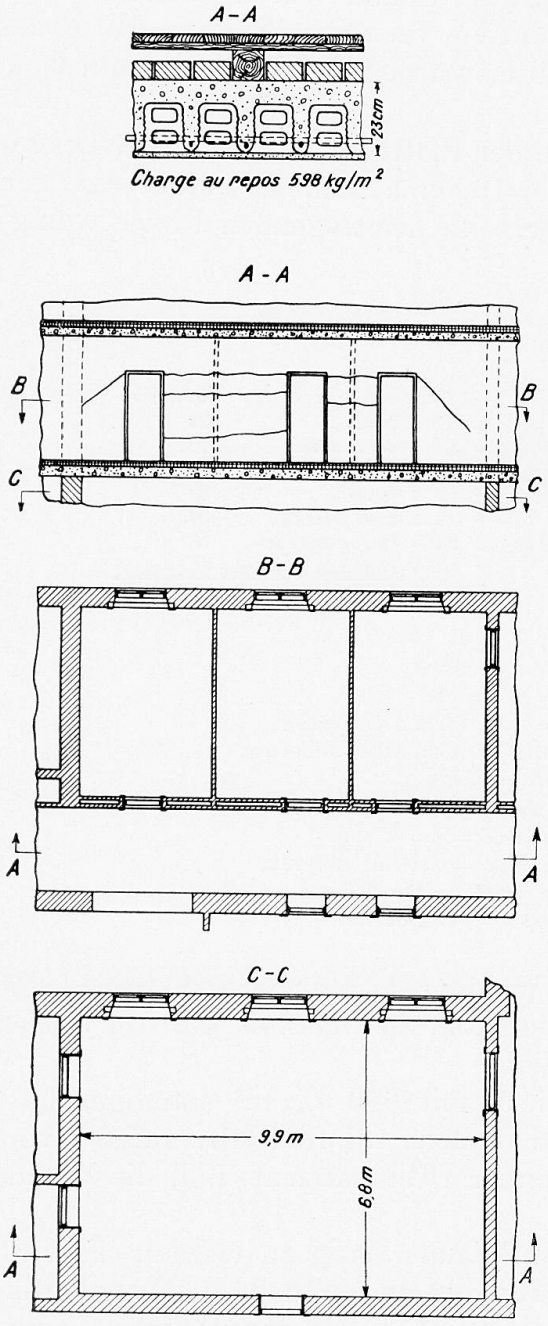


Fig. 2.
Charge au repos = Ständige Last = Dead load.

Traduction.

La déformation plastique retardée se fait particulièrement sentir dans les dalles de béton de grandes dimensions armées en croix.

La figure 1 représente une dalle de 16 cm. d'épaisseur, soumise à une charge permanente de 850 kg par mètre carré. Le fléchissement additionnel accusé par cette dalle au bout de 5 années était d'environ 4 cm.

La figure 2 représente une dalle de 23 cm d'épaisseur, supportant une charge permanente de 600 kg par mètre carré, non compris le poids de 3 murs de maçonnerie, qui ont été élevés sur cette dalle. La dalle a subi un fléchissement additionnel si prononcé qu'elle a cessé de pouvoir fournir un appui aux murs ci-dessus, dans lesquels se sont manifestées d'importantes fissures.

La charge mobile que ces deux dalles avaient à supporter était très faible. On constate qu'une charge permanente peut être plus dangereuse qu'une charge mobile.

Pour prévenir de telles déformations retardées, certaines précautions sont à recommander :

1) Employer un béton riche en ciment et adopter, pour le béton, des taux de travail faibles ;

2) Employer un superciment ;

3) La dalle doit rester aussi longtemps que possible dans le coffrage ;

4) La dalle doit être chargée aussi tard que possible.

La déformation plastique retardée paraît constituer un phénomène de retrait Pendant le retrait, de nombreuses fissures microscopiques se manifestent dans le béton et en conséquence des perturbations d'équilibre et des déplacements relatifs des éléments du béton les uns par rapport aux autres. Lorsque la pièce est chargée, ces déplacements doivent produire des compressions permanentes,

La déformation plastique retardée rend inutile la charge préliminaire des armatures travaillant à la compression dans les arcs de ponts, disposition que le Professeur Melan a introduite.

Dr. Ing. W. PETRY,

Geschäftsführendes Vorstands-Mitglied des Deutschen Beton-Vereins, Obercassel-Siegkeis.

Gestatten Sie, dass ich Ihre Aufmerksamkeit auf eine Arbeit von Dr. Ing. Schreyer, Essen « Elastizität und Festigkeit des Betons auf Grund von Würfelversuchen und relativen Spannungen » lenke, von der mir der Verfasser kurz vor meiner Abreise hierher einen Abdruck gesandt hat, und die demnächst in einer deutschen Fachzeitschrift veröffentlicht wird. Es handelt sich um die Auswertung von älteren und neueren Versuchen, die die Grundlagen der Elastizität und Festigkeit des Eisenbetons berühren.

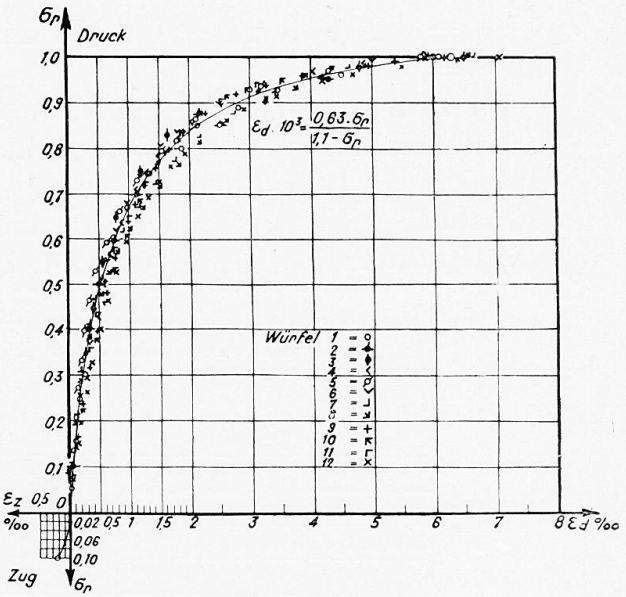


Fig. 1.
Druck = Compression.
Zug = tension.
Würfel = Cube.

Aus Würfelversuchen mit Beton aus Kiessand verschiedener Zusammensetzung, verschiedenem Zementgehalt und Würfelfestigkeiten zwischen 100 und 300 kg/cm², bei denen die Dehnungen bis zum Bruch gemessen wurden, ergab sich, dass die jungfräuliche Spannungsdehnungslinie für alle untersuchten Betonsorten für ein bestimmtes Verhältnis σ : W, d. h. für die relative Spannung σ_r nahezu konstant ist, dass also die zu den gleichen relativen Spannungen gehörenden Dehnungen nahezu gleich sind und bleiben. Für die relativen Dehnungen kann eine einzige hyperbolische Kurve angenommen werden. Sie folgt für die Druckelastizität und für die Zugelastizität näherungsweise den in Abb. 1 angegebenen Gleichungen.

Die Brauchbarkeit des hyperbolischen Elastizitätsgesetzes wurde an der Biegedruckfestigkeit nachgeprüft. Bei Biegedruckbeanspruchung kann die Spannungsverteilung in der Druckzone unter der Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte und gerissener Zugzone angegeben werden, sobald σ_r für die Betonrandspannung bekannt ist. Das Ergebnis zeigt Fig. 2

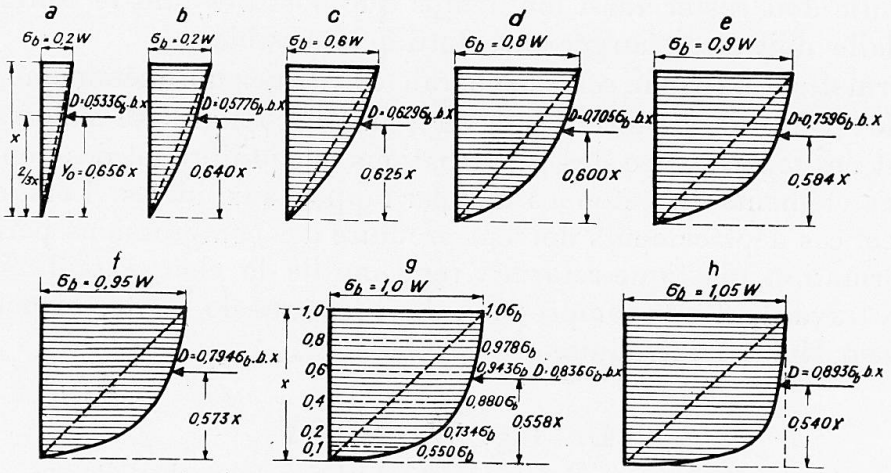


Fig. 2.

aus der die Veränderung des Spannungsdiagramms mit wachsenden σ_r deutlich zu erkennen ist. Die Spannungsverteilung ergibt sich nahezu dreieckförmig für

$\sigma_r = 0{,}2$ (σ_b Rand $= 0{,}2$ W) und nahezu rechteckig
für $\sigma_r = 1{,}05$.

Im Bruchzustand schwankt die relative Randspannung σ_r zwischen 0,9 und 1,1 je nach der Belastung. Sie ist umso kleiner, auf eine je grössere Strecke das Grösstmoment wirkt und umso grösser, je konzentrierter die Belastung angreift. Es wurden einige Balken aus vorhandenen Versuchsveröffentlichungen nachgerechnet. Das Ergebnis zeigt die Tabelle. Die letzte

Beispiel	Balkenabmessung d/b cm	Bewehrung %	Bruchmoment kg cm	Würfelfestigkeit W kg/cm²	Belastungsart	n nach Hyperbelgesetz	x in cm mit n = 15	x in cm mit Hyperbelgesetz	σ_B in kg/cm² mit n = 15	σ_B in kg/cm² mit Hyperbelgesetz	σ_e in kg/cm² mit n = 15	σ_e in kg/cm² mit Hyperbelgesetz	σ_B : W mit n = 15	σ_B : W mit Hyperbelgesetz
1	25,4/18,3	7,19	415000	109	100 / 300	79,2	16,67	19,9	161,6	103,2	837	1010	1,48	0,947
2	65/100	1,59	18500000	143	682,5	58,6	30,0	39,4	242	134,7	3740	4310	1,69	0,942
3	10,2/15,4	5,44	120200	220	50 / 250	46,3	6,52	7,4	336	213,7	2165	2530	1,53	0,971
4	8,3/14,9	7,17	78000	210	250	80,8	5,42	6,45	352	214,8	1825	2280	1,68	1,023
5	10,1/15,2	5,58	111700	170	200	22,3	6,47	8,61	323	181	2040	2775	1,90	1,065

Fig. 3 — Exemple = Beispiel = Example.
Dimensions des poutres = Balkenabmessungen = Beam dimensions.
Armature = Bewehrung = Reinforcement.
Moments de rupture = Bruchmoment = Breaking moment.
Résistance du béton sur le cube = Würfelfestigkeit = Strength of cube.
Mode de mise en charge = Belastungsart = Type of loading.
n, d'après la loi hyperbolique = n nach Hyperbelgesetz = n according to hyperbolic law.
x en cm d'après $n = 15$; x in cm mit $n = 15$; x in cm with $n = 15$.
x en cm d'après la loi hyperbolique = x in cm Hyperbelgesetz = x in cm hyperbolic law.
σ_B en kg/cm² avec $n = 15$; σ_B in kg/cm² mit $n = 15$; σ_B in kg/cm² with $n = 15$.

Spalte beweist, dass der Wert $\sigma_b : W$ bei Berechnung nach dem Hyperbelgesetz zwischen 0,947 und 1,065 schwankt. Bei der üblichen Berechnung mit $n = 15$ schwankt der Wert zwischen 1,48 und 1,90. Wir wissen alle, dass diese Werte nur Rechnungswerte sind und dass sich eben infolge des üblichen Rechnungsverfahrens eine scheinbar grössere Biegedruckfestigkeit im Vergleich zur Würfelfestigkeit ergibt.

Der letzte Teil der Arbeit beschäftigt sich mit dem Wert n und den Sicherheitszahlen im Eisenbetonbau. Es wird klargelegt, dass E_b und n mit wachsender Festigkeit und relativer Spannung veränderlich sind.

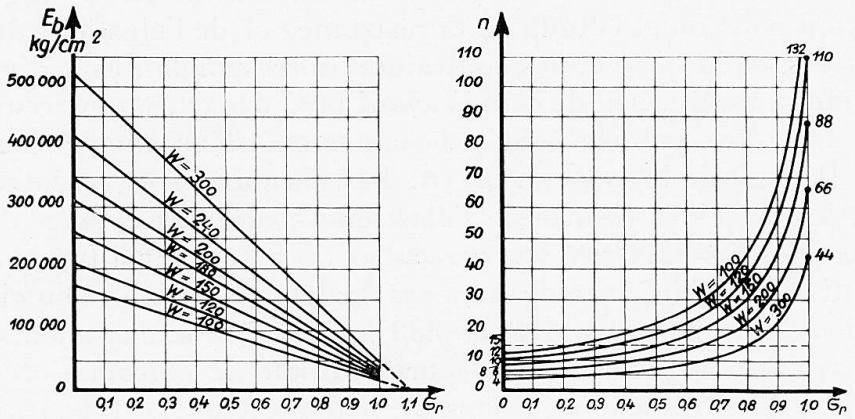


Fig. 4.

Der Wert $n = 15$ entspricht danach für die normalen mageren Betonmischungen mit $W_{b28} = 120$ kg/cm² keineswegs den Bruchspannungen, sondern nur den Gebrauchsspannungen. Erst für $W_b = 200$ kg/cm² ergibt sich für die Bruchspannungen beim Ueberwinden der Streckgrenze des Eisens $n = 15$. Den Bruchspannungen des normalen Betons mit normaler Bewehrung kommt der Wert $n = 25$ bis 32 zu.

Der Verfasser hält es für erwünscht, dass die zulässigen Beanspruchungen des Betons und Eisens so gewählt werden, dass die Sicherheiten bei beiden Baustoffen hinsichtlich des als gefährlich anzusehenden Spannungszustandes ungefähr gleich gross werden. Dies bedeutet eine wesentliche Erhöhung der zulässigen Biegungsdruckspannung.

Bei nachgewiesenem dauernd kontrolliertem hochwertigem Beton und entsprechend hohen zulässigen Beanspruchungen wären die Berechnungen dann allerdings nicht mit $n = 15$, sondern mit dem wirklich vorhandenen Mittelwert von n durchzuführen, der ungünstigere Betonbeanspruchungen ergibt.

Für stetig kontrollierten hochwertigen Beton sollten keine höheren Sicherheiten gefordert werden als für den normalen nicht kontrollierten Beton. Sonst würden der Anwendung hochwertiger Betonsorten unnötige wirtschaftliche Schwierigkeiten bereitet.

Der Verfasser kommt zum Schluss, dass das vorgeschlagene hyperbolische Elastizitätsgesetz mit einer einzigen relativen Dehnungslinie bis zum Bruch für alle praktisch in Frage kommenden Betonfestigkeiten von 100 bis 300 kg/cm² brauchbare Ergebnisse sowohl hinsichtlich der Beurteilung der Biegedruck-

festigkeit sowie der Veränderlichkeit und Bedeutung des Wertes n als auch hinsichtlich einer genaueren Erfassung der Sicherheitsverhältnisse liefert.

Da die den Ableitungen des Verfassers zu Grunde gelegten Würfelversuche und Messungen mit den einfachsten Mitteln durchgeführt werden mussten, so bedarf die zahlenmässige Auswertung noch einer Nachprüfung durch Versuchsreihen in gut ausgerüsteten Materialprüfungsanstalten.

Traduction.

Je me permettrai d'attirer l'attention sur un travail du Dr Ing. Schreyer, d'Essen, ayant pour objet l'étude de la résistance et de l'élasticité du béton sur la base des essais du cube et des contraintes correspondantes [1]. L'auteur vient en effet de me remettre, peu de temps avant mon départ, une épreuve de cette étude, qui doit être publiée tout prochainement dans une revue technique allemande. Il s'agit de la mise en œuvre d'essais anciens et récents, essais qui intéressent les principes mêmes de l'élasticité et de la résistance du béton.

Il résulte d'essais effectués sur des cubes de béton constitué avec un sable de composition variable, avec des teneurs également variables en ciment, avec des résistances variant entre 100 et 300 kg/cm², les allongements ayant été mesurés jusqu'à la rupture, que la courbe initiale de déformation en fonction de la tension, pour toutes les sortes de béton étudiées et pour un rapport déterminé $\sigma : W$, c'est-à-dire pour la contrainte relative σ_r est presque une droite de sorte que les allongements correspondant aux mêmes contraintes relatives sont presque constants. Pour les allongements relatifs, on peut adopter une courbe d'allure hyperbolique unique. Cette courbe suit approximativement, pour l'élasticité à la compression et pour l'élasticité à la traction, les équations indiquées sur la figure 1.

Les possibilités qu'offre la loi hyperbolique d'élasticité ont été contrôlées par la résistance à la compression en flexion. Sous l'influence d'une contrainte de compression à la flexion, on peut déterminer la répartition des contraintes dans la zone comprimée, en se basant sur l'hypothèse de la constance de la section et dans la zone fissurée correspondant à la traction à condition de connaître σ_r pour la contrainte périphérique dans le béton. Le résultat obtenu est représenté par la figure 2, qui met nettement en évidence la variation du diagramme de tension lorsque σ_r croît. La répartition des contraintes est sensiblement triangulaire pour $\sigma_r = 0,2$ (σ_b à la périphérie $= 0,2\,W$) et sensiblement rectangulaire pour $\sigma_r = 1,05$.

A la rupture, la contrainte périphérique relative σ_r oscille entre 0,9 et 1,1 suivant la charge. Elle est d'autant plus faible que le moment maximum intéresse une distance plus grande et d'autant plus grande que la charge est plus concentrée. Les calculs ont été effectués pour quelques poutres dont les résultats d'essais ont été publiés. Les résultats obtenus sont indiqués sur le tableau de la figure 3. La dernière colonne montre que la valeur de $\sigma_b : W$, dans le calcul d'après la loi hyperbolique, varie entre 0,947 et 1,065. Dans le calcul

1. Dr. Ing. Schreyer, Elastizität und Festigkeit des Betons auf Grund von Würfelversuchen und relativen Spannungen.

courant, avec $n = 15$, cette valeur varie entre 1,48 et 1,90, Nous savons bien que tous ces chiffres ne représentent que des valeurs calculées et que le calcul d'après la méthode courante donne une valeur apparente plus grande, pour la résistance à la compression par flexion, que celle que l'on obtient sur le cube de béton.

La dernière partie du travail se rapporte à la valeur de n et aux coefficients de sécurité dans la construction en béton armé. Il y est clairement établi que E_b et n varient avec l'augmentation de la résistance et de la contrainte relative.

La valeur $n = 15$ ne correspond par suite nullement, pour les mélanges maigres normaux accusant $W_{b\,28} = 120$ kg/cm², aux contraintes de rupture, mais seulement aux contraintes d'utilisation. Ce n'est que pour $W_b = 200$ kg/cm² que l'on a $n = 15$ pour les contraintes de rupture, lorsque l'on dépasse la limite d'écoulement des fers.

Pour les contraintes de rupture du béton normal, avec armatures normales, on a $n = 25$ à 32.

L'auteur exprime l'opinion qu'il serait désirable que les contraintes admissibles pour le béton et les fers soient choisies de telle sorte que les sécurités dans les deux matériaux, pour l'état considéré comme dangereux, soient à peu près équivalentes. Ceci impliquerait une notable augmentation de la contrainte admissible pour la compression à la flexion.

En ce qui concerne le béton à haute résistance faisant l'objet d'un contrôle constant et étant donné les contraintes admissibles élevées, les calculs ne devraient pas être effectués avec $n = 15$, mais bien avec la valeur moyenne effective de n, qui donne pour le béton des contraintes moins favorables.

Dans le cas du béton à haute résistance faisant l'objet d'un contrôle permanent, on ne devrait pas exiger des coefficients de sécurité plus élevés que pour le béton ordinaire ne faisant pas l'objet d'une surveillance. Il en résulte en effet des inconvénients d'ordre économique bien inutiles dans l'emploi des qualités du béton à haute résistance.

L'auteur en arrive à cette conclusion que la loi d'élasticité hyperbolique indiquée, avec une courbe relative d'allongement unique donne des résultats suffisants jusqu'à la rupture, pour toutes les valeurs de résistance du béton considérées, entre 100 et 300 kg/cm², tant en ce qui concerne l'évaluation de la résistance à la compression en flexion que la variation et l'importance exacte des valeurs de n, ainsi d'ailleurs qu'en ce qui concerne la valeur exacte du coefficient de sécurité.

Les déductions de l'auteur ont été appuyées sur des essais au cube de béton et sur des mesures effectuées avec les moyens les plus simples ; il serait donc bon de contrôler les chiffres fournis par des essais systématiques dans un laboratoire d'essai de matériaux bien équipé.

Dr. Ing. L. BERGER, Haïfa.

Die Feststellungen des Herrn Ing. G. Faber, dass die Durchbiegungen eines Eisenbetonbalkens selbst unter der Gebrauchslast zu einem beträchtlichen Teil

eine Funktion der Zeit sind und dass es sich bei der Frage der Beanspruchung von Eisenbetonbalken nicht um ein rein elastisches Problem handelt, kann aus eigenen Untersuchungen in vollem Umfange bestätigt werden.

Bringt man einen Kontrollbalken, wie sie auf Baustellen des öfteren für die Feststellung der Betonbiegedruckfestigkeit verwendet werden, durch rasches Aufbringen der Belastung in einigen Minuten zum Bruch, so erreichen die gemessenen Durchbiegungen sowohl unter der zulässigen Last wie unter der Bruchlast keineswegs die Werte, die man erreicht, wenn man die Last langsam im Laufe mehrerer Stunden aufbringt. Bringt man den Balken nicht zum Bruch, sondern lässt man die zulässige Last mehrere Tage auf dem Balken ruhen, so kann man feststellen, dass die Durchbiegungen sich im Laufe dieser Tage ebenfalls beträchtlich steigern.

Einen besonders augenfälligen Beweis für die Richtigkeit der von Herrn Faber getroffenen Feststellungen haben die von mir durchgeführten Durchbiegungsmessungen beim Bau der Sophienbrücke in Bamberg erbracht. Es handelte sich hierbei um die Untersuchung der als Balkenträger 45 m weit gespannten Mittelöffnung. Zwei Stunden nach erfolgter Absenkung des Lehrgerüstes betrug die grösste Durchbiegung in Balkenmitte nur 8 mm. Nach 11 Tagen hatte sich diese Durchbiegung auf 21 mm und nach 82 Tagen auf 29 mm erhöht. Zieht man von diesen Durchbiegungen die ebenfalls gemessenen Pfeiler- und Auflagersetzungen ab, so ergibt sich eine Steigerung der Durchbiegung von 7 mm auf 26 mm, d. i. eine 3,7 fache Vergrösserung der Durchbiegung, ohne dass irgendwelche erkennbare Risse aufgetreten wären. Die Messungen des Herrn Faber, die er nach seinem Bericht an kleinen Probebalken vorgenommen hat, sind also hier an einem grossen ausgeführten Brückenbauwerk in vollem Umfang bestätigt worden.

Es kann keinem Zweifel unterliegen, dass diese Tatsachen im Widerspruch mit der bisher allein als gültig anerkannten Elastizitätstheorie stehen.

Traduction.

L'opinion émise par M. O. Faber, suivant laquelle les fléchissements d'une poutre en béton armé, même sous l'influence de la charge normale, sont dans une large mesure fonction du temps, le problème des contraintes dans les poutres en béton armé n'étant ainsi pas seulement un problème d'élasticité, peut être confirmée pleinement par des recherches expérimentales convenables.

Considérons par exemple une poutre d'essai, telle que celles que l'on emploie fréquemment sur les chantiers pour déterminer la résistance du béton à la compression par flexion et soumettons cette poutre à l'action d'une charge croissant très rapidement jusqu'à obtenir la rupture. Les fléchissements mesurés, tant au passage à la charge admissible, que pour la charge de rupture de la poutre, ne seront nullement identiques à ceux que l'on obtiendrait en appliquant les mêmes efforts lentement en quelques heures. Si l'on ne pousse pas l'essai jusqu'à la rupture, mais que l'on s'arrête pendant plusieurs jours à la charge normale, on peut alors constater qu'au cours de ces quelques jours, les flèches augmentent encore d'une manière importante.

Les mesures des flèches que j'ai effectuées à l'occasion de la construction du Sophienbrücke, à Bamberg, confirment d'une manière particulièrement nette les indications que donne M. Faber. Ces mesures ont porté sur la travée centrale, constituée par une poutre de 45 mètres de portée. Deux heures après la descente du cintre, la flèche maximum au milieu de la poutre n'atteignait que 8 mm. Après 11 jours, cette flèche était passée à 21 mm et après 28 jours, elle atteignait 29 mm. Si l'on tient compte, dans ces flèches, des tassements également mesurés des piles et des massifs d'appui, on obtient encore une augmentation de la flèche de 7 à 26 mm, c'est-à-dire dans la proportion de 3,7, sans qu'aucune fissure, de quelque nature que ce soit, se soit manifestée. Les mesures que mentionne M. Faber ont été effectuées sur des poutres d'essai réduites; elles se trouvent donc pleinement confirmées ici par l'exemple que constitue cet ouvrage de dimensions importantes.

Il n'est pas douteux que ces constatations expérimentales ne soient en opposition avec la théorie de l'élasticité considérée jusqu'à maintenant comme seule valable.

M. FREYSSINET,

Ancien ingénieur des Ponts et Chaussées, Neuilly-sur-Seine.

Jusqu'à une date très récente, il a été universellement admis comme base de tous les calculs. que les variations de volume du béton par retrait, dilatation thermique et changement d'état élastique, étaient des phénomènes entièrement indépendants.

Dans la pratique cependant, cette hypothèse conduit à des conséquences d'une telle absurdité, que le calcul des effets du retrait et des changements de température n'est jamais fait en pleine sincérité, quand il n'est pas tout simplement passé sous silence.

Des observations faites en 1911 sur les déformations de trois voûtes que j'ai construites en 1909-1910 et qui demeurent, même après celles de Plougastel, les plus hardies du monde, m'ont amené à réfléchir aux dangers des hypothèses acceptées et aux moyens de les améliorer.

Mais c'est seulement en 1926 que j'ai pu, à l'occasion du pont de Plougastel, commencer les longues séries de mesures qui m'ont conduit à la définition des lois des déformations lentes du béton [1].

Presque dès le début des expériences, le fait capital d'un lien étroit entre le retrait et les contraintes m'est apparu clairement, et j'ai pu, dès le 22 septembre 1926, faire une communication à ce sujet à la Commission technique de la Chambre syndicale des Constructeurs français en Ciment armé.

Presque en même temps que moi, et dans une ignorance absolue de mes travaux, M. Faber s'attaquait au même problème et parvenait à des conclusions analogues aux miennes.

Les facteurs qui peuvent agir sur le retrait sont très nombreux ; en sorte qu'on peut répéter des expériences à l'infini sans retrouver deux fois les mêmes

1. Les expériences ont été faites par la Société des Entreprises Limousin (Procédés Freyssinet).

conditions ; un guide théorique apparaît comme extrêmement utile pour permettre de rattacher entre eux les résultats obtenus dans des conditions expérimentales non identiques.

En réfléchissant à ce problème, je me suis aperçu que les lois qui résultaient des expériences, étaient tout simplement des conséquences inéluctables, directes et très simples, des lois de la capillarité. Cette observation m'a permis d'édifier une théorie des liants absolument générale et qui embrasse, non seulement les ciments, mais tous les corps solides formés au sein d'un milieu liquide et permet d'en prévoir les propriétés mécaniques en fonction des circonstances de la formation des éléments solides qui les constituent.

J'en ai présenté un exposé provisoire, à l'École d'Ingénieurs de Lausanne, en septembre 1929, puis à l'Association française des matériaux de construction; puis j'ai donné au Congrès de Liége de 1930 un compte rendu résumé de toute la partie expérimentale.

Je vais indiquer ici les bases de la théorie.

Nul ne songera à contester le fait qu'un béton est un milieu poreux contenant de l'eau et de l'air. Le long des surfaces de séparation du liquide et du gaz, il y a évaporation, condensation, ou équilibre. Or, dans ce dernier cas, la théorie de la capillarité permet de calculer en fonction de l'état hygrométrique de l'air que j'appellerai ε, d'abord la dimension des ménisques séparatifs, ensuite la valeur des tensions que le liquide exerce sur les parois solides qu'il mouille.

Si les vides du solide sont plus grands que les dimensions de ménisques auxquelles conduit le calcul, il ne peut y avoir d'autre équilibre que la dessiccation totale — c'est le cas de beaucoup de plâtres, qui n'ont pas de retrait ; s'ils sont plus petits, le corps demeure saturé d'eau ; s'ils sont tels que des ménisques de la dimension donnée par le calcul puissent s'y établir ils s'y établissent effectivement soit par évaporation de l'excès d'eau soit par absorption aux dépens de la vapeur atmosphérique ; c'est le cas des corps doués de retrait.

Pour prouver ces affirmations, je pars de la loi fondamentale de la capillarité, la loi de Laplace.

Elle s'exprime par la formule :

$$\pi = A\left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}\right)$$

où π est l'excès de tension interne du liquide sur l'air, A la constante capillaire du couple eau-air, R_1 et R_2 les rayons de courbure des ménisques.

J'appelle D la quantité telle que $\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} = \frac{4}{D}$.

D est à peu près le double de l'épaisseur d'un interstice contenant le ménisque s'il est lamellaire, ou son diamètre s'il est tubulaire.

$$\pi = \frac{4A}{D}$$

D'autre part, Lord Kelvin a prouvé que la loi de la conservation de l'énergie implique comme conséquence directe de la loi de Laplace que la tension de la

vapeur émise par un liquide, c'est-à-dire, l'état hygrométrique de l'atmosphère en équilibre avec ce liquide, est fonction des quantités D ou π.

Pour l'eau à 15°, la loi est $\pi = 1.300$ kg. log. népérien $\frac{1}{\varepsilon}$ par centimètre carré.

Elle s'exprime aussi par

$$D = \frac{4 \times 0{,}6.10^{-7}}{\text{log. népérien } \frac{1}{\varepsilon}}$$

Ces deux lois physiques rigoureusement établies et universellement admises nous donnent donc sans autre hypothèse pour du béton en équilibre evaporatoire avec l'air ambiant, et d'ailleurs, pour tout autre corps poreux :

1° la dimension des canalicules du béton à l'endroit où sont établis les ménisques séparatifs de l'air et de l'eau ;

2° la tension exercée par l'eau contenue dans les canalicules sur les parois mouillées.

Voici les renseignements numériques pour les valeurs suivantes de ε : $\frac{1}{5}$, $\frac{2}{5}$, $\frac{3}{5}$, $\frac{4}{5}$, 1, en posant A = 75 milligrammes par centimètre.

Je donne les dimensions en prenant comme unité le diamètre moléculaire de l'eau que je prends égal à 2 mm. 6. 10^{-7} d'après Brillouin et Jean Perrin.

Pour des espaces cylindriques, les diamètres D sont, exprimés dans notre unité particulière : 10, 20, 36, 84. Pour des espaces lamellaires, l'épaisseur est moitié des chiffres ci dessus.

Les tensions π atteignent 2140, 1230, 685, 297, 0 en kg par centimètre carré.

On voit que les interstices actifs sont extrêmement petits, incomparablement plus petits que tout ce qui est observable au microscope.

Ceci admis je considère une section plane d'un corps contenant des pleins, des vides mouillés et des vides secs, répartis de manière à ce que joue la loi des grands nombres et qu'on puisse considérer que l'ensemble est homogène et isotrope.

Soient ω_p, ω_m, ω_s, les fractions pleines, mouillées et vides contenues dans une unité d'une section plane du corps. Par définition, ces quantités sont des constantes quelles que soient les sections, et par suite elles expriment les proportions en volume de pleins, vides mouillés et vides secs [1].

Il est aisé de voir que dans un tel corps la résultante des tensions hydriques dont j'ai donné les valeurs numériques ci-dessus, est égale à $\pi\omega_m$ pour toute section plane unité.

L'état élastique qui en résulte dans le système solide est rigoureusement identique à celui qui existerait si on supprimait l'eau, et si on remplaçait son action par une étreinte triple de valeur $\pi\omega_m$.

En effet, une telle étreinte s'exerçant à la surface d'une membrane imperméable enveloppant le corps, détermine sur toute section de celui-ci d'orientation quelconque, la pression par unité de surface $\pi\omega_m$.

1. ω_m est le volume de l'eau non combinée contenue dans l'unité de volume du corps.

Une telle étreinte détermine une déformation élastique pour une part et en général plastique pour une autre part. Cet ensemble constitue ce que nous appelons le retrait, qui n'est pas autre chose qu'une déformation mécanique sous l'effet des forces capillaires dont je viens de donner la grandeur et qui sont considérables. Le fait qu'il s'agit d'une étreinte triple de compression exclut d'ailleurs toute possibilité de rupture du béton ; seules des réductions de volume élastiques ou permanentes sont possibles.

Y a-t-il d'autres causes du retrait ? Ce n'est pas impossible ; mais je dois dire qu'en déduisant les très nombreuses conséquences des faits fondamentaux ci-dessus et en les comparant aux propriétés réelles des ciments, je n'ai pas rencontré l'utilité de faire intervenir d'autres facteurs. Je crois donc que dans le domaine ordinaire où nous employons le ciment, le retrait est un phénomène essentiellement mécanique et vraisemblablement extérieur aux molécules. L'existence de retraits chimiques ou électriques, comportant des regroupements d'atomes ou d'ions, reste possible, mais elle n'est pas établie par les faits actuellement connus.

Les conséquences qui peuvent être déduites des faits aussi incontestables qu'inattendus que je viens d'exposer, sont si nombreuses qu'il faudrait un volume pour les présenter. On peut retrouver à partir de là, toutes les propriétés des divers ciments mêmes les plus bizarres ; telles que les singularités du coefficient de Poisson de ces corps, qui varie avec la vitesse d'application des charges dans des proportions qui peuvent aller, de 1 à 10. C'est après avoir découvert théoriquement ces singularités, que j'ignorais, que j'en ai trouvé la confirmation expérimentale dans le volume de la Commission française du Ciment armé de 1906 qui contient de nombreuses déterminations expérimentales du gonflement transversal absolument incompréhensibles tant qu'on ne fait pas la remarque qu'avec une pompe à bras le temps nécessaire à l'établissement d'une pression dépend de celle-ci et des dimensions de la pièce.

Pour comprendre les phénomènes de retrait il faut maintenant prendre une idée concrète de la valeur des vitesses de dessiccation. La loi de Poiseuille va nous donner à cet égard des ordres de grandeur. La vitesse de circulation d'un liquide dans un canal très fin est $V = K \frac{P}{L} D^2$, D étant le diamètre du canal, $\frac{P}{L}$ la pression de circulation par unité de longueur. Pour $D = 20$ diamètres moléculaires (et pour de basses valeurs de ε les phénomènes de retrait peuvent mettre en jeu des canaux encore bien plus fins), la vitesse V sous 1 kg. par cm^2 et par centimètre de canal est de l'ordre de 2 cent. par siècle. Si l'eau se déplace sous forme de vapeur, le déplacement d'un même poids est encore plus lent [1].

On comprend dès lors que les phénomènes de retrait ne soient pas rapides et que les équilibres soient si longs à s'établir.

Je vais citer, sans les démontrer, quelques-unes des conséquences de la théorie :

---

1. Toujours en extrapolant les expériences et en supposant que K garde pour de très petits interstices des valeurs comparables à celles trouvées pour les tubes capillaires accessibles aux mesures directes.

1° dans le voisinage de l'équilibre, la loi du retrait du béton libre mécaniquement est une somme d'exponentielles du temps ;

2° le coefficient de dilatation du béton n'est pas constant ; notamment il varie avec la rapidité des changements de température dans de très fortes proportions ; il présente les mêmes singularités que celui de l'eau autour de 4 degrés ;

3° on peut déterminer, pour chaque nature de béton, le nombre et la forme des interstices et des corpuscules qu'ils séparent. On peut en effet, pour toute valeur de ε mesurer expérimentalement ω_m et ω_s, par pesée de l'eau évaporée. D'autre part, on connaît D fonction de ε. On peut donc calculer pour toute variation de ε la variation de la surface mouillée correspondante et en déduire la forme moyenne des vides et le développement total des surfaces mouillées ;

4° prévoir et expliquer toutes les singularités mécaniques des bétons.

Je prends l'exemple de la variation de la déformation élastique avec la durée de charge. Ce phénomène n'est pas autre chose qu'un retard à l'établissement de l'équilibre élastique, dû à l'eau incluse dans le béton.

Je suppose un béton maintenu en atmosphère à taux hygrométrique constant et en équilibre d'évaporation. Son volume est constant.

Je charge ce béton. Ce faisant, je déforme les interstices pleins d'eau et je déplace les ménisques.

Ce phénomène n'est pas instantané et donne lieu dans les premières heures de charge à des conséquences très curieuses concernant la variation de la valeur du coefficient de Poisson. On peut en particulier accroître le volume du béton en le comprimant. (Voir l'ouvrage de la C^{on} de 1906, pages 258 et suivantes.)

Supposons l'équilibre établi.

Il est évident que les nouveaux ménisques n'ont pas la même dimension D que les anciens. Leur D_1 peut être ou plus grand ou plus petit, selon la forme des vides et leur mode de déformation.

Dans l'hypothèse où D s'agrandit en moyenne, il y a d'abord diminution de π, c'est-à-dire du retrait, de plus il n'y a plus équilibre d'évaporation entre le béton et le milieu ; la tension de vapeur correspondant à l'équilibre s'étant abaissée, lé bétou perd de l'eau, c'est-à-dire prend du retrait, jusqu'à ce que D_1 soit revenu à sa valeur d'équilibre D.

La mise en charge modifie donc instantanément et les conditions de l'équilibre de retrait et l'état de retrait lui-même en libérant de l'eau, d'où une diminution considérable de la déformation de retrait, qui se retranche de la déformation déterminée par la charge, mais provisoirement. Il en résulte une variation non moins provisoire des modules d'Young et de Poisson.

Mes expériences prouvent que les ménisques s'agrandissent toujours par la charge ; et celles de M. Faber, qu'elles le font d'autant plus que le béton est plus sec ; on peut en tirer des déductions quant à la forme des vides.

D'autres considérations empruntées à la théorie cinétique des gaz et des liquides, je suis arrivé à déduire la forme et la grandeur des éléments constitutifs du ciment et le mécanisme de prise ; les raisons de l'influence du rapport $\frac{\text{ciment}}{\text{eau}}$ sur la résistance, l'explication des variations parfois bizarres du

retrait, celle des propriétés des ciments fondus, de leurs maladies, des particularités de leur retrait avec et sans charge.

L'intérêt de ces déductions est d'aboutir à des conclusions accessibles à des expériences relativement simples et de rapporter tout l'ensemble des phénomènes du ciment à un petit nombre de paramètres qui se substituent au nombre infini de variables qui rendent presque impossibles l'étude et le classement des phénomènes.

Résumé.

L'auteur expose un ensemble très important d'expériences et de vues théoriques originales concernant la déformation des ciments. (Les expériences ont été exposées dans les rapports présentés au Congrès de Liége de 1930).

Il a présenté au Congrès de Paris en Séance, un court résumé de la théorie du retrait à laquelle l'ont conduit ses résultats.

Partant de la loi de Laplace $\pi = A\left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}\right)$ d'une part, et du fait établi par Lord Kelvin que la tension de vapeur d'un liquide, c'est-à-dire l'état hygrométrique ε de l'atmosphère en équilibre avec le liquide est fonction de la courbure de la surface libre :

$$\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} = \frac{4 \times 0{,}6 \times 10^{-7}}{\log \text{ nep } \frac{1}{\varepsilon}}$$

L'auteur montre que pour tout béton et d'ailleurs tout corps poreux en équilibre d'évaporation on peut connaître ;

1) La dimension des interstices dans lesquels sont établis les ménisques.

2) La tension exercée par l'eau sur les parois mouillées.

Il prouve que de ce fait le béton est soumis aux mêmes effets que ceux produits par une contrainte extérieure $\pi\omega_m$; ω_m étant le volume de l'eau libre contenue dans le corps et π étant égal à

$$\pi = \frac{0{,}24\,A \times 10^{-7}}{\log \text{ nep } \frac{1}{\varepsilon}}$$

A = tension superficielle de l'eau

ε = état hygrométrique

Le retrait du ciment n'est pas autre chose que la déformation sous l'effet de la force variable $\pi\omega_m$.

Ayant établi cette loi fondamentale, l'auteur en déduit une série de conséquences relatives aux phénomènes de la déformation du béton, dont la principale est la variation apparente du Module d'Young du béton avec le temps, découverte par lui-même en 1926, retrouvée par M. Faber à peu près à la même époque, et confirmée depuis par de nombreuses recherches.

Zusammenfassung.

Der Verfasser beschreibt eine sehr lehrreiche Zusammenstellung von Erfahrungen und eigenen theoretischen Gesichtspunkten betreffend die Deformation des Zementes. Seine Resultate haben ihn zu einer Theorie des Schwindens geführt, von der ein Auszug hier vorliegt.

Ausgehend vom Gesetz von Laplace $\pi = A\left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}\right)$ einesteils und von der von Lord Kelvin festgestellten Tatsache, dass der Dampfdruck einer Flüssigkeit, dh. der hygrometrische Zustand ε der Atmosphäre mit der Flüssigkeit im Gleichgewicht, eine Funktion der Krümmung der freien Oberfläche ist,

$$\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} = \frac{4 \times 0{,}6 \times 10^{-7}}{\log_e \frac{1}{\varepsilon}}$$

anderseits, zeigt der Verfasser, dass man für jeden Beton, und übrigens für jeden porösen im Verdunstungsgleichgewicht sich befindlichen Körper kennen kann :

1) die Abmessungen der Zwischenräume, in denen die Menisken liegen,

2) die vom Wasser auf die nassen Wände ausgeübte Spannung.

Er beweist, dass der Beton den gleichen Einflüssen unterworfen ist, wie die durch äussere Spannungen $\pi\,\omega_m$ erzeugten; wenn ω_m das Volumen des im Körper sich befindlichen freien Wassers darstellt und

$$\pi = \frac{0{,}24\ A.\ 10^{-7}}{\log_e \frac{1}{\varepsilon}}$$

ist. A = Oberflächenspannung des Wassers, ε = hygrometrischer Zustand. Das Schwinden des Zementes ist nichts anderes als die Deformation unter dem Einfluss der veränderlichen Kraft $\pi\,\omega_m$.

Auf Grund dieses Fundamentalgesetzes leitet der Verfasser eine Reihe von Folgerungen betreffend die Erscheinung der Deformation des Betons, deren wichtigste die vom Verfasser im Jahre 1926 entdeckte, von Hrn. Faber ungefähr gleichzeitig wiedergefundene und seither durch zahlreiche Untersuchungen bestätigte augenscheinliche Veränderung des Elastizitätsmoduls des Betons mit der Zeit ist.

Summary.

The author describes a series of very important experiments and originatheoretical views concerning the deformation of cements. These results have led to a theory of shrinkage, of wich a short extract is given here.

Starting with Laplace's law $\pi = A\left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}\right)$, and with the fact established by Lord Kelvin, that the vapour pressure of a liquid, i. e. the hygro-

metric state ε of the atmosphere in equilibrium with the liquid, is a function of the curvature of the free surface :

$$\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} = \frac{4 \times 0{,}6 \times 10^{-7}}{\log_e \frac{1}{\varepsilon}}$$

The author shows that for all concrete, and also for all porous bodies in evaporation equilibrium, it is possible to know :

1) The dimensions of the interstices in which the menisci lie.

2) The tension exerted by the water on the wetted walls.

He proves that the concrete is submitted to the same influences as those produced by an external stressing $\pi\ \omega_m$; ω_m being the volume of free water contained in the body and

$$\pi = \frac{0{,}24\ A \times 10^{-7}}{\log_e \frac{1}{\varepsilon}}$$

where A = the surface tension of the water

ε = hygrometric state.

The shrinkage of cement is nothing else than the deformation caused by the action of the variable force $\pi\ \omega_m$.

Having established this fundamental law, the author deduces from it a series of conclusions regarding the phenomena of the deformation of concrete, of which the principal is the apparent variation in Young's modulus for concrete with the time, discovered by him in 1926, and found again by M. Faber at about the same period. It has since been confirmed by numerous investigations.

Rikard FROST,
Stockolm.

Je voudrais attirer votre attention sur le développement de chaleur dans les ciments et les bétons pendant la prise et le durcissement, car cette propriété produit certains effets physiques sur la matière d'une nature troublante par suite de la provocation de changements de longueur dans la masse concernant l'apparition de forces secondaires et même, souvent, des ruptures.

Cette capacité de développer de la chaleur est plus accentuée pour les ciments à prise rapide de grande résistance qui ont été mis sur le marché ces dernières années, que pour un ciment portland standard dépendant beaucoup d'une mouture finie et d'une action chimique plus rapide.

L'accroissement total de la température dépend aussi de la composition du ciment et des dimensions de la construction de sorte que plus le mélange est riche et plus les dimensions de la construction sont grandes, plus grande est l'élévation de la température et plus sensibles les troubles qu'elle provoque.

Comme la tendance dans les ouvrages en béton est à présent d'employer des mélanges plus riches qu'auparavant eu égard à la permanence du béton et comme vous employez en même temps des ciments d'une résistance supérieure vous devez prendre cet accroissement de chaleur en plus sérieuse considération qu'on ne l'a fait jusqu'ici.

Cette action est aussi une des causes principales pour lesquelles des ciments d'une grande résistance n'ont pas donné dans la pratique les résultats auxquels on eût été en droit de s'attendre d'après les essais préalables auxquels ils furent soumis dans les laboratoires compétents et selon les règles classiques des essais. Pour cette raison il faut changer les méthodes d'essai du ciment. Ainsi que des recherches aux Etats-Unis, en Suisse, en Suède et dans d'autres contrées faites sur des digues et d'autres fondations de grandes dimensions l'ont prouvé, il se produit souvent une élévation de température allant jusqu'à 50 ° C, causant ainsi des dommages considérables en ce qui concerne la résistance du ciment ainsi que sur ses autres qualités. Vous devez par conséquent être extrêmement prudents dans l'emploi de ciments de grande résistance en ce qui concerne les dimensions des pièces des ouvrages, le coefficient de sécurité, etc.

Nous avons eu en Suède quelques expériences très inquiétantes à cet égard et c'est pourquoi lors de la construction de grands ponts qui se poursuit présentement à Stockolm, l'Association suédoise de Ciment Portland en collaboration avec l'Académie des Sciences techniques de Suède a inventé un ciment qui produit une très petite élévation de température, qui est à prise lente, mais qui donne après trois mois la même résistance que le meilleur des ciments portland.

Ces qualités proviennent d'une contenance plus élevée en silicate que dans les ciments portland ordinaires : Sur ces ponts il sera pratiqué des recherches et des mesurations concernant l'élévation de la température dans le béton et j'espère que ces résultats seront publiés dans les brochures de notre Association de façon à ce que vous puissiez acquérir une meilleure idée de la gravité du problème de l'élévation de la température dans le ciment et le béton pendant la prise et le durcissement, qu'il n'a été possible de vous en donner par ce bref exposé.

VII

Septième Séance de travail.

Siebte Arbeitssitzung.

Seventh Working Meeting.

CONSTRUCTIONS MIXTES EN BÉTON ET POUTRELLES EN ACIER
VERBINDUNG VON EISERNEN TRÄGERN MIT BETON
GIRDERS IN CONJUNCTION WITH CONCRETE

VII A 1.

POUTRELLES EN ACIER ENROBÉES DE BÉTON. RAPPORT D'INTRODUCTION

VERBINDUNG VON EISERNEN TRÄGERN MIT BETON EINLEITENDES REFERAT

GIRDERS IN CONJUNCTION WITH CONCRETE. INTRODUCTORY REPORT

Dr. Ing. **LUIGI SANTARELLA**,
Professeur à l'École Polytechnique de Milan.

Voir aussi « Publication Préliminaire », p. 587. — *Siehe auch « Vorbericht », S. 537.*
See also " Preliminary Publication ", p. 587.

Le Prof. Dr. Ing. Luigi Santarella, de Milan, résume son rapport d'introduction en relevant les avantages qu'on réalise avec les constructions mixtes en béton et poutrelles en acier.

Il indique que même dans les pays où le coût de l'acier est relativement moins élevé que le coût du béton, et dans les constructions comportant un grand nombre d'étages ou une destination spéciale, il est très intéressant d'enrober la charpente métallique dans un béton simple ou armé. On augmente ainsi considérablement la résistance et la rigidité de la construction, la sécurité contre l'incendie et on réalise une protection meilleure de la charpente métallique.

Le béton et l'acier sont deux matériaux dont la mise en œuvre simultanée, dans des conditions judicieuses, permet de conférer aux ouvrages de remarquables et fort heureuses caractéristiques d'élasticité et de résistance.

VII A 2.

COLONNES EN ACIER ENROBÉES DE BÉTON OU DE BÉTON ARMÉ

VERBUNDSÄULEN

COMPOSITE COLUMNS

Dr. techn. e. h. F. v. **EMPERGER**,
Oberbaurat, Wien.

Voir « Publication Préliminaire », p. 595. — *Siehe « Vorbericht », S. 595.*
See " Preliminary Publication ", p. 595.

Participant à la discussion

Diskussionsteilnehmer

Participant in the discussion :

Dr. Ing. A. HAWRANEK,
Professor an der Deutschen Technischen Hochschule, Brünn.

Der Sicherheitsgrad von einbetonierten Stahlsäulen. Bemessungsformeln.

Der Sicherheitsgrad von zentrisch belasteten Eisenbetonsäulen wird vielfach auf die Bruchlast der Säule bezogen. Es wäre aber natürlich unzutreffend, daraus ableiten zu wollen, dass sich die tatsächlichen Spannungen im Eisen und Beton für die Gebrauchslast dem Sicherheitsgrad ν entsprechend gleichzeitig im selben Masse gegenüber den Spannungen im Bruchstadium reduzieren. Bei dreifacher Sicherheit werden also die für die Gebrauchslasten auftretenden Spannungen nicht jenen gleich sein, die sich aus der Division der Spannungen im Bruchstadium durch den Sicherheitsgrad ergeben. Wie Versuche zeigen, ist der Unterschied solcher rechnungsmässiger Spannungen gegenüber den tatsächlich auftretenden ziemlich gross.

Wenn es auch notwendig ist, den Verlauf des Verhaltens einer Säule bis zum Bruch versuchstechnisch und wissenschaftlich zu verfolgen, so interessiert den ausführenden Ingenieur bei der Bemessung von einbetonierten Stahlsäulen vor allem der Bereich der Spannungen in den Einzelstoffen für die Gebrauchslasten, da eine weitere Belastung im Bauwerk bis zum Bruch nicht vorkommt und sonst für die Gebrauchslasten die zulässigen Inanspruchnahmen vorgeschrieben sind, also eingehalten werden sollen. So lange kein Knicken der Säule in Frage kommt, sind nach den Vorschriften die Spannungen nachzuweisen, die den rechnerischen gegenübergestellt werden und die Rechnungsmethoden sollen derart sein, dass diese auch den tatsächlich auftretenden Spannungen, so weit dies möglich ist, entsprechen. Wenn dies nicht zutrifft, muss das Rechnungsverfahren abgeändert werden.

Liegen nun die tatsächlich gemessenen Betonspannungen wesentlich höher als die üblichen Rechnungsmethoden ergeben und werden die zulässigen Inan-

spruchnahmen des Betons, wie dies in letzter Zeit in verschiedenen Ländern geschehen ist, höher hinaufgesetzt, so können sich die wirklichen Betonspannungen bei der durch Versuche nachgewiesenen oft bedeutenden Streuung im positiven oder negativen Sinne, im letzteren Falle der Druckfestigkeiten des Betons, bedenklich nähern.

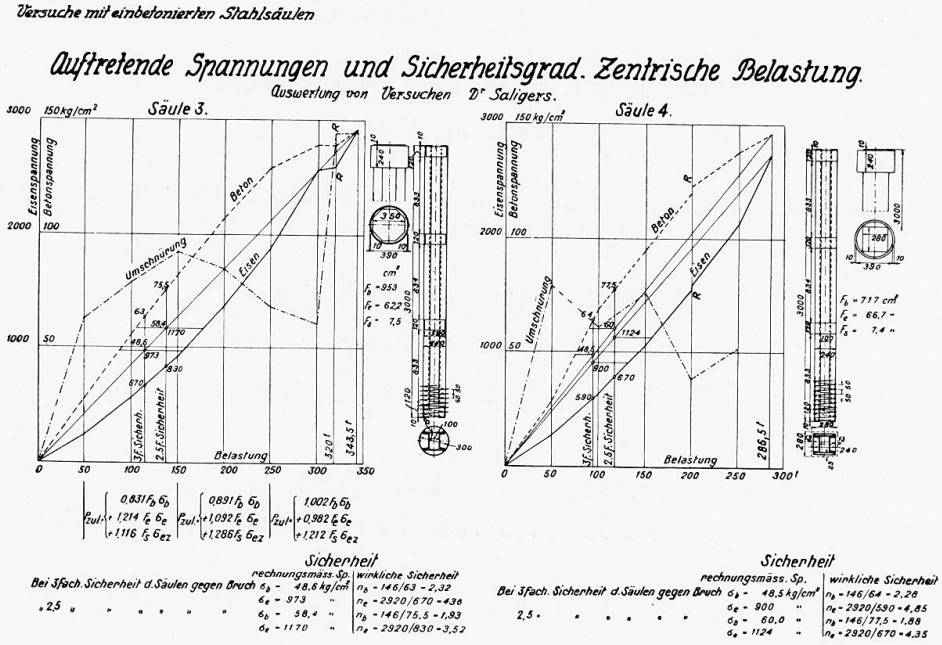


Fig. 1 et 2.

Essais sur poteaux en acier enrobés de béton. — Versuche mit einbetonierten Stahlsäulen. — Tests on steel columns encased in concrete.

Contraintes résultantes et coefficient de sécurité. Charge axiale centrée. — Auftretende Spannungen und Sicherheitsgrad. Zentrische Belastung. — Stresses and degree of safety with central loading.

Interprétation des essais du Dr. Saliger. — Auswertung von Versuchen Dr. Saligers. — Application of Dr. Saliger's tests.

Poteau. — Säule. — Column.

Contrainte dans le métal. — Eisenspannung. — Stress in steel.

Contrainte dans le béton. — Betonspannung. — Stress in concrete.

Frettage. — Umschnürung. — Circular reinforcement.

Béton. — Beton. — Concrete.

Acier. — Eisen. — Steel.

Coefficient de sécurité 3. — 3 fache Sicherheit. — Three-fold safety.

Charge. — Belastung. — Load,

Sécurité. — Sicherheit. — Safety.

Contraintes calculées. — Rechnungsmässige Spannungen. — Calculated stresses.

Sécurité effective, — Wirkliche Sicherheit. — Actual safety.

Pour un coefficient de sécurité de 3, pour les poteaux, contre la rupture, on a : $\sigma_b = 48{,}6$ kg/cm². — Bei 3 fach. Sicherheit d. Säulen gegen Bruch $\sigma_b = 48{,}6$ kg/cm². — With three-fold safety of column against breakdown $\sigma_b = 48{,}6$ kg/cm².

Da das Bestreben gerechtfertigt ist, die Spannungsberechnungen mit den Messungen der wirklich auftretenden Spannungen, so weit dies möglich ist, zur Uebereinstimmung zu bringen, soll die nachstehende Arbeit eine Klärung dieser Frage versuchen.

Setzt man also entsprechend dem Additionsgesetz nach Emperger für Säulen die zulässige Tragkraft

$$P_{zul} = \frac{1}{\nu}(F_b\, s_b + F_e\, s_e + F_{ez}.\ s_{ez}) = \frac{1}{\nu} P_{Bruch}\ ;\ \text{wobei}$$

s_b die Prismenfestigkeit des Betons.
s_e die Stauchgrenze der Längsbewehrung
s_{ez} die Streckgrenze der Umschnürung bedeuten, so erhält man in der Säule bei Berücksichtigung des Gesichtspunktes der Einhaltung der zulässigen Inanspruchnahmen beider Baustoffe zu viel Eisen und zu wenig Beton.

Zur Begründung seien die Versuche Prof. Dr. Saligers herangezogen (Der Bauingenieur 1931, Heft 15/16) und zwei Säulen herausgegriffen.

1) Die Säule Nr. 3 mit achteckigem Querschnitt, Bewehrung 2 ⊏-Eisen Nr. 18 sowie der Umschnürung von ø 7 mm Stärke und einer Ganghöhe von 5 cm und

2) Die Säule Nr. 4 mit quadratischem Querschnitt und der gleichen Bewehrung und Umschnürung.

In Abb. 1 wurden als Abszissen die Belastungen der Säule, als Ordinaten die Eisen- und Betonspannungen eingetragen. Die Spannungen des Betons sind aus den gemessenen Verkürzungen auf Grund der versuchstechnisch festgelegten Spannungsdehnungslinie ermittelt, auch die Eisenspannungen sind aus den unmittelbar gemessenen Verkürzungen abgeleitet. Man erhält dann eine Betonlinie und eine Eisenspannungslinie, ausserdem sind die Spannungen, die der Umschnürung entsprechen, eingetragen. Letztere sind jedoch nicht gemessen worden, sondern für die einzelnen Belastungsstufen aus dem Additionsgesetz abgeleitet. Jene Belastungen, bei denen die ersten Risse in der Schale aufgetreten sind, wurden mit R bezeichnet.

Endlich wurden noch Gerade gezogen, die die Spannungen im Bruchstadium mit dem Koordinatennullpunkt verbinden. Sie geben die Spannungen bei Annahme eines proportionalen Verlaufes der Spannungszunahme. Die Eisenlinie liegt unter der Geraden, die Betonlinie als Kurve darüber (Abb. 1 und 2).

Säule Nr. 3

Im Bruchstadium ist die	Betonspg.	146	kg/cm²
	Eisenspg.	2920	» »
Bei 3-facher Sicherheit kommt die	Betonspg.	48,6	» »
	Eisenspg.	973,0	» »
Bei 2,5 » » » »	Betonspg.	58,4	» »
	Eisenspg.	1170	» »

in Betracht.

Nun beträgt aber bei :

3-facher Sicherheit die tatsächl.	Betonspg.	63,0	kg/cm²
	Eisenspg.	670	» »
2,5 » » » »	Betonspg.	75,5	» »
	Eisenspg.	830	» »

Es sind also bei :

3-facher Sicherheit d. tatsächl.	Betonspg. um	30 %	grösser
	Eisenspg.	31 %	kleiner
2,5 » » » »	Betonspg. um	29 %	grösser
	Eisenspg.	29 %	kleiner

Wir sehen, dass die Unterschiede zu Ungunsten des Betons erheblich sind und dass der eigentliche Sicherheitsgrad, wenn man ihn auf die tatsächlichen

Gebrauchsspannungen bezieht bei :

3-facher rechnungsmässiger Sicherheit gegen Bruch
beim Beton bloss 2,32, beim Eisen aber 4,36
2,5 -facher rechnungsmässiger Sicherheit gegen Bruch
beim Beton bloss 1,95, beim Eisen aber 3,52 beträgt.

Dimensioniert man daher nach dem Additionsgesetz, so wird das Eisen nicht ausgenüzt, hingegen der Beton überbeansprucht. Es besteht also bei der wirklich um etwa 30 % höheren Beanspruchung des Betons bei nicht sachgemässer Ausführung eine grössere Gefahr. Wurde zu nass betoniert, so wird das Ergebnis noch schlechter.

Um zu sehen, welchem Gesetze die wirklich auftretenden Spannungen σ_b, σ_e, σ_{ez} (Umschnürung) in diesem Falle gehorchen, wurden Formeln entwikkelt, und für die ersten drei Belastungsstufen, das ist 50, 100, 150 t aus drei Gleichungen mit drei Unbekannten errechnet. Dieser Bereich I fällt in jenen der Gebrauchslasten; dann wurden noch für 150, 200, 250 t (Bereich II) und 250, 300, 343,5 t (Bereich III) die Formeln für die jeweilige Last P und die dabei auftretende Spannung aufgestellt. Sie lauten :

$$\text{Bereich I} \quad P = 0{,}831\ F_b.\ \sigma_b + 1{,}214\ F_e.\ \sigma_e + 1{,}116\ F_s.\ \sigma_{ez}$$
$$\text{Bereich II} \quad P = 0{,}891\ F_b.\ \sigma_b + 1{,}092\ F_e.\ \sigma_e + 1{,}286\ F_s.\ \sigma_{ez}$$
$$\text{Bereich III} \quad P = 1{,}002\ F_b.\ \sigma_b + 0{,}982\ F_e.\ \sigma_e + 1{,}212\ F_s.\ \sigma_{ez}$$

Man sieht, dass für den Bruchbereich III die Bruchlast der Säule angenähert durch

$$P = F_b.\ \sigma_b + F_e.\ \sigma_e + 1{,}2\ F_s.\ \sigma_{ez}$$

ausgedrückt werden kann ; aber für den Bereich der Gebrauchslast etwa mit

$$P_{zul} = 0{,}83\ F_b.\ \sigma_b + 1{,}20\ F_e.\ \sigma_e + 1{,}12\ F_s.\ \sigma_{ez} \ldots\ldots \text{A)}$$

gerechnet werden sollte, damit Uebereinstimmung herrscht. Der Beton hatte in diesem Falle, wie im folgenden, eine Würfelfestigkeit von 190 kg/cm² und eine mittlere Prismenfestigkeit von 146 kg/cm². Die Stauchspannung des Stahles betrug im Mittel 2790 kg/cm², die Streckspannung der Umschnürung 2890 kg/cm².

Säule Nr. 4, Abb. 2.

Für diese quadratische Säule ergeben sich ganz ähnliche Verhältnisse. Hier ist für die

Bruchlast : die Betonspannung 146,0 kg/cm²
» Eisenspannung 2730,0 » »

daraus ergibt sich bei :

3-facher rechnungsmässiger Sicherheit d.	Betonspng.	48,6	kg/cm²
	Eisenspng.	900,0	» »
2,5 » » »	Betonspng.	60,0	kg/cm²
	Eisenspng.	1124,0	kg/cm²

Die tatsächlich gemessenen Spannungen sind aber bei :

3-facher Sicherheit die	Betonspannung	64,0	kg/cm²
	Eisenspannung	590,0	» »
2,5 » » »	Betonspannung	77,5	kg/cm²
	Eisenspannung	670,0	» »

Es sind also bei :

3-facher Sicherheit d. tatsächl.				Betonspannung um	32%	grösser
				Eisenspannung »	34,4%	kleiner
2,5 »	»	»	»	Betonspannung »	29%	grösser
				Eisenspannung »	40%	kleiner

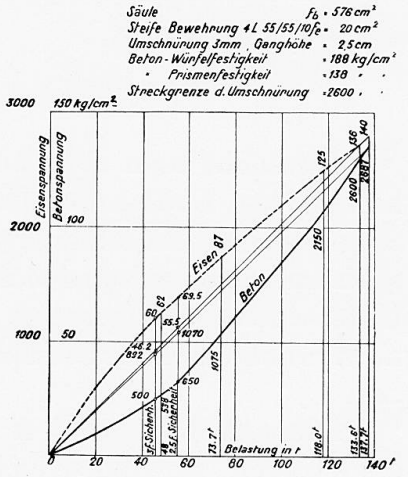
Es ist demnach der eigentliche Sicherheitsgrad bei :

3-facher rechnungsmässiger Sicherheit beim	Beton	bloss	2,28
	Eisen	dagegen	4,85
2,5 » » » »	Beton	bloss	1,88
	Eisen	dagegen	4,35.

Die Unterschiede sind also bei der quadratischen Säule noch grösser und zwar in gleichem Sinne.

Fig. 3.

Poteau. — Säule. — Column.
Armature rigide. — Steife Bewehrung. — Rigid reinforcement.
Frettage. — Umschnürung. — Spiral reinforcement.
Pas. — Ganghöhe. — Pitch of spiral.
Résistance du cube de béton. — Beton-Würfelfestigkeit. — Concrete-cube strength.
Résistance du prisme de béton. — Beton-Prismenfestigkeit. — Concrete-prism strength.
Limite d'écoulement des fers de frettage. — Streckgrenze der Umschnürung. — Yield point of spiral reinforcement.
Contrainte dans le métal. — Eisenspannung. — Stress in iron.
Contrainte dans le béton. — Betonspannung. — Stress in concrete.
Acier. — Eisen. — Iron.
Béton. — Beton. — Concrete.
Coefficient de sécurité. — Sicherheit. — Safety.
Charge en tonnes. — Belastung in t. — Load in tons.



Rechnet man wieder für die Bereiche I und II (Bereich III war wegen des Einflusses der Umschnürung unsicher) die Formeln für die Lasten aus je drei Gleichungsgruppen für die gleichen Laststufen und die tatsächlichen Spannungen aus, so ergibt sich für den

Bereich I $P = 0{,}986\ F_b\ \sigma_b + 1{,}02\ F_e\ \sigma_e + 1{,}015\ F_s\ \sigma_{ez}$

» II $P = 0{,}976\ F_b\ \sigma_b + 1{,}027\ F_e\ \sigma_e + 1{,}018\ F_s\ \sigma_{ez}$

Man sieht, dass sich diese Werte selbst für den Geltungsbereich der Gebrauchslasten (Bereich I) wenigstens für diesen Einzelfall und für die quadratische Säule dem Additionsgesetz nähert

$$P_{zut} = F_b\ \sigma_b + F_e\ \sigma_e + F_s\ \sigma_{ez} \ldots\ldots \text{B)}$$

Die Achtecksäule zeigt grössere Abweichungen.

In beiden Fällen wird unter rechnungsmässiger Sicherheit jene aus der Bruchlast abgeleitete verstanden, unter eigentlichem Sicherheitsgrad jener, der die Beziehung zwischen den Spannungen beim Bruch und jenen bei der Gebrauchslast herstellt.

Knapp vor Beginn des Kongresses erschien in den Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau Bd. I Seite 379 eine Abhandlung von Ing. I. N. Rengers, Leiter der Materialprüfungsanstalt in

Haag, über « Säulenversuche des holländischen Betonvereines in Amsterdam ».

In dieser Serie von 97 Versuchen sind auch Säulen mit steifen Profilen untersucht worden. Nur eine der Säulen sei beliebig herausgegriffen und in gleicher Weise wie die vorherigen untersucht, soweit sich dies aus den Angaben der Veröffentlichung machen liess, und in Abb. 3 wiedergegeben.

Die Abmessungen der Säule sind nachstehende :

Säulenquerschnitt 24 × 24 cm.
Steife Bewehrung 4 Winkel 55/55/10 mm.
Umschnürung Durchmesser ø = 3 mm, Ganghöhe 2,5 cm.
Betonwürfelfestigkeit 188 kg/cm².
Betonprismenfestigkeit 138 kg/cm².
Streckgrenze der Umschnürung 2600 kg/cm².

Der Abbildung ist in gleicher Weise wie früher zu entnehmen, dass

bei 3-facher Sicherheit die tatsächl.	Betonspng.	um	30,0 % grösser
	Eisenspng.	»	43,4 % kleiner
bei 2,5 » » » »	Betonspng.	»	25,5 % grösser
	Eisenspng.	»	39,2 % kleiner ist.

Untersucht man noch andere Säulen, so findet man ein ganz ähnliches Verhalten. Die Grösse der Unterschiede zwischen gerechneten und gemessenen Spannungen sind offenbar von der Betonqualität und von der Stärke der Umschnürung, sowie von den Stahleigenschaften abhängig und es scheint, dass diese Unterschiede bei besserer Güte der Baustoffe kleiner werden, immer aber noch erheblich sind. Die Spannungen in der Umschnürung wurden nicht gemessen.

In den Abb. 1) und 2) sind auch die Spannungsanteile der Umschnürung eingetragen, sie sind jedoch errechnet. Aus dem Verlauf der Linien lässt sich nichts positives sagen, höchstens, dass ihr Verlauf doch mehr oder weniger stetig ansteigend verlaufen müsste, abgesehen von der Nähe des Bruchstadiums, dass bei steigender Last noch ein Abfall der Kurve, wenigstens in Abb. 1 eintritt, kann nur in dem Mangel einer tatsächlichen Messung liegen.

Es ist jedenfalls klar, dass bei einer Laststeigerung bis zum Bruch jeder Teil der Säule (Beton, Längsbewehrung und Umschnürung) entsprechend seinen Eigenschaften für sich arbeitet und erst im letzten Stadium sich einer nach dem andern erschöpft und dabei zuerst die Umschnürung reisst, dadurch der Beton seiner zusammenfassenden Hülle verlustig wird und die vorher künstlich gesteigerte Stauchung sich in einer Zerstörung des Betons auslöst, so dass schliesslich bei dem geschwächten Querschnitt die Längseisen ausknicken. Diese Einzelvorgänge spielen sich zuletzt in kurzen Intervallen nach einander ab.

Weshalb man nur bei den zentrisch gedrückten Säulen aus dem Bruchstadium rechnen soll, während der weitaus grösste Teil der Druckbauglieder im Bauwerk exzentrisch beansprucht ist und dabei wiederum unter Zugrundelegung von zulässigen Spannungen gerechnet wird, ist schon der Konsequenz halber unbegreiflich.

Die in obigen Ausführungen festgestellten Tatsachen müssen noch an Hand von Versuchen geprüft werden, um die Zusammenhänge für verschiedene

Betongattungen und Bewehrungsprozente stark und steif bewehrter Säulen und ihren Einfluss auf die Spannungen im Bereich der Nutzlasten zu klären, bevor eine allgemein gültige Formel für die Berechnung von stark bewehrten und umschnürten Säulen empfohlen werden kann.

Die meisten der bisherigen Versuche lassen eine Kontrolle in dieser Hinsicht nicht zu, weil nicht alle erforderlichen Messungen vorgenommen wurden. Deshalb müssen noch weitere Versuche durchgeführt werden.

Bis dahin könnte man, da in der Formel A sowohl die Güte des Betons sowie des Stahls, als auch die Stärke der Bewehrung und Umschnürung mittelbar oder unmittelbar berücksichtigt ist, für das Stadium der Gebrauchslasten und unter Einhaltung der zulässigen Inanspruchnahmen benützten und zwar für kreisrunde und achteckige Säulen; für quadratische Säulen wird die Formel B noch überprüft werden müssen.

Traduction.

Le degré de sécurité des colonnes en acier enrobées de béton. Formules de calcul.

La marge de sécurité des colonnes en béton armé soumises à une charge centrée est souvent rapporté à la charge de rupture de la colonne. Il ne serait toutefois naturellement pas légitime de vouloir en déduire que les contraintes effectives dans les fers ou dans le béton, dans le cas de la charge normale, sont en comparaison avec des contraintes qui correspondent à l'état de rupture, dans le même rapport que cette marge de sécurité ν. Dans le cas d'une marge de sécurité de 3, les contraintes qui sont mises en jeu pour les charges en service normal ne sont nullement égales à celles que donnerait le quotient des contraintes correspondant à la rupture par le coefficient de sécurité. Ainsi que l'on peut le constater expérimentalement, l'écart entre ces contraintes calculées et les contraintes qui se manifestent effectivement est passablement élevé.

Si l'on envisage la nécessité d'étudier la manière dont se comporte une colonne en béton armé jusqu'à sa rupture, tant du point de vue expérimental que du point de vue théorique on se trouve amené, en pratique, dans le calcul des colonnes en acier enrobées de béton, à faire porter l'étude sur le domaine des contraintes qui se manifestent dans les éléments individuels pour les charges normales de service, car il n'y a pas à envisager, en construction, une surcharge allant jusqu'à la rupture ; d'ailleurs, les contraintes admissibles sont prévues pour les charges normales, c'est donc dans ces conditions qu'il faut en tenir compte. Tant que la question du flambage des colonnes n'intervient pas, il faut, d'après les règlements, contrôler les contraintes qui correspondent aux efforts calculés et les méthodes de calcul doivent être conçues de telle sorte que ces valeurs calculées elles-mêmes puissent correspondre précisément, dans toute la mesure du possible, à la manière dont se présentent les contraintes effectives. Si ce n'est pas le cas, il faudra modifier les méthodes de calcul.

Si les contraintes effectives mesurées dans le béton se trouvent notablement

au-dessus des valeurs fournies par les méthodes de calcul courantes et si par ailleurs les contraintes admissibles ont été relevées, ce qui s'est produit récemment dans certains pays, il pourra se faire, en tenant compte de la dispersion dans les deux sens que mettent souvent en évidence les essais, que les contraintes effectives accusent, dans le cas le plus défavorable, des valeurs dangereusement voisines de la rupture du béton à la compression.

Il est donc légitime de s'efforcer de faire concorder les contraintes calculées avec les valeurs des mesures des contraintes qui se manifestent effectivement, cela dans toute la mesure du possible et nous nous proposons, dans les lignes qui suivent, de donner quelques précisions à ce sujet.

Si, suivant la loi d'addition ou de superposition d'Emperger, on admet pour la puissance portante admissible des colonnes l'expression suivante :

$$P_{zul} = \frac{1}{\nu}(F_b\, s_b + F_e\, s_e + F_{ez}\, s_{ez}) = \frac{1}{\nu} P_B$$

dans laquelle on désigne par :

P_{zul} la charge admissible ;
P_B la charge de rupture ;
s_b la résistance du prisme de béton ;
s_e la limite de compression de l'armature longitudinale ;
s_{ez} la limite d'écoulement du frettage ;

on obtient pour la colonne, en tenant compte du principe de l'observation des contraintes admissibles dans les deux matériaux, d'une part, une section de fers trop importante, d'autre part, une section de béton trop faible.

Nous ferons appel, pour justifier ce point de vue, aux essais du Professeur Dr. Saliger (Der Bauingenieur, 1931, n° 15/16) et considérerons deux colonnes :

1. — La colonne n° 3, de section octogonale, avec armature constituée par deux fers ⊏ n° 18 et un frettage en hélice, en fils de 7 mm. de diamètre, suivant un pas de 5 cm ;

2. — La colonne n° 4, de section carrée, comportant la même armature et le même frettage.

Dans la figure 1, on a porté en abscisses les charges sur la colonne, en ordonnées les contraintes dans les fers et dans le béton. Les contraintes dans le béton ont été déterminées à partir des contractions mesurées et sur la base du diagramme de déformation établi expérimentalement. De même, les contraintes dans les fers ont été déterminées à partir de la mesure directe des contractions. On obtient ainsi une courbe pour le béton et une courbe pour les fers. On a tracé également une courbe représentant les contraintes dans le frettage. Ces dernières n'ont toutefois pas été mesurées, mais bien déduites, d'après la loi d'addition, pour les différents régimes de charge. Toutes les charges pour lesquelles se manifestent les premières fissurations dans l'enveloppe, sont marquées par la lettre R.

On a également tracé des droites qui joignent les valeurs des contraintes à l'état de rupture à l'origine des coordonnées. Ces droites représentent les contraintes qui correspondent à l'hypothèse d'une proportionnalité des accroissements. La courbe des fers est au-dessous, la courbe du béton au-dessus des droites correspondantes (figures 1 et 2).

Colonne n° 3.

A l'état de rupture, les contraintes sont les suivantes :

Béton..... 146 kg/cm² ;
Fers..... 2920 kg/cm².

Pour un coefficient de sécurité de 3, les contraintes calculées d'après ce coefficient sont de :

Béton..... 48,6 kg/cm² ;
Fers..... 973 kg/cm².

Pour un coefficient de sécurité de 2,5 on a de même :

Béton..... 58,4 kg/cm² ;
Fers..... 1170 kg/cm².

Mais on obtient effectivement d'après les courbes pour un

Coefficient 3.....	Béton.....	63 kg/cm² ;
	Fers.....	670 kg/cm² ;
Coefficient 2,5.....	Béton.....	75,5 kg/cm² ;
	Fers.....	830 kg/cm² ;

Les contraintes effectives sont donc, par rapport aux valeurs déduites du coefficient de sécurité ;

Pour le coefficient 3.....	Béton.....	30 % au dessus ;
	Fers.....	31 % au dessous ;
Pour le coefficient 2,5....	Béton.....	29 % au dessus ;
	Fers.....	29 % au dessous ;

On constate que les écarts défavorables au béton sont importants ; les coefficients de sécurité effectifs, rapportés aux contraintes normales effectives, sont les suivants :

Pour une sécurité calculée de 3 par rapport à la rupture :

dans le béton seul..... 2,32
dans les fers seuls..... 4,36

Pour une sécurité calculée de 2,5 par rapport à la rupture :

dans le béton seul..... 1,95
dans les fers seuls..... 3,52

Si l'on effectue donc les calculs d'après la loi d'addition, les fers ne sont pas intégralement utilisés, tandis que le béton est surchargé. Lorsque l'exécution du bétonnage ne répond pas à toutes les exigences, il en résulte donc un risque notable sous l'influence de cette surcharge de l'ordre de 30 %. Si le mélange est trop humide, les conditions sont encore plus défavorables.

Afin de se rendre compte à quelle loi les contraintes effectives σ_b, σ_e, σ_{ef} obéissent en pareil cas, des formules ont été établies donnant, pour les trois premiers régimes de charges, de 50, 100 et 150 tonnes, trois équations à trois inconnues, la zone I ainsi définie correspondant aux charges normales ; on a également développé ces formules pour une zone II, définie par 150, 200 et 250 tonnes, et pour une zone III définie par 250, 300 et 343,5 tonnes, pour chacune des charges P et des contraintes effectives correspondantes.

On obtient ainsi :

Zone I : $P = 0{,}831\ F_b . \sigma_b + 1{,}214\ F_e . \sigma_e + 1{,}116\ F_s . \sigma_{ez}$
Zone II : $P = 0{,}891\ F_b . \sigma_b + 1{,}092\ F_e . \sigma_e + 1{,}286\ F_s . \sigma_{ez}$
Zone III : $P = 1{,}002\ F_b . \sigma_b + 0{,}982\ F_e . \sigma_e + 1{,}212\ F_s . \sigma_{ez}$

On voit que pour la zone de rupture III, la charge de rupture de la colonne est voisine de :

$$P = F_b . \sigma_b + F_e . \sigma_e + 1{,}2\ F_s . \sigma_{ez}$$

tandis que pour la zone correspondant aux charges normales, et pour réaliser la concordance, il faudrait appliquer la relation :

$$P_{zul} = 0{,}83\ F_b . \sigma_b + 1{,}20\ F_e . \sigma_e + 1{,}12\ F_s . \sigma_{ez} \qquad (A)$$

Dans le cas considéré, de même que dans le cas qui suit, le béton accusait sur le cube une résistance de 190 kg/cm² et sur le prisme une résistance moyenne de 146 kg/cm². La contrainte de compression de l'acier des fers atteignait en moyenne 2790 kg/cm² et la contrainte d'écoulement du frettage atteignait 2890 kg/cm².

Colonne n° 4 (figure 2).

On obtient, pour cette colonne de section carrée, des résultats absolument semblables, on a ici pour la charge de rupture :

Béton..... 146 kg/cm² ;
Fers..... 2730 kg/cm².

Pour un coefficient de sécurité de 3, les contraintes calculées d'après ce coefficient sont de :

Béton..... 48,6 kg/cm² ;
Fers..... 900 kg/cm².

Pour un coefficient de sécurité de 2,5 on a de même :

Béton..... 60 kg/cm² ;
Fers..... 1124 kg/cm².

Or les contraintes effectives mesurées sont les suivantes :

Coefficient 3....	Béton.....	64 kg/cm² ;
	Fers.....	590 kg/cm².
Coefficient 2,5...	Béton.....	77,5 kg/cm² ;
	Fers.....	670 kg/cm².

Les contraintes effectives sont donc, par rapport aux valeurs déduites du coefficient de sécurité :

Pour le coefficient 3...	Béton....	32 °/₀ au-dessus
	Fers.....	34,4 °/₀ au-dessous
Pour le coefficient 2,5..	Béton....	29 °/₀ au-dessus
	Fers.....	40 °/₀ au-dessous

Les coefficients de sécurité effectifs sont donc les suivants :

Pour une sécurité calculée de 3 :

dans le béton seul..... 2,28
dans les fers seuls..... 4,85

Pour une sécurité calculée de 2,5 :

dans le béton seul..... 1,88
dans les fers seuls..... 4,35.

Les écarts sont donc, dans la colonne carrée, encore plus prononcés et d'ailleurs dans le même sens.

Si l'on établit à nouveau les formules correspondant aux zones I et II pour les charges correspondant à 3 groupes d'équations (la zone III ne donnant pas des résultats certains à cause de l'influence du frettage) pour les mêmes régimes de charge et en faisant intervenir les contraintes effectives correspondantes, on obtient :

$$\text{Zone I} : P = 0{,}986\ F_b . \sigma_b + 1{,}02\ F_e . \sigma_e + 1{,}015\ F_s . \sigma_{ez}$$
$$\text{Zone II} : P = 0{,}976\ F_b . \sigma_b + 1{,}027\ F_e . \sigma_e + 1{,}018\ F_s . \sigma_{ez}$$

On constate que dans la zone des charges normales, ces valeurs sont assez voisines de la loi d'addition ci-dessous, tout au moins pour ce cas particulier et dans le cas d'une colonne de section carrée :

$$P_{zul} = F_b\ \sigma_b + F_e\ \sigma_e + F_s\ \sigma_{ez} \qquad (B)$$

La colonne de section octogonale accuse des écarts plus prononcés.

Dans les deux cas, on entend bien par sécurité calculée celle qui est rapportée à la charge de rupture et par sécurité effective ou sécurité propre celle qui exprime le rapport entre les contraintes qui se manifestent d'une part, à la charge de rupture, d'autre part, sous la charge normale.

Peu de temps avant le début du Congrès, paraissait, dans les Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes (Volume I, page 379) un mémoire de l'Ing. I. N. Rengers, Directeur du Laboratoire d'Essai des Matériaux de La Haye sur les « Essais sur des Colonnes, effectués par l'Association Hollandaise du Béton d'Amsterdam ».

Cette série de 97 essais a comporté aussi des essais sur colonnes armées avec des profilés rigides. Nous ne considérerons ici que l'une de ces colonnes, d'ailleurs choisie arbitrairement et nous y appliquerons le même raisonnement que précédemment, dans la mesure où les résultats publiés nous permettront de le faire (voir figure 3).

Les caractéristiques de cette colonne sont les suivantes :

Section ..... 24 × 24 cm ;
Armature rigide..... 4 cornières de 55 × 55 × 10 mm ;
Diamètre des fils de frettage..... 3 mm ;
Pas du frettage..... 2,5 cm ;
Résistance du cube de béton..... 188 kg/cm² ;
Résistance du prisme de béton..... 138 kg/cm².
Limite d'écoulement du fil de frettage..... 2600 kg/cm².

L'étude de la figure montre que, en raisonnant comme plus haut, les contraintes effectives sont, par rapport aux valeurs déduites du coefficient de sécurité :

Pour le coefficient 3..... Béton.... 30 °/₀ au-dessus ;
Fers..... 43,4 °/₀ au-dessous ;
Pour le coefficient 2,5..... Béton.... 25,5 °/₀ au-dessus ;
Fers..... 39,2 °/₀ au dessous.

Si l'on fait porter l'investigation sur d'autres colonnes, on obtient des résultats absolument semblables. La valeur de l'écart entre les contraintes calculées et les contraintes mesurées dépend d'une manière très nette de la qualité du béton et du diamètre du fil de frettage, de même que des caractéristiques de l'acier employé; il semble que cet écart soit plus faible pour une meilleure qualité des matériaux, quoiqu'ils soient toujours très nets. Les contraintes dans les fils de frettage n'ont pas été mesurées.

Sur les figures 1 et 2 sont également portées les contraintes partielles dans le frettage; elles ont toutefois été calculées. L'examen du diagramme ne permet pas d'arriver à une conclusion positive; tout au plus peut-on dire que ces contraintes montent plus ou moins régulièrement, sauf dans le voisinage de l'état de rupture et que l'irrégularité qui se manifeste, tout au moins dans la courbe de la figure I, lorsque la charge croît, ne peut être attribuée qu'à un défaut de mesure effective.

Il est en tout cas évident que lorsque la charge croît jusqu'à la rupture, chacune des parties constitutives de la colonne travaille par elle-même suivant ses caractéristiques propres, pour céder, en définitive l'une après l'autre dans la dernière phase; la rupture commence par se produire dans le frettage, de telle sorte que l'enveloppe qui maintenait le béton se relâche et que le régime de compression qui se maintenait auparavant d'une manière en quelque sorte artificielle se résout par la destruction de ce béton et qu'en fin de compte, dans la section ainsi affaiblie, les armatures longitudinales flambent. Ces phases particulières se succèdent d'ailleurs à de courts intervalles.

Il est donc inadmissible, étant donné les conclusions auxquelles on arrive que l'on ne puisse baser les calculs sur la phase de rupture que dans les colonnes soumises à une charge centrée; la plupart des éléments travaillant à la compression, dans les ouvrages, sont en effet soumis à des charges excentrées et sont calculés en se basant sur les contraintes admissibles.

Les conclusions qui précèdent demandent encore à être contrôlées expérimentalement, afin de préciser le comportement des colonnes fortement et rigidement armées, pour différentes sortes de bétonnage et différents pourcentages d'armatures, ainsi que la répercussion de ces influences sur les contraintes qui se manifestent dans la zone des charges normales; cette étude préliminaire est nécessaire si l'on veut pouvoir aboutir à une formule de validité générale pour le calcul des colonnes fortement armées et frettées.

La plupart des essais qui ont été effectués jusqu'à maintenant ne se prêtent pas à une investigation dans cet ordre d'idées, car toutes les mesures nécessaires n'ont pas été effectuées. Il est donc nécessaire de procéder à de nouveaux essais.

Jusque là, on pourrait, pour les colonnes circulaires et octogonales, utiliser la formule A, dans laquelle il est tenu compte directement ou indirectement aussi bien de la qualité du béton que de celle de l'acier, de même que de l'importance de l'armature et du frettage, cela pour la zone des charges normales et en observant les contraintes admissibles; la validité de la formule B, en ce qui concerne les sections carrées, demande à être contrôlée à nouveau.

VII A 3.

COLONNES EN ACIER ENROBÉES DE BÉTON ET LEUR IMPORTANCE DANS L'OSSATURE MÉTALLIQUE

EINBETONIERTE STAHLSÄULEN UND TRÄGER, IHRE BEDEUTUNG IM SKELETTBAU

COMPOSITE COLUMNS AND THEIR IMPORTANCE TO STEEL STRUCTURES

Dr. Ing. **A. HAWRANEK**,
Professor an der Deutschen Technischen Hochschule, Brünn.

Voir « Publication Préliminaire », p. 619. — *Siehe « Vorbericht », S. 619.*
See " Preliminary Publication ", p. 619.

Participants à la discussion
Diskussionsteilnehmer
Participants in the discussion :

F. CAMPUS,
Professeur à l'Université de Liége.

Des essais ont été effectués dans la période de juin 1931 à avril 1932 sur plusieurs fermes métalliques du nouvel Institut de Chimie et de Métallurgie de l'Université de Liége.

Les fermes sont toutes constituées de cadres rigides à étages et ont été calculées par la méthode que nous avons résumée dans un rapport au Congrès international de la Construction métallique à Liége en 1930 (Rapport VII, f. n° 26). Des essais sur modèles de nœuds de charpentes rigides ont été effectués préalablement à la construction (Communication faite le 11 mai 1932 à l'Association belge pour l'étude, l'essai et l'emploi des matériaux).

L'ossature métallique est caractérisée par une élévation assez faible (hauteur maximum 30 m.) mais par des portées assez grandes entre colonnes (entredistance axiale 16 m.) pour la majeure partie des fermes, des écartements assez grands entre fermes (6 m. pour la plupart) enfin les fortes charges (1000 kgs./m² au total, soit 90 tonnes par ferme et par étage). Ce sont ces caractéristiques qui ont inspiré le choix de la charpente métallique, notamment en vue de réduire les dimensions et d'obtenir le maximum de surface et de volume utiles. La plupart des poutres horizontales de 16 m. de portée sont des poutrelles Grey à larges ailes de 0,475 (1/34e de la portée). Les plus hautes, pour 8 m. d'écartement des fermes, sont des poutrelles Grey de 0,60 (1/27e de la portée), les moins hautes, pour 3 m. d'écartement des fermes, sont des poutrelles Grey de 0,30 (1/34e de la portée). Les colonnes, de section I, formées d'une âme, de cornières et de plats rivés, ont 0,75 de largeur. La figure 1 représente un aspect caractéristique de l'ossature en cours de montage. La figure

2 montre l'aspect de l'ossature après enrobage de béton et bétonnage des planchers ; les nervures des planchers n'ont en aucun cas plus de 0, 78 m. de

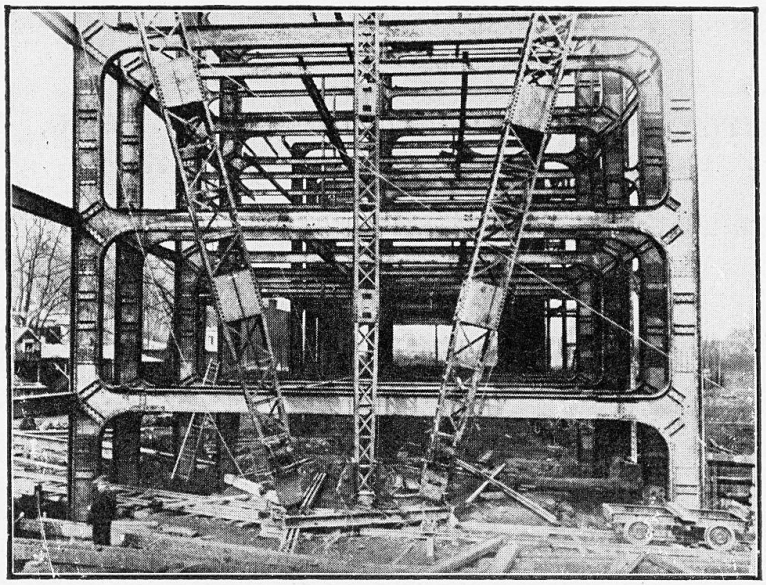


Fig. 1.
Vue de la charpente pendant le montage.
Ansicht des Ständerbaues während der Montage.
View of the steel-construction during erection.

hauteur (il eût été possible de les réduire à 0, 70 m.) et les hauteurs libres d'étages seront pratiquement de 4, 20 m.



Fig. 2.
Vue de l'étage inférieur de la charpente après enrobage.
Ansicht des unteren Stockwerkes des Ständerbaues nach der Einbetonierung.
View of the lower floor of the steel-construction after pouring the concrete.

La figure 3 montre un aspect de façade d'une aile en cours d'achèvement ; actuellement le gros-œuvre est presque terminé.

Les essais ont été effectués sur quatre fermes diverses ; les résultats conduisent pour toutes aux mêmes conclusions.

Nous nous bornerons à un exposé sommaire des expériences effectuées sur la ferme A. 16, qui sont les plus complètes. Un exposé détaillé et complet fera l'objet d'une prochaine communication à l'Association belge pour l'essai, l'étude et l'emploi des matériaux.

La ferme A. 16 est une des plus fortes fermes de 16 m. de portée ; elle est écartée de 8 m. d'une ferme spéciale de façade et de 3 m. de la voisine. Sur

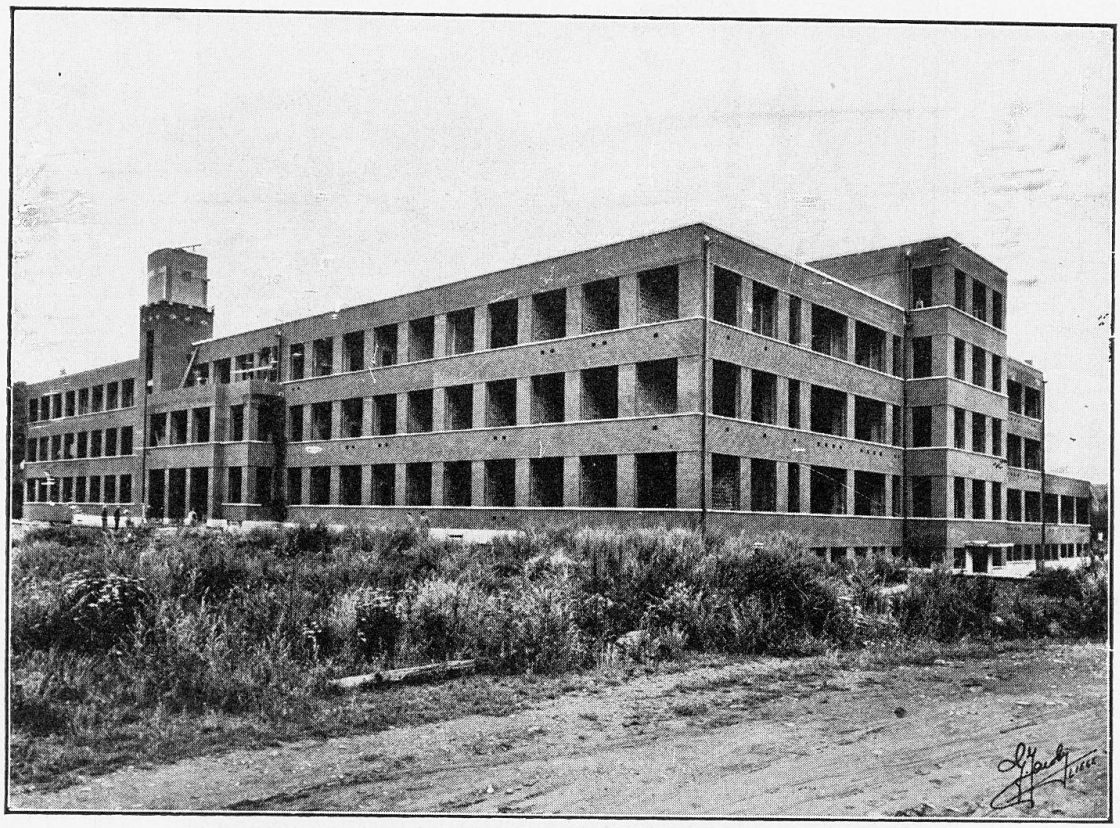


Fig. 3.
Vue générale du bâtiment en cours d'achèvement.
Gesamtansicht des Gebäudes während der Ausführung.
General view of the building in course of construction.

la figure 4, qui montre la disposition générale du chantier d'expérience en juin 1931, cette ferme est celle contre les deux colonnes de laquelle sont disposées des échelles. La figure 5 indique la disposition des charges et de certains appareils. On y voit au premier plan le poste central du télé-extensomètre acoustique du Dr. Schaefer (Constructeur Maihak, Hambourg). Outre cet appareil à douze postes de mesures de tensions (fils D. 12), nous avons employé huit extensomètres Huggenberger, deux clinomètres Stoppani, un théodolite Zeiss, un fleximètre Stoppani et deux fleximètres Zivy. La charge d'essai de 25 tonnes était suspendue en deux points voisins des milieux des poutres. La figure 6 résume toutes les caractéristiques de la ferme métallique, des deux mises en charge de la poutre inférieure et de leurs résultats comparés à ceux du calcul.

On remarquera que les pieds des colonnes étaient déjà enrobés légèrement. Un essai ultérieur sur une autre ferme a établi que cet enrobage augmentait légèrement l'encastrement rigide des bases des colonnes, par ailleurs déjà très grand.

Le schéma du haut de la figure 6 indique les moments d'inertie des poutres dans leurs parties prismatiques et les rapports des rigidités relatives I/l des

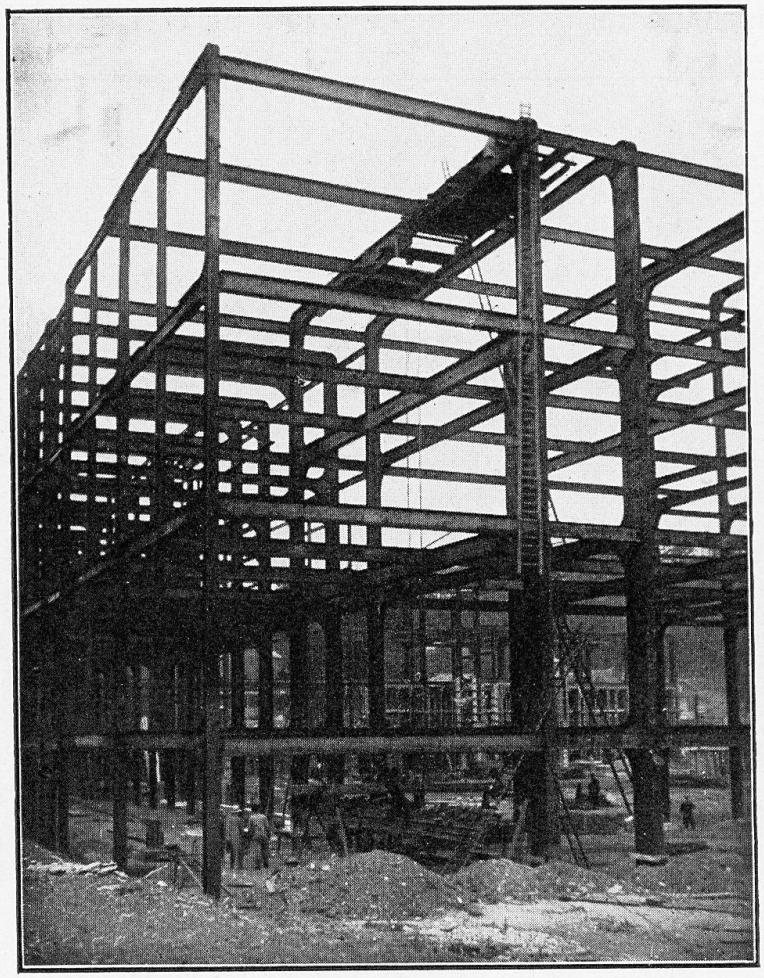


Fig. 4.
Vue de la ferme A 16 pendant les essais.
Ansicht des Binders A 16 während der Versuche.
View of the principal truss A 16 during the tests.

diverses colonnes (considérées comme prismatiques) rapportées aux rigidités égales des poutres, prises comme unité.

Les diagrammes de la figure 6 montrent la bonne concordance des tensions mesurées et des tensions calculées d'après la méthode évoquée en introduction. On y voit figurer aussi des diagrammes comparatifs des déformations de certaines sections transversales, d'après les mesures et le calcul. Enfin, un détail de la figure 6, agrandi sur la figure 7, représente les tensions mesurées sur un nœud, résultats qui concordent très convenablement avec ceux des essais sur modèles dont il a été fait mention plus haut. Toutes les tensions mesurées sont quelque peu inférieures aux tensions calculées. Compte tenu

des erreurs expérimentales, ce fait est dû à l'action des nœuds rigides, prouvée par nos essais sur ce sujet, et à l'action du joint complet, représenté à la figure 7 et qui est très rigide. Ci-après le tableau comparatif des valeurs calculées et mesurées des rotations des nœuds 1 & 1′ et des flèches au milieu de la poutre 1 1″.

	Rotations			Flèches		
Essai	Calculées	mesurées	dimin. %	calculées	mesurées	dimin. %
I	226×10^{-6}	$166,9 \times 10^{-6}$	26 %	11,70 mm	8,49 mm	27 %
II	246×10^{-6}	$174,39 \times 10^{-6}$	29 %	15,40 mm	11,48 mm	20 %

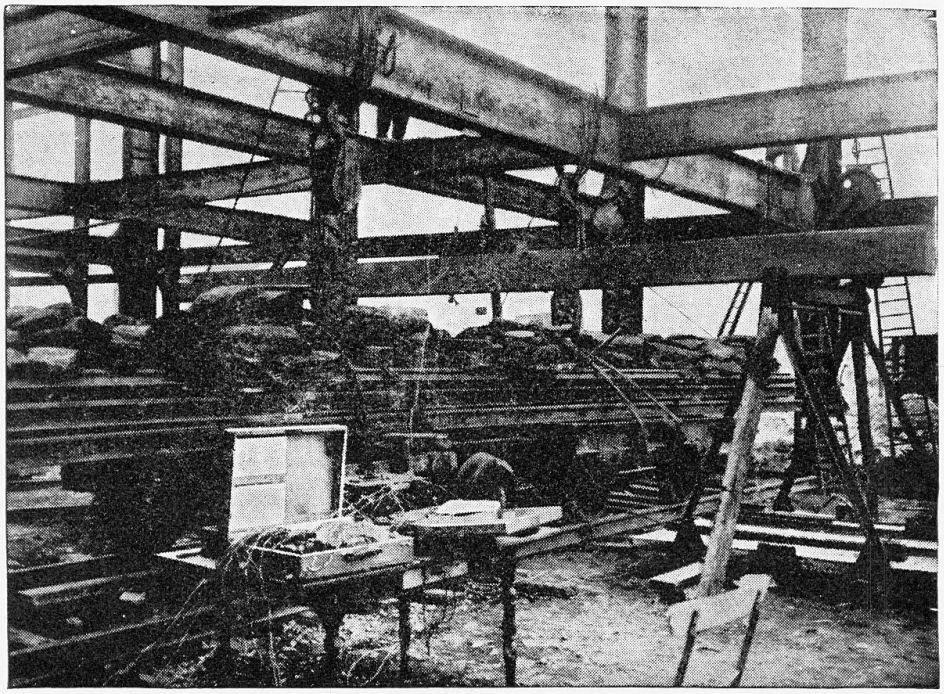


Fig. 5.
Disposition du chantier d'essai de la ferme A 16.
Anordnung des Bauplatzes während der Versuche am Binder A 16.
Arrangement of builders' yard for testing the principal truss A 16.

Les écarts proviennent des accroissements de rigidité des poutres par les joints d'abouts et les nœuds.

Une correction partielle des résultats calculés, par détermination d'un moment d'inertie moyen des poutres à profil variable (voir rapport n° 26 VII. f. Congrès de Liége, 1930, op. cit.) diminue appréciablement des écarts. Le degré d'encastrement a été établi par la formule $\varepsilon = \dfrac{m_a\, l}{m_a\, l - 3\, EI\, \varphi_a}$

établie dans le rapport précité. On a trouvé

d'après le calcul	essai 1 : 0,965	essai 2 : 0,970
d'après la mesure des rotations	» 0,975	» 0,980

Les écarts proviennent des mêmes causes que ci-dessus.

La figure 8 reproduit quelques résultats principaux de l'essai effectué sur la poutre supérieure 4-4′ de la ferme A. 16.

Tous ces résultats concluent à l'excellence du principe de la continuité

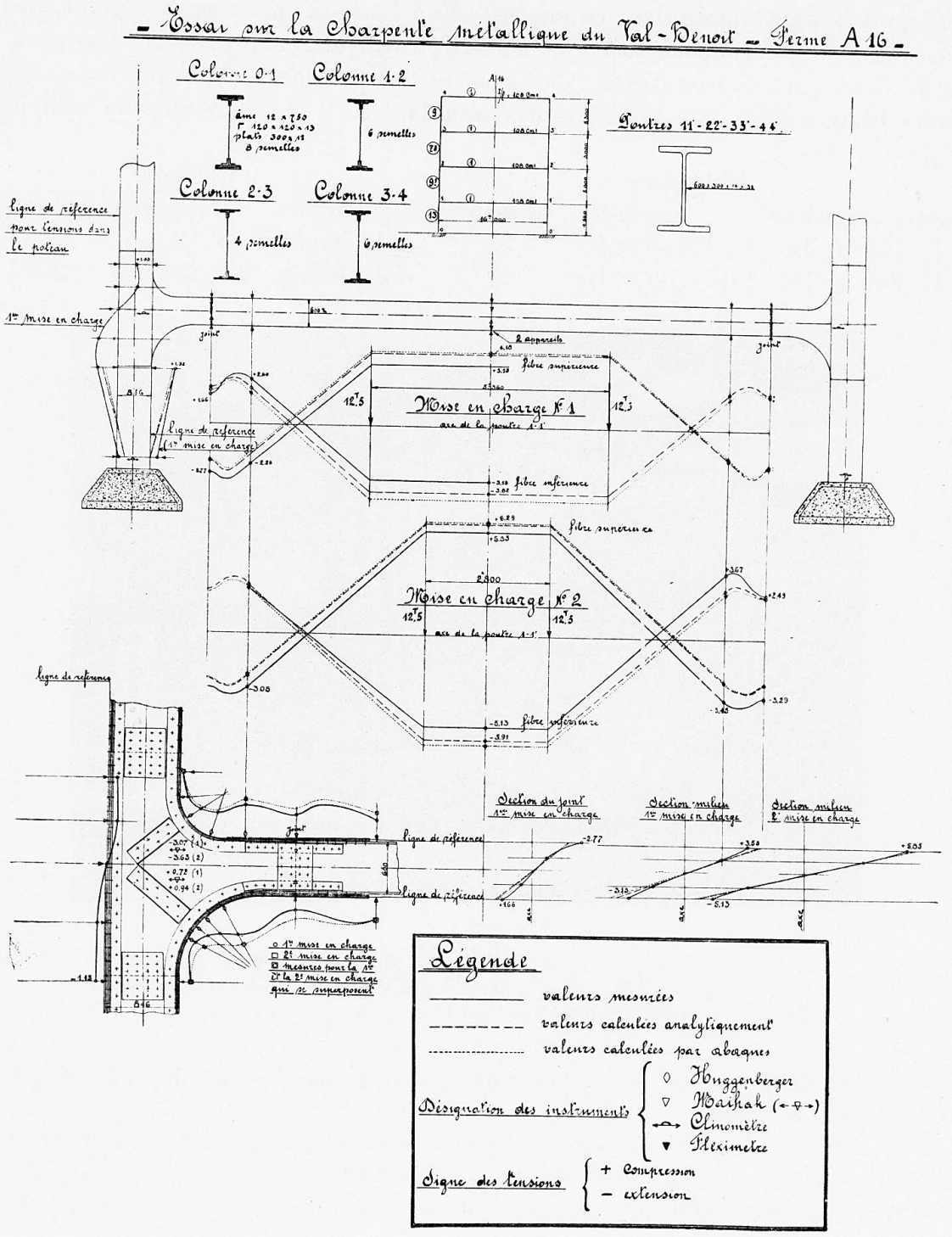


Fig. 6.
Essai sur la charpente métallique du Val-Benoît. Ferme A 16.
Versuche am Ständerbau von Val-Benoît. Binder A 16.
Test on the framework of Val-Benoît. Principal truss A 16.
Colonne = Säulen = Columns.
Poutres = Träger = Beams.
Ligne de référence pour tensions dans le poteau.
Bezugslinie für die Spannungen im Pfosten.
Reference line for tensions in the stanchion.
1re mise en charge = 1. Belastung = 1st loading.

(*Voir suite de la légende p. 535*).

rigide des fermes métalliques — qui implique des nœuds d'assemblages adéquats — et au fonctionnement élastique de ces fermes conformément à la théorie ; enfin, à l'efficacité des dispositions du projet.

La ferme est en acier type de l'Etat Belge, à 42-50 kg/mm² de résistance

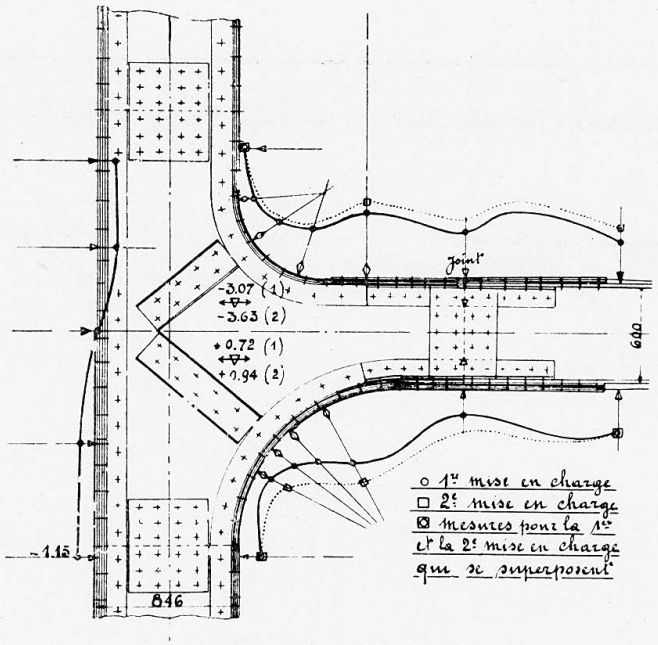


Fig. 7.
Auscultation du nœud = Untersuchung des Knotenpunktes = Investigation of the assemblage point.
Mise en charge = Belastung = Loading.
Mesures pour la 1re et la 2e mises en charge qui se superposent.
Messungen für die 1. und 2. Belastung, die sich überlagern.
Measurements for the 1st and 2nd loadings, which are superposed.

et 20-21 % d'allongement. Le taux de travail adopté est de 14 kg/mm². La charpente est presque totalement rivée ; on a également fait usage de boulons.

Nous avons procédé en mars 1932 à des essais sur la charpente après enrobage et bétonnage des planchers. Les fermes étaient enrobées d'un béton assez médiocre au ciment de laitier, qui a donné comme caractéristique à l'époque de l'essai (âge 9 mois)

(*Suite de la légende de la p. 534*).

Axe de la poutre = Trägeraxe = Axis of the beam.
Fibre supérieure, inférieure = Obere, untere Randfaser = Upper, lower fibres at the edges.
Section du joint = Stossquerschnitt = Section through the joint.
Mesure pour la 1re et la 2e mises en charge qui se superposent.
Messungen für die 1. und 2. Belastung, die sich überlagern.
Measurement for the 1st and 2nd loadings, which are superposed.
Légende. Valeurs mesurées. Valeurs calculées analytiquement.
Valeurs calculées par abaques. Désignations des instruments.
Signe des tensions : + compression — extension.
Legende. Gemessene Werte. Analytisch berechnete Werte.
Mit Hilfe von Nomogrammen bestimmte. Werte Bezeichnung der Instrumente. Vorzeichen der Spannungen : + Verkürzung — Dehnung.
Legend. Measured values. Values calculated analytically.
Values calculated by nomograms. Designation of the instruments.
Stress signs : + compression — tension.

$$\left.\begin{array}{l} E\,(\sigma'_b = \ 20\,kg/cm^2) = 194.800\,kg/cm^2 \\ R'_b \ = 126\,kg/cm^2 \end{array}\right\} \text{ sur prismes } h = 3 \times b$$

Le béton des dalles de plancher est de qualité supérieure et fait au moyen de ciment portland artificiel à durcissement rapide. Il a donné à l'époque des essais, à l'âge de 8 mois :

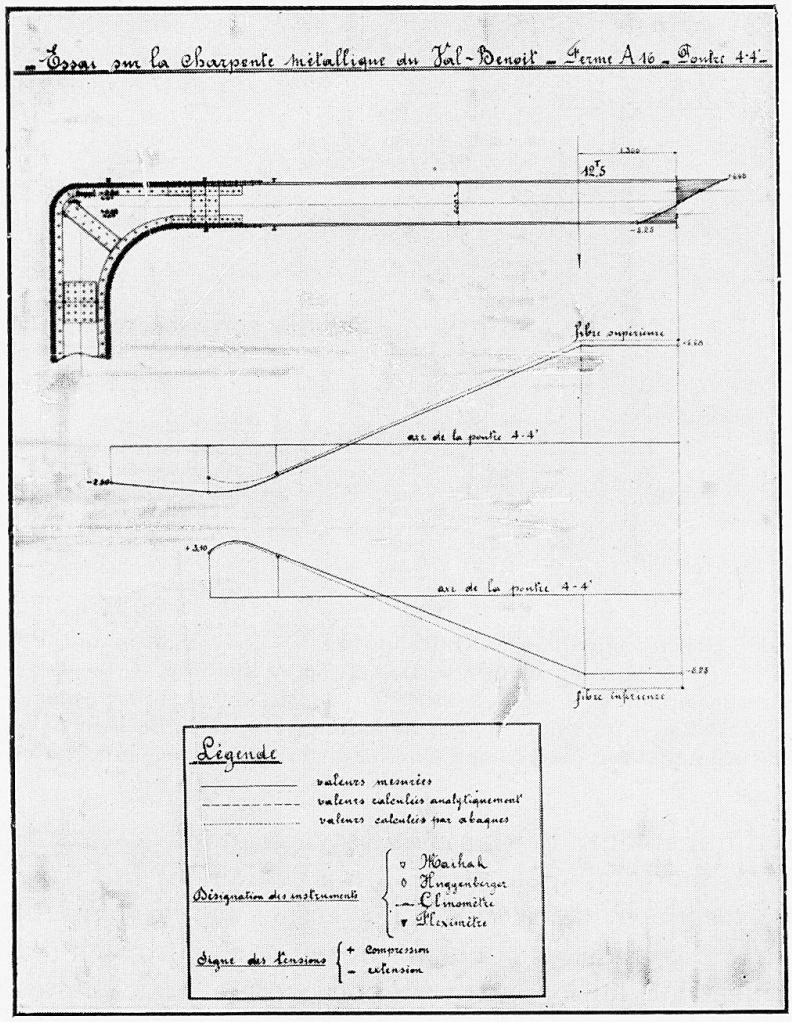


Fig. 8.
Essai sur la charpente métallique du Val-Benoît. Ferme A 16. Poutre 4 — 4'.
Versuch am Ständerbau von Val-Benoît. Binder A 16. Balken 4 — 4'.
Test on the steel construction of Val-Benoît. Principal truss A 16. Beam 4 — 4'.
Fibre supérieure, inférieure = Obere, untere Randfaser = Upper, lower fibres at the edges.
Axe de la poutre 4 — 4' = Trägeraxe 4 — 4' = Axis of the beam 4 — 4'.
Légende (comme à la figure 6) = Legende (wie unter Figur 6) = Legend (as for Fig. 6).

$$\left.\begin{array}{l} E\,(\sigma'_b = \ 20\,kg/cm^2) = 335.400\,kg\backslash cm^2 \\ R'_b \ = 332\,kg/cm^2 \end{array}\right\} \text{ sur prismes } h = 3 \times b$$

On a adopté pour le calcul $m = 10{,}80$ ou $m = 6, 27$.

La figure 9 résume les caractéristiques de la ferme A. 16 bétonnée et de ses mises en charge. Elle indique de quelle manière considérable ont été modifiées les rigidités absolues et relatives des poutres avec leurs hourdis solidaires et

des colonnes, les valeurs étant calculées, selon l'usage, en tenant compte de tout le béton.

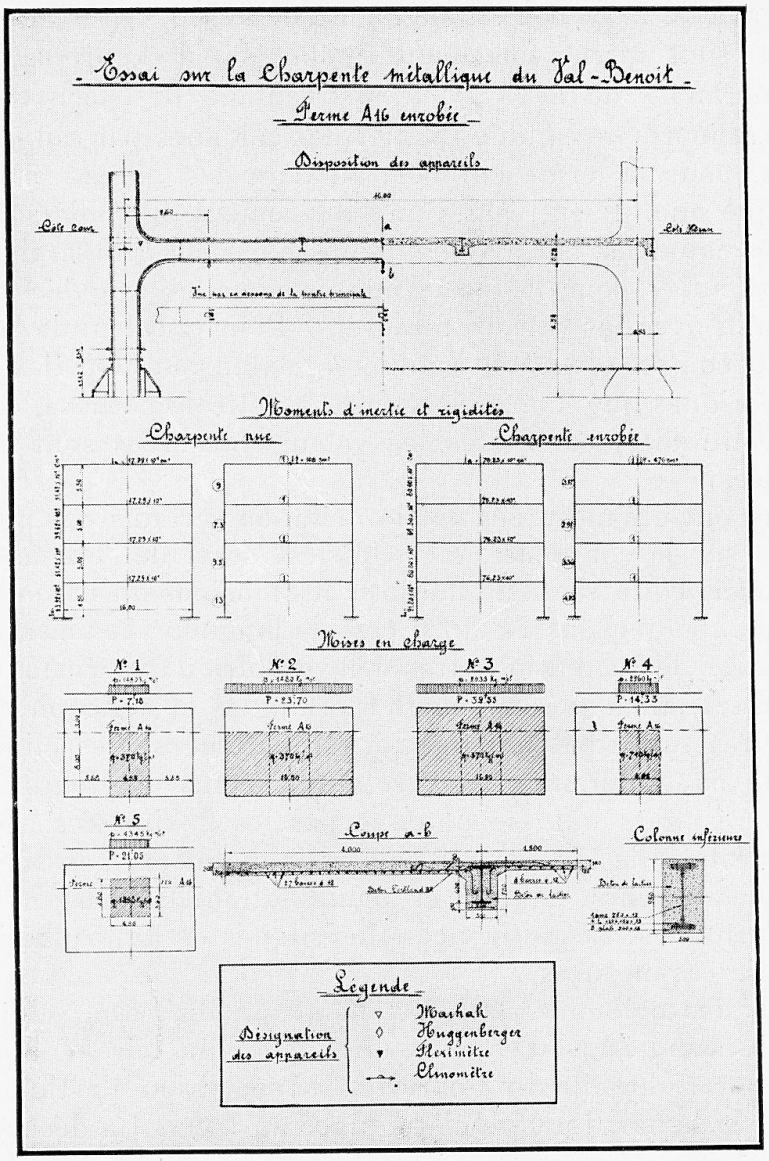


Fig. 9.

Essai sur la charpente métallique du Val-Benoît. Ferme A 16 enrobée.
Versuch am Ständerbau Va'-Benoît. Einbetonierter Binder A 16.
Test on the steel construction of Val-Benoît. Concreted principal truss A 16.
Disposition des appareils = Anordnung der Apparate = Arrangement of the apparatus.
Côté cour — Côté Meuse = Hofseite — Flusseite = Courtyard side — River side.
Vue par en dessous de la poutre principale.
Unteransicht des Hauptträgers.
View of main girder from below.
Moments d'inertie et de rigidité.
Trägheitsmomente und Steifigkeitswerte.
Moments of inertia and values of stiffness.
Charpente nue = Nackter Ständerbau = Steel-construction alone.
Charpente enrobée = Einbetonierter Ständerbau
Coupe a — b = Schnitt a — b = Section a — b.
Colonne inférieure = Unterer Ständer = Lower column.
Désignation des appareils = Bezeichnung der Apparate = Designation of apparatus.

L'augmentation du moment d'inertie de la poutre par son enrobage seul est de 97 %, le pourcentage d'acier est de 6, 85 %. En y ajoutant les ailes jusqu'aux axes des dalles, le pourcentage total d'acier est de 2, 33 % et le moment d'inertie de la poutre est augmenté de 340 %.

Les poteaux sont moins fortement renforcés par l'enrobage. Le moment d'inertie est augmenté de 42, 5 %; le pourcentage de l'acier est de 10, 45 %. De ce fait, les rapports de rigidité relative des colonnes par rapport aux poutres sont diminués, pour la ferme enrobée, au tiers des valeurs calculées pour la ferme métallique nue. Il en résulte un déplacement des points d'inflexion des poutres vers les colonnes, effectivement constaté par la comparaison des valeurs des tensions calculées pour la ferme nue, avec celles calculées pour la ferme bétonnée et enfin avec les valeurs mesurées. Pour le calcul de la ferme bétonnée, on a tenu compte du béton soumis à l'extension. Quelles que soient les objections théoriques que l'on puisse faire à cette hypothèse, les expériences ne l'ont pas contredite, car toutes les valeurs mesurées sont inférieures aux valeurs calculées.

Les tensions ont été mesurées sur le métal en certains des points auscultés lors des essais sur la charpente nue. On s'est servi de l'extensomètre acoustique Dr Schaefer. On a tenté de mesurer les tensions du béton par les extensomètres Huggenberger, sur 10 et 20 cm. de longueur de mesure. Malheureusement, par suite des conditions très défavorables d'expérience et des faibles tensions produites, ainsi que des effets thermiques et atmosphériques superficiels, les mesures sur le béton n'ont pu être utilisées. Les clinomètres aussi ont fonctionné irrégulièrement, les rotations étant d'ailleurs insignifiantes. Les meilleurs résultats ont été obtenus par les fleximètres. D'une manière générale, les mesures de tensions et de rotations ont été peu sûres, à cause de leurs très faibles valeurs, malgré la manipulation de charges dont le total s'est élevé à 80 tonnes. Les influences thermiques et atmosphériques ont fortement contrarié ces mesures.

Les tensions des colonnes, tant du métal que du béton, étaient tellement faibles dans les conditions d'essai qu'elles n'ont pu faire l'objet de mesures utilisables. Il paraît difficile d'y apprécier la répartition élastique des tensions entre l'acier et le béton. Le clinomètre placé au nœud 1 a décelé des rotations insignifiantes. Pour les flèches au milieu de la poutre, on a obtenu ce qui suit :

Mise en charge	1	2	3	4	5	
Flèches calculées sans béton	4,42	7,76	10,45	8,88	12,85	mm.
» » avec béton	1,12	2,05	2,76	2,345	3,26	mm.
Flèches mesurées	0,405	0,802	1,060	1,11	1,72	mm.

On constate l'effet, surprenant par son importance, d'un enrobage tout à fait ordinaire et surtout de la solidarité des hourdis. Cet effet apparaît presque double, en moyenne, de celui que dénote le calcul selon les hypothèses indiquées. Un pareil calcul, conforme aux hypothèses élastiques, paraît donc sûr dans les limites de tensions très modérées.

L'importance de cet effet résulte d'une manière plus surprenante encore d'essais de flexion faits sur la ferme A. 13, qui justifient que quelques indica-

tions en soient données. La ferme A. 13 est l'une des plus faibles des fermes de 16 m. de portée. Ses poutres sont des poutrelles Grey à larges ailes de 0,30 m. de hauteur. Après construction, elles ont été enrobées avec une surcharge inférieure de béton, soutenue par quelques faibles armatures. Cette disposition peu exemplaire nous a été imposée pour des raisons architecturales. La figure 10 résume les caractéristiques de la ferme et de ses mises en charge, qui se sont élevées à 26,7, à 53,4 et à 80 tonnes (surcharge maximum en service).

L'une des dalles contiguës à la ferme A. 13 constitue une travée de dilatation, non solidaire de l'enrobage de la poutre.

Néanmoins, les flèches mesurées sont considérablement inférieures aux flèches calculées. La flèche maximum est $\frac{1}{4760}$ de la portée et la flèche rémanente est inférieure à $\frac{l}{28600}$.

Les effets de la plasticité du béton se dénotent dans les résultats des essais sur cette ferme, mais d'une manière modérée. Il est certain, cependant, que l'ensemble possède une marge de rigidité que les déformations croissantes éventuelles du béton ne pourront compromettre.

Enfin, nous avons tenté de mesurer les efforts engendrés dans la ferme métallique A. 16 au cours de l'enrobage et du bétonnage. A cet effet, nous avons placé des fils de mesure du type D. 12 de l'extensomètre acoustique du Dr Schaefer en certains des points auscultés lors du premier essai. Ces fils étaient renfermés dans des boîtes étanches et placés sur la ferme avant coffrage et bétonnage. Sur les sept fils placés, un a été noyé dès le début et cinq ont fonctionné jusqu'au bout. La figure 11 résume les dispositions et les phases de l'expérience. La carence d'un des fils rend malheureusement l'interprétation des résultats presque impossible et l'importance des tensions mesurées de même que l'allure de leur variation font supposer de graves perturbations de mesures.

Nous présumons que les appareils de mesure ont été fortement déréglés par les chocs violents qu'ils ont supportés lors du coffrage, lors du bétonnage, du décoffrage, de l'enlèvement des étançons, ainsi que de la manutention et du déchargement des matériaux après le bétonnage des planchers. Les résultats ne permettent pas non plus de déceler les efforts du retrait du béton. Quoique très indécis, ces essais laissent cependant subsister l'impression que les charpentes métalliques peuvent recevoir des mises en charge importantes du fait de l'enrobage et du bétonnage, qu'il convient de bien organiser ces opérations, et de calculer l'ossature métallique en conséquence.

Les résultats de ces essais établissent nettement les avantages de la continuité des fermes et le rôle considérable de l'enrobage et des hourdis en béton dans la résistance d'ensemble. On en conclut qu'il faut recommander le revêtement de l'ossature métallique en béton résistant, tant en ce qui concerne les poutres que les colonnes.

La collaboration du béton d'enrobage et des planchers avec les fermes ou poutres métalliques peut s'apprécier, dans les limites des fatigues normales ou modérées, par les hypothèses usuelles du calcul du béton armé. Il peut

cependant être rationnel, comme nous l'avons fait dans nos calculs, de rapporter tous les éléments à l'élasticité de l'acier. La question de savoir s'il faut tenir compte ou non du béton tendu est accessoire dans les limites de fatigue des expériences précitées. Pour un calcul préalable, on pourra se tenir à l'hypothèse la plus prudente sans perdre le bénéfice de l'enrobage. Il sera prudent d'évaluer les effets du retrait par les méthodes connues, mais il est possible que les coefficients usuels soient excessifs. Lorsque l'on tiendra compte systématiquement de l'action de l'enrobage dans un calcul préalable, il sera utile de prévoir des dispositifs contrariant le glissement du béton sur l'acier et renforçant l'adhérence, notamment un léger frettage.

Au point de vue d'ensemble d'une ossature, on peut être d'accord avec le rapport du Professeur Hawranek concernant l'opportunité de calculer la charpente métallique pour les charges qu'elle subit avant enrobage et au cours du bétonnage et de faire intervenir la contribution du béton en ce qui concerne la résistance finale. L'organisation du bétonnage devra être coordonnée avec les bases de calcul. Avant comme après enrobage, la continuité systématiquement réalisée contribue considérablement à la résistance et à la rigidité de l'ossature ; elle permet l'utilisation maximum en surface et en volume ainsi qu'une appréciable économie.

Dr. techn. F. BARAVALLE,
Assistent an der Technischen Hochschule, Wien.

Im Verlaufe der Diskussion wurde erwähnt, dass man sich wohl schon sehr viel mit der Erforschung von Eisen und Eisenbetonstützen verschiedenster Bauarten beschäftigt habe, dass aber in Bezug auf die Ausbildung der Anschlüsse von Säulen und Deckenträgern noch keine Arbeiten vorliegen.

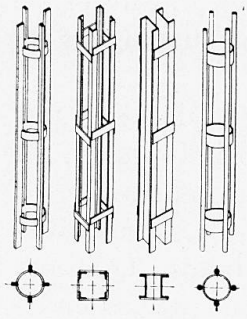


Fig. 1.

Demgegenüber möchte ich anführen, dass Baurat Dr. Ing. Bruno Bauer in Wien seit Jahren an der Vervollkommnung der Eisenbetonskelett-Bauweise arbeitet [1].

Die grundsätzliche Lösung des Bewehrungsgerippes, die weitgehend patentrechtlich geschützt ist, beinhaltet nun nicht nur

1) den Bau von Eisenbetonstützen mit Bewehrungen verschiedenster Querschnitte und Stahlgüten, sondern auch

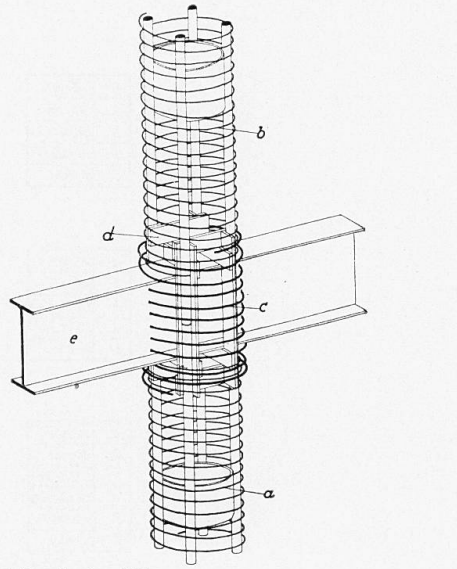
2) die Verbindung der Unterzüge bezw. Deckenbalken mit den Säulen für die üblichen Deckenarten.

Für erstere (Abb. 1) liegen schon seit langem Veröffentlichungen über deren Bauart und Tragfähigkeit vor. Die diesbezüglichen Versuche wurden

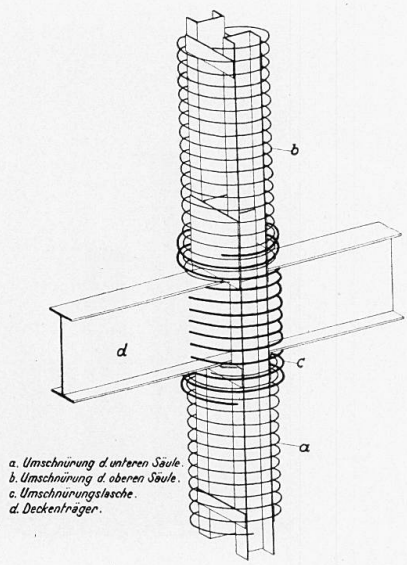
---

1. Bisherige Veröffentlichungen :
Zeitschrift : Der Industriebau 1929, Heft 5.
Beton und Eisen 1930, Heft 17.
Verein deutscher Ingenieure 1931, Heft 22.
Oesterr. Ingenieur- und Architekten-Verein 1932, Heft 1, 2.
Oesterreichische Bauzeitung 1932. Heft 7.

nach Programmen von Hofrat Prof. Dr. Ing. R. Saliger durchgeführt und in seinem Diskussionsbeitrag sind ihre bisherigen Ergebnisse zusammenfassend dargestellt.



2



3

Fig. 2. — *a* Frettage du poteau inférieur = *a* Umschnürung der unteren Säule = *a* Spiral reinforcement of lower pillar.
b Frettage du poteau supérieur = *b* Umschnürung der oberen Säule = *b* Spiral reinforcement of upper pillar.
c Frettage d'assemblage = *c* Umschnürungslasche = *c* Supporting strap for spiral reinforcement.
d Fers plats et profilés servant à l'appui des poutrelles et à l'assemblage entre les armatures des poteaux = *d* Profil und Flacheisen zur Auflagerung des I Eisens u. zur Stossdeckung d. Säulenbewehrung = *d* Profile and flat iron for the support of the I-beam and for covering the joints of the pillar reinforcement.
e Poutrelle de plancher = *e* Deckenträger = *e* Ceiling beam.

Fig. 3. — *a* Frettage du poteau inférieur = *a* Umschnürung der unteren Säule = Spiral reinforcement of lower pillar.
b Frettage du poteau supérieur = *b* Umschnürung der oberen Säule = *b* Spiral reinforcement of upper pillar.
c Frettage d'assemblage = *c* Umschnürungslasche = *c* Supporting strap for spiral reinforcement.
d Poutrelle de plancher = *d* Deckenträger = *d* Ceiling beam.

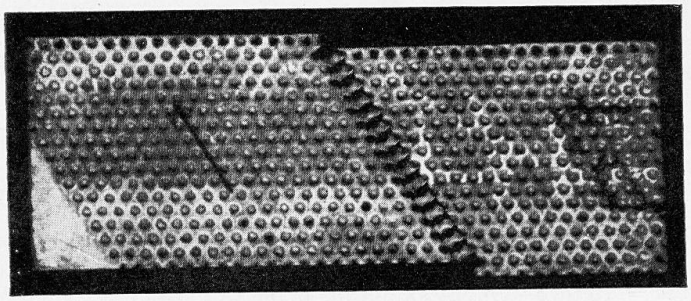


Fig. 4. — Tôle poinçonnée = Riffelblech = Chequered plate.

Im weiteren seien nun einige der ebenfalls patentrechtlich geschützten Anschlüsse von Säulen und Deckenbalken besprochen.

Bei der geläufigen Ausführung mit Walzprofil-Deckenträgern ist in Abb.

2) die Verbindung bei einer Säule mit Rundeisenbewehrung dargestellt. Die Auflagerung erfolgt auf Flacheisen, welche durch Vermittlung von Winkeln an den Rundstangen befestigt sind. Abb. 3 zeigt den Anschluss bei Profileisen-

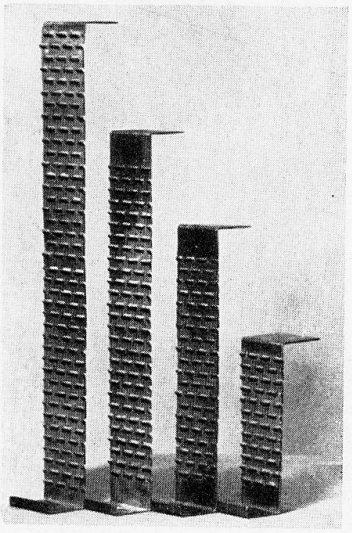


Fig. 5.

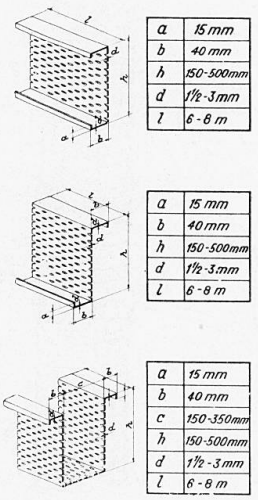


Fig. 6.

Fig. 5. — Profilés légers en tôle striée. = Leichtprofile mit gestanzter Seitenfläche = Light sectional iron with stamped side surfaces.

Fig. 6. — Disposition et dimension de quelques types de profilés légers avec parois striées = Ausführungsformen und Abmessungen verschiedener Leichtprofile mit gestanzten Seitenflächen = Shapes and dimensions of various light sectional irons with stamped side surfaces.

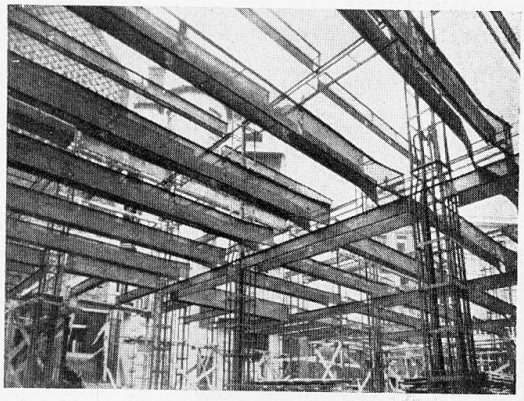


Fig. 7.

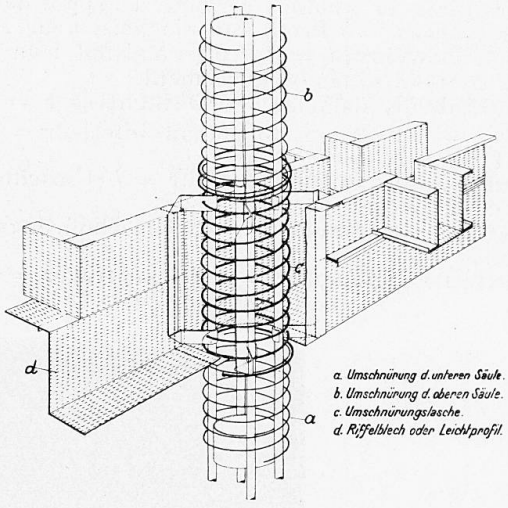


Fig. 8.

Fig 7. — Système d'armature d'ossature en béton armé, « Système Dr. Bauer », employé pour la construction d'une usine à Brünn = Bewehrungsskelett « Bauart Dr. Bauer » bei einem Fabrikbau in Brünn = Reinforcement skeleton, type Dr. Bauer, in a factory at Brünn.

Fig. 8. — *a* Frettage du poteau inférieur = *a* Umschnürung der unteren Säule = *a* Spiral reinforcement of lower pillar.

b Frettage du poteau supérieur = *b* Umschnürung der oberen Säule = *b* Spiral reinforcement of upper pillar.

c Frettage d'assemblage = *c* Umschnürungslasche = *c* Supporting strap for spiral reinforcement.

d Tôle striée ou profilé léger = *d* Riffelblech oder Leichtprofil = *d* Chequered plate or light sectional iron.

bewehrung. Die Stossdeckung der Längsbewehrung bilden Winkeleisen und jene der Umschnürung die sogenannte Umschnürungslasche, welche den Zusammenhang zwischen den jeweils nur durch ein Stockwerk durchgehenden Umschnürungen bildet. Dies hat den Vorteil, dass während der Betonierung eines Geschosses, die Umschnürung der sich nach oben fortsetzenden bereits fertig montierten Säule einfach hochgezogen werden kann und den Arbeitsgang nicht behindert. Die Verbindung der einzelnen Eisenteile erfolgt durchwegs durch Heftschweissung, deren Güte in der Ausführung jedoch auf die Tragfähigkeit des fertigen Bauwerkes ohne Einfluss bleibt. Jegliche Niet- oder Schraubarbeit entfällt.

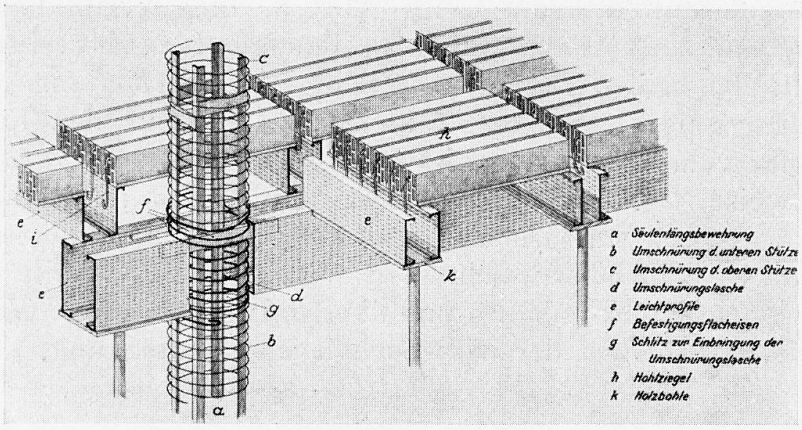


Fig. 9. — *a* Armature longitudinale du poteau = *a* Säulenlängsbewehrung = *a* Longitudinal reinforcement of pillar.
b Frettage du poteau inférieur = *b* Umschnürung der unteren Stütze = *b* Spiral reinforcement of lower pillar.
c Frettage du poteau supérieur = *c* Umschnürung der oberen Stütze = *c* Spiral reinforcement of upper pillar.
d Frettage d'assemblage = *d* Umschnürungslasche = *d* Supporting strap for spiral reinforcement.
e Profilé léger = *e* Leichtprofile = *e* Light sectional iron.
f Fer plat de fixation. = *f* Befestigungsflacheisen. = *f* Flat iron for attachment.
g Dégagement pour l'insertion du frettage d'assemblage = *g* Schlitze zur Einbringung der Umschnürungslasche = *g* Slot for introducing strap for spiral reinforcement.
h Briques creuses = *h* Hohlziegel = *h* Hollow bricks.
k Semelle de bois = *k* Holzbohle = *k* Wooden plank.

Im Gegensatz zu der Verwendung von Walzprofil-Deckenträgern, deren Bemessung nach dem grössten Moment erfolgen muss, gestattet die Eisenbetonbauweise eine der Momentenwirkung entsprechende Austeilung der Bewehrung. Bei Verwendung gewöhnlicher Rundeisenbewehrung ist es bei den bisherigen Arbeitsmethoden nicht möglich, ein steifes Bewehrungsgerippe herzustellen.

Dr. Bauer ersetzt nun die verlorene Holzschalung durch einen stets im Balken verbleibenden Stahltrog, in welchem die Rundeisenbewehrung verlegt wird. Der Trog ist aus Stahlblech (Abb. 4) oder aus Leichtprofilen (Abb. 5 und 6) zusammengesetzt und dient gleichzeitig als Schubbewehrung sowie als zusätzliche Längsbewehrung und ermöglicht so die Ausführung geringerer Rippenbreiten. Die Seitenflächen, bezw. die Bodenfläche der Leichtprofile wie

der Stahlbleche sind gestanzt, damit kein weiterer Putzträger erforderlich wird.

Die Versuche, welche an Balken dieser Bauart, ebenfalls nach einem von Prof. Saliger aufgestellten Programm ausgeführt wurden, zeigten überaus günstige Ergebnisse, welche in der Zeitschrift « Beton und Eisen » 1930, Heft 17, veröffentlicht sind.

Die Verbindung der früher erwähnten Säulen mit diesen Balken gibt uns ein steifes Bewehrungsskelett, welches eisenbaumässig montiert wird und die Baulasten sowie die Windkräfte aufnehmen kann. Die Betonierung kann dem kontinuierlichen Arbeitsbetrieb des Skelettbaues folgen. (Abb. 7).

Einen Anschluss von Stahlträgern aus Riffelblech oder Leichtprofilen an eine Säule mit Rundeisenbewehrung zeigt Abb. 8. Ihre Verbindung mit einer Säule, welche eine aus Walzprofilen bestehende Längsbewehrung besitzt, bringt Abb. 9. Bei beiden Säulenarten erfolgt die Verbindung wieder durch gekröpfte oder gerade Flach- oder Profileisen, welche mit den Trögen, bezw. mit der Säulenbewehrung verschweisst sind.

Diese Bauweise Dr. Bauers, welche sich also nicht nur auf die Säulen beschränkt, sondern ein gesamtes Bewehrungsskelett, bestehend aus Säulen und Deckenträgern, behandelt, vereinigt die Vorteile des Eisenbetonbaues mit jenen des Eisenbaues und dient mit der erzielten Wirtschaftlichkeit der Praxis, ebenso wie der wissenschaftlichen Forschung.

Traduction.

Il a été signalé, au cours de la discussion, que si l'on s'est largement préoccupé, jusqu'à maintenant, de l'étude des appuis métalliques et en béton armé suivant les dispositions les plus variées, par contre, en ce qui concerne l'exécution des assemblages entre les poteaux et les poutres, il n'a été fait que peu de travaux.

Je me permettrai d'indiquer à ce sujet que depuis plusieurs années, l'architecte Dr. Ing. Bruno Bauer, de Vienne, a étudié la mise au point de la construction à ossature en béton armé [1].

La solution de principe de l'ossature en béton armé, qui est largement protégée par des brevets, comporte, non seulement :

1. — La construction d'appuis en béton armé avec armatures de différentes sections, en différentes qualités d'aciers, mais également :

2. — L'assemblage des sous-poutres et des poutres de plancher avec les poteaux pour les différents types de planchers courants.

En ce qui concerne les appuis (figure 1), de nombreuses publications ont déjà été faites sur les dispositions et la capacité de charge. Les essais correspondants ont été exécutés suivant le programme établi par le Conseiller Prof.

---

1. Der Industriebau, 1929, nº 5.
Beton und Eisen, 1930, nº 17.
Verein Deutscher Ingenieure, 1931, nº 22.
Oest. Ing. — und Architekten-Verein, 1932, nº 1, 2.
Oest. Bauzeitung, 1932, nº 7.

Dr. Ing. R. Saliger ; les résultats obtenus jusqu'à maintenant sont exposés dans l'ensemble dans sa propre contribution à la discussion.

Il ne sera donc question, dans ce qui suit, que de quelques dispositifs d'assemblage, d'ailleurs également brevetés, entre les poteaux et les poutres de plancher.

Dans l'exécution courante, avec poutrelles de plancher en profilés suivant figure 2, l'assemblage est réalisé, sur le poteau, avec une armature en hélice. L'appui proprement dit est réalisé avec des fers plats, qui sont fixés aux fers d'armature verticale par l'intermédiaire de cornières. La figure 3 représente l'assemblage dans le cas où l'armature est constituée par des profilés. Les cornières indiquées précédemment sont constituées ici par les assemblages à couvre-joints des profilés constituant les armatures longitudinales et le frettage correspondant constitue la liaison entre les deux frettages supérieur et inférieur qui ne s'étendent chacun que sur un seul étage. Cette disposition présente l'avantage que pendant le bétonnage d'un étage, le frettage de la partie supérieure du poteau, qui est déjà monté, peut être soulevé très simplement sans gêner le travail. L'assemblage des différentes pièces métalliques est entièrement exécuté au moyen de soudures légères, dont la qualité n'intervient en aucune façon dans la capacité de charge définitive de l'ouvrage. Tout rivetage ou boulonnage est supprimé.

L'emploi de poutrelles de plancher en profilés oblige à des dimensions correspondant partout au moment maximum ; par contre, la construction en béton armé permet d'adapter les armatures aux moments correspondants. Lorsque l'on a recours aux fers ronds ordinaires, il n'est toutefois pas possible, avec les méthodes de travail employées jusqu'à maintenant, d'obtenir une ossature absolument rigide.

Le Dr. Bauer tourne la difficulté en remplaçant le coffrage de bois perdu par une sorte de caisson qui reste dans la poutre, et à l'intérieur duquel sont posées les armatures en fers ronds. Ce caisson est constitué par des tôles d'acier (figure 4) ou par des profilés légers (figures 5 et 6) ; il intervient également comme armature de cisaillement, ainsi que comme armature longitudinale supplémentaire et permet ainsi de réduire les largeurs des nervures. Les faces de ces éléments sont poinçonnées, de manière à éviter l'adjonction d'un habillage spécial pour les enduits.

Les essais qui ont été effectués sur des poutres ainsi montées, également suivant programme établi par le Professeur Saliger, ont conduit à des résultats particulièrement favorables, qui ont d'ailleurs été publiés dans la revue Beton und Eisen », n° 17 de 1930.

L'assemblage des poteaux avec ces poutres permet d'obtenir une ossature rigide, dont le montage se fait comme en construction métallique et qui est susceptible de supporter les charges de la construction proprement dite ainsi que les efforts dus au vent. Le bétonnage peut suivre d'une manière régulière le montage de l'ossature (figure 7).

La figure 8 représente un assemblage entre poutres métalliques en tôle striée ou profilés légers et poteaux, au moyen d'une armature en hélice. La figure 9 représente l'assemblage avec un poteau constitué par une armature longitudinale en éléments profilés. Avec les deux genres de poteaux, l'assemblage se

fait par l'intermédiaire de fers plats ou profilés droits ou coudés qui sont soudés sur les parois des caissons et sur les armatures des poteaux.

Ce mode de construction du Dr. Bauer, qui ne se limite d'ailleurs pas aux poteaux seulement, mais qui intéresse l'ensemble de l'ossature que constituent les armatures, poteaux et poutres de plancher, réunit les avantages de la construction en béton armé et ceux de la construction métallique ; il contribue à réaliser l'économie dans la construction dans le sens du perfectionnement technique.

Prof. Dr.-Ing. R. SALIGER,
Techn. Hochschule, Wien.

Eine allgemeine Einbürgerung des umschnürten Gusseisens scheiterte an der Abneigung der Ingenieure gegen die Verwendung dieses Baustoffes. Erst der Ersatz des Gusseisens durch Stahlskelette bedeutete die technisch und wirtschaftlich einwandfreie Verwirklichung des gesunden Grundgedankens der Ausnützung der Druckfestigkeit eines Eisenkerns in einem umschnürten Betonmantel. Einen bedeutsamen Anteil nimmt die neuzeitliche Schweisstechnik, da diese die Herstellung der Bewehrungsgerippe besonders vereinfacht, und es sich nur um Haftschweissungen handelt, von denen die Güte der Konstruktion unabhängig ist. Dr. Bauer hat sich um die konstruktive Durchbildung der formhaltenden Umschnürungsgerippe besondere Verdienste erwoben [1].

Nach dem gegenwärtigen Stand sind folgende Bauweisen zu unterscheiden

1) Stahlskelette, die alle Lasten allein aufnehmen, während der umhüllende Beton nur als Feuer- und Rostschutz dient.

2) Mit Eisenbeton kombinierte Stahlskelette, die dadurch gekennzeichnet sind, dass das Stahlgerippe während der Montage die aus Eigengewicht, Arbeitslasten und Windangriffen entstehenden Kräfte aufnimmt, während die notwendige Erhöhung der Tragfähigkeit durch die Umwandlung des Stahlgerippes in umschnürte Stahlsäulen erfolgt.

Zur Erforschung des Zusammenwirkens von Walzprofilsäulen der üblichen Bauart und von hochwertiger Rundstahlbewehrung, beide in Verbindung mit umschnürtem Beton, hat der Berichterstatter mehrere Versuchsreihen durchgeführt, über die unter andern in Beton und Eisen 1930, Heft 1 und 17, in der Oesterreichischen Bauzeitung 1930, Heft 44 uud im Bauingenieur 1931, Hefte 15 und 16 berichtet worden ist.

Die letzte, im Jahre 1931 ausgeführte Reihe umfasst 20 Säulen in 10 verschiedenen Bauarten. (Tabelle.) Bei 18 Säulen wurden die Bewehrungsgerippe einbetoniert, während 2 Säulen ohne Einbetonierung als reine Stahlgerippe auf ihre Tragkraft geprüft wurden. Ihre Abmessungen, Bauart und Bruchbilder zeigen die Abb. 1-5.

Die Versuchsergebnisse aus der letzten Versuchsreihe haben die frühern Untersuchungen bestätigt und die Kenntnis über betonumschnürte Stahlsäulen in wesentlichen Belangen erweitert. Sie können wie folgt zusammengefasst werden :

---

1. D. R. P.

1) Die untersuchten 100 Säulen haben Längsbewehrungen von rund 4 ÷ 12 % und bestehen teils aus Walzprofilen, teils aus Rundstäben mit Stauchgrenzen von 2,2 ÷ 7,7 t/cm². Die Umwehrung betrug rund 0,5 ÷ 2,3 % und

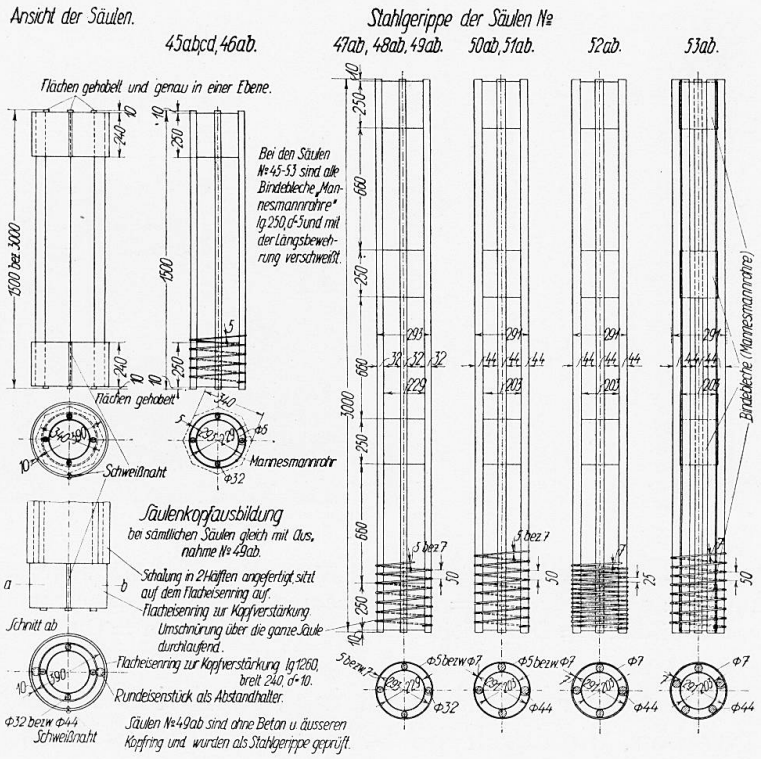


Fig. 1. — Ansicht der Säulen = Vue de face des poteaux = View of the columns.
Flächen gehobelt... = sections fraisées et exactement dans le même plan = Surfaces planed and exactly in one plane.
1500 bez. 3000 = 1500 et 3000 = 1500 and 3000.
Schweissnaht = cordon de soudure = Welded joint.
Mannesmannrohr = tube Mannesmann = Mannesmann tube.
Stahlgerippe der Säulen = disposition de l'ossature métallique des poteaux = Steel ribs of columns.
Bei den Säulen No. 45 bis 53... = dans les poteaux n° 45 à 53, toutes les pièces de l'armature sont assemblées par soudure = In columns n° 45-53 all connecting plates are Mannesmann tubes 250 mm long and $\delta = 5$ and welded to the longitudinal reinforcement.
Säulenkopfausbildung = disposition des têtes des poteaux = Design of head of colums.
Bei sämtlichen Säulen... = même disposition pour tous les poteaux, à l'exception des n° 49 ab = the same in all columns except n° 49 ab.
Schalung in 2 Hälften... = enveloppes préparées en deux moitiés et s'appuyant sur la couronne en fer plat = Sheeting constructed in 2 halves; rests on the flat iron ring.
Flacheisenring zur Kopfverstärkung = couronne en fer plat destinée au renforcement de la tête du poteau = Flat iron ring for strengthening head.
Umschnürung über die... = frettage s'étendant sur toute la hauteur du poteau = Spiral reinforcement over whole length of column, Flat iron ring for strengthening head length 1260 mm, breadth 240 mm, $\delta = 10$.
Rundeisenstück als Abstandhalter = barre ronde d'écartement = Iron rod serving as distance piece.
Säulen No. 49 ab sind ohne Beton... = les poteaux n° 49 ab ont été essayés sans bétonnage, sans couronne extérieure de tête, à titre d'ossature proprement métallique = Columns n° 49 ab are without concrete and outer head ring and were tested as steel ribs.

besteht aus Stahl mit Streckgrenzen von 1,7 ÷ 5,2 t/cm². Die Versuche umfassen sonach den ganzen Bereich der Bewehrungsstärken und Bewehrungsgüten, der in der Praxis in Betracht kommt.

2) Bei allen Säulen konnte die Stauchgrenze der Längseisen vollständig ausgenützt werden, wenn der von der Umschnürung übertragene Lastanteil wenigstens etwa 15 % vom Lastanteil der Längsbewehrung betrug.

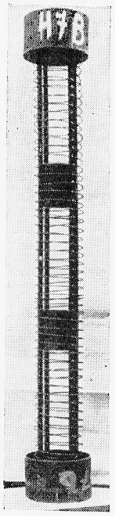


Fig. 2.

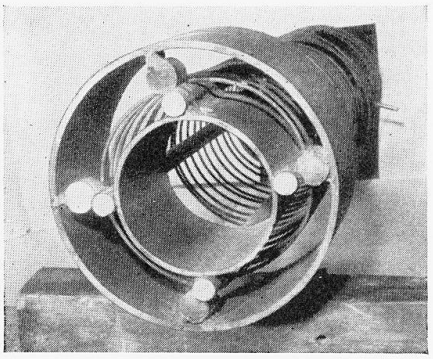


Fig. 3.

Fig. 2. — Bewehrungsgerippe einer Versuchssäule vom Jahre 1931 = Armature d'un poteau d'essai de 1931 = Reinforcement ribs of an experimental column in 1931.
Fig. 3. — Kopfausbildung = Disposition de la tête d'un poteau = Construction of head.

3) Die Tragkraft der Säulen ist in allen Fällen durch die Summe der Widerstände gegeben, die durch die Druckfestigkeit des Betonkerns und der

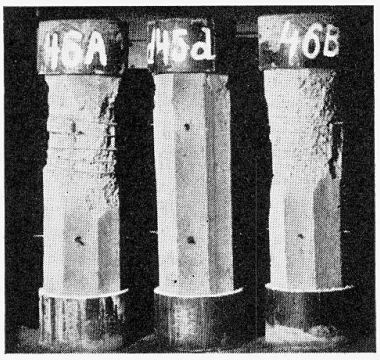


Fig. 4.

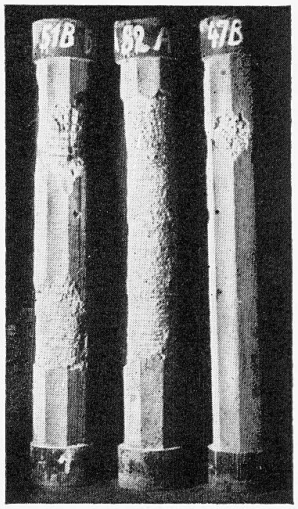


Fig. 5.

Fig. 4. — Bruchbilder von 1,5 m langen Säulen = Ruptures de poteaux de 1.5 m = Fractures in columns 1,5 m long.
Fig. 5. — Bruchbilder von Säulen von 3 m Länge = Ruptures de poteaux de 3 m = Fractures in columns 3 m long.

Längsbewehrung (ohne Knickabminderung) und vom Zugwiderstand der Umschnürung (Streckgrenze) gebildet wird.

4) Bis zur Rissbildung wirken die Querschnittsflächen des Betons (Kern und Deckschicht) und der Längsstäbe in der gleichen Weise wie bei einer

gewöhnlichen Eisenbetonsäule im Verhältnis der Dehnmasse $E_e : E_b$ gemäss den Stauchungen der beiden Stoffe.

Die Risse treten bei Betonpressungen auf, die ungefähr der Prismenfestigkeit gleich sind. Die Stauchungen der Säulen bis zur Rissbildung sind im allgemeinen grösser als die Stauchungen des unbewehrten Betons.

5) Je stärker die Bewehrung ist, desto vollkommener löst sich die äussere Schale vom Kern und desto höher liegt die Bruchlast über der Risslast. Der Unterschied zwischen Riss- nnd Bruchlast beträgt bis zu 25 %.

6) Die Bruchstauchung der umschnürten Stahlsäule beträgt das Mehrfache der Zusammendrückbarkeit des nicht bewehrten Betons. Sie ist so gross, dass die Stauchgrenze der Längseinlagen in allen Fällen nahezu erreicht, meist aber überschritten wird.

7) Die Wirkung der kreisrunden Umschnürung ist bei allen Säulen näherungsweise durch

$$N_s = 2{,}8\, F_s \cdot \sigma_s \text{ ausgedrückt.}$$

8) Der Anteil des Betondruckwiderstandes an der Tragkraft der Säulen beträgt innerhalb des durch die Versuche gedeckten Bereichs ein Sechstel und mehr. In diesem Sinne wirken solche Säulen fast wie reine Stahlsäulen, obwohl der Beton eine unbedingte Notwendigkeit ist.

9) Die Bruchfestigkeit der mit hochwertigem Stahl längsbewehrten Säulen (berechnet mit dem geometrischen Querschnitt des Kerns) beträgt je nach Stärke und Güte der Bewehrung bis 1200 kg/cm².

10. Bezüglich der baulichen Durchbildung und Berechnung wird aus den durchgeführten Versuchen folgender Schluss gezogen :

Die Stärke der Umschnürung, ausgedrückt durch $F_s \cdot \sigma_{Streck}$, soll wenigstens 5 % von der Stärke der Längsbewehrung, ausgedrückt durch $F_e \cdot \sigma_{Stauch}$, sein, also

$$F_s \cdot \sigma_{Streck} \geqslant 0{,}05\, F_e \cdot \sigma_{Stauch}.$$

Ausserdem soll sein

$$F_s \geqslant 0{,}005\, F_k.$$

Die Bruchlast der Säulen ist durch die Beziehung gegeben :

$$N = F_k \cdot \sigma_{Prism} + F_e \cdot 1{,}1\, \sigma_{Stauch} + 2{,}8\, F_s \cdot \sigma_{Streck}.$$

Bei s-facher Sicherheit für die Bewehrung und unter Einhaltung der normengemässen zulässigen Betonpressung ergibt sich die zulässige Belastung

$$N_{zul} = F_k \cdot \sigma_{b\,zul} + \frac{1{,}1 \cdot \sigma_{Stauch}}{s} \cdot F_e + \frac{2{,}8 \cdot \sigma_{Streck}}{s} \cdot F_s$$

$$= (F_k + n \cdot F_e + n_s \cdot F_s) \cdot \sigma_{b\,zul} = F \cdot \sigma_{b\,zul}$$

Bei der Annahme einer $s = 2{,}5$ fachen Sicherheit für die Bewehrung unter ruhender Belastung ergibt sich

$$N_{zul} = F_k \cdot \sigma_{b\,zul} + 0{,}45 \cdot F_e \cdot \sigma_{Stauch} + 1{,}1 \cdot F_s \cdot \sigma_{Streck}.$$

Zuweilen wird die zulässige Pressung der Eisenstäbe mit dem im Eisenbau üblichen Wert angenommen, dann ist

$$N_{zul} = F_k \cdot \sigma_{b\,zul} + F_e \cdot \sigma_{e\,zul} + 1{,}1 \cdot F_s \cdot \sigma_{Streck}.$$

Versuchsprogramm ausgeführt 1931.

Säulen N°	Längsbewehrung	Stahl	lang mm.	Art der Säulen	Umschnürung St. 37
45 *ab*	4 ø 32	St. 37	1500	Eisenbeton	ø 5,9 = 50 mm.
45 *cd*	4 ø 32	St. 37	1500	»	ø 5,9 = 50 »
46 *ab*	4 ø 32	St. 80	1500	»	ø 5,9 = 50 »
47 *ab*	4 ø 32	St. 80	3000	»	ø 5,9 = 50 »
48 *ab*	4 ø 32	St. 80	3000	»	ø 7,9 = 50 »
49 *ab*	4 ø 32	St. 80	3000	Stahlgerippe	ø 5,9 = 50 »
50 *ab*	4 ø 44	St. 80	3000	Eisenbeton	ø 5,9 = 50 »
51 *ab*	4 ø 44	St. 80	3000	»	ø 7,9 = 50 »
52 *ab*	4 ø 44	St. 80	3000	»	ø 7,9 = 25 »
53 *ab*	5 ø 44	St. 80	3000	»	ø 7,9 = 50 »

Traduction.

La généralisation de l'emploi de la fonte frettée se heurta à la méfiance qu'éprouvaient les Ingénieurs à l'égard de ce matériau de construction. Ce n'est que lorsque l'on put remplacer la fonte par l'ossature en acier que la résistance du métal à la compression put être pleinement mise en valeur tant du point de vue technique que du point de vue économique, sous forme d'une âme d'acier enrobée dans une enveloppe de béton frettée. La soudure joue là un rôle important, car elle permet de simplifier dans une large proportion le montage des divers éléments de l'armature, sans qu'il s'agisse d'ailleurs là d'autre chose que de soudures légères, dont ne dépend nullement la valeur de la construction. C'est au Dr. Bauer que l'on doit, tout particulièrement, le développement de l'ossature rigide frettée [1].

Dans l'état actuel de la question, il faut distinguer les procédés de construction suivants :

1. — Ossature métallique proprement dite, supportant à elle seule toutes les charges, tandis que le béton qui l'entoure ne sert que pour assurer la protection contre le feu et contre la rouille ;

2. — Ossature métallique combinée avec le béton armé, caractérisée par ce fait que la partie métallique supporte, pendant le montage, les efforts qui prennent naissance sous l'influence du poids propre, des charges qu'apportent les travaux eux-mêmes et du vent, la capacité de charge effective étant ensuite élevée à sa valeur nécessaire par suite de la transformation de cette ossature métallique en poteaux frettés.

Dans le but d'étudier l'action combinée des poteaux en profilés de types courants et des armatures en aciers ronds à haute résistance, tous deux englobés dans le béton fretté, l'auteur du présent rapport a exécuté plusieurs séries d'essais qui ont fait l'objet de publications dans Beton und Eisen, 1930, n° 1

1. Brevet allemand.

et 17, dans la Oesterreichische Bauzeitung, 1930, n° 44 et dans Bauingenieur, 1931, n° 15 et 16.

La dernière série d'essais, qui date de 1931, a porté sur 20 poteaux exécutés suivant 10 dispositions différentes (tableau). Sur 18 de ces poteaux, on a bétonné le système des armatures, tandis que sur les deux autres, aucun bétonnage n'a été effectué, l'ossature étant soumise aux essais pour sa résistance propre. Les figures 1 à 5 indiquent les dimensions, les dispositions adoptées, ainsi que les figures de fracture obtenues.

Les résultats fournis par cette dernière série d'essais ont confirmé ceux qu'avaient donné les recherches antérieures, ils ont permis d'élargir notablement nos connaissances sur le comportement des poteaux métalliques enrobés de béton. Ces résultats peuvent être résumés comme suit :

1. — Les 100 poteaux étudiés possèdent des armatures longitudinales à raison de 4 à 12 %, qui sont constituées soit par des profilés, soit par des barres rondes admettant une limite de résistance à la compression de 22 à 77 kg/mm². Le frettage atteint des proportions de 0,5 à 2,3 % et est exécuté avec un acier admettant une limite d'écoulement de 17 à 52 kg/mm². Les essais ont ainsi porté sur toute la gamme des armatures que l'on a à considérer dans la pratique.

2. — Dans tous les poteaux, on a pu utiliser pleinement la résistance à la compression des fers longitudinaux, lorsque la fraction de la charge supportée par le frettage atteignait au moins environ 15 % de la fraction de la charge supportée par l'armature longitudinale elle-même.

3. — La capacité de charge des poteaux est donnée dans tous les cas par la somme des résistances suivantes : résistance à la compression du noyau de béton et des armatures longitudinales (sans qu'il y ait à faire intervenir une réduction tenant compte du flambage), et résistance à la traction du frettage (limite d'écoulement).

4. — Jusqu'à l'apparition des fissures, les sections du béton (noyau et enveloppe) et des barres longitudinales se comportent de la même manière que dans les poteaux en béton armé ordinaires, dans le rapport E_c/E et suivant les compressions auxquelles sont soumis les deux matériaux.

Les fissures apparaissent dans le béton pour des pressions qui sont à peu près équivalentes à la résistance du prisme. Les compressions (raccourcissements) des poteaux, jusqu'à l'apparition des fissures, sont en général supérieures à celles qui correspondent au béton non armé.

5. — Plus les armatures sont importantes, et mieux l'enveloppe extérieure se détache parfaitement du noyau ; par suite, plus est élevée la charge de rupture, par rapport à la limite de fissuration. L'écart entre les limites de fissuration et de rupture atteint jusqu'à 25 %.

6. — La compression à la rupture pour les poteaux métalliques enrobés et frettés atteint une valeur multiple de la résistance à la compression du béton non armé. Elle est assez élevée pour que, dans tous les cas, la limite de compression des armatures longitudinales soit atteinte et que, généralement, elle soit même dépassée.

7. — L'influence exercée par le frettage circulaire se traduit dans tous les poteaux approximativement par la relation suivante :

$$N_s = 2{,}8\ F_s\ \sigma_e$$

8. — La participation du béton à la capacité de charge des poteaux atteint, dans la gamme couverte par les essais, un sixième et plus. Dans cet ordre d'idées, de tels poteaux se comportent presque comme des poteaux uniquement métalliques quoique le béton réponde à une nécessité absolue.

9. — La résistance à la rupture des poteaux munis d'armatures longitudinales en acier à haute résistance (calculée en partant de la section géométrique du noyau) atteint, suivant l'épaisseur et la qualité de l'armature, jusqu'à 1200 kg/cm².

10. — En ce qui concerne les dispositions à adopter pour le calcul et la conception, on peut, des essais qui ont été effectués, tirer les conclusions qui suivent :

L'importance du frettage, exprimée par la relation :

$$F_s.\ \sigma_e \qquad \text{(voir désignations plus loin)}$$

doit être au moins égale à 5 % de celle de l'armature longitudinale, exprimée par la relation :

$$F_e.\ \sigma_c$$

On doit donc avoir :

$$F_s\ .\ \sigma_e \geqslant 0{,}05\ F_e\ .\ \sigma_c$$

En outre, on doit avoir :

$$F_s \geqslant 0{,}005\ F_k$$

La charge de rupture des poteux est donnée par la relation suivante :

$$N = F_k\ .\ \sigma_p + F_e\ .\ 1{,}1\ \sigma_c + 2{,}8\ F_s\ .\ \sigma_e$$

Avec un coefficient de sécurité s pour les armatures et en observant les valeurs admises normalement pour la résistance du béton, on a pour la charge admissible :

$$N_{adm} = F_k\ .\ \sigma_b + \frac{1{,}1\ \sigma_c}{s}\ .\ F_e + \frac{2{,}8\ \sigma_e}{s}\ .\ F_s$$

$$= (F_k + n\ F_e + n_s\ F_s)\sigma_b\ = F\ .\ \sigma_b$$

Si l'on suppose un coefficient de sécurité de 2,5 pour l'armature, pour une charge fixe, on obtient ;

$$N_{adm} = F_k\ .\ \sigma\ + 0{,}45\ F_e\ .\ \sigma_c + 1{,}1\ F_s\ .\ \sigma_e$$

On admet parfois pour la contrainte admissible dans les fers la valeur couramment employée en construction métallique ; on a alors :

$$N_{adm} = F_k\ .\ \sigma_b + F_e\ .\ \sigma_a + 1{,}1\ F_s\ .\ \sigma_e$$

Dans ces relations, on désigne par :

F_s la section du frettage
σ_e la limite d'écoulement du métal du frettage
F_e la section des armatures longitudinales
σ_c la limite de résistance de ces armatures à la compression
σ_p la résistance du prisme de béton
F_k la section du noyau de béton
σ_b la contrainte admissible dans le béton
σ_a la contrainte admissible dans l'acier.

Dr. Béla ENYEDI,
Budapest.

Die steife Bewehrung der Eisenbetonkonstruktionen entspricht im Allgemeinen auch den Bedingungen der Wirtschaftlichkeit, vorausgesetzt, dass bei der Herstellung derselben, die sowohl theoretisch abgeleiteten, als auch durch Versuche nachgewiesenen Konstruktionsregeln genau berücksichtigt werden.

Bei Druckgliedern muss man das von Herrn Oberbaurat Dr. Ing. e. h. Fritz v. Emperger aufgestellte, und von zahlreichen Versuchen bestätigte [1] Additionsgesetz verwenden, auf Grund dessen überall, wo es sich um grössere Belastungen handelt, die steife Druckbewehrung jedenfalls auch wirtschaftlich ist. Im ersten Band der Abhandlungen habe ich einen Aufsatz [2] veröffentlicht, in welchem durch ausführliche Kostenberechnungen nachgewiesen wurde, dass die steifbewehrten Eisenbetonsäulen nur dann wirtschaftlicher sind als die üblichen Eisenbetonsäulen, wenn die Querschnittsfläche der steifen Bewehrung nicht mehr als 2 — 3 % des Betonkernes beträgt ; ferner wurde zahlenmässig festgestellt, dass die edleren Stahlsorten, d. h. St 52, die Herstellungskosten vermindern.

Herr Professor Dr. Ing. Hawranek ist zu ganz anderen Resultaten gekommen, insofern er erklärt [3], dass es schon bei St 37 schwer sei, die steifen Bewehrungen voll auszunützen ; bei St 52 sei dies aber überhaupt nicht möglich. Der einzige Grund dafür, warum Prof. Hawranek zu diesen Resultaten kommt, liegt darin, dass er auf Grund der Versuche von Professor Dr. Ing. Saliger [4] in der steifen Längsbewehrung eines rechteckigen, umschnürten Querschnittes kleinere Spannungen zulässt, als die allgemein üblichen Vorschriften in den schlaffen Eiseneinlagen. Seine Formel 1 (Seite 625) ergibt nämlich die zulässige Belastung der mit St 37 bewehrten Säulen zu :

$$P_{zul} = 65\ (F_b + 14{,}42\ F_e)$$

Da die Vorschriften für Eisenbetonbauten für schlaffe Längsbewehrungen statt mit 14,42 im Allgemeinen mit 15,00 rechnen, ist es zu wünschen, dass dieser Widerspruch durch die nochmalige Verwertung der ausgeführten Versuche möglichst bald abgeklärt würde.

Beim Trägerbau steht die Wirtschaftlichkeit der steifen Bewehrung ähnlich wie bei den Druckgliedern. Die Melan'schen bez. Melan-Spangenberg' schen und die Emperger'schen Brückenkonstruktionen sind natürlich wirtschaftlich. sonst hätte man sie auch nicht in neuerer Zeit ausgeführt.

Bei den Hochbauten werden steife Eiseneinlagen hauptsächlich als Deckenträger und Unterzüge verwendet; die Decken sind fast ausnahmslos als einfache Eisenbetonplatten hergestellt, die zwischen I-Träger gespannt sind.

---

1. Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Vorbericht, Erster Kongress, Seite 596.
2. Die Wirtschaftlichkeit steifbewehrter Druckglieder, S. 124.
3. Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Vorbericht, Seite 645.
4. Der Bauingenieur, Jahrgang 1931, Seite 255.

In den Deckenkonstruktionen kann die Eisenbetonplatte unten oder oben liegen.

Im ersteren Falle (Fig. 1) können die Stahlträger in Ungarn üblicherweise in ihrer ganzen Höhe und Breite einbetoniert werden. Es steht ohne Zweifel fest, dass der Beton den Stahlträger versteift, daher die Durchbiegung sich vermindert und die Tragfähigkeit sich erhöht. Der ungarische Eisenbetonausschuss, unter Leitung dessen Vorsitzenden, Herrn Prof. Dr. Ing. Mihailich, hat diesbezüglich einige Versuche gemacht; die Probekörper wurden als ein Deckenfeld (Fig. 2) mit einer Spannweite von 5,50 m ausgebildet, und vergleichshalber wurden auch freistehende 180 mm hohe I-Träger bis zum Bruche belastet.

Die Versuche haben festgestellt, dass durch die versteifende Wirkung der Einbetonierung die Durchbiegung im Bereich der Nutzbelastung fast 20 %,

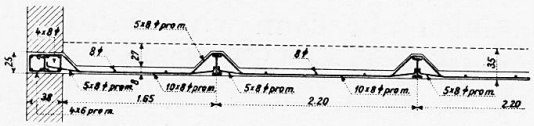


Fig. 1.

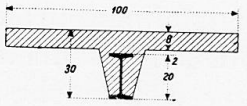


Fig. 3.

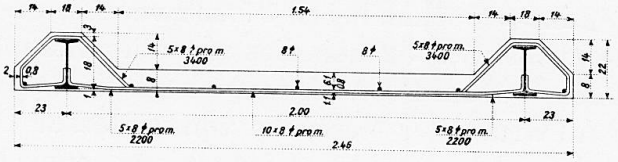


Fig. 2.

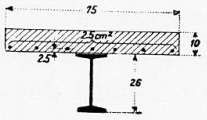


Fig. 4.

und in der Nähe der Fliessgrenze über 15 % kleiner ist, als jene der freistehenden Stahlträger; dieser Umstand spricht dafür, dass die einbetonierten Stahlträger gewissermassen tragfähiger sind als die freiliegenden, woraus folgt, dass sie auch wirtschaftlicher sind.

Wenn die Betonplatte oben liegt, und mit dem Stahlträger gemeinsam arbeitet, (Fig. 3) so wird sich die Tragfähigkeit der Stahlträger ganz bedeutend erhöhen.

Es wird beispielsweise eine 1,0 m breite und 8 cm starke mitwirkende Platte angenommen, die oberhalb eines 200 mm hohen Stahlträgers (D. N. P.) liegt, und mit ihm mittelst entsprechender Eiseneinlagen fest verbunden ist. Wenn die Höhe der Eisenbetonkonstruktionen 30 cm ist und wenn vorausgesetzt wird, dass die Verhältniszahl $n = 15$ sei, dann wird das berechnete Widerstandsmoment des mit der Eisenbetonplatte verstärkten Stahlträgers 388 cm³, d. h. 81 % grösser als jenes der einfachen Stahlträger (214 cm³).

Ein ähnliches Resultat hat man in Ungarn bei Brückenverstärkungen erhalten; die bestehenden stählernen Längsträger einiger älterer Stahlbrücken waren viel zu schwach, um die heutige rollende Belastung aufzunehmen. Als die Brückenbahn mit Eisenbetonkonstruktionen anstatt der alten Holzbohlen erneuert, wurde die Platte oberhalb der Längsträger angeordnet, und damit

durch sekundäre Querträger aus Eisenbeton fest verbunden [1]. Die Widerstandsfähigkeit der 260 mm hohen Längsträger wurde durch die mitwirkende Platte (Fig. 4) von 488 cm^3 auf 729 cm^3, d. h. um 49 % erhöht.

Es ist daher klar, dass die Stahlträger, wenn der Beton mittragend berechnet wird, besonders wirtschaftlich sind, und nur kleinere Betonquerschnitte zur genauen Einhaltung der zulässigen Betondruckspannung nötig sind.

Traduction.

L'adoption d'armatures rigides dans la construction en béton armé correspond, en général, à une amélioration de l'économie des ouvrages, à condition toutefois qu'il soit tenu compte, dans ce cas, des règles de construction établies par la recherche théorique et sanctionnées expérimentalement.

Dans les *membrures comprimées*, il faut employer la loi d'addition établie par le Dr. Ing. e. h. Fritz von Emperger, qui a été confirmée par de nombreux essais [2] et qui permet, partout où il s'agit de charges élevées, d'arriver à des conditions économiques en adoptant l'armature comprimée rigide [3]. Dans le premier volume des Mémoires, j'ai publié une étude dans laquelle il est montré, grâce à des calculs détaillés de prix de revient, que les poteaux en béton armé à armatures rigides ne sont effectivement plus économiques que les poteaux en béton armé ordinaires que lorsque la section de l'armature rigide ne dépasse pas 2 à 3 % de celle du noyau de béton. En outre, il y est établi par le calcul que l'emploi des qualités d'aciers supérieures permet de réduire les prix de revient.

M. le Professeur Dr. Ing. Hawranek est arrivé à des résultats tout différents et expose [4] qu'il est déjà difficile, même avec l'acier St. 37, d'utiliser intégralement la capacité des armatures rigides ; cela ne serait absolument pas possible avec l'acier St. 52. La raison essentielle pour laquelle le Professeur Hawranek arrive à ces résultats est que, en se basant sur les essais du Professeur Dr. Ing. Saliger [5], il admet dans les armatures longitudinales rigides d'une section rectangulaire frettée des contraintes plus faibles que celles que prévoient généralement les règlements courants pour les insertions métalliques non rigides. Sa formule 1 (page 625) donne comme suit la charge admissible des poteaux armés avec l'acier St. 37 :

$$P_{adm} = 65\ (F_b + 14{,}42\ F_e).$$

Comme, en général, les Règlements pour la Construction en béton armé prévoient, pour les armatures longitudinales non rigides 15 au lieu de 14,42,

---

1. Beton und Eisen. Jahrgang 1928, Seite 355.
2. Association Internationale des Ponts et Charpentes, premier Congrès, page 607 de la Publication Préliminaire.
3. L'économie des membrures comprimées à armature rigide, premier volume des Mémoires de l'A. I. P. C., page 117.
4. Association Internationale des Ponts et Charpentes, Premier Congrès, Publication Préliminaire, page 645.
5. Bauingenieur, 1931, page 255.

il est à souhaiter que cette objection soit bientôt levée, à la suite d'une nouvelle interprétation des essais effectués.

Dans la construction des poutres, le caractère économique des armatures rigides se manifeste comme dans les pièces comprimées. Les ponts construits par Melan, ou par Melan et Spangenberg, et par Emperger l'ont évidemment été dans des conditions économiques satisfaisantes, faute de quoi ces ouvrages n'auraient pas été réalisés tout récemment.

Dans la construction des ouvrages au-dessus du sol, les armatures rigides sont principalement employées sous forme de poutres de plancher et de sous-poutres ; les planchers sont, presque sans exception, exécutés sous forme de simples dalles de béton armé, posées entre des poutres en I.

La dalle de béton armé peut être placée à la partie inférieure ou à la partie supérieure.

Dans le premier cas (figure 1), les poutrelles en acier sont généralement enrobées dans le béton sur toute leur hauteur et sur toute leur largeur. Il n'est pas douteux que le béton renforce ces poutrelles ; il en résulte une diminution des fléchissements et par suite une augmentation de la capacité de charge. La Commission Hongroise du Béton Armé, sous la direction de son président, M. le Professeur Dr. Ing. Mihailich, a effectué des essais à ce sujet ; les pièces d'essai ont été constituées sous forme de panneaux élémentaires de planchers (figure 2) avec une portée de 5,50 mètres ; par comparaison, on a également essayé jusqu'à la rupture des poutrelles en I de 180 mm de hauteur reposant librement sur leurs appuis.

Les essais ont montré que par suite de l'influence de renforcement qu'exerce l'enrobage dans le béton, le fléchissement dans la zone correspondant à la charge utile est inférieur de presque 20 % à celui des poutrelles reposant librement ; dans le voisinage de la limite d'écoulement, il est inférieur de plus de 15 % à celui de ces poutrelles. Il en résulte bien que les poutrelles d'acier enrobées de béton accusent une capacité de charge supérieure à celle des poutrelles reposant librement et que, par suite, elles sont plus économiques.

Si la dalle de béton armé est placée à la partie supérieure, et travaille par suite avec la poutre métallique (figure 3), la capacité de charge de cette poutre s'en trouve notablement accrue.

Considérons, par exemple, une dalle de 1 m. de large et de 8 cm d'épaisseur, participant à la charge et située au-dessus d'une poutre métallique (D.N.P.) de 200 mm de hauteur ; cette dalle est assemblée à la poutre d'une manière rigide au moyen d'armatures convenables. Si la hauteur de l'ouvrage en béton armé est de 30 cm et si l'on suppose que le coefficient n est égal à 15, le moment résistant calculé de la poutre métallique renforcée par la dalle de béton armé est alors de 388 cm^3, c'est-à-dire supérieur de 81 % à celui de la poutre métallique simple (214 cm^3).

On a pu obtenir un résultat semblable, en Hongrie, pour le renforcement des ponts ; dans plusieurs vieux ponts métalliques, les poutres longitudinales existantes étaient notablement trop faibles pour pouvoir supporter les charges roulantes actuelles. Les tabliers étant remplacés par du béton armé au lieu des anciens platelages de bois, on en a profité pour disposer la dalle de béton au-dessus des poutres longitudinales en prévoyant l'assem-

blage rigide de poutres transversales en béton armé[1]. L'intervention de la dalle représentée sur la figure 4 a permis de porter le moment résistant de la poutre longitudinale de 260 mm de hauteur de 488 cm³ à 729 cm³, ce qui correspond à une augmentation de l'ordre de 49 %.

Il est donc évident que les poutres métalliques deviennent particulièrement économiques lorsque l'on peut faire intervenir le béton dans les calculs ; de faibles sections de béton sont alors suffisantes pour assurer l'observation des contraintes de compression admissibles dans le béton.

Zusammenfassung.

Die steife Bewehrung der Eisenbetonkonstruktionen wird nur dann wirtschaftlich, wenn die durch die Versuche, theoretische Untersuchungen und Baupraxis festgestellten Bedingungen genau berücksichtigt werden.

Bei Druckgliedern (Säulen, Bogenbrücken) kann man das von Oberbaurat Dr. Ing. e. h. Fritz v. Emperger abgeleitete und bewiesene Additionsgesetz verwenden, wonach die steifbewehrten Eisenbetonsäulen nur dann wirtschaftlicher sind als die üblichen Eisenbetonsäulen, wenn die Querschnittsfläche der steifen Bewehrung nicht mehr als 2-3 % des Betonkernes beträgt.

Im Trägerbau liegen die Eisenbetonplatten bei den mit Stahlträgern hergestellten Deckenkonstruktionen unten oder oben. In beiden Fällen muss der Stahlträger in seiner ganzen Höhe und Breite einbetoniert werden. Im ersten Falle wurde auch durch Versuche festgestellt, dass der Beton den Stahlträger versteift, die Durchbiegung vermindert, und dementsprechend die Tragfähigkeit erhöht. Im zweiten Falle wird die Tragfähigkeit ganz bedeutend vergrössert, was auch rechnerisch einfach nachgewiesen werden kann.

Summary.

Stiff reinforcing of reinforced concrete structures will only be economical when due consideration has been paid to the essential conditions determined from the results of tests, theoretical investigations and actual practice.

In compression members (columns, arched bridges), the summation law deduced and proved by Oberbaurat Dr. Ing. Fritz v. Emperger may be adopted; according to it, reinforced concrete columns with stiff reinforcement are only more economical than ordinary reinforced columns if the cross-sectional area of the stiff reinforcement does not exceed 2 to 3% of the concrete core.

In girder structures, the reinforced concrete slabs in ceilings constructed with steel girders lie either above or below the girders. In both cases the steel girder must be encased in concrete throughout its entire height and width. In the first case, tests have also shown that the concrete stiffens the steel girder, reduces deflection, and increases the carrying capacity to a corresponding degree. Iu the second case, the carrying capacity is very greatly increased, and this can also be easily proved by calculation.

---

1. Beton und Eisen, 1928, page 355.

Dr. Ing. A. HAWRANEK,
Professor an der Deutschen Technischen Hochschule, Brünn.

Herr Dr. Enyedi hat in seinem Diskussionsbeitrag zur Berechnung einbetonierter Stahlsäulen hervorgehoben, zu anderen Ergebnissen zu gelangen, als in meinem Referat VII A3 Seite 619 des Vorberichtes niedergelegt sind, in dem er die Meinung vertritt, dass sich Säulen bei steifer Bewehrung sowohl bei St 37 wie bei St 52 wirtschaftlich bemessen lassen und der Stahl ausgenützt werden kann, gegenüber meinen Schlussfolgerungen auf Seite 637 und 645.

Herr Enyedi hat jedoch dabei etwas Grundsätzliches übersehen, dass sich nämlich mein Referat, was auch Seite 620 Zeile 13 ausdrücklich hervorhebt, bloss mit einbetonierten Säulen eines Stahlskelettes beschäftigt, wobei der Beton mittragend gerechnet wird. Das Stahlskelett ist nach den Grundsätzen des Stahlbaues konstruiert. Voraussetzung ist also dabei gewesen, dass das Stahlskelett vorher völlig aufgestellt ist und damit für alle wirksamen Kräfte, auch für Wind bemessen ist uud nachher noch ein Betonquerschnitt hinzukommt, der überall die aus Feuersicherheitsgründen allseitig 0,05 m starke Deckung einhält. Bei dieser Voraussetzung und Forderung handelt es sich also um etwas ganz anderes als um einen Eisenbeton-Skelettbau, dessen steife Bewehrung stockweise aufgestellt und einbetoniert wird und nach den Regeln des Eisenbetonbaues bemessen wird, wo man auch die Freiheit der Abmessungen des Betonquerschnittes und der Bewehrung hat und auch eine Deckung von 0,05 m nicht vorgeschrieben ist. Die reine Eisenbetonbauweise (Gesichtspunkt 2) habe ich, wie aus der Einleitung zum Referate deutlich hervorgeht, überhaupt nicht behandelt und zwar deshalb, weil für diesen Fall ein eigenes Referat VII A2 von Dr. Emperger vorgelegt worden ist.

Dafür wurden in meinem Referate auch zwei verschiedene Arbeitsvorgänge der Stahlskelettbauweise mit nachträglicher Betonierung berücksichtigt und dann in der Zusammenfassung der Ergebnisse Seite 645 und Seite 639, Zeile 3, Massnahmen angegeben, wie man die ungünstigen Ergebnisse, besonders bei St. 52, verbessern kann ; insbesondere, indem man andere Stahlquerschnittsformen der Stützen als bisher im Stahlbau üblich, verwendet. Es sei gleich erwähnt, dass bei Bauten mit wenig Geschossen und Verwendung von Breitflanschprofilen die Ergebnisse günstiger werden, aber mit diesen Profilen kommt man bei vielen Geschossen nicht aus, ausser man verwendet Kopfplatten mit teurer laufender Nietung und unangenehmen Anschlüssen der Unterzüge, die wegen der schwierigen Momentenübertragung bei vielgeschossigen Bauten teuer werden. Deshalb sind die Untersuchungen auch auf die übliche Form der aus 2 I-Profilen bestehenden Säulen beschränkt, die auch den nötigen Zwischenraum zum Einschieben und Auflagern, selbst schwerer Unterzüge, freilassen. Diese grundsätzliche Anordnung der Säulenquerschnitte wird man aber bei vielgeschossigen Bauten schwer verlassen können. (Ich erwähne, dass die Untersuchungen für ein Hochhaus mit 20 Obergeschossen durchgeführt worden ist.)

Ausserdem ist zu beachten, dass das reine Stahlskelett auch für Wind be-

rechnet worden ist und zwar für eine sehr ungünstige aber leicht mögliche Annahme über die dem Wind ausgesetzten Flächen, so dass alle hintereinander liegenden Säulen und Unterzüge vom Wind getroffen werden können. Schliesslich darf nicht vergessen werden, dass die Stahlquerschnitte nach der Vorschrift auf Biegung und Knicken gerechnet sind, (Fall I Seite 629) was bei den Erwägungen des Hr. Dr. Enyedi gewiss nicht berücksichtigt worden ist. Im Fall I a wurden die Stahlsäulen im Interesse einer Ersparnis auf Druck und Biegung mit Nietabzug berechnet und nachträglich untersucht, welche Sicherheit gegen Knicken dann vorhanden ist ; so ergab sich (Seite 636), dass diese 1,6 bei St. 37 und bloss 1,36 bei St. 57 gegen Erreichen der Streckgrenze betrug. Es hängt also auch davon ab, wenn die Wirtschaftlichkeit und Ausnützbarkeit des Stahles untersucht wird, wie weit man mit den Sicherheiten noch heruntergehen will, wenn es sich auch, so lange die Stützen nicht einbetoniert werden, nur um vorübergehende Beanspruchungen handelt.

Wenn Herr Dr. Enyedi seine Schlussfolgerungen bezüglich der Ausnützbarkeit der steifen Stahlbewehrung für Säulen aus seinem in den Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau Bd. 1, Seite 117 erschienenen Aufsatze « Die Wirtschaftlichkeit steif bewehrter Druckglieder » gezogen hat, so ist der Widerspruch sofort aufgeklärt. Denn Enyedi berücksichtigt darin bloss Säulen, die auf Druck beansprucht sind, Wind- und Lastmomente zieht er überhaupt nicht in Rechnung, was aber in meinem Referate, wie dies bei einem Skelettbau erforderlich ist, berücksichtigt ist, und wie man sich aus den Tabellen Nr. 1-12 überzeugen kann, wenigstens in den unteren Geschossen viel ausmacht. Ausserdem behandelt Enyedi bloss achteckige Säulen, während im Referate rechteckige Querschnitte berücksichtigt sind.

Das bisher hier Erwähnte gilt dem Grundsätzlichen und bestätigt die Richtigkeit meiner Schlussfolgerungen, die für Säulen in Geschossbauten gezogen wurden.

Wenn im besonderen Herr Enyedi noch in der Formel 1) Seite 625 meines Referates

$$P_{zul.} = 65\ (F_b + 14{,}42\ F_e)$$

den Beiwert 14,42 durch 15 ersetzen will, so möchte ich hervorheben, dass dieser Wert 14,42 sich aus den Versuchsserien für rechteckige Säulen nach Saliger bei Berücksichtigung tschechoslowakischer Vorschriften ergibt. Doch sei gleich erwähnt, dass dieser Umstand die Unstimmigkeiten der Schlussfolgerungen zwischen Herrn Enyedi und mir nach obigem nicht verursacht. Uebrigens ist dieser Wert ja abhängig von der Prismenfestigkeit des verwendeten Betons, der Stauchgrenze des Eisens und dem gewählten Sicherheitsgrad. Dieser Beiwert könnte für St. 37 unter besonderen Verhältnissen auch grösser als 15 sein.

Auch die Einwände Enyedis gegen die Schlussfolgerungen des Referates bei einbetonierten Trägern treffen nicht zu. Es ist klar, dass man eine gewöhnliche Decke, die aus einbetonierten Profileisen besteht, so bemessen kann, dass das steife Profil in der untersten Faser gerade die zulässige Beanspruchung erfährt.

Wenn aber ein solcher Träger oder Unterzug im Stahlskelett Windmomente

schon im nichteinbetonierten Zustand erfährt, so ist dessen Abmessung von vornherein bestimmt und wird dann wiederum beim Einbetonieren die vorgeschriebene minimalste Deckung berücksichtigt, so ist eine zweifache Unfreiheit im Bemessungsverfahren vorhanden, die eben zu hohen Betonspannungen führt, wie Seite 632 des Referates ausgeführt ist. Dass Referent die Windmomente für Unterzüge aber berücksichtigt, ist aus der Seite 631 zu ersehen; er hat auch jene Massnahmen angegeben, die eine wirtschaftlichere Ausführung ermöglichen.

Ein Vergleich Enyedis mit den Brückenausführungen Melans und Spangenbergs ist hinfällig, da es sich um anders beanspruchte Druckglieder handelt, als die im Referate behandelten.

Zum Referat VII A2 Dr. Empergers über Berechnung steif bewehrter Säulen und zu dessen Nachtrag in der Diskussion.

Das Additionsgesetz Empergers für steif bewehrte und umschnürte Eisenbetonsäulen, ist aus verschiedenen Versuchsreihen für den Bruchzustand feststehend. Aus meinem Diskussionsbeitrag zu VII A3, ist aber ersichtlich, dass bei der steif bewehrten und umschnürten Säule im Bereich der Gebrauchslasten die wirklichen Spannungen im Beton und Eisen wesentlich von jenen abweichen, wenn die Bemessung solcher Säulen aus der Tragfähigkeit erfolgt, wie Emperger vorschlägt, die dem Quotienten der Spannungen im Bruchstadium durch den Sicherheitsfaktor entsprechen. Es sind noch Versuche nötig, die die Spannungen des Betons und Eisens für die Gebrauchslast feststellen und sie mit jenen beim Bruch in Beziehung bringen. Zur Klarstellung dieser Frage reichen die bisherigen Versuche nicht aus, insbesondere ist auch die Messung der Spannungen in den Umschnürungen nötig, bevor eine endgültige Entscheidung über die Bemessung solcher Säulen getroffen wird. Natürlich müssen dabei alle Eigenschaften der Einzelbaustoffe gleichzeitig geprüft werden.

Traduction.

Au cours de sa contribution à la Discussion, et au sujet du calcul des colonnes en acier enrobées de béton, le Dr. Enyedi est arrivé à des résultats différents de ceux que j'ai exposés dans mon rapport VII-A-3, page 619 de la Publication Préliminaire ; il soutient en effet l'opinion que dans le cas de l'armature rigide, les colonnes peuvent être calculées aussi économiquement avec l'acier à haute résistance St. 52 qu'avec l'acier doux St. 37, l'acier pouvant dans les deux cas, être utilisé intégralement ; j'arrive par contre à une conclusion inverse (voir pages 637 et 645).

Le Dr. Enyedi semble toutefois ne pas avoir tenu compte de ce fait essentiel, qu'exprime en particulier très nettement la ligne 13 de la page 620, que mon rapport n'envisage uniquement que les colonnes enrobées de béton faisant partie d'une ossature métallique et dans lesquelles l'intervention du béton est introduite dans les calculs. L'ossature métalliqne est conçue suivant les principes mêmes de la construction métallique. Ceci suppose donc que l'ossature métallique est tout d'abord entièrement montée par elle-même, et que par suite elle est calculée par elle-même pour tous les efforts entrant en

ligne de compte, même pour le vent ; à cette section de métal, vient encore s'ajouter ultérieurement une section de béton, qui comporte en particulier, en tous ses points, le recouvrement de 0,05 m. répondant aux nécessités de protection contre le feu. Il s'agit donc ici de tout autre chose que d'une ossature en béton armé, dont l'armature rigide serait montée étage par étage et enrobée de béton, les calculs étant effectués suivant les règles applicables au béton armé, règles qui laissent toute liberté en ce qui concerne les dimensions des sections et la disposition des armatures et qui ne prévoient pas le revêtement de 0,05 m. Je n'ai nullement envisagé de traiter la construction en béton armé proprement dit, ainsi d'ailleurs qu'il résulte nettement du paragraphe d'introduction à ce rapport ; cette question est en effet traitée spécialement dans le rapport VII-2-2 présenté par le Dr. Emperger.

J'étudie d'ailleurs dans mon rapport deux dispositions différentes pour la construction de la charpente métallique destinée à recevoir un enrobage ultérieur de béton ; dans le résumé, page 645 et dans la ligne 3 de la page 639, j'indique d'ailleurs des dispositions permettant d'améliorer les résultats les plus défavorables, en particulier lorsqu'il s'agit de l'acier St. 52 ; on pourra, par exemple, adopter pour les poteaux, des sections de métal de formes différentes de celles que l'on emploie jusqu'à maintenant en construction métallique. Il importe de signaler également que, dans les constructions à nombre d'étages réduit et lorsque l'on emploie des profilés à larges ailes, les résultats sont plus favorables ; toutefois, lorsque le nombre d'étages est important, ces profilés ne sont pas suffisants, on a recours à des semelles qui impliquent une rivure continue d'un prix élevé et des assemblages disgracieux dans les sous-poutres, les difficultés dues aux moments à supporter conduisant ainsi, dans le cas de nombreux étages, à un prix de revient élevé. C'est pourquoi les recherches sont limitées à la disposition ordinaire des colonnes constituées par deux profilés en I, qui laissent entre eux l'intervalle nécessaire pour les insertions et les appuis, même lorsqu'il s'agit de sous-poutres fortes. Cette disposition fondamentale des sections de colonnes ne peut toutefois plus être maintenue lorsque le nombre d'étages est considérable (je signalerai que les recherches ont porté sur une construction de 20 étages au-dessus du sol).

Il faut ajouter que l'ossature métallique proprement dite est également calculée pour résister au vent, dans des conditions très défavorables, mais parfaitement possibles, en ce qui concerne les surfaces exposées au vent, et telles que toutes les colonnes et sous-poutres qui se trouvent les unes derrière les autres peuvent être exposées au vent. Enfin, il ne faut pas perdre de vue que les sections de métal ont été calculées d'après les Règlements au sujet de la flexion et du flambage (Cas I, page 629), point qui n'a certainement pas été pris en considération par le Dr. Enyedi. Dans le cas I a, et dans un but d'économie, on a tout d'abord calculé les colonnes métalliques à la compression et à la flexion, prenant égard à l'affaiblissement par les rivets ; on a ensuite cherché quel degré de sécurité on obtenait ainsi contre le flambage ; on a trouvé (page 636) le chiffre de 1,6 avec l'acier St. 37 et de 1,36 seulement avec l'acier St. 57 par rapport à la limite d'écoulement. Lorsque l'on étudie l'économie d'une construction et l'utilisation au mieux de l'acier, le degré de sécurité que l'on se propose de réaliser intervient donc également, même s'il s'agit,

lorsque les supports ne sont pas enrobés, de contraintes non permanentes.

Si le Dr. Enyedi a tiré ses conclusions en ce qui concerne l'utilisation des armatures rigides des colonnes de l'étude publiée par lui dans les Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, Volume I, page 117, ses objections s'expliquent aisément. Le Dr. Enyedi envisage en effet uniquement, dans cette étude, des colonnes soumises à la compression, sans prendre en considération les efforts dus au vent et les moments des charges ; or, ainsi que le nécessite l'étude d'une ossature métallique, j'ai précisément tenu compte de ces éléments dans mon rapport, cette influence étant d'ailleurs très importante tout au moins en ce qui concerne les étages inférieurs, ainsi qu'on peut le voir par les tableaux 1 à 12. En outre, Enyedi considère uniquement des colonnes de section octogonale, tandis que dans mon rapport, il est question de sections carrées.

Les indications ci-dessus ont une valeur de principe et confirment l'exactitude de mes conclusions, qui s'appliquent aux colonnes de constructions à étages.

Dans la formule 1, page 625 de mon rapport, le Dr. Enyedi propose en particulier de remplacer le coeffieient 14,42 par 15 ; je préciserai à ce sujet que cette valeur de 14,42 résulte de séries d'essais effectués suivant les indications de Saliger sur des colonnes rectangulaires, en tenant compte des Règlements Tchécoslovaques. Il faut indiquer également que ce n'est d'ailleurs pas là la cause des divergences qui existent entre les conclusions du Dr. Enyedi et les miennes. Cette valeur dépend en effet de la résistance sur le prisme du béton employé, de la limite de résistance du métal à la compression et du coefficient de sécurité adopté. Dans certaines conditions, cette valeur pourrait même, dans le cas de l'acier St. 37, dépasser 15.

Les objections du Dr. Enyedi aux conclusions de mon rapport en ce qui concerne les poutres enrobées de béton ne sont pas non plus exactes. Il est évident qu'un plancher ordinaire constitué par des profilés enrobés de béton peut être calculé de telle sorte que l'armature rigide soit soumise, dans les fibres inférieures du métal, précisément à la contrainte admissible.

Si toutefois une telle poutre, ou sous-poutre se trouve soumise, avant même l'enrobage, à l'influence des moments dus au vent, ses dimensions sont déterminées à l'avance; si ensuite, pour l'enrobage dans le béton, on adopte le revêtement minimum prescrit, il en résulte une double atteinte à la latitude qu'offrent les calculs, et l'on peut même se trouver conduit à des contraintes trop élevées dans le béton, ainsi qu'il est indiqué à la page 632 de mon rapport. On pourra voir à la page 631 que l'auteur tient toutefois compte des moments dus au vent pour les sous-poutres ; il a également indiqué toutes dispositions à prendre pour assurer l'économie de la construction.

La comparaison du Dr. Enyedi avec les travaux de Melan et de Spangenberg, au sujet des ponts, n'est pas opportune, car il s'agit là de pièces comprimées dans des conditions différentes de celles qui ont été envisagées dans mon rapport.

Contribution à la discussion du rapport VII-A-2 du Dr. F. v. Emperger concernant le calcul des colonnes à armatures rigides.

La loi d'addition d'Emperger concernant les colonnes en béton armé avec

armatures rigides et frettage résulte de différentes séries d'essais pour l'état de rupture. On verra toutefois, d'après ma contribution à la discussion du rapport VII-A-3, que dans les colonnes à armatures rigides et frettage et pour la zone des charges normales, les contraintes effectives dans le béton et dans les fers diffèrent sensiblement de celles qui correspondent au quotient des contraintes à la rupture par le coefficient de sécurité lorsque le calcul de ces colonnes est basé sur la capacité de charge, ainsi que le préconise Emperger. Des essais seraient encore nécessaires, en vue de déterminer les contraintes dans le béton et dans les fers dans la zone des charges normales et d'en déduire une relation entre ces contraintes et celles qui se manifestent à l'état de rupture. Les essais qui ont été effectués jusqu'à maintenant ne sont en effet pas suffisants à ce sujet; il est en particulier nécessaire de mesurer les contraintes dans le frettage, afin de pouvoir établir d'une manière définitive le calcul de telles colonnes. Naturellement, il importe de contrôler simultanément toutes les caractéristiques des différents matériaux employés.

Dr. Ing. e. h. H. SCHMUCKLER,
Beratender Ingenieur, Berlin.

Die Vorträge von Dr. Emperger und Prof. Hawranek behandelten ein Gebiet, welches für den Stahlbau und den Eisenbetonbau von gleicher Wichtigkeit ist.

Ein Stahlskelett von geringen Abmessungen, nur so stark, dass es das Eigengewicht des Baues während der Ausführung zu tragen vermag, kann in Verbindung mit dem ausfüllenden und umhüllenden Beton auch die Nutzlast aufnehmen.

Bei dieser Art der Ausführung werden die Vorteile des Stahlskelettes (Montage in Unabhängigkeit vom Wetter, Zeitgewinn, Verbilligung) mit denen des Betons (Feuersicherheit, Mitwirkung des Betons zum Tragen etc.) verbunden und eine Plattform der Zusammenarbeit Stahlbau = Eisenbeton geschaffen. Erscheint die Eisenbeton-Gitterkonstruktion, wie von Lossier gezeigt und dort schon kritisiert, als abwegig, so ist die Kombination von Stahlskelett und Eisenbeton eine der wichtigsten Aufgaben der Zukunft. Es genügt aber nicht, lediglich festzustellen, in wie weit die steife Stahlarmierung mit dem ausfüllenden und umhüllenden Beton zusammenwirkt, es ist ebenso wichtig, eine geeignete Lösung der Verbindung zwischen den steifarmierten Stützen, den Deckenträgern und Unterzügen zu schaffen. Die Versuche müssen also nach dieser Richtung hin, und zwar auf der Grundlage von konstruktiv gut durchgebildeten Knotenverbindungen erweitert werden, wie es der Deutsche Stahlbau-Verband bereits in sein Programm aufgenommen hat.

Traduction.

Les Mémoires du Dr. Emperger et du Prof. Hawranek portent sur un domaine qui présente une égale importance tant pour la construction métallique que pour le béton armé.

Une ossature métallique de dimensions relativement faibles et calculée en

fait pour ne pouvoir supporter que le poids propre de l'ouvrage pendant la construction, peut fort bien, l'intervention du béton de remplissage et d'enrobage aidant, supporter également la charge utile.

Ce mode d'exécution réunit les avantages que présente l'ossature métallique (gain de temps, prix de revient plus faible, possibilité de faire le montage sans avoir à tenir compte du temps) à ceux du béton (sécurité contre le feu, participation du béton à la charge à supporter, etc...) et permet d'élever le niveau commun du travail. Si la construction en béton armé en treillis, telle l'a exposée Lossier paraît constituer une fausse route, déjà critiquée d'ailleurs, la fusion de l'ossature métallique et du béton armé n'en est pas moins l'une des solutions les plus intéressantes de l'avenir. Il ne suffit toutefois pas de déterminer uniquement dans quelle mesure l'armature métallique rigide et le béton de remplissage et d'enrobage sont susceptibles de « s'associer » ; il est également essentiel d'arriver à une solution satisfaisante en ce qui concerne la liaison entre les appuis munis d'armatures rigides, les poutrelles de plancher et les sous-poutres elles-mêmes. Les recherches expérimentales doivent donc être poursuivies dans le sens ci-dessus, en vue de réaliser des assemblages parfaitement sains et pratiques. C'est dans ce sens que le Groupement Allemand de la Construction Métallique (Stahlbauverband) a établi son programme.

VII A 4.

POUTRELLES MÉTALLIQUES COMBINÉES AVEC DU BÉTON OU DU BÉTON ARMÉ ET TRAVAILLANT A LA FLEXION

PROFILTRÄGER, KOMBINIERT MIT BETON ODER EISENBETON, AUF BIEGUNG BEANSPRUCHT

GIRDERS, COMBINED WITH CONCRETE OR REINFORCED CONCRETE, SUBJECTED TO BENDING

C. H. LOBBAN, D. Sc.,
Chartered Civil Engineer, London.

Voir » Publication Préliminaire », p. 647. — *Siehe « Vorbericht »*, S. 647.
See " Preliminary Publication ", p. 647.

Participants à la discussion

Diskussionsteilnehmer

Participants in the discussion :

Dr. Ing. G. v. KAZINCZY.
Baurat, Budapest.

Es ist schon lange bekannt, dass die Durchbiegungen der einbetonierten Deckenträger kleiner ausfallen, als die der nicht ummantelten. Da die Spannungen von der Verformung des Trägers abhängen, entsteht die Frage,

ob man solche Träger nicht günstiger berechnen könnte. Es gelingt nicht, die grössere Tragfähigkeit theoretisch nach der üblichen Berechnungsweise zu ermitteln, weshalb das Problem durch Versuche erforscht werden muss.

I. — Amtliche Versuche des Verfassers.

Bei einem Neubau hat der Unternehmer kleinere Profile verwendet, als die Baubehörde es ihm zugelassen hatte. Die nach Art Abb. 1 ausgebildete Decke wurde durch Probebelastung untersucht. Die Decke lag unter dem Dachboden,

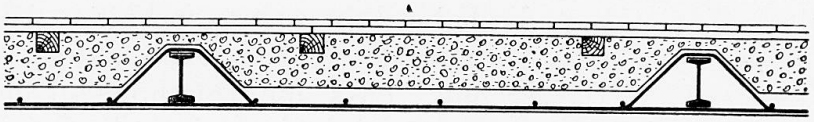
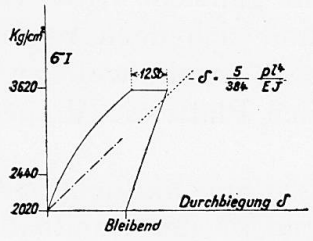


Fig. 1.

von Einspannung war somit keine Rede. In Abb. 2 sind die Durchbiegungen aufgetragen.

Es ist zu ersehen, dass die Durchbiegungen tatsächlich kleiner sind als die theoretischen, aber nach einer Ruhepause von 12 Stunden erreichen sie die letzteren und es bleiben beträchtliche Durchbiegungen zurück.



2

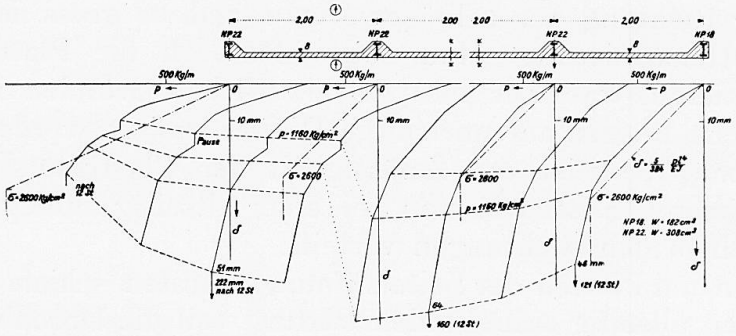


Fig. 3.

Fig. 4.

Fig. 2. — fléchissement = Durchbiegung = deflection = permanent = bleibend = permanent.

Weitere Versuche hat der Ungarische Deckenausschuss, dessen Mitglied der Verfasser ist, mit der materiellen Unterstützung des Vereins der Budapester Baumeister durchgeführt. Späterhin hat der Verfasser diese Versuche im Zusammenhang mit amtlichen Prüfungen eines neuen Leichtprofils ergänzt.

II. — Versuche des Ungarischen Deckenausschusses.

Die Art des Einbetonierens des Deckenträgers, welche durch Versuche erprobt wurde, ist in Abb. 1 zu sehen.

Der Ausschuss wollte die I Träger-Eisenbetondecke so untersuchen, dass ein Versuchsobjekt aus 4 gleich hohen I-Trägern (NP 22) mit 3 Eisenbetonplatten bestehen und nur die Platten belastet sein sollten. Es war nämlich zu befürchten, dass sich der Beton während der Formänderung der Platte von den Stahlträgern lösen und so auf die Träger keine versteifende Wirkung

mehr ausüben würde. Wir haben diese Trennung in der Tat an mehreren Stellen beobachten können. Die Auswertung der Versuche war aber fast unmöglich, da man nicht feststellen konnte, wie viel von der Last auf die einzelnen Träger entfiel, und so konnte man die wahren Durchbiegungen mit den theoretischen nicht vergleichen.

In Abb. 3 sind die Durchbiegungen zu sehen. Sie sind so aufgetragen, dass auch die Form der Deckenmittellinie zum Ausdruck kommt.

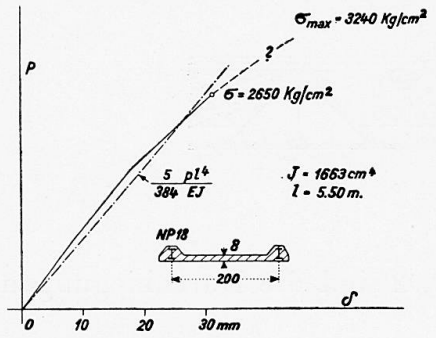


Fig. 5.

Nachher wurden Objekte mit kleineren äusseren Balken (NP. 18) gebaut, die ungefähr die halbe Last zu tragen hatten. Die Durchbiegungslinien sind in Abb. 4 zu sehen. Man erkennt, dass die Durchbiegungen in der Tat anfangs viel kleiner sind als die theoretischen (------ Linie), aber bei Erreichung der Fliessgrenze fallen sie ziemlich zusammen (Abb. 4). Die Sicherheit der Träger gegen starke Durchbiegung ist also durch das Einbetonieren nicht grösser geworden.

Es war interessant zu beobachten, dass sich die Risse im Mittelfeld ausschliesslich in der Richtung der Plattenarmierung ausbildeten. Dies ist auch begreiflich, da das Krümmungsmass der Platte in der Richtung der I Träger etwa 6-mal so gross ist, als in der Richtung der Plattenarmierung. Man sollte demnach die Platte parallel den I Trägern armieren, was aber aus wirtschaftlichen Gründen nicht gemacht wird. Dass solche Platten auf unrichtige Weise armiert werden und sich doch bewährt haben, beweist die Zulässigkeit der Plastizitätslehre [1], nach welcher es gleichgültig ist, wie man bei einer allseitig aufliegenden Platte die Momente nach beiden Richtungen verteilt.

In den Platten der Seitenöffnungen traten schiefe Risse auf, ähnlich wie in einer allseitig aufliegenden Platte, weil die Durchbiegungen der Randbalken viel geringer waren. Diese schiefen Risse stellten sich für diejenigen Objekte viel ausgeprägter dar, bei welchen die Randbalken stärker waren. Es ist interessant, dass die Höchstlast bei diesen viel grösser und die Durchbiegung viel kleiner war, als bei den Objekten mit schwächeren Randbalken. Dem Verhältnis der Widerstandsmomente von $\frac{1230}{980} = 1{,}25$ entspricht das Verhältnis der Höchstlasten von $\frac{10078}{6298} = 1{,}6$. Der Unterschied ist aber noch grösser, weil die stärkeren Randbalken die Fliessgrenze nicht erreicht haben. Die Verschiedenheit der Durchbiegungen ist in Abb. 3 und 4 zu sehen.

Diese Erscheinung kann nur durch den Drillungswiderstand der Platte erklärt werden.

Nachher wurden Versuchsobjekte gebaut, die aus zwei Trägern und einer Platte bestanden. (Durchbiegungsdiagramm in Abb. 5). Anfangs sind die

---

1. Zürcher Kongress für Materialprüfung 1931. Diskussion G. v. Kazinczy.

Durchbiegungen um etwa 20 % geringer, bei der Fliessgrenze aber erreichen sie den theoretischen Wert. Höchstlast $\sigma_I = 3238$ kg/cm².

Vergleichshalber wurden ganz freie I Balken belastet. (Die Last wurde mittels Bügel angehängt). Sie knickten bei $\sigma = 1945$ kg/cm² vor Erreichen der Fliessgrenze aus ($l = 550$ cm; $h = 18$ cm.; $W = 183$ cm³, gleichmässig verteilte Last). Man konnte beobachten, wie die Periode der seitlichen Schwingungen während der Belastung grösser und grösser wurde.

Ausser diesen Objekten wurde noch eine Decke aus 4 Trägern mit zwischenliegenden Ziegelgewölben hergestellt. Die Ziegelgewölbe vermochten die seitliche Ausbiegung des Trägerflansches nicht zu verhindern und trotzdem konnte die Belastung nach dem Beginn der Ausbiegung ($\sigma = 2000$ kg/cm²) noch weiter gesteigert werden, bis $\sigma = 2800$ kg/cm². Bei dieser Belastung war schon die Durch- und Ausbiegung des Druckflansches sehr beträchtlich.

Die ersten Risse traten bei den Eisenbetondecken für $\sigma_1 = 2770$ kg/cm² (Port. Zem. Beton $\sigma_w = 190$; $\sigma_{bd} = 367$ kg/cm²) und $\sigma_1 = 2060$ kg/cm² (Tonerdezem. Beton 2 Tage alt. $\sigma_w = 162$; $\sigma_{bd} = 255$ kg/cm²); bei den Decken mit schwächeren Randbalken $\sigma_1 = 1530$ kg/cm² (P. Z. $\sigma_w = 244$ kg/cm²; $\sigma_{bd} = 263$ kg/cm²) und $\sigma_1 = 1350$ kg/cm² (T. E. zem. 1 Tag alt $\sigma_w = 255$ kg/cm²; $\sigma_{bd} = 280$ kg/cm²) und endlich bei der Ziegelgewölbedecke bei $\sigma_I = 845$ kg/cm².

Nachdem bei den bisher bekannt gegebenen Versuchen die Versuchsobjekte mit freien Trägern durch Ausknicken zugrunde gegangen waren, und wir deshalb die Wirkung des Einbetonierens auf die Tragfähigkeit nicht feststellen konnten, müssten noch weitere Versuche durchgeführt werden, und zwar mit freien I Trägern, bei denen das Ausknicken verhindert ist.

III. — Versuche der staatlichen Stahl- und Maschinenfabrik.

Das Ausknicken der freien Träger haben wir folgendermassen verhindert: Zwei um 1,50 m voneinander entfernte Träger wurden seitlich mit Bandeisen 6×120 so zusammen verbunden, dass horizontale und vertikale Bewegungen möglich waren, aber in den zwei Endquerschnitten und in den Drittelspunkten war die ursprüngliche Lage des Querschnittes gegen Verwindung gesichert. In der Tat blieb das Ausknicken aus. Die berechnete Spannung ($\sigma = 2452$ kg/cm²) war höher als die ermittelte Fliessgrenze ($\sigma_{fl} = 2300$ kg/cm²).

Es wurden auch zwei ganz frei gelagerte I Träger belastet ($l = 5{,}57$ m, $h = 18$ cm, $W = 182$ cm³). Sie knickten bei $\sigma = 1980$ kg/cm² aus. Der theoretische Wert würde nach Timoschenko [1] $\sigma_1 = 2050$ kg/cm² betragen. Durch diese Versuche wurde die genannte Theorie bestätigt.

Ich beobachtete, dass die ersten Fliessfiguren an den gezogenen Flanschen schon bei $\sigma = 1680$ und 1800 kg/cm² auftraten, trotzdem die Materialprobe, die von Ende des Trägerstückes aus dem Flansch entnommen wurde, die Fliessgrenze zu $\sigma_{fl} = 2300$ kg/cm² ergab. (Dabei war die bleibende Durchbiegung 3,5 %). Diese Erscheinung kann nur mit den Eigenspannungen erklärt werden, die nach dem Walzprozesse zurückgeblieben sind, und zwar in den Flanschen als Zug- und im Steg als Druckspannungen. Diese müssen zu den Biegungsspannungen addiert werden. Bei der Berechnung können diese Eigenspannungen

1. Pariser Kongress 1932. Vorberichte, Seite 129.

trotz deren beträchtlichen Höhe ganz vernachlässigt werden, da sie bei der Biegung durch die bleibende Verlängerung der einzelnen Fliessfiguren ausgeglichen werden.

Die Auffassung einiger Forscher, dass das Fliessen am äusseren Rande des Flansches beginnt und bei der Belastung sich allmählich auf einen grösseren Teil des Querschnittes verbreitet, ist nicht zutreffend. Wir haben die Fliessfiguren gleichzeitig an der inneren und äusseren Seite des Flansches beobachtet, es begann also der ganze Querschnitt des Flansches auf einmal zu fliessen.

Die Rutschungen, die die Ursache der Fliessfiguren sind, können nur dann entstehen, wenn die Rutschfläche eine Ebene, eine Kugel- oder Kreiszylinder-Fläche ist, so dass die Rutschung an der ganzen Fläche auf einmal stattfinden kann. Erreichen aber die τ Spannungen an einigen Stellen der Rutschfläche die kritischen Werte noch nicht, so wirken diese Stellen verhindernd ein.

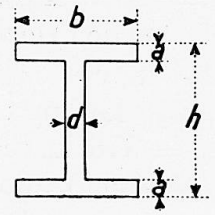


Fig. 6.

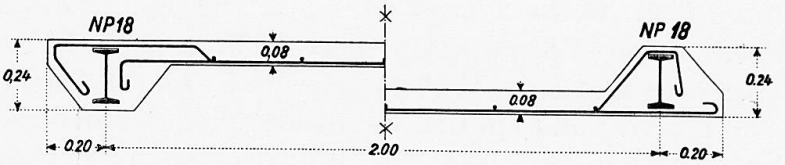


Fig. 7 a. Fig. 7 b.

Die Rutschung kann nur dann entstehen, wenn die durchschnittliche Spannung $\tau = \frac{\int^{F} \tau . dF}{F}$ den Wert von τ_{fl} erreicht. (Sind aber zu grosse Unterschiede zwischen den einzelnen τ vorhanden, so können Rutschungen in zwei sich kreuzenden Flächen abklingen. Bei I Trägern ist das zwar nicht der Fall, wohl aber bei der Biegung rechteckiger Querschnitte).

Darum kann eine durch die Fliessgrenze gekennzeichnete Tragfähigkeit eines I Querschnittes mit einer Spannungsverteilung gemäss Abb. 6 durch die Formel $M_k = \sigma_t \left[2\,a\,b\,\frac{h-a}{2} + \frac{d}{6}(h-2a)^2 \right]$ ausgedrückt werden, und nicht durch die Formel $M_k = \sigma_t\, W$. Das gilt selbstverständlich nur dann, wenn das Ausknicken des Druckgurtes verhindert ist (z. B. durch Einbetonieren).

In unserem Falle ist $M_w = W.\ \sigma_t = 420000$ kg cm und $M_k = 454000$ kg cm. Durch Versuche wurde $M_{max} = 447000$ kg cm festgestellt.

Bei weiteren Versuchsobjekten wurden die Träger (gleicher Profile) einbetoniert, gemäss Abb. 7*a*. Die Belastung war direkt, aber die Decke konnte entlastet werden, um die bleibenden Durchbiegungen festzustellen. Erste Risse bei $\sigma = 1620$ kg/cm². Starker Knick im Diagramm bei $\sigma_{kr} = 2300$ kg/cm², $\sigma_{max} = 3860$ kg/cm² (berechnet die Last allein auf die Träger $\sigma_{fl} = 2150$ kg/cm²). Versuchen wir in der Rechnung den Beton zu berücksichtigen, so bekommen wir mit $E_{bd} = E_{bz} = 210{\cdot}000$ kg/cm², $n = 10$, für die Risslast $\sigma_{bz} = 63{,}5$; $\sigma_e = 510$ kg/cm². Mit $n = 15$ und $\sigma_{bz} = 0$ für die kritische Last $\sigma_{bd} = 57{,}7$; $\sigma_e = 1800$ kg/cm² und für die Höchstlast $\sigma_{bd} = 97$, $\sigma_e = 3100$ kg/cm².

enbetonplatten unten (Abb. 7*b*) so betrug für die Riss-
, für die kritische Last $\sigma_I = 2380$ kg/cm² und für die
nisiast $\sigma_I = 3200$ kg/cm². Unter Berücksichtigung des Betons mit $n = 10$, betrug für die Risslast $\sigma_{bz} = 39{,}5$; $\sigma_{bd} = 66$; $\sigma_{ez} = 263$ kg/cm², für die kritische Last $\sigma_{ez} = 2220$, $\sigma_{bd} = 129$ kg/cm², und für die Höchstlast $\sigma_{ez} = 2980$, $\sigma_{bd} = 179$ kg/cm².

Die Durchbiegungsdiagramme sind in Abbildung 8 dargestellt. Der Knick im Durchbiegungsdiagramm ist bei $\sigma_I = 2380$ kg/cm², ein Beweis dafür, dass an den Risstellen der I Träger allein die Last zu tragen hat, und dass in der

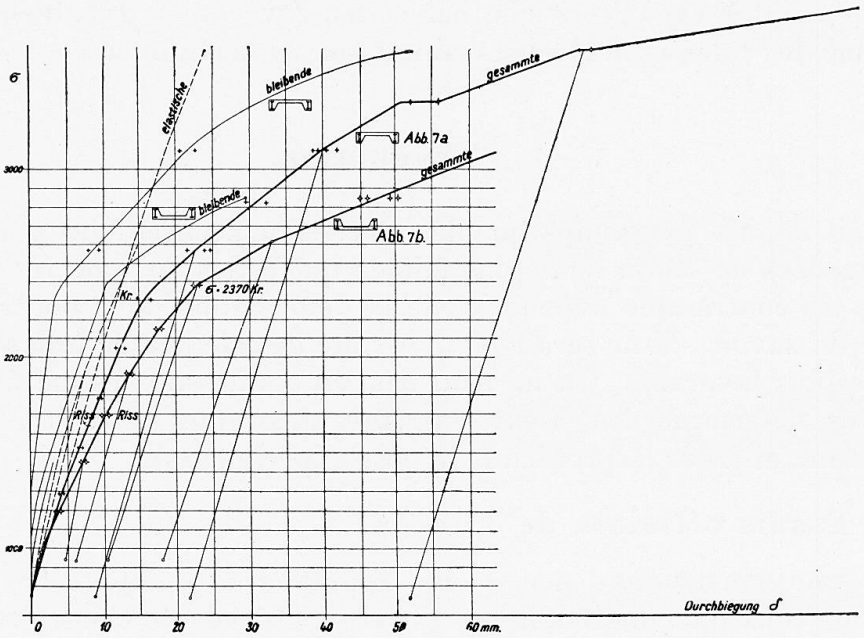


Fig. 8. — élastique = elastische = elastic.
permanent = bleibende = permanent.
total = gesammte = total.
fissure = Riss = crack.
flèche = Durchbiegung = deflection.

Zugzone die Fliessgrenze erreicht wurde. Der Spannungszustand entspricht dem in Abb. 6 besprochenen. Die kritische Last ist also von der Einbetonierung unabhängig und etwa um 7 % höher, als $M = \sigma_{fl}$. W. Die Höchstlast wird aber erst dann erreicht, wenn im Steg der Fliessvorgang bis in die Nähe der Trägermitte rückt (Kist [1] und Fritsche [2]). Daher kann die Höchstlast um ca. 15 % höher liegen. Wird aber im Druckflansch die Stauchgrenze nicht erreicht, da auch der Beton an der Uebertragung der Druckkräfte teilnimmt, und die neutrale Axe bis zum Druckflansch rückt, so kann die Höchstlast noch grösser sein, etwa 35 %. In einbetonierten Trägern wird sich aber auch die Verfestigung früher auswirken, da der Fliessvorgang auf einer kurzen Strecke des Trägers stattfindet (Risstelle im Beton). Dagegen wird bei nicht einbetonierten Trägern,

1. Lütticher Kongress 1930.
2. Der Bauingenieur 1931. Heft 47.

wo sich der Fliessvorgang auf eine längere Strecke ausdehnt, eine viel grössere Formänderung (Durchbiegung) dazu nötig sein.

Bei der Höchstlast hatte sich die Betonschicht über dem breitesten Riss vom Flansch gelöst, d. h. sie wurde durch den Druck zerstört. Diese Betonschicht wurde also erst nach Erreichen der Fliessgrenze im Druckgurt zerstört. Das sogenannte Additionsgesetz wurde somit vollkommen bestätigt.

Gegenwärtig sind neuere Versuche mit in der Zug- und Druckzone eines Eisenbetonbalkens einbetonierten Eisenbahnschienen im Gange. Es hat sich gezeigt, dass der Querschnitt nach dem Bernoullischen Gesetz berechnet werden kann, wenn die Verbundwirkung gesichert ist. Die weiteren noch nicht abgeschlossenen Versuche haben den Zweck, die günstigste Schubarmierung und die zulässigen Höchstspannungen zu bestimmen.

Traduction.

On sait depuis longtemps que les flèches qu'accusent les poutres de plancher enrobées de béton sont plus faibles que celles des poutres non enrobées. Comme les contraintes dépendent de la déformation de la poutre, la question se pose de savoir s'il ne serait pas possible de calculer de telles poutres d'une manière plus favorable. On ne peut pas, en employant les méthodes de calcul courantes, déterminer les valeurs extrêmes théoriques de la capacité de charge ; il faut donc aborder le problème du côté expérimental.

I. — Essais officiels de l'auteur.

Dans une construction neuve, l'entrepreneur a employé des profilés plus petits que ceux qu'admettaient les Services officiels de Contrôle du Bâtiment. Le plancher, constitué ainsi que l'indique la figure 1, a été soumis à une charge d'essai. Ce plancher se trouvait au-dessous du grenier, de sorte qu'il ne pouvait pas être question d'un encastrement. Les flèches correspondantes sont indiquées sur la figure 2.

On peut constater que les flèches sont effectivement plus petites que les flèches théoriques ; toutefois, après une période de repos de 12 heures, elles atteignirent les mêmes valeurs que ces dernières et il subsista des flèches importantes.

Le Comité Hongrois des Planchers, dont l'auteur est membre, entreprit de nouveaux essais, avec l'appui matériel de l'Association des entrepreneurs de Budapest. Ultérieurement, l'auteur compléta ces essais en y incorporant les essais officiels d'un nouveau profil léger.

II. — Essais du Comité Hongrois des Planchers.

On notera sur la figure 1, le mode de bétonnage adopté au cours des essais, pour les poutrelles de plancher.

Le Comité se proposait de faire porter les essais de planchers en béton armé avec poutrelles en I sur un plancher d'essai constitué par 4 poutrelles en I de même hauteur (PN 22) et 3 dalles de béton armé, les charges devant être appliquées uniquement sur les dalles. Il était à craindre en particulier qu'au

cours de la déformation des dalles, le béton ne se décolle des poutrelles métalliques et que, par suite, aucune action particulière ne s'exerce plus sur les poutrelles elles-mêmes. Nous avons en effet pu constater le fait, en pratique, dans de nombreux cas. L'interprétation des résultats des essais fut toutefois presqu'impossible, car il n'a pas été possible de déterminer quelle fraction de la charge s'était exercée sur les poutrelles elles-mêmes ; il n'a donc pas été possible de comparer les flèches effectives avec les valeurs théoriques.

Les flèches sont portées sur la figure 3, de telle sorte que la forme de la courbe moyenne soit mise en évidence.

Ultérieurement de nouvelles pièces d'essai furent montées, avec des poutres extérieures plus petites (PN 18), ces poutres ayant à supporter à peu près la moitié de la charge. On a porté les flèches obtenues sur la figure 4. On remarque qu'au début, les flèches sont en fait beaucoup plus faibles que les valeurs calculées, qui sont marquées en traits discontinus ; toutefois, elles arrivent à coïncider assez complètement lorsque l'on arrive à la limite d'écoulement (figure 4). L'enrobage de béton ne confère donc pas aux poutres une sécurité plus grande contre les forts fléchissements.

On a pu constater avec intérêt que, dans le panneau du milieu, les fissures se formaient exclusivement suivant la direction de l'armature des dalles. Ceci s'explique par ce fait que dans la direction des poutres en I, la courbure de la dalle est environ 6 fois plus prononcée que dans la direction de l'armature des dalles. Il conviendrait donc de prévoir pour les dalles une armature dans la direction parallèle aux poutres en I, ce qui toutefois ne se fait pas pour des raisons d'ordre économique. Le fait que des dalles ont pu être armées d'une manière non correcte, tout en se comportant bien, confirme la possibilité d'admettre la théorie de la plasticité suivant laquelle[1] il est indifférent de répartir les moments d'une manière ou d'une autre, suivant les deux directions, dans une dalle reposant sur tous ses côtés.

Dans les dalles situées aux ouvertures latérales, se manifestèrent des fissures obliques, de même que dans une dalle reposant sur tous ses côtés, les flèches des poutres de bordure étant beaucoup plus faibles. Ces fissures furent d'ailleurs beaucoup plus marquées pour les pièces d'essai dans lesquelles les poutres de bordure étaient plus fortes. Il est d'ailleurs intéressant de noter que dans ces pièces, la charge maximum était beaucoup plus élevée et les flèches beaucoup plus faibles que dans les pièces d'essai qui comportaient des poutres de bordure plus faibles. Au rapport entre les moments résistants de $1230/980 = 1{,}25$ correspond le rapport entre les charges maxima de $10078/6298 = 1{,}6$. L'écart est encore plus accusé du fait que les poutres de bordure plus fortes n'ont pas atteint la limite d'écoulement. Les différences entre les flèches ressortent de l'examen des figures 3 et 4.

Ce fait ne peut s'expliquer que par la résistance de la dalle à la torsion.

Ultérieurement furent établies des pièces d'essai constituées par deux poutrelles et une dalle (diagramme des flèches suivant figure 5). Au début de la

---

1. Congrès pour l'Essai des Matériaux — Zurich 1931 — Contribution à la discussion par G. v. Kazinczy.

mise en charge, les flèches sont plus faibles d'environ 20 °/₀ ; toutefois, lorsque l'on atteint la limite d'écoulement, elles sont équivalentes aux valeurs théoriques. Charge maximum : $\sigma_I = 3238$ kg/cm².

Par comparaison on a mis en charge des poutrelles en I absolument « libres ». Les charges furent appliquées au moyen d'étriers suspendus. Ces poutrelles flambèrent pour $\sigma = 1945$ kg/cm² avant d'arriver à la limite d'écoulement ($l = 550$ cm. ; $h = 18$ cm. ; $W = 183$ cm³ ; charge uniformément répartie). On a pu observer, au cours de la mise en charge, l'augmentation progressive de la période des oscillations latérales.

Outre les pièces d'essai ci-dessus, on a également préparé un plancher constitué par 4 poutrelles, avec voûtins intermédiaires en briques. Ces voûtins de briques permettaient de ne pas entraver la déformation latérale de l'aile des poutrelles et malgré cela de pousser encore la charge après le commencement de la déformation ($\sigma = 2000$ kg/cm²), jusqu'à $\sigma = 2800$ kg/cm². Pour cette charge, la flèche et la déformation de l'aile comprimée étaient déjà très importantes.

Les premières fissures ce sont manifestées, dans le plancher en béton armé, pour :

$\sigma_I = 2770$ kg/cm² (béton de ciment Portland $\sigma_w = 190$; $\sigma_{bd} = 367$ kg/cm²) et $\sigma_I = 2060$ kg/cm² (béton de ciment alumineux de 2 jours $\sigma_w = 162$; $\sigma_{bd} = 255$ kg/cm²)

— dans le plancher comportant les poutrelles de bordure plus faibles, pour : $\sigma_I = 1530$ kg/cm² (béton de ciment Portland $\sigma_w = 244$ kg/cm² ; $\sigma_{bd} = 263$ kg/cm²) et $\sigma_I = 1350$ kg/cm² (béton de ciment alumineux de 1 jour $\sigma_w = 255$ kg/cm² ; $\sigma_{bd} = 280$ kg/cm²).

— enfin, dans le plancher avec voûtins en briques, pour :

$\sigma_I = 845$ kg/cm².

Les pièces d'essai constituées par les poutrelles « libres » ayant flambé au cours des essais, ainsi que nous l'avons mentionné plus haut, ce qui nous empêcha de déterminer l'influence de l'enrobage dans le béton sur la capacité de charge, il conviendrait de refaire de nouveaux essais, avec des poutrelles en I « libres », en prenant soin d'éviter le flambage.

III. — Essais effectués par des Aciéries et Ateliers de Construction Mécanique d'État.

Le flambage des poutrelles libres a été empêché de la manière suivante :

Deux poutrelles écartées de 1,50 mètre l'une de l'autre ont été reliées latéralement au moyen d'un fer plat de 6×120 de telle sorte que les déplacements horizontaux et verticaux soient possibles, le gauchissement par rapport à la position initiale de la section étant toutefois empêché aux deux extrémités des sections et aux tiers. En fait, on a pu ainsi éliminer le flambage. La contrainte atteinte ($\sigma = 2452$ kg/cm²) est plus élevée que la limite d'écoulement déterminée ($\sigma_{fl} = 2300$ kg/cm²).

On a également procédé à la mise en charge de deux poutrelles en I reposant absolument librement sur leurs appuis ($l = 5,57$ m, $h = 18$ cm, $W =$

182 cm³). Ces poutrelles ont flambé pour $\sigma = 1980$ kg/cm². La valeur théorique suivant Timoshenko [1] atteignait $\sigma_t = 2050$ kg/cm². Ces essais confirment le point de vue théorique correspondant.

On a observé que les premières fissurations se manifestaient, sur les ailes travaillant à la traction, dès les charges $\sigma = 1680$ et 1800 kg/cm², quoique l'éprouvette prélevée à l'extrémité d'une aile ait accusé une limite d'écoulement $\sigma_{fl} = 2300$ kg/cm² (fléchissement permanent correspondant : 3,5 °/₀). Ce fait ne peut s'expliquer que par la présence de tensions internes consécutives au processus de laminage et se manifestant elles-mêmes, dans les ailes, sous forme de contraintes de traction et dans les âmes sous forme de contraintes de compression. Ces contraintes doivent en somme être ajoutées aux contraintes résultant de la flexion. Dans le calcul, ces contraintes propres peuvent être négligées complètement, malgré leur valeur relativement élevée, car au cours de la flexion elles se trouvent compensées par l'allongement permanent correspondant aux figures d'écoulement.

L'opinion exprimée par certains investigateurs et suivant laquelle l'écoulement s'amorce sur les bords extérieurs des ailes, pour, au cours de la mise en charge, s'étendre progressivement sur une grande partie de la section, n'est pas exacte. Nous avons pu observer simultanément des figures d'écoulement sur les côtés externe et interne de l'aile ; la section tout entière a donc commencé à subir l'écoulement en même temps.

Les phénomènes de glissement qui constituent la cause de l'écoulement, ne peuvent se manifester effectivement que si les surfaces de glissement consistent en plans, sphères ou cylindres, de telle sorte que le glissement interne puisse se produire simultanément sur toute la surface, Si toutefois, les contraintes τ en quelques points de la surface de glissement n'ont pas atteint la valeur critique en même temps qu'aux autres points, les premiers entravent le phénomène de glissement. Le glissement ne peut alors se produire que lorsque la contrainte moyenne

$$\tau = \frac{\int^{F} \tau \, dF}{F}$$

atteint la valeur de τ_{fl} (Si toutefois, il existe des écarts par trop considérables entre les différentes valeurs de τ, les phénomènes de glissement peuvent alors se résoudre suivant deux surfaces intersécantes. Ce n'est toutefois pas le cas en ce qui concerne les poutrelles en I, mais seulement lorsqu'il s'agit de la flexion de sections rectangulaire).

C'est pourquoi une capacité de charge conditionnée par la limite d'écoulement, dans une section en I, avec une répartition de tensions suivant la figure 6. peut s'exprimer par la relation suivante :

$$M_k = \sigma_t \left(2\,a\,b\,\frac{h-a}{2} + \frac{d}{6}\,(h-2\,a)^2 \right)$$

et non pas par la relation : $M_k = \sigma_t . W$.

Ce qui précède n'est toutefois naturellement valable que lorsque le flambage

1. Congrès de Paris, Publication Préliminaire, page 147.

de la membrure travaillant à la compression est empêché (par exemple, par enrobage dans le béton).

Dans le cas qui nous occupe, $M_w = W\ \sigma_l = 420.000$ kg cm et $M_k = 454.000$ kg cm. Par des essais, on a pu trouver : $M_{max} = 447.000$ kg cm.

Au cours d'essais ultérieurs, on a enrobé les poutrelles dans le béton (mêmes profils), suivant la disposition de la figure 7 *a*. La charge a été appliquée directement, le plancher peut toutefois être déchargé afin de déterminer les fléchissements permanents. Les premières fissures se produisirent pour $\sigma_i = 1620$ kg/cm². Le diagramme accuse un coude très prononcé pour $\sigma_{kr} = 2300$ kg/cm² (Si l'on calcule la charge sur la poutrelle seule : $\sigma_{fl} = 2150$ kg/cm²). Si nous voulons, dans le calcul, tenir compte du béton, nous trouvons, pour $E_{bd} = E_{bz} = 210.000$ kg/cm², $n = 10$ pour la charge de fissuration : $\sigma_{bz} = 63,5$, $\sigma_e = 510$ kg/cm². Pour $n = 15$ et $\sigma_{bz} = 0$, pour la charge critique $\sigma_{bd} = 57,7\ \sigma_e = 1800$ kg/cm² et pour la charge maximum $\sigma_{bd} = 97$, $\sigma_e = 3100$ kg/cm².

Si les dalles de béton armé se trouvent à la partie inférieure (figure 7 *b*), on arrive à : pour la charge de fissuration $\sigma_i = 1680$ kg/cm², pour la charge critique $\sigma_i = 2380$ kg/cm² et pour la charge maximum $\sigma_i = 3200$ kg/cm². En tenant compte du béton, avec $n = 10$, on atteint pour la charge de fissuration $\sigma_{bz} = 39,5$, $\sigma_{bd} = 66$, $\sigma_{ez} = 263$ kg/cm², pour la charge critique $\sigma_{ez} = 2220$, $\sigma_{bd} = 129$ kg/cm² et pour la charge maximum $\sigma_{ez} = 2980$ kg/cm², $\sigma_{bd} = 179$ kg/cm²

Les diagrammes de fléchissement sont portés sur la figure 8. Le coude se produit pour $\sigma_i = 2380$ kg/cm², ce qui montre qu'aux endroits où se produisent les fissures, la poutrelle seule a à supporter la charge et que dans la zone travaillant à la traction, la limite d'écoulement a été atteinte. L'état de tension correspond à ce qu'indique la figure 6. La charge critique est donc indépendante de l'enrobage de béton et environ supérieure de 7 % à la valeur de $M = \sigma_{fl} \cdot W$. La charge maximum n'est toutefois atteinte que lorsque, dans l'âme, le processus d'écoulement arrive au voisinage du milieu de la poutrelle (Kist [1] et Fritsche [2]). Par suite, la charge maximum peut être plus élevée d'environ 15 %. Si toutefois, dans l'aile travaillant à la compression, la limite de compression n'est pas atteinte, le béton participant également à la résistance aux efforts de compression, et l'axe neutre se déplaçant jusqu'à l'aile comprimée, la charge maximum peut alors être encore plus élevée, d'environ 35 %. Dans les poutrelles enrobées de béton, la reprise des possibilités de résistance peut toutefois se faire sentir également plus tôt, car le processus d'écoulement intéresse une faible portion de la poutrelle (fissure du béton). Par contre, dans les poutrelles non enrobées de béton, et sur lesquelles le processus d'écoulement intéresse une plus grande partie de la poutrelle, une bien plus importante déformation est nécessaire (fléchissement).

A la charge maximum, la couche de béton s'était détachée de l'aile à l'endroit de la fissure la plus large, subissant en somme une destruction par suite de la compression. Cette couche de béton ne fut donc amenée à destruction qu'après que la limite d'écoulement fut atteinte dans la membrure travaillant à la compression.

1. Lütticher Kongress 1930.
2. Der Bauingenieur 1931. Heft 47.

De nouveaux essais sont actuellement en cours, avec rails de chemin de fer enrobés de béton, dans les zones de compression et de traction d'une poutre en béton armé. On a constaté que la section pouvait être calculée d'après la loi de Bernouilli lorsque l'intervention de l'enrobage de béton est certaine. Des essais actuellement en cours également ont pour but de déterminer quelle est la meilleure disposition à adopter pour les armatures de cisaillement et quelles sont les contraintes maxima admissibles.

Zusammenfassung.

Bei der Bemessung freier I Balken muss die Knickgefahr berücksichtigt werden. Ist aber der untere Teil dieser Balken durch Deckengewölbe beiderseits seitlich gestützt, so kann die Belastung noch erhöht, d. h. die Träger können bis zur Fliessgrenze beansprucht werden. Wird seitliches Ausknicken irgendwie verhindert, z. B. dadurch, dass der Träger mit Beton ummantelt wird, welcher wenigstens bis zu der unteren Fläche des oberen Flansches reicht, so stellt sich die Grenze des Tragvermögens praktisch dann ein, wenn die Fliessgrenze im ganzen Querschnitt des Flansches erreicht wird. Von da an wachsen die Durchbiegungen (besonders die bleibenden) sehr schnell, was mit dem Unbrauchbarwerden der Decke identisch ist. Wir wollen also diese Last als kritische Last bezeichnen.

Die Durchbiegungen der nicht einbetonierten Träger über der Proportionalitätsgrenze sind allgemein grösser, als die mit $E = 2100000$ kg/cm² berechneten.

Der einbetonierte Träger verhält sich bei niedriger Belastung wie ein Verbundbalken aus zwei homogenen Materialien mit verschiedenen Elastizitätsmodulen. Die bleibenden Durchbiegungen werden bald beträchtlich. Sie erreichen schon bei $\sigma_I = 1400 - 1500$ kg/cm² die Hälfte der gesamten Durchbiegungen. Befindet sich die Platte über dem I Träger, so sind bei dieser Belastung die bleibenden Durchbiegungen nur 10 — 12 % der gesamten Durchbiegungen. Letztere sind grösser als nach der Theorie unter Voraussetzung eines homogenen Materials $E_b = 210 \cdot 000$ kg/cm² (auf Zug und Druck) und mit $n = 10$ zu erwarten wäre, aber kleiner als nach der Rechnung mit $E_{bd} = 140 \cdot 000$ kg/cm², $E_{bz} = 0$ kg/cm², $n = 15$.

Die kleinere Durchbiegung ist auf die Wirkung des Betons zwischen den einzelnen Rissen zurückzuführen, da der Stahlträger (wenigstens auf der Zugseite) an der Risstelle vollbeansprucht ist.

Beachtenswert ist weiterhin die ausserordentlich grosse (günstige) Bedeutung des Drillungswiderstandes der Eisenbetonplatten bei verschiedenen Steifigkeiten der benachbarten Träger.

Somit ist die kritische Last bei einbetonierten Trägern auch nicht höher als bei den ausgesteiften, nicht einbetonierten, jedoch ist bei einbetonierten Trägern die Tragfähigkeitsgrenze grösser. Daher könnte man sich also mit einem kleineren Sicherheitsgrad gegen die kritische Last begnügen, statt mit 1,7 — 2,0, vielleicht mit 1,5 — 1,7. Bei freien Trägern sollte man einen Sicherheitsgrad gegen seitliches Ausknicken von 2,5 — 3 verlangen.

Résumé.

Dans le calcul des poutres en I libres, il faut tenir compte des risques de flambage. Si toutefois, la partie inférieure de ces poutres est protégée des deux côtés par des voûtins de plancher, la charge peut être encore poussée plus loin, c'est-à-dire que les poutrelles peuvent être chargées jusqu'à la limite d'écoulement. Si, d'une manière quelconque, le flambage latéral est empêché, par exemple au moyen d'un enrobage de la poutrelle dans le béton, cet enrobage s'étendant au moins jusqu'à la face inférieure de l'aile supérieure, la limite de la capacité de charge n'est atteinte en pratique que lorsque la limite d'écoulement est elle-même atteinte dans la section de l'aile tout entière. A partir de ce moment, les fléchissements croissent (particulièrement les fléchissements permanents) très rapidement, ce qui équivaut à la mise hors service du plancher. Nous désignerons donc la charge correspondante comme charge critique.

Les fléchissements des poutrelles non enrobées de béton au-dessus de la limite de proportionnalité sont en général plus élevés que ceux que l'on peut déterminer par le calcul avec $E = 2.100.000$ kg/cm².

Pour les faibles charges, la poutrelle enrobée de béton se comporte comme un système de deux matériaux homogènes possédant des modules d'élasticité différents. Les fléchissements permanents deviennent rapidement considérables;

Pour $\sigma_i = 1400$ à 1500 kg/cm², ils atteignent déjà la moitié de la valeur des fléchissements totaux. Si la dalle se trouve au-dessus de la poutrelle en I, et pour les charges ci-dessus, les fléchissements permanents n'atteignent que de 10 à 12 % des fléchissements totaux. Ces derniers sont plus élevés que ne l'indique la théorie dans l'hypothèse d'un matériau homogène avec $E_b = 210.000$ kg/cm² (Traction et compression) et avec $n = 10$; ils sont toutefois plus faibles que ne l'indique le calcul avec $E_{bd} = 140.000$ kg/cm², $E_{bz} = 0$ kg/cm² et $n = 15$.

Ces valeurs inférieures des fléchissements doivent être attribuées à l'intervention du béton, entre les différentes fissures, car la poutrelle métallique, au moins du côté de la traction, est soumise à la pleine contrainte à l'endroit des fissures.

Il importe en outre de noter l'extrême importance, d'ailleurs favorable, de la résistance à la torsion des dalles de béton armé, pour des rigidités différentes des poutrelles voisines.

Ainsi la charge critique, dans les poutrelles enrobées de béton, n'est pas plus élevée que dans les poutrelles renforcées, mais non enrobées ; toutefois, dans ces poutrelles enrobées, la capacité de charge est plus forte. Par suite, on pourrait se contenter d'un coefficient de sécurité plus faible ; au lieu d'adopter de 1,7 à 2,0, on pourrait peut-être se contenter de 1,5 à 1,7. Dans les poutres « libres », il conviendrait d'adopter un coefficient de sécurité de 2,5 à 3.

Summary.

When calculating the dimensions of a free I-beam, the risk of buckling must be taken into consideration. But if the lower part of the beam is laterally supported by ceiling arches at both sides, the load can be further

increased, i. e. the beams can be stressed up to the yield point. If lateral buckling is prevented in any way, for example by the beam being encased in concrete which reaches at least up to the under surface of the top flange, the limit of carrying capacity is practically when the yield point has been reached in the whole cross-section of the flange. From then onwards, the deflections (especially the permanent deflections) increase very rapidly ; this is identical with the flooring becoming unusable. This load is therefore termed the critical load.

With beams not encased in concrete, the deflections above the limit of proportionality are in general greater than those calculated with E = 2.100.000 kg/cm².

An encased beam when lightly loaded behaves as a compound beam made of two homogeneous materials with different moduli of elasticity. The permanent deflections soon become considerable; already with σ_I = 1400 to 1500 kg/cm² they amount to half the total deflections. If the slab is over the I-beam, the permanent deflections with this load are only 10 to 12 % of the total deflections. These are greater than would be expected according to theoretical considerations assuming a homogenecus material E_b = 210,000 kg/cm² (in tension and compression) and whith n = 10, but they are smaller than those calculated with E_{bd} = 140,000 kg/cm², E_{bz} = 0 kg/cm² and n = 15.

The smaller deflection is to be attributed to the action of the concrete between the separate cracks, since the steel beam is fully stressed at a crack (at least on the tension side).

Another point worthy of notice is the extraordinarily great (favourable) significance of the resistance to twisting of the reinforced concrete slabs for different degrees of stiffness of the neighbouring beams.

Consequently the critical load with encased beams is also not greater than with stiffened uncased beams, but the limit of carrying capacity is higher with encased beams. A lower degree of safety might therefore by sufficient, possibly 1.5 to 1.7 instead of 1.7 to 2.0. In the case of free beams, a degree of safety of 2.5 to 3 should be stipulated.

R. LÉVI,

Ingénieur en Chef adjoint, Chemins de Fer de l'État, Paris.

Il semble résulter des expériences pratiquées sur les poutrelles en acier enrobées de béton que l'on soit en droit de calculer ces ouvrages comme les ponts en béton armé.

On peut tirer une conclusion semblable des mesures que nous avons effectuées lors de son achèvement, sur le pont de l'Europe à Paris. Ce pont, reconstruit récemment par les Chemins de fer de l'État, est constitué dans sa partie centrale par un cours de poutres métalliques dont les membrures sont prises dans deux hourdis en béton armé.

Les poutres ont environ 2 m. 10 de hauteur hors cornières, le hourdis supérieur qui supporte la chaussée a une épaisseur de 21 cm. et le hourdis infé-

rieur, qui a été établi uniquement pour isoler des fumées l'ossature métallique n'a que 8 cm. d'épaisseur.

La solidarité du béton armé aux poutres a été accrue par l'addition de petites pièces en fer plat pincées dans les rivets de bordure.

On peut dire que ce type d'ouvrages constitue l'extrapolation des ponts à poutrelles enrobées pour des portées supérieures aux portées usuelles.

Au pont de l'Europe, l'ossature a été calculée sans tenir compte de l'appoint de résistance que fournit le béton.

On pouvait donc s'attendre à trouver lors des essais des déformations et des fatigues dans le métal inférieures à celles du calcul.

Mais cette réduction a dépassé ce qu'on pouvait supposer.

D'une manière générale on a constaté, au cours des essais, une déformation permanente assez faible due à la première mise en charge. Quant aux déformations survenant lors des déchargements et lors des applications successives des surcharges, elles ont été exactement 10 fois inférieures à ce qu'indiquait le calcul basé sur la résistance du métal seul (2 mm au lieu de 20 mm).

Enfin les Manet-Rabut fixés sur le haut et le bas des âmes des poutres n'ont pas été influencés par les déformations locales, alors que le calcul indiquait des efforts de 4 kg. par millimètre carré environ.

Pour expliquer les résultats obtenus, il faut supposer notamment que, sous l'influence des surcharges le béton se comporte élastiquement, aussi bien en tension qu'en compression. Le coefficient d'élasticité de l'acier étant supposé de 22.10,9 m serait égal à 6,6.

D'autre part, si ces hypothèses étaient exactes, le taux de travail du béton tendu résultant des charges appliquées après sa prise dépasserait par endroits 30 kg/cm^2. Il semble difficile d'admettre que cet effort n'ait occasionné aucune déformation permanente ni aucune fissure. Mais rien n'en trahit l'existence et l'on est en droit de considérer qu'après la première mise en charge le béton se comporte élastiquement vis-à-vis des surcharges avec un coefficient d'élasticité élevé.

Ces constatations ne valent évidemment que parce que le pont en question, calculé en faisant abstraction du béton, possède précisément une résistance très surabondante, mais elles permettent d'espérer que, dans des ouvrages semblables, on saura faire une économie importante de métal, à condition d'avoir pratiqué des expériences renouvelées.

Une première conclusion qui s'impose est qu'il est possible d'associer le béton aux poutres métalliques assez énergiquement pour qu'il ne se produise pas de glissement. Ceci étant, il est légitime de prendre en compte la résistance du béton, tout au moins dans les parties comprimées.

Cette considération devrait conduire les constructeurs à laminer des poutrelles dissymétriques pour réduire le poids de métal dans la membrure comprimée.

En poussant plus loin les résultats indiqués on en viendrait à considérer que dans les poutres mixtes de grande hauteur à 2 hourdis, la résistance vis-à-vis des surcharges est réalisée presque exclusivement par le béton, tendu et comprimé, l'ossature ayant seulement, avec le concours du béton comprimé, un rôle de résistance à peu près statique, correspondant à la charge morte.

Cette considération conduirait à des sérieuses économies de métal.

Résumé.

L'auteur donne les résultats d'expériences effectuées sur le Pont de l'Europe à Paris. Les poutres du tablier sont composées de tôles et cornières et leurs membrures seules sont enrobées.

Ces résultats conduisent à la conclusion que le béton d'enrobement tendu et comprimé intervient totalement dans la résistance de l'ouvrage pour les surcharges et qu'on pourrait envisager, après confirmation par d'autres essais, de tenir compte de ce concours dans les calculs.

Zusammenfassung.

Der Verfasser gibt die Versuchsergebnisse der Messungen an der Brücke « Pont de l'Europe » in Paris bekannt. Die Fahrbahnträger sind aus Stehblechen und Winkeleisen gebildet und allein ihre Gurtungen sind umhüllt.

Diese Ergebnisse führen zur Folgerung, dass sich der gezogene und gedrückte Umhüllungsbeton für die Verkehrslasten vollständig am Spannungszustand der Konstruktion beteiligt und dass man auf Grund der Bestätigung dieser Beobachtung durch andere Versuche vorsehen könnte, dieses Mitwirken in den Berechnungen zu berücksichtigen.

Summary.

The author gives the results of tests made on the Pont de l'Europe in Paris. The beams of the flooring are formed of steel plate and angle iron, and only their booms are encased in concrete.

These results lead to the conclusion that the concrete casing, in tension and in compression, contributes fully to the strength of the structure for the traffic loads, and that it is possible to foresee this being taken into account in calculations, after these observations have been confirmed by further other investigations.

Dr. sc. techn. F. STÜSSI,
Oberingenieur der Eisenbaugesellschaft Zürich.

1. Gegenstand.

Um festzustellen, in welchem Masse die Tragfähigkeit von eisernen Trägern durch die Verbundwirkung mit Beton, der ja in vielen Fällen schon aus konstruktiven Gründen angeordnet wird, vergrössert werde, entschloss sich die Technische Kommission des Verbandes Schweiz. Brückenbau- und Eisenhochbau- Fabriken (T.K.V.S.B.) auf Vorschlag von Dipl. Ing. P. Sturzenegger, Direktor der Eisenbaugesellschaft Zürich, zur Durchführung von Versuchen mit einbetonierten Walzträgern [1].

1. Hier wird nur auf die für die Praxis wichtigsten Versuchsresultate (Brucherscheinungen, Steifigkeit, Tragfähigkeit) eingetreten. Die Beobachtungen über den Spannungsver-

Abb. 1 zeigt den Querschnitt der Versuchsträger. Doppelträger wurden gewählt, um Torsionsbeanspruchungen aus nicht genau in Trägerebene liegendem Kraftangriff zu vermeiden. Die Breite der die beiden Eisenträger I 14 verbindenden Betonplatte von 8,0 cm Stärke wurde mit $b = 60, 90$ und 120 cm verschieden gewählt, um den Einfluss einer Veränderung der mitwirkenden Betonfläche bei sonst gleichen Abmessungen feststellen zu können. Die Betonplatte erhielt in halber Höhe eine leichte Querbewehrung aus Rundeisen ø 6 bis 8 mm in Abständen von ca. 30 cm [1].

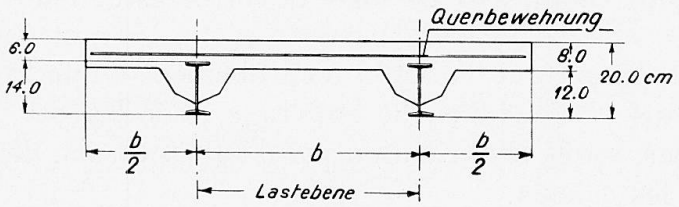


Fig. 1. — Section des poutres d'essai.
Querschnitt der Versuchsträger.
Section through the test beams.
Armatures transversales = Querbewehrung.
Transverse reinforcement.
Plan de charge = Lastebene = Load level.

Die elastischen Eigenschaften der beiden Baustoffe : St. 37 der Träger I 14 mit einer Zugfestigkeit von 3,84 t/cm² und Beton (300 kg Portlandzement auf 1200 l Sand und Kies) sind in Abb. 2 dargestellt. Diese Spannungsdehnungsdiagramme stellen die Mittelwerte aus je 6 Versuchen dar [2].

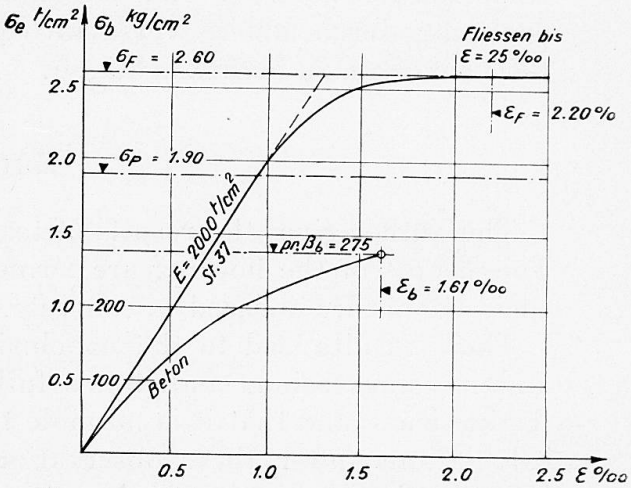


Fig. 2. — Diagramme des allongements.
Spannungsdehnungsdiagramme.
Stress-strain diagram.
Écoulement jusqu'à... = Fliessen bis...
Yield up to...
Béton = Beton = concrete.

Die Versuchsträger wurden durch eine hydraulische Pumpe belastet, deren Druck P durch ein System von sich kreuzenden Balken je zu einem Viertel auf die Drittelspunkte der Einzelträger übertragen wurde. (Abb. 3). Die Druckübertragung erfolgte durch Kugellager und die Träger waren an beiden Enden auf Rollen gelagert, wodurch Reibungskräfte vermieden und streng symmetrische Beanspruchungsverhältnisse erreicht wurden.

Bei der praktischen Ausführung beansprucht in der Regel das Eigengewicht der weich aufgebrachten Betonmasse und des Trägers den Eisenquerschnitt allein, bevor der Verbundquerschnitt (Eisen + abgebundener Beton) zur Wirkung kommt. Um den Einfluss dieser « Vorspannung » auf die Bruchlast des Verbundquerschnittes beobachten zu können, wurde

---

lauf in Verbundträgern sollen in einer späteren Veröffentlichung der T.K.V.S.B. bekannt gegeben werden.

1. Der Querschnitt einer Vorversuchsreihe ohne Querbewehrung ist in den Abb. 6a und 8 ersichtlich.

2. Die Spannungsdehnungsdiagramme der Zugproben aus St. 37 und der Druckproben an Betonprismen 12 × 12 × 36 cm wurden an der Eidg. Materialprüfungsanstalt an der E.T.H. in Zürich aufgenommen. Dabei besassen die Betonprismen gleiches Alter (5 Wochen) wie die Versuchsträger bei ihrer Prüfung, welche in den Werkstätten der Eisenbaugesellschaft Zürich durchgeführt wurde.

die Hälfte der Versuchsträger vor dem Betonieren durch angehängte Gewichte mit einer Beanspruchung von $\sigma_0 = 1{,}0$ t/cm² vorbelastet (Versuche A). Aus dem Vergleich mit den Versuchen B, bei denen auch das Eigengewicht infolge der durchgehenden Unterstützung während Herstellung und Abbindezeit erst auf den Verbundträger wirken konnte, ergab sich der Einfluss der Vorspannung auf die Tragfähigkeit.

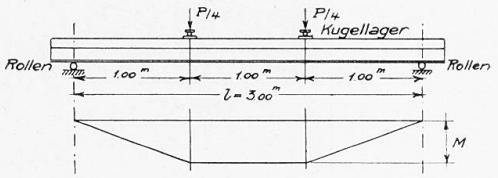


Fig. 3. — Schéma de mise en charge.
Belastungsschema.
Arrangement of loading.
Paliers à billes = Kugellager.
Ball bearings.
Rouleaux = Rollen = Rolls.

Ausgehend von der Auffassung, dass die jungfräuliche Belastung für die Beurteilung der Sicherheit eines Verbundträgers massgebend ist [1], wurde die Belastung stufenweise, ohne zwischengeschaltete Entlastungen, bis zur Zerstörung der Versuchsträger gesteigert. Die Abbildungen 4 und 5 zeigen die Anordnung der Versuchseinrichtung.

2. Die Brucherscheinungen.

Durch Ueberwinden der Haftfestigkeit zwischen Beton und Eisen trat ein Gleiten des Trägers im Beton ein. Dieses Gleiten äusserte sich ruckweise und

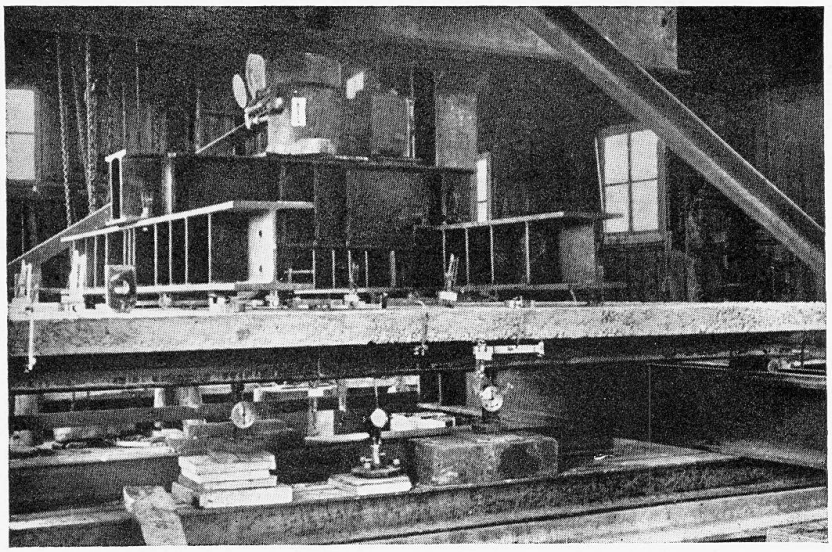


Fig. 4. — Dispositif d'essai avec poutres, avant l'essai.
Versuchseinrichtung mit Trägern vor dem Versuch.
Testing arrangement with beams, before the test.

vergrösserte sich bei andauernder Belastung bis auf rund 3 cm (Abb. 6). Bei den Haken, die zur Handhabung der Versuchsbalken auf den Eisenträgern aufgeschweisst waren, wurde dabei der Beton zerdrückt. (Abb. 7.)

Die Querverbiegung der Betonplatten infolge der wagrechten Schubspan-

1. Wir schliessen uns damit der Auffassung F. von Empergers an. Vgl. : v. Emperger : Verbundsäulen. Vorbericht zum Pariser Kongress 1932, S. 600.

nungen äusserte sich beim Bruch in einem starken Längsriss über den I-Trägern. Dadurch, bezw. durch die schon vorher auftretenden starken Quer-

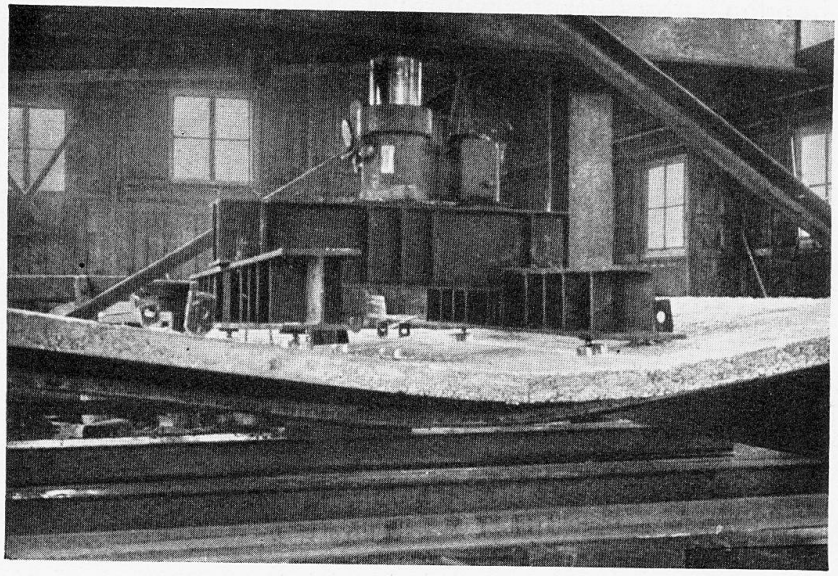


Fig. 5. — Dispositif d'essai avec poutres, après l'essai.
Versuchseinrichtung mit Träger nach dem Versuch.
Testing arrangement with beams, after the test

dehnungen, wird auch die Haftfestigkeit bis zur Möglichkeit des Gleitens vermindert (Abb. 8).

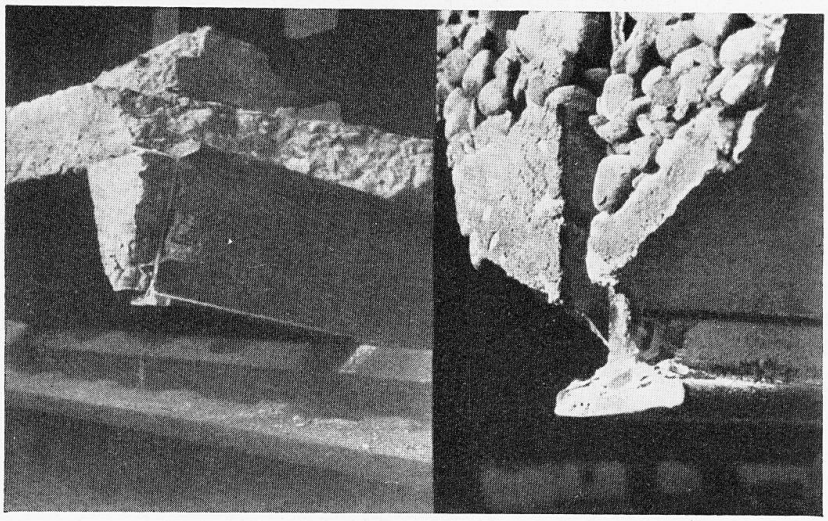


Fig. 6. — Déplacement des poutres aux extrémités.
Gleiten der Träger, Trägerende.
Slipping of the beams at the ends.

Auffallend war das späte Auftreten der ersten Zugrisse; selbst in den Vouten, den Betonfasern stärkster Dehnung, traten sie erst oberhalb der halben Bruchlast auf. Die gemessenen entsprechenden Dehnungen des Eisens betrugen

dabei rd. 0,8 °/₀₀. In der Platte traten Zugrisse erst im letzten Drittel des Belastungsvorganges auf (Abb. 9, Abb. 10).

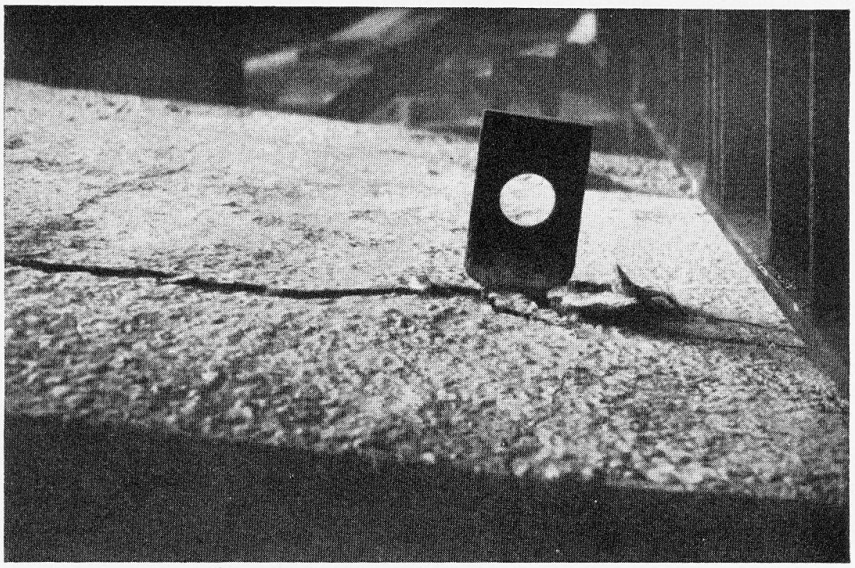


Fig. 7. — Déplacement des poutres et destruction du béton aux crochets de mise en charge.
Gleiten der Träger, Betonzerstörung bei Lasthaken.
Slipping of the beams. Breakdown of concrete at load hooks.

Bei einzelnen Trägern konnte ungefähr gleichzeitig mit dem Gleitbeginn auch eine beginnende Zerstörung des Betons durch Druck festgestellt werden,

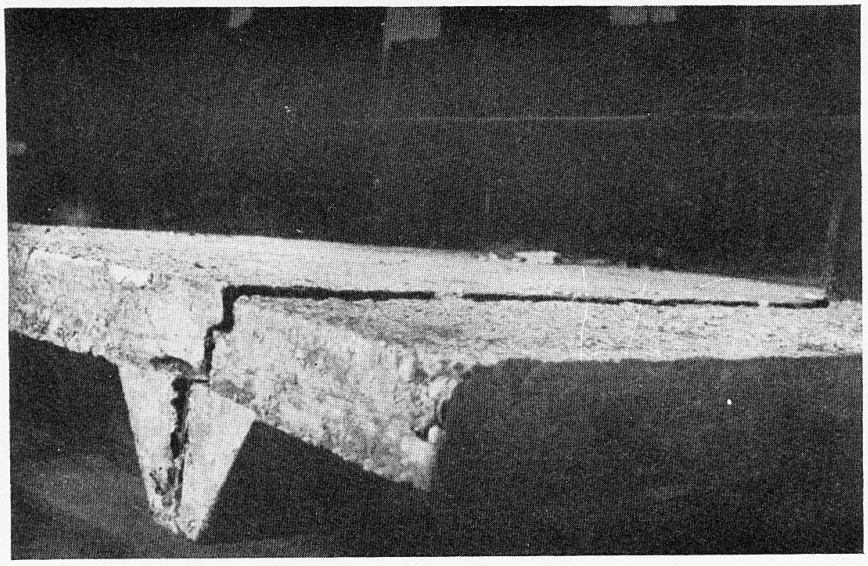


Fig. 8. — Fissure longitudinale avec déplacement de la poutre.
Längsriss mit Gleiten des Trägers.
Longitudinal crack, with slipping of the beam.

so besonders bei den Versuchsträgern mit der kleinsten Plattenbreite $b = 60$ cm (Abb. 11). Stark ausgeprägt war die Druckzerstörung beim Nebenversuch C, bei dem durch quer auf die I-Träger aufgeschweisste und in den

Beton eingreifende Flacheisen das Gleiten vollständig verhindert worden war.

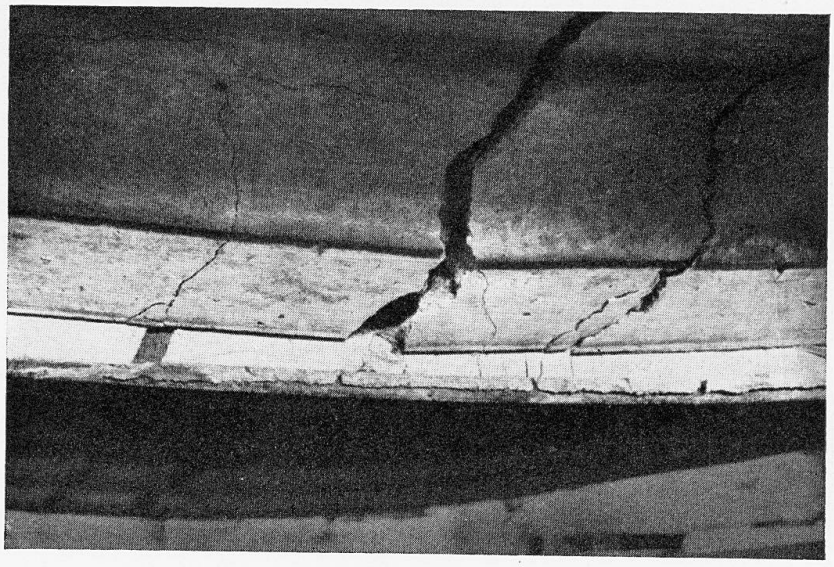


Fig. 9. — Fissures de traction dans les voûtins (à la rupture).
Zugrisse in den Vouten (Bruchzustand).
Tensile cracks in the arches (Condition at rupture).

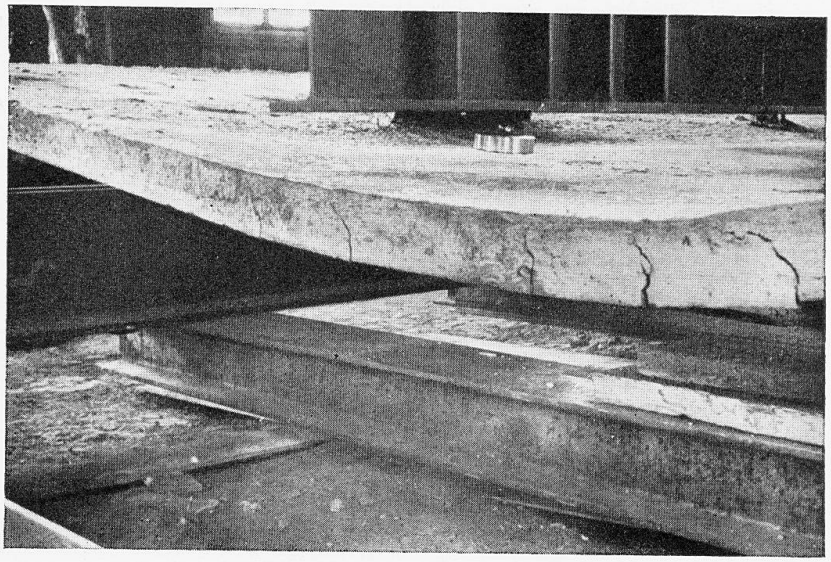


Fig. 10. — Fissures de traction sur les bords de la dalle (à la rupture).
Zugrisse am Plattenrand (Bruchzustand).
Tensile cracks at the edges of slab (Condition at rupture).

3. Durchbiegungen.

In Abb. 12 [1] sind die beobachteten Durchbiegungen von Versuchsträgern B

1. Als Masstab der Belastungen wurde, wie auch in den spätern Abb. 13 und 15, das maximale Biegungsmoment eines Einzelträgers, also des halben Querschnitts nach Abb. 1, aufgetragen.

(ohne Vorbelastung der I-Träger) mit den in üblicher Weisemit $n = 10$ [1] berechneten Werten verglichen. Die gemessenen Durchbiegungen sind im Bereiche der Gebrauchslast kleiner als die berechneten. Die bedeutende Zunahme der Steifigkeit einer Trägerdecke durch die Mitwirkung des Betons im Verbundquerschnitt wird durch Vergleich mit der in Abb. 12 ebenfalls eingetragenen Durchbiegung des I-Trägers allein anschaulich [2].

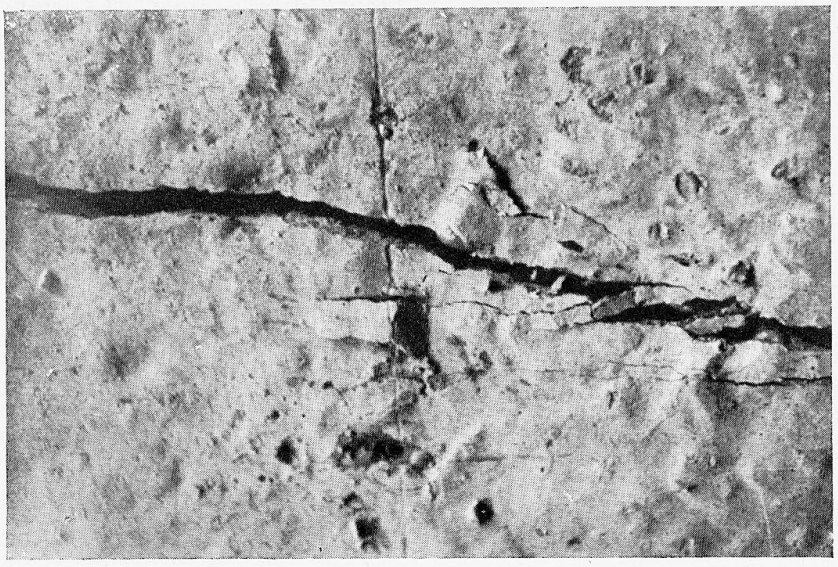


Fig. 11. — Fissure longitudinale et destruction du béton par compression.
Längsriss und Druckzerstörung des Betons.
Longitudinal cracking and destruction of the concrete by pressure.

4. Tragfähigkeit.

Zur Beurteilung der beobachteten Tragfähigkeit der Versuchsträger wurden die Bruchmomente der Verbundquerschnitte auf Grund der Spannungsdehnungsdiagramme der Abb. 2 und folgender Voraussetzungen berechnet :

a. die Querschnitte bleiben eben [3],
b. es trete kein Gleiten der I-Träger im Beton ein.

---

1. $n = 10$ = Verhältnis des Elastizitätsmoduls von Eisen zum Druckelastizitätsmodul von Beton ; Beton der Zugzone vernachlässigt.

2. Selbstredend sind Durchbiegungen infolge Vorbelastung der eisernen I-Träger getrennt von den Durchbiegungen der Verbundträger zu ermitteln.

3. Die durchgeführten Dehnungsmessungen zeigten, dass diese Voraussetzung nicht genau zutrifft. Nach unserer Auffassung liegt ein Grund für das Nichtebenbleiben der Querschnitte in folgendem Umstand : Summiert man in einem Balkenelement zwischen zwei benachbarten Querschnitten einerseits die Druckspannungen von Betonoberkante abwärts und andererseits die Zugspannungen von I-Trägerunterkante aufwärts, so sind die beiden Summen (= Schubkraft) bei der Nullinie, oder, wenn diese oberhalb des I-Trägers verläuft und bei Ausschluss von Betonzugfestigkeit, auch auf der I-Trägeroberkante einander gleich. In dieser Ebene muss demnach die Schubkraft vom Beton auf das Eisen übergehen. Da sie sich in Wirklichkeit jedoch auf einen grösseren Teil des I-Trägerumfanges verteilen wird, kann der Spannungsverlauf auch bei Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes nicht mehr geradlinig sein und die Querschnitte können nicht mehr eben bleiben. Der Einfluss auf die Grösse der Bruchmomente scheint jedoch gering zu sein.

Abb. 13 enthält den Vergleich zwischen beobachteten und berechneten Bruchmomenten. Mit Ausnahme der Träger mit kleinster Plattenbreite liegen die Versuchswerte unter den theoretisch ermittelten. Der Unterschied zwischen Versuch und Rechnung entspricht offenbar der Tragfähigkeitsverminderung infolge des Gleitens der Träger im Beton. Der Abfall beträgt hier im ungünstigsten Falle weniger als 20 %. Bei den Trägern mit $b = 60$ cm liegen die Versuchswerte etwas höher als die der Rechnung ; da bei diesen auch deutliche Druckzerstörung festzustellen war, das Gleiten also erst in dem Moment eintrat, als die Betonfestigkeit annähernd erreicht war, bestätigen sie die Richtigkeit der rechnerisch ermittelten Bruchmomente bei erfüllter Voraussetzung b. Ebenfalls eine Bestätigung der Rechnung liefert der in Abb. 15 eingetragene Nebenversuch C mit konstruktiver Sicherung gegen Gleiten.

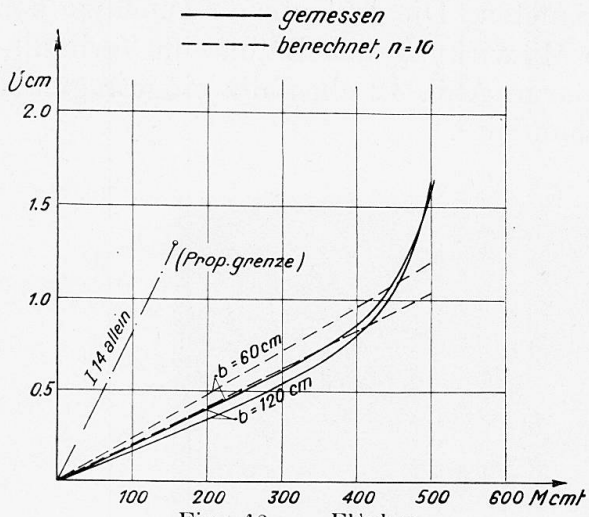


Fig. 12. — Flèches.
Durchbiegungen = Deflection.
Limite de proportionnalité.
Proportionalitätsgrenze.
Limit of proportionality.
Poutrelle I 14 seule = Träger I 14 allein.
Girder I 14 alone.
Mesurées = gemessen = measured.
Calculées = berechnet = calculated.

Für die Bemessung und konstruktive Ausbildung von Verbundträgern folgen aus diesen Feststellungen zwei Möglichkeiten :

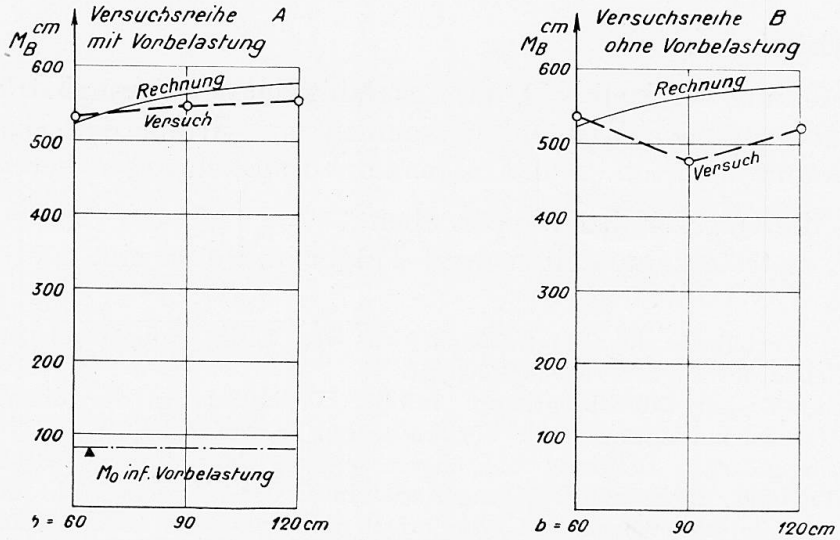


Fig. 13. — Moments de rupture.
Bruchmomente.
Moments at rupture.
série d'essais effectués avec charge préliminaire.
Versuchsreihe mit Vorbelastung.
series of tests with preliminary leading.
....sans.... = ...ohne.... = ...without....
résultat calculé = Rechnung = calculated.
résultat de l'essai = Versuch = test result.
M_0 dû à la charge préliminaire = M_0 inf. Vorbelastung = M_0 due to preliminary loading.

a. Das Gleiten der Träger im Beton wird durch besondere konstruktive Massnahmen verhindert. Als solche kommen Rundeisenbügel, die durch Löcher in den Stegen der I-Träger durchgesteckt werden, in Frage. Bei einer derartigen Anordnung darf der Bemessung das volle rechnerische Bruchmoment zu Grunde gelegt werden.

b. Falls keine besondere Sicherung gegen das Gleiten der Träger im Beton vorgesehen wird, ist mit einer verminderten Tragfähigkeit zu rechnen. Nach den Resultaten der allerdings nicht sehr zahlreichen T.K.V.S.B.-Versuche ist diese Tragfähigkeitsverminderung mit 20 % genügend berücksichtigt.

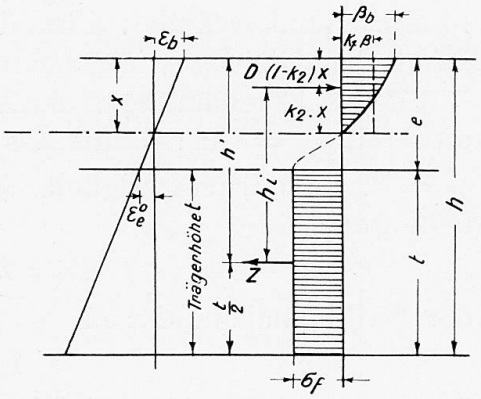


Fig. 14. — Désignations.
Bezeichnungen = Signs used.
Hauteur des poutres = Trägerhöhe.
Height of girders.

Bei der Versuchsreihe A mit Vorbelastung der I-Träger ist dadurch die Gesamtbruchlast gegenüber Trägern ohne Vorbelastung nicht vermindert worden, eine Feststellung, die mit der theoretischen Untersuchung übereinstimmt. Wir folgern daraus, dass mit Rücksicht auf die Sicherheit gegen Bruch der Bemessung von Verbundquerschnitten nur das gesamte Maximalmoment zu Grunde gelegt werden muss, unabhängig davon, ob ein Teil der Belastung anfänglich auf die Eisenträger allein aufgebracht werde oder nicht [1].

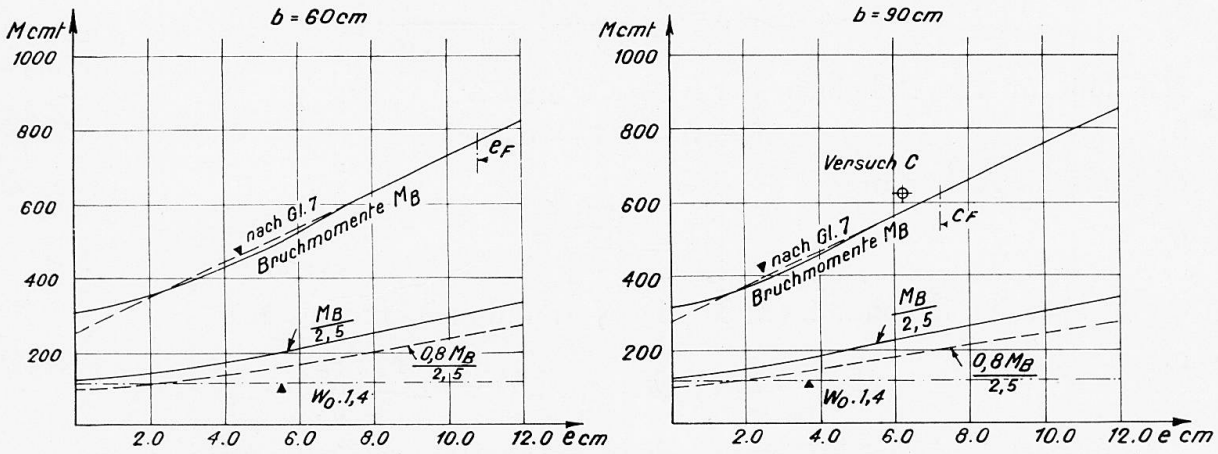


Fig. 15. — Influence de l'épaisseur e de la dalle proprement dite.
Einfluss der Ueberdeckungshöhe e.
Influence of the thickness of covering e.
suivant équation 7 = nach Gleichung 7 = according to equation 7.
moments de rupture = Bruchmomente = moments at rupture.

Der Umstand, dass Vorbelastungen der Eisenträger die Gesamtbruchlast des Verbundträgers nicht beeinflussen, lässt den Rückschluss zu, dass das Schwinden des Betons zwar die Risslast vermindern kann, dagegen ohne Einfluss auf die Bruchlast ist.

Die erwähnte Berechnung des Bruchmomentes eines Verbundquerschnittes

1. Mit Rücksicht auf das Eintreten bleibender Formänderungen erscheint allerdings eine gewisse Beschränkung der Vorbelastung angezeigt.

auf Grund der Spannungsdehnungsdiagramme beider Baustoffe ist im allgemeinen sehr zeitraubend, sodass sie für die praktische Bemessung kaum in Frage kommt. Es lässt sich jedoch eine Bedingung für die Querschnittsform angeben, unter welcher beim Bruch sich der ganze Eisenquerschnitt im Fliesszustand befindet. Für diesen Fall ist die Grösse des Bruchmomentes durch eine Gleichgewichtsbedingung allein festgelegt [1].

Mit den Bezeichnungen der Abb. 14, die sich auf den Bruchzustand bezieht, und mit F_e = Querschnitt des eisernen Trägers, σ_F = Fliessbeanspruchung, β_b = Prismendruckfestigkeit des Betons ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung

1) $$D = k_1 . \beta_b . b . x = Z = F_e \cdot \sigma_F$$

der Nullinienabstand x zu

2) $$x = \frac{F_e \cdot \sigma_F}{k_1 . \beta_b . b}$$

Die Eisendehnung am obern I-Trägerrand beträgt

3) $$\varepsilon_e{}^o = \varepsilon_b \cdot \frac{e - x}{x} = \varepsilon_b \cdot \left(\frac{e}{x} - 1. \right)$$

Sobald $\varepsilon_e{}^o \geqslant \varepsilon_F$, befindet sich der ganze Eisenquerschnitt im Fliesszustand und die Bedingung für den beschriebenen Bruchzustand folgt aus den Gleichungen 2 und 3 zu

4) $$e \geqslant e_F = \frac{\varepsilon_b + \varepsilon_F}{\varepsilon_b} \cdot \frac{F_e \cdot \sigma_F}{k_1 \cdot \beta_b . b} .$$

Mit dem inneren Hebelarm der Kräfte D und Z

5) $$h_i = h' - (1 - k_2) . x$$

und mit der Abkürzung

6) $$k = \frac{1 - k_2}{k_1}$$

ergibt sich das Bruchmoment M_B des Verbundquerschnittes zu

7) $$M_B = Z . h_i = F_e . \sigma_F . \left(h' - k . \frac{F_e \cdot \sigma_F}{\beta_b . b} \right).$$

Der Wert von k ist für verschiedene Betonarten nur sehr wenig veränderlich; er darf mit $k = 0{,}55$ bis $0{,}60$ in die Berechnung eingeführt werden.

In Abb. 15 sind die berechneten Bruchmomente M_B für Plattenbreiten $b = 60$ und $b = 90$ cm bei wachsender Ueberdeckungshöhe e aufgetragen. Die Abweichungen der genau berechneten Werte für $e < e_F$ gegenüber den nach Gl. 7 ermittelten sind gering. Gl. 7 erlaubt somit allgemein die direkte Bestimmung der Bruchlast von auf Biegung beanspruchten Verbundträgern in guter Annäherung.

Vergleicht man die durch den beabsichtigten Sicherheitsgrad dividierten

1. Vergl. Stüssi: Ueber die Sicherheit des einfach bewehrten Eisenbeton-Rechteckbalkens. Abhandlungen der Internat. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, I. Band, Zürich, 1932.

Werte von M_B mit der für den I-Träger allein zulässigen Belastung, so ergibt sich, dass die Verbundwirkung erst von einer gewissen Ueberdeckungshöhe e an eine nennenswerte Vergrösserung der Tragfähigkeit bewirkt. Im Beispiel der Abb. 15 mit Beton von 275 kg/cm² Prismendruckfestigkeit ist 2,5 -fache Sicherheit gegen Bruch angenommen. Die Linie $M_B : 2{,}5$ entspricht einem Verbundquerschnitt mit konstruktiver Sicherung gegen Gleiten, während die Werte $0{,}8 . M_B : 2{,}5$ für Verbundträger ohne Gleitsicherung in Frage kommen. Für den Vergleich mit dem Eisenquerschnitt I 14 allein wurde die zulässige Biegungsbeanspruchung mit 1,4 t/cm² angenommen.

Die vorgelegten Ausführungen stützen sich auf eine kleine Anzahl von Versuchen, deren Weiterführung mit dem Zweck der weiteren Prüfung und Bestätigung dieser ersten Ueberlegungen und Resultate wünschenswert ist. Die die Haftfestigkeit zwischen I-Trägern und Beton betreffenden Fragen, wie z.B. die Grösse der die Gleitsicherung beanspruchenden Schubkräfte, wären ebenfalls auf dem Versuchsweg abzuklären.

Traduction.

1. Objet.

La Commission Technique du Syndicat des Ateliers Suisses de Construction de Ponts et Charpentes Métalliques, que l'on désigne généralement sous les initiales « T.K.V.S.B. », a pris, suivant la proposition du Dipl. Ing. P. Sturzenegger, directeur de la Société de Constructions Métalliques de Zurich, la décision de procéder à des essais sur profilés enrobés de béton, en vue de déterminer dans quelle mesure la capacité portante de ces éléments peut se trouver accrue par l'influence de l'enrobage, ce dernier étant d'ailleurs très souvent prévu déjà pour des raisons de construction [1].

La figure 1 représente la section de la poutre d'essai. On a choisi la poutre à armature double, afin d'éviter les contraintes de torsion qui pourraient résulter de l'application d'efforts situés non exactement dans le plan de la poutre. La largeur de la dalle de béton reliant entre elle les deux profilés I 14, et qui a une épaisseur de 8 cm., a été fixée à $b = 60{,}90$, et 120 cm, afin de pouvoir déterminer, toutes autres dimensions restant les mêmes, quelle pouvait être l'influence d'une modification de la surface de béton adjointe. Cette dalle de béton intermédiaire a été munie, à la moitié de sa hauteur, d'une armature transversale légère, constituée par des fers ronds de 6 à 8 mm, admettant entre eux des écartements de l'ordre de 30 cm [2].

Les caractéristiques élastiques des deux matériaux : l'acier St. 37 pour la poutre I 14, admettant une résistance à la traction de 3,84 t/cm² et le béton (mélange à 300 kg de ciment Portland pour 1200 litres de sable et de gravier),

1. Il ne sera mentionné dans ce qui suit que les résultats d'essais qui présentent un intérêt particulier dans la pratique (phénomènes de rupture, rigidité, capacité portante). Les résultats des observations concernant l'allure de variation des contraintes dans les poutres enrobées de béton seront publiés dans une communication ultérieure de la T.K.V.S.B.

2. On remarquera, sur les figures 6 *a* et 8, la section qui a été adoptée pour une série d'essais préliminaires, et qui ne comporte pas d'armature transversale.

sont indiquées sur la figure 2. Le diagramme de déformations représente une valeur moyenne déduite de 6 essais [1].

Les poutres d'essai ont été mises en charge au moyen d'une pompe hydraulique. La charge a été appliquée, à raison du quart de la pression exercée par la pompe, au tiers des poutres, par l'intermédiaire d'un système de poutres auxiliaires croisées (figure 3). Cette application était réalisée au moyen d'un palier à billes, les poutres étant supportées, à leurs deux extrémités, par des rouleaux, ceci afin d'éviter les frottements et de pouvoir réaliser des conditions de charge rigoureusement symétriques.

En règle générale, dans l'exécution pratique, le poids propre de la masse de béton, progressivement appliquée, et de la poutre elle-même, agit tout d'abord uniquement sur la section des armatures, avant que la section combinée (fers + béton d'enrobage) n'intervienne. Afin de pouvoir observer l'influence de cette « contrainte initiale ou préliminaire » sur la charge de rupture de la section combinée, la moitié des poutres d'essai a été soumise, avant le bétonnage et au moyen de poids convenablement suspendus, à une charge préliminaire $\sigma_0 =$ 1 tonne par cm^2 (essais A). Par contre, dans les essais B, on a pris soin de ne faire agir le poids propre sur les poutres qu'après l'enrobage, en prévoyant un appui continu pendant le bétonnage et la prise. On a pu ainsi, par comparaison entre les essais A et B, déterminer l'influence de la contrainte préliminaire sur la capacité de charge.

En s'appuyant sur cette conception que le processus de la mise en charge initiale joue un rôle capital dans l'évaluation du coefficient de sécurité que peut fournir une poutre enrobée [2], on a effectué la mise en charge progressivement, sans décharges intermédiaires, jusqu'à la destruction des poutres d'essai. Les figures 4 et 5 représentent la disposition adoptée pour ces essais.

2. Les phénomènes accompagnant la rupture.

Au dépassement de la limite d'adhérence entre le béton et le fer, il s'est produit un glissement de la poutre dans le béton. Ce glissement s'est manifesté brusquement et a augmenté jusqu'à environ 3 cm, avec la continuité de l'application de la charge (figure 6). Il s'est traduit en particulier par une déchirure du béton à l'endroit des crochets qui avaient été soudés sur les poutres métalliques (figure 7), pour permettre de manipuler les poutres d'essai.

La contrainte de flexion transversale des dalles de béton sous l'influence des efforts de cisaillement horizontaux s'est manifestée, à la rupture, sous la forme d'une forte fissure longitudinale sur les poutres en I. Sous cette influence et sous l'action des allongements transversaux qui s'étaient déjà produits aupara-

---

1. Les diagrammes de déformation des éprouvettes de traction en acier St. 37 et des éprouvettes de compression sur prisme de béton de 12 × 12 × 36 cm. ont été relevés au Laboratoire Fédéral d'Essai des Matériaux de l'École Polytechnique de Zurich. Les prismes de béton utilisés avaient le même âge (5 semaines) que les poutres d'essai au moment des essais, qui ont été effectués dans les ateliers de la Société de Constructions Métalliques de Zurich.

2. Nous nous rallions à ce sujet à l'opinion exprimée par F. v. Emperger (voir Publication Préliminaire au Congrès de Paris de 1932, p. 600 : F. v. Emperger, Colonnes en acier enrobées).

vant, il a pu se produire une diminution de la résistance d'adhérence, allant jusqu'à la possibilité du glissement (figure 8).

L'apparition tardive des premières fissures de traction fut frappante ; même dans les fibres de béton accusant le plus fort allongement, elle ne se manifesta qu'après avoir passé la moitié de la charge de rupture. Les allongements correspondants mesurés dans le fer atteignaient environ 0,8 ‰. Dans la dalle, les fissures n'apparurent qu'au cours du dernier tiers du processus de mise en charge (figures 9 et 10).

On a pu, dans les poutres élémentaires, constater également un commencement de froissement du béton par compression coïncidant à peu près avec le début du glissement, particulièrement sur les poutres d'essai présentant la largeur minimum de dalle $b = 60$ cm (figure 11). Cette destruction par compression a d'ailleurs été très accusée au cours de l'essai complémentaire C, dans lequel on avait complètement empêché le glissement au moyen de fers plats soudés sur les profilés en I et pénétrant dans la masse du béton.

3. Flèches.

La figure 12 [1] permet d'établir la comparaison entre les flèches observées sur les poutres d'essai B (sans charge préliminaire sur les profilés en I) et les valeurs calculées dans les conditions normales, $n = 10$ [2].

Dans la zone correspondant aux charges normales, les flèches mesurées sont plus faibles que les flèches calculées. L'importante augmentation de rigidité qui résulte pour un plancher en poutres de l'intervention du béton dans la section d'enrobage est nettement mise en évidence par la comparaison avec les flèches qui correspondent à la poutrelle en I seule et qui ont été portées également sur la figure 12 [3].

4. Capacité de charge.

Pour l'interprétation de la capacité de charge observée des poutres d'essai, on a calculé les moments de rupture des sections d'enrobage en se basant sur le diagramme de déformation de la figure 2 et sur les hypothèses suivantes :

a. les sections restent planes [4] ;

---

1. Comme échelle des charges, on a pris, de même que dans les figures 13 et 15 qui suivent, le moment fléchissant maximum de la poutre élémentaire, donc de la demi-section suivant la figure 1.

2. $n = 10$ est le rapport entre le module d'élasticité de l'acier et le module d'élasticité du béton à la compression ; on néglige le béton de la zone tendue.

3. Il est évident que les flèches qui résultent de l'application de la charge initiale des poutres métalliques en I doivent être déterminées séparément de celles qu'accusent les poutres enrobées.

4. Les mesures d'allongement qui ont été effectuées ont montré que cette hypothèse ne correspondait pas rigoureusement à la réalité. A notre avis, on peut expliquer le fait que les sections ne restent pas planes de la manière suivante : si l'on additionne, pour un élément de poutre compris entre deux sections voisines, d'une part, les contraintes de compression, en descendant à partir du bord supérieur du béton et, d'autre part, les contraintes de traction, en remontant à partir de l'arête inférieure de la poutrelle en I, les deux sommes ainsi obtenues (= effort de cisaillement) sont égales l'une à l'autre à l'endroit de l'axe neutre, ou bien, si celui-ci passe au-dessus de la poutrelle en I, et à l'exclusion de la résistance du béton à la traction, à l'endroit de l'arête supérieure de la poutrelle en I. Dans ce plan, l'ef-

b. il ne se produit aucun glissement des poutrelles en I par rapport au béton.

La figure 13 donne une comparaison entre les moments à la rupture calculés et observés. Sauf pour la poutre qui accuse la plus faible largeur de dalle intermédiaire, les valeurs expérimentales sont au-dessous des valeurs calculées. L'écart entre l'essai et le calcul correspond visiblement à la réduction qui résulte, pour la capacité de charge, du glissement des poutrelles dans le béton. La réduction atteint ici, dans les cas les plus défavorables, moins de 20 %. Pour les poutres admettant $b = 60$ cm., les valeurs expérimentales sont un peu plus élevées que celles que donne le calcul ; comme, dans ce cas, on a pu constater une très nette destruction du béton par compression, le glissement ne se produisant qu'au moment où l'on approche de la résistance maximum du béton, l'exactitude des moments de rupture déterminés par le calcul, dans le cas où l'hypothèse « b » est remplie, se trouve confirmée. L'essai auxiliaire C, porté sur la figure 15 et dans lequel le glissement a été empêché par construction même, confirme également l'exactitude du calcul.

Les résultats ci-dessus offrent deux possibilités pour le calcul et la conception des poutres enrobées :

a. Le glissement des poutrelles métalliques dans le béton est empêché par dispositions pratiques de construction spéciales. On peut envisager par exemple l'emploi d'étriers en fers ronds, traversant les âmes des poutrelles en I au moyen de trous spécialement disposés. Avec cette disposition, le calcul peut être effectué en partant du plein moment de rupture calculé.

b. Si l'on n'entrevoit aucune disposition de sécurité spéciale contre le glissement des poutrelles dans le béton, il faudra tabler sur une capacité de charge réduite. D'après les résultats des essais effectués par le T.K.V.S.B., essais dont le nombre n'est d'ailleurs pas encore très important, il est suffisant d'envisager une réduction de la capacité de charge de 20 %.

Au cours de la série A d'essais avec charge préliminaire des poutrelles en I, la charge totale de rupture ne s'est pas trouvée réduite du fait de cette charge préliminaire, par rapport à celle des poutres sans charge préliminaire, constatation qui concorde avec les résultats de l'étude théorique. Nous en déduisons qu'en tenant compte de la sécurité à la rupture, le calcul des sections enrobées ne doit être basé que sur le moment maximum total, sans qu'il y ait lieu de considérer si une partie de la charge a été, ou non, appliquée initialement sur la poutrelle métallique seule [1].

Le fait que les charges préliminaires des poutrelles métalliques n'exercent pas d'influence sur la charge totale de rupture de la poutre enrobée conduit à cette conclusion que le retrait du béton peut en fait provoquer un abaissement de la limite de résistance à la fissuration, sans toutefois exercer une influence sur la charge de rupture.

---

fort de cisaillement doit donc passer du béton sur le fer. Comme cet effort se répartit toutefois sur une fraction importante du périmètre de la poutrelle en I, et même en tablant sur la validité de la loi de Hooke, l'allure de variation de la contrainte ne peut plus être rectiligne et les sections ne peuvent plus par suite rester planes. Il semble toutefois que l'influence qui en résulte sur la valeur des moments à la rupture ne soit que faible.

1. En tenant compte de l'apparition de déformations permanentes, il semble toutefois indiqué de limiter dans une certaine mesure l'importance de cette charge préliminaire.

Le calcul du moment de rupture d'une section enrobée, en se basant sur les diagrammes de déformation des deux matériaux, ainsi qu'il a été indiqué, est en général très long, de telle sorte qu'il est difficile d'y recourir dans la pratique. Il existe toutefois, en ce qui concerne la forme des sections, un cas pour lequel la section des fers tout entière se trouve, à la rupture, en état d'écoulement. Dans ce cas, la valeur du moment de rupture est uniquement fixée par une condition d'équilibre [1].

En tenant compte des désignations de la figure 14, qui concerne la rupture et en désignant par :

F_e la section de la poutre métallique,

σ_F la contrainte d'écoulement,

β_b la résistance du prisme de béton,

on déduit de l'équation d'équilibre :

$$D = k_1 . \beta_b . b . x = Z = F_e . \sigma_F \qquad (1)$$

la position de l'axe neutre, x :

$$x = \frac{F_e . \sigma_F}{k_1 . \beta_b . b} . \qquad (2)$$

L'allongement du métal au bord supérieur de la poutrelle en I atteint :

$$\varepsilon_e{}^o = \varepsilon_b . \frac{e - x}{x} = \varepsilon_b \left(\frac{e}{x} - 1 \right). \qquad (3)$$

Dès que $\varepsilon_e{}^o \geqslant \varepsilon_F$, la totalité de la section du fer se trouve en état d'écoulement et la condition correspondant à l'état de rupture prévu peut être déduite des équations (2) et (3) :

$$e \geqslant e_F = \frac{\varepsilon_b + \varepsilon_F}{\varepsilon_b} \cdot \frac{F_e . \sigma_F}{k_1 . \beta_b . b} . \qquad (4)$$

En introduisant le bras de levier intérieur des efforts D et Z :

$$h_i = h' - (1 - k_2)\, x \qquad (5)$$

et en posant pour simplifier :

$$k = \frac{1 - k_2}{k_1} \qquad (6)$$

on obtient, pour le moment de rupture M_B de la section enrobée :

$$M_B = Z . h_i = F_e . \sigma_F \left(h' - k \frac{F_e . \sigma_F}{\beta_b . b} \right). \qquad (7)$$

La valeur de k ne varie que très peu avec les différentes sortes de béton ; on peut adopter pour les calculs la valeur :

$$k = 0{,}55 \text{ à } 0{,}60$$

On a reporté sur la figure 15 les moments de rupture M_B calculés pour des largeurs de dalle intermédiaire de 60 et 90 cm et pour une hauteur de recou-

1. Voir Strüssi, Ueber die Sicherheit des einfach bewehrten Eisenbeton-Rechteckbalkens. — Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, volume I, Zurich, 1932.

vrement croissante. Les écarts entre les valeurs calculées avec précision pour $e < e_F$ par rapport aux valeurs déduites de l'équation (7) sont faibles. L'équation (7) permet donc de déterminer, d'une manière générale et suffisamment approchée, la charge de rupture des poutres enrobées sollicitées à la flexion.

Si l'on compare les valeurs obtenues en divisant M_B par le coefficient de sécurité envisagé, on constate que l'intervention de l'enrobage ne se manifeste par une amélioration notable de la capacité de charge qu'à partir d'une certaine hauteur de recouvrement e. Dans l'exemple de la figure 15, avec un béton accusant sur le prisme une résistance à la compression de 275 kg/cm², on a admis un coefficient de sécurité de 2,5. La courbe $M_B/2{,}5$ correspond à une section enrobée comportant un dispositif empêchant le glissement, tandis que les valeurs $0{,}8 . M_B : 2{,}5$ concernent des poutres enrobées ne comportant pas de protection contre le glissement. Pour la comparaison avec la section du fer de la poutrelle I 14 seule, on a adopté une contrainte de flexion admissible de 1,4 t/cm².

Les résultats exposés ci-dessus s'appuient sur un petit nombre d'essais ; il est à désirer que ces essais soient poursuivis, afin d'obtenir confirmation de ces considérations et résultats de début. Il conviendrait également d'étudier expérimentalement les questions qui se rapportent à l'adhérence entre les poutrelles en I et le béton, comme par exemple la valeur des efforts de cisaillement susceptibles d'affecter la sécurité contre ce glissement.

Zusammenfassung.

1. Die Tragfähigkeit eiserner Walzträger nimmt durch die Verbundwirkung mit Beton bei wachsender Ueberdeckungshöhe zu.

2. Die natürliche Haftfestigkeit zwischen Beton und steifer Bewehrung genügt nicht, um eine gemeinsame Tragwirkung beider Baustoffe bis zu ihrer Ausnützung zu gewährleisten. Die Abminderung der Tragfähigkeit infolge des Gleitens der I-Träger im Beton beträgt nach den T.K.V.S.B. -Versuchen bis zu 20 %. Falls volle Materialausnützung angestrebt wird, ist die Anordnung einer konstruktiven Gleitsicherung notwendig.

3. Durch eine Vorbelastung der Eisenträger vor dem Betonieren (z.B. durch Deckeneigengewicht) wird die Gesamtbruchlast nicht vermindert.

4. Die Durchbiegungen von Verbundträgern infolge Gebrauchslast können mit Hülfe des Trägheitsmomentes des kombinierten Querschnittes, bei normalem Kiesbeton berechnet für $n = 10$, bestimmt werden.

5. Die angegebene Berechnungsmethode erlaubt die direkte Bestimmung der Bruchlast und damit die Bemessung von Verbundquerschnitten mit beabsichtigtem Sicherheitsgrad.

Résumé.

1. La capacité de charge d'un profilé métallique sous l'influence de l'enrobage du béton augmente lorsque la hauteur de recouvrement croît.

2. L'adhérence naturelle entre le béton et son armature rigide n'est pas suffisante pour assurer une participation commune des deux matériaux à la charge jusqu'à utilisation intégrale de leurs capacités propres. La réduction de la capacité de charge sous l'influence du glissement des poutrelles en I par rapport au béton atteint, suivant les essais du T.K.V.S.B., jusqu'à 20 %. Si l'on envisage l'utilisation intégrale des matériaux, il est nécessaire de prévoir une disposition pratique spéciale assurant la sécurité contre le glissement.

3. La charge totale de rupture n'est pas réduite par l'intervention d'une charge préliminaire de la poutrelle métallique avant l'exécution de l'enrobage (par exemple, par l'influence du poids propre du plancher).

4. Les fléchissements des poutres enrobées sous l'action de la charge normale peuvent être déterminés à l'aide du moment d'inertie de la section combinée, avec $n = 10$ dans le cas du béton de gravier normal.

5. La méthode de calcul indiquée permet de déterminer directement la charge de rupture et de calculer ainsi les sections enrobées avec le coefficient de sécurité envisagé.

Summary.

1. The carrying capacity of rolled iron beams is increased by the combined action with concrete in proportion to the thickness of the covering.

2. The natural adhesion between concrete and stiff reinforcement is not sufficient to ensure both materials taking the load in common up to the utmost limit. The reduction of the carrying capacity in consequence of slipping of the I-beam in the concrete is as much as 20%, according to the T.K.V.S.B. tests. If an endeavour has to be made to utilise the materials to the full extent, provision must be taken to ensure against slipping.

3. By a preliminary loading of the iron beam before concreting (for example, by the weight of the ceiling), the total breaking load will not be reduced

4. The bending of composite beams in consequence of the working load may be determined with the help of the moment of inertia of the combined cross-section, calculated with normal gravel concrete for n = 10.

5. The method of calculating given here allows the load at breakdown to be determined directly and consequently also the dimensions of composite cross-sections for a desired degree of safety.

ÉTUDE DES SOLS DE FONDATION
BAUGRUNDFORSCHUNG
RESEARCH CONCERNING BUILDING GROUND

VII B.

RÉSISTANCE DES FONDATIONS EN FAIBLE PROFONDEUR
TRAGFÄHIGKEIT DER FLACHGRÜNDUNGEN
BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS

Dr. Ing. **KARL v. TERZAGHI,**
Professor an der Technischen Hochschule, Wien

Voir aussi « Publication Préliminaire », p. 659. — *Siehe auch « Vorbericht », S. 659.*
See also " Preliminary Publication ", p. 659.

Seit diese Abhandlung eingereicht wurde, sind folgende neue Ergebnisse zu verzeichnen.

Herr Ingenieur Walter Bernatzik, Assistent des Verfassers an der Wiener Technischen Hochschule, untersuchte die Beziehung zwischen der Grösse der Hauptspannungen und der zugehörigen Deformationen für ein Druckintervall 0-2 kg/cm² für kohäsionslose Sande. Fig. 1 zeigt das Ergebnis für einen eingerüttelten Sand mit einer Porenziffer 0, 6. Aus diesem Diagramm geht hervor, dass die Poisson-Ziffer $\frac{1}{m}$ ausschliesslich von der Grösse der Längsdeformation abhängt ohne Unterschied des Spannungszustandes, welcher dieser Längszusammendrükkung entspricht. Mit zunehmender Zusammendrückung nimmt der Wert von $\frac{1}{m}$ rasch zu. Der Apparat, welchen Ing. Bernatzik bei diesen Versuchen benützte, ist in der Fig. 2 und 3 dargestellt. Die Versuchsanordnung gestattet, die Hauptspannungen gleichzeitig und mit nahezu konstanter Geschwindigkeit zu steigern. Das Wesen des Verfahrens bestand darin, dass die Sandzelle durch Herstellung eines partiellen Vakuums in ihrem Innern unter allseitigen Druck

gesetzt wurde. Obendrein wurde noch ein achsialer Druck hinzugefügt, der ebenfalls durch einen mit der Belastungsvorrichtung gekuppelten Vakuumzylinder erzeugt wurde. Die Sandzelle und der zur Erzeugung der Zusatzbelastung benützte Vakuumzylinder waren derart miteinander verbunden, dass die auf den Sand wirkenden Kräfte in gleichem Verhältnis zunahmen.

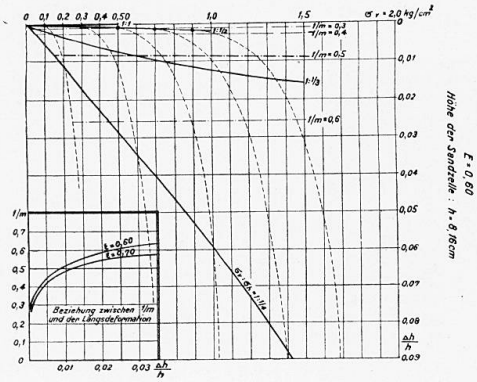


Fig. 1.

Beziehung zwischen 1/m und der Längsdeformation = relation entre 1/m et la déformation longitudinale = relation between 1/m and longitudinal deformation. Höhe der Sandzelle = hauteur de l'éprouvette de sable = Height of the sand cell.

Eine weitere Versuchsreihe Bernatziks umfasste eine grössere Zahl von Belastungsproben auf kohäsionslosem Sand, zum Zwecke der Feststellung des Einflusses verschiedener variabler Faktoren auf die Senkung einer kreisrunden Lastfläche. Die variablen Faktoren waren wie folgt :

Verhältnis zwichen dem Durchmesser der Lastfläche und der Dicke der Sandschicht, auf der die Lastfläche ruht,

Grösse der Belastung pro Flächeneinheit der Lastfläche,

Beschaffenheit der Unterlage der Last und zwar : reibungslose Gummihaut, Gummihaut versteift durch angeklebte rauhe Ringe, starre Platte mit geschmierter Unterseite und starre Platte mit rauher Unterseite.

Nachdem die Versuche einer der ersten Versuchsreihen (Fig. 1) und jene der zweiten Versuchsreihe (Belastungsproben) mit gleichem Sand bei gleicher Dichte vorgenommen wurden, war Ing. Bernatzik in der Lage, aus den Setzungsdaten unter Verwertung der Ergebnisse der Sandzellenversuche eine Abschätzung der im Sand unterhalb des Mittelpunktes der Lastfläche herrschenden Horizontalspannungen vorzunehmen. Fig. 4 zeigt die Verteilung der lotrechten und wagrechten Spannungen für verschiedene Werte der Poissonziffer $\frac{1}{m}$ nach der Theorie von Boussinesq, für die unterhalb des Mittelpunktes eines kreisrunden Lastbündels gelegenen Punkte eines elastischen Halbraumes. Die Kurven C_I und C_{II} zeigen die von Bernatzik ermittelten wagrechten Spannungen für eine voll-

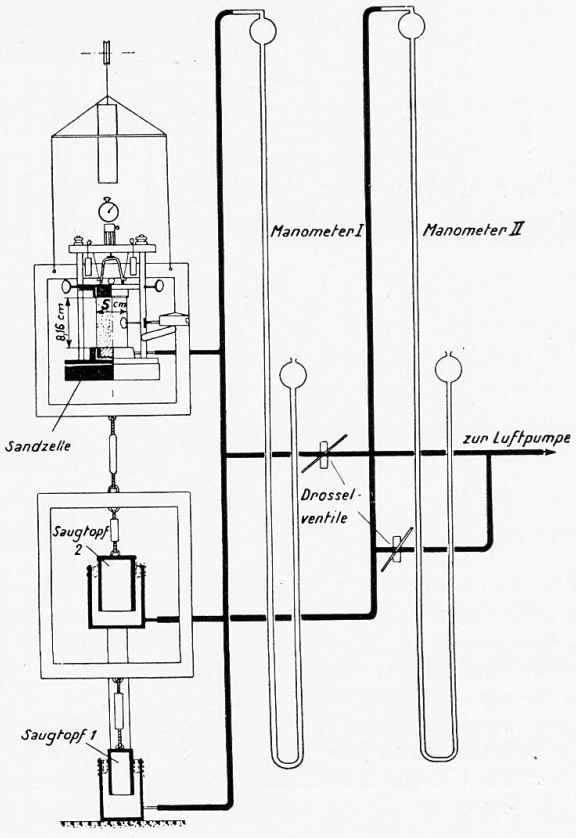


Fig. 2. — Manometer. Pressure gauge. — Sandzelle = éprouvette de sable = Sand cell. Saugtopf = chambre d'aspiration = Suction cylinder. Drosselventile = robinet = Throttle valve. Luftpumpe = pompe à air = air pump.

ständig glatte Membrane (C_I) und für eine durch rauhe Ringe versteifte Membrane (C_{II}). Das Schaubild zeigt, dass die Horizontalspannungen unmit-

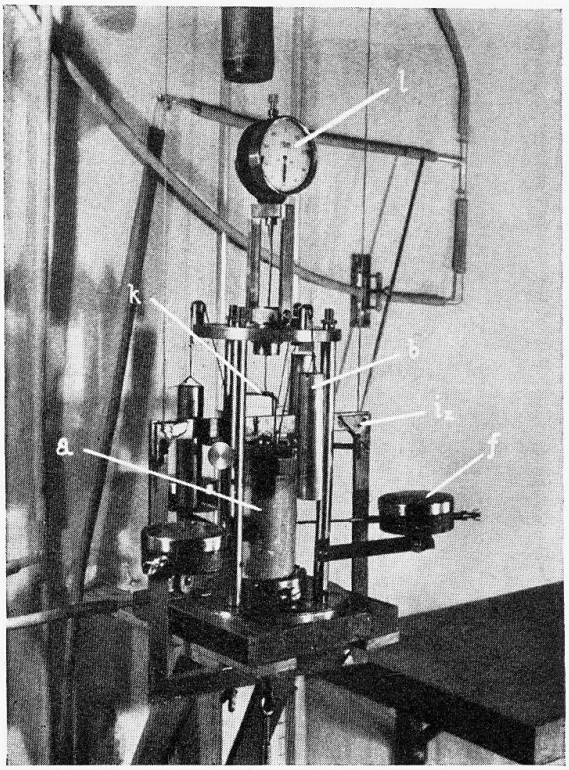


Fig. 3.

telbar unter der Lastfläche wesentlich kleiner, in einer Tiefe von $2a$ hingegen wesentlich grösser als die nach Boussinesq berechneten Horizontal-

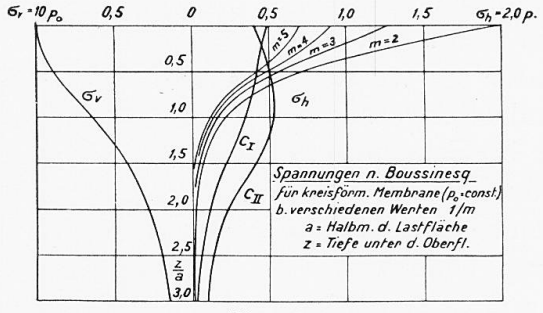


Fig. 4.

Spannungen n. Boussinesq = tensions suivant Boussinesq = Stresses according to Boussinesq.
Für kreisförm. Membrane (p_o = const.) = pour une membrane circulaire (p_o = constante) = for circular membranes (p_o = const.).
Bei verschiedenen Werten 1/m = pour différentes valeurs de 1/m = with various values 1/m.
a = Halbmesser der Lastfläche ; a = rayon de la surface de charge ; a = radius of loaded area.
z = Tiefe unter d. Oberfläche ; z = profondeur au-dessous de la surface ; z = depth below surface.

spannungen sind. Fig. 5 enthält eine graphische Uebersicht über die wichtigsten Versuchsergebnisse.

In meinem Bericht wurde erwähnt, dass das American Foundation Commit-

tee of the American Soc. of Civ. Eng. im Begriffe steht, die Setzungsanalyse eines Bauwerkes in Cambridge durchzuführen. Fig. 6 zeigt die Ergebnisse dieser Arbeit : Die voll ausgezogenen Kurven geben die gemessenen und die strichlierten Kurven die berechneten Linien gleicher Setzung an. Die Figur liefert neuerdings ein Beispiel für die Tatsache, dass wir heute schon in der

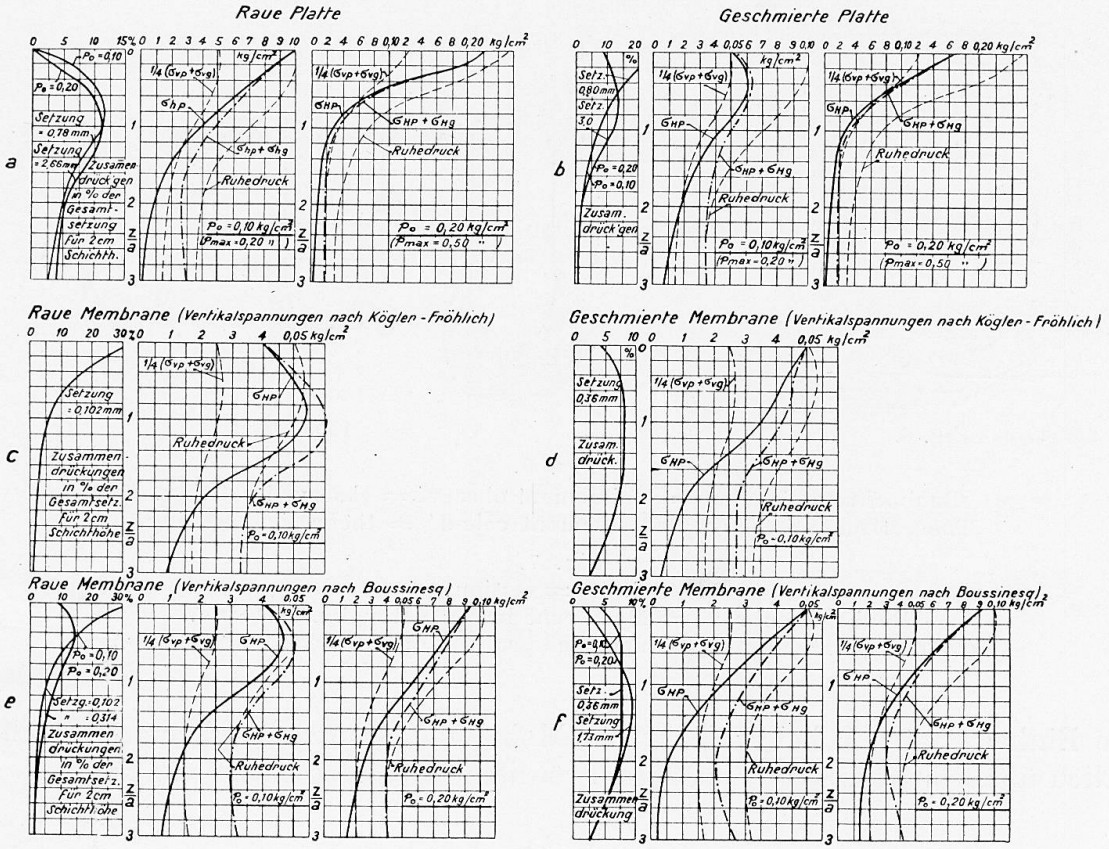


Fig. 5.

Surface brute	Surface graissée
Rauhe Platte	Geschmierte Platte
Rough plate	Lubricated plate
Membrane brute	Membrane graissée
Rauhe membrane	Geschmierte membrane
Rough membrane	Lubricated membrane

(Contraintes verticales d'après...)
(Vertikalspannungen nach...)
(Vertical stresses according to...)

Setzung = affaissement = settlement.

Zusammendrückungen in % der Gesamtsetzung für 2 cm Schichthöhe... = compressions en % de l'affaissement total pour une hauteur de couche de 2 cm = compressions in % total settling for layer 2 cm thick.

Ruhedruck = stabilité à la compression (voir Publication préliminaire, page 674) = Static pressure.

Lage sind, in manchen Fällen die Verteilung der Setzungen über den Grundriss eines Bauwerkes mit hinreichender Genauigkeit vorherzusagen.

Dr. O. K. Fröhlich (den Haag) untersuchte auf Grund einer Modifikation der Boussinesq'schen Grundgleichungen die im Untergrund einer Lastplatte herrschenden Spannungszustände. Er kam hiebei unter anderem zu folgendem Resultat : Wenn man die Grösse der Belastung der Fläche von null ausge-

hend allmählich steigert, so wird der Mohr'sche Grenzzustand innerhalb des Sandes zuerst innerhalb einer schmalen, ringförmigen, unterhalb des Randes der belasteten Fläche gelegenen Zone überschritten (Fig. 7). Mit zunehmender Last wird der Querschnitt dieses ringförmigen Störungsraumes immer grösser, bis schliesslich die Tragfähigkeit des Grundes überschritten wird.

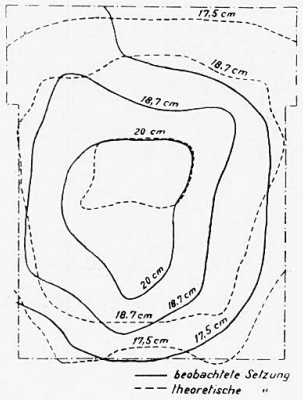


Fig. 6.

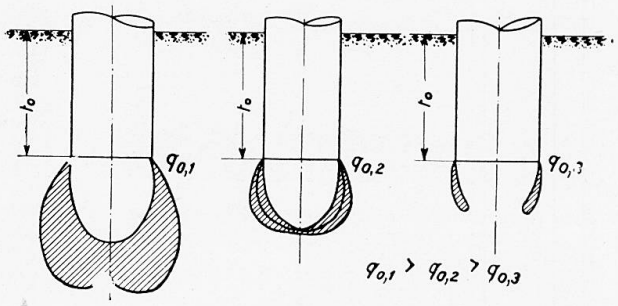


Fig. 7.

Fig. 6.
Beobachtete Setzung = affaissement observé = observed settling.
Theoretische Setzung = affaissement calculé = theoretical settling.

Fig. 7.
Schnitt = section.
Rauhe Membrane = Membrane brute = Rough membrane.
Geschmierte Membrane = Membrane graissée = Lubricated membrane.

Die Einheitslast q_{op}, bei welcher der Mohr'sche Grenzzustand zum erstenmal örtlich überschritten wird, ist nach Fröhlich durch folgende Formel gegeben :

$$q_{op} = \frac{\pi\,(\gamma_S - \gamma_F)\,(1-n)\,t_o}{ctg\,\varphi_r - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi_r\right)}$$

In dieser Formel bedeuten :

γ_s das Raumgewicht der Festsubstanz in kg/cm³
γ_F das Raumgewicht des Poreninhaltes in kg/cm³
n das Porenvolumen
t_o die Gründungstiefe in cm
und φ_r den Winkel der inneren Reibung im Bogenmass.

Aus dieser Formel geht hervor, dass die Belastung q_{op} von dem Durchmesers der belasteten Fläche unabhängig ist und lediglich von der Gründungstiefe abhängt. Für eine Gründungstiefe $t_o = 0$ wird auch der Wert $q_{op} = 0$.

Die Werte, die sich aus dieser Formel ergeben, scheinen mit den bisher vorliegenden praktischen Erfahrungen gut übereinzustimmen und entsprechen etwa den für Sand als zulässig betrachteten Belastungswerten.

Vor kurzem hatte der Verfasser Gelegenheit, die Senkung einer dünnen Stahlhaut (Boden eines Flüssigkeitsbehälters) mit einem Durchmesser von 30,00 m unter dem Einfluss einer gleichmässig verteilten Belastung von 1,5

kg/cm² einmessen zu lassen. Der Behälter ruhte auf einer Lage von weichem Ton. Die Ergebnisse der Einmessung sind in Fig. 8 dargestellt und zeigen in sinnfälliger Weise, dass eine gleichmässig verteilte Flächenlast keineswegs eine gleichförmige Senkung hervorruft. Obendrein zeigt die Figur, dass die in den Formeln für die Berechnung von elastisch gestützten Gründungskörpern vorkommende « Bettungsziffer » keineswegs einen eindeutig bestimmten Wert hat. Weitere Untersuchungen des Verfassers führten auch zu dem Schluss, dass die Bettungsziffer nicht bloss von den Abmessungen des unterstützten Körpers und den elastischen Eigenschaften des unterstützenden Mediums,

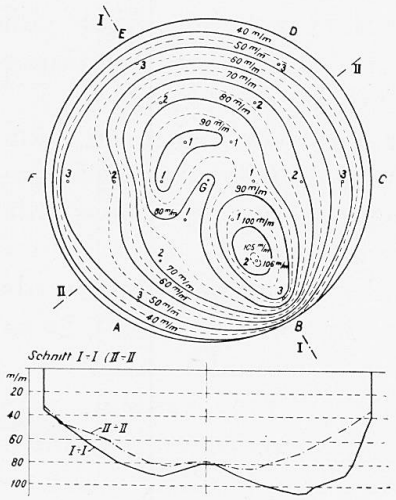


Fig. 8.
Coupe = Schnitt = Section.

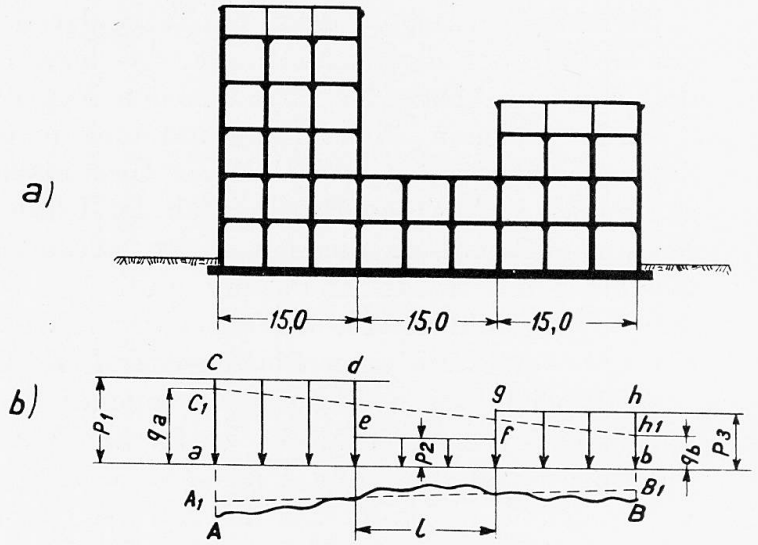


Fig. 9.

sondern auch in hohem Mass von der Wellenlänge der elastischen Linie des abgestützten Körpers abhängt[1]. Bezeichnen :

a die Entfernung zwischen zwei benachbarten Wendepunkten der elastischen Linie,

s die Senkung einer kreisrunden Lastplatte mit einem Durchmesser a unter dem Einfluss einer Einheitsbelastung q pro Flächeneinheit und

k den Wert der Bettungsziffer,

so sind nach den Ergebnissen der Untersuchungen des Verfassers die Werte der Bettungsziffer in roher Annäherung durch folgende Formel bestimmt :

Für eine elastische Linie mit nicht mehr als zwei Wendepunkten

$$k = \frac{5}{4}\frac{q}{s}.$$

Für eine elastische Linie mit mehr als zwei Wendepunkten

$$k = \frac{5}{4}\frac{q}{s} \text{ für die beiden äussersten Wellen und}$$

$$k = \frac{15}{4}\frac{q}{s} \text{ für die Innenwellen.}$$

1. K. v. Terzaghi, Bodenpressung und Bettungsziffer, Jahrbuch des Oest. Betonvereins 1931 und Oest. Bauzeitung, 1932.

Fig. 9 zeigt einen Schnitt durch einen Eisenbetonrahmenbau mit einer Plattenfundierung auf einer mächtigen Sandschichte. Aus den Ergebnissen einer Belastungsprobe auf einer kreisrunden Lastplatte mit einem Durchmesser von 0, 30 m ergab sich der Wert der Bettungsziffer mit $k = 5$ kg/cm³.

Für die Werte der Bettungsziffer, die man bei der Berechnung der Fundamentplatte des in Fig. 9 dargestellten Rahmenbaues verwenden muss, ergeben sich aus den obzitierten Formeln die Werte von k mit :

$k = 1, 0$ kg/cm³ für die Wellen erster Ordnung,
$k = 3, 4$ » » für die äusseren Wellen zweiter Ordnung und
$k = 10, 2$ » » für die Innenwellen zweiter Ordnung.

Diese Ziffern zeigen, dass der Wert der Bettungsziffer in hohem Mass von der Gestalt der elastischen Linie, das heisst von der Art der Lastverteilung und von den Abständen zwischen den Angriffspunkten der Last abhängt.

In der gleichen Abhandlung untersuchte der Verfasser die Faktoren, von denen die Beziehung zwischen der Gesamtsetzung und den Setzungsdifferenzen abhängt. Aus den Ergebnissen der Untersuchungen geht hervor, dass die Setzungsdifferenzen, die bei einer gesamten Setzung von 0, 02 m eines Gebäudes mit Sockelfundierung auftreten, viel gefährlicher sein können als die Setzungsdifferenzen, die mit einer mittleren Gesamtsetzung von 0, 20 m eines Gebäudes mit einer Platten-oder Pfahlfundierung verbunden sind.

Schliesslich sei noch auf die dringende Notwendigkeit hingewiesen, verhältnismässig einfache Methoden für die Bestimmung der zulässigen Setzungsdifferenz abzuleiten. Die zulässige Setzungsdifferenz hängt offenkundigerweise in hohem Masse von der Art des Oberbaues und der mittleren Entfernung zwischen den Angriffspunkten der Last ab. Die herrschende Gepflogenheit, die zulässige Bodenpressung ohne Rücksicht auf die Beschaffenheit des Oberbaues zu wählen. ist veraltet und gefährlich.

Traduction.

Depuis que ce rapport a été présenté, les nouveaux résultats, ci-après exposés, ont été obtenus.

M. Walter Bernatzik, ing., assistant de l'auteur à l'École Technique Supérieure de Vienne, a étudié la relation entre l'importance des contraintes principales et les déformations correspondantes, pour une gamme de compressions de 0 à 2 kg/cm² et pour des sables sans cohésion. Les résultats obtenus sont indiqués sur la figure 1, pour un sable tassé par secousses et accusant un coefficient de vide de 0,6. Il résulte de ce diagramme que le coefficient de Poisson 1/m dépend exclusivement de la valeur de la déformation longitudinale, sans distinction de l'état de tension qui correspond à cette compression longitudinale. Lorsque la compression augmente, la valeur de 1/m augmente rapidement. L'appareil qui a été utilisé par l'ing. Bernatzik pour ces essais est représenté sur les figures 2 et 3. La disposition adoptée pour les essais permet de faire croître les contraintes principales simultanément et à une allure presque constante. Le principe de la méthode consiste à soumettre l'élément de sable à la pression sur tous les côtés, en créant un vide partiel dans la

masse. En outre, on fait intervenir également une pression axiale, obtenue au moyen d'un cylindre à vide accouplé avec le dispositif de mise en charge. L'élément de sable et le cylindre de vide utilisé pour la production de la charge additionnelle sont reliés ensemble de telle sorte que les contraintes qui s'exercent sur le sable augmentent dans le même rapport.

Bernatzik a effectué une autre série d'essais portant sur un grand nombre d'échantillons de sable sans cohésion, afin de déterminer l'influence de différents facteurs variables sur l'affaissement d'une surface chargée circulaire. Ces facteurs variables sont les suivants :

Rapport entre le diamètre de la surface chargée et l'épaisseur de la couche de sable sur laquelle s'appuie la surface chargée ;

État de la surface inférieure de la charge : membrane de caoutchouc sans frottement, membrane de caoutchouc renforcée au moyen d'anneaux rugueux collés, plaque rigide avec face inférieure graissée et plaque rigide avec face inférieure brute.

Après avoir effectué ses essais, tant dans la première série (figure 1), que dans la deuxième série (surfaces chargées), avec le même sable en même épaisseur, M. Bernatzik était ainsi en mesure d'entreprendre, à partir des données concernant l'affaissement, déduites des résultats obtenus au cours des essais sur éléments de sable, l'évaluation des contraintes horizontales se manifestant dans le sable au-dessous du centre de la surface de charge. La figure 4 donne la répartition des contraintes verticales et horizontales pour différentes valeurs du coefficient de Poisson suivant la théorie de Boussinesq, pour les points d'un milieu élastique situés au-dessous du centre d'un faisceau de charges circulaire. Les courbes C_I et C_{II} indiquent les contraintes horizontales déterminées par Bernatzik dans le cas d'une membrane parfaitement lisse (C_I) et dans le cas d'une membrane renforcée au moyen d'anneaux rugueux (C_{II}). La figure montre que les contraintes horizontales sont sensiblement plus faibles directement au-dessous de la surface de charge et que par contre, à une profondeur 2a, elles sont notablement plus élevées que les valeurs calculées d'après Boussinesq. La figure 5 donne une représentation graphique des résultats les plus intéressants.

J'ai signalé dans mon rapport, que l'American Foundation Committee de l'American Society of Civil Engineers était sur le point d'effectuer des mesures sur l'affaissement d'un bâtiment à Cambridge, Massachussets (États-Unis). La figure 6 donne précisément les résultats de ce travail : les courbes tracées en traits pleins représentent les courbes d'égal affaissement mesuré ; les courbes en traits discontinus représentent les courbes d'égal affaissement calculées. On a là un nouvel exemple du fait que nous sommes dès maintenant en mesure, dans de nombreux cas, de déterminer à l'avance, avec une précision suffisante, la répartition des affaissements d'après le plan d'un ouvrage.

En apportant une modification aux équations de Boussinesq, le Dr O. K. Fröhlich (La Haye) a étudié les états de tension qui règnent au-dessous d'une dalle de mise en charge. Il est arrivé, en particulier, au résultat suivant : si l'on augmente progresssivement la valeur de la charge à partir de zéro, l'état limite de Mohr se trouve dépassé, à l'intérieur du sable, tout d'abord dans une zone annulaire étroite située au-dessous du bord de la sur-

face chargée (figure 7*a*). Lorsque la charge augmente, la section de cette zone pertubée annulaire augmente également, jusqu'à ce qu'en définitive, la limite de résistance du sol se trouve dépassée. La charge unitaire q_{op} pour laquelle l'état de Mohr commence à être localement dépassé est donnée, suivant Fröhlich, par la formule suivante :

$$q_{op} = \frac{\pi\,(\gamma_S - \gamma_F)\,(1 - n)\,t_o}{ctg\,\varphi_r - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi_r\right)}$$

dans laquelle on désigne par :

γ_S le poids des grains du sable par unité de volume, kg/cm³ ;

γ_F le poids de la matière remplissant les pores par unité de volume, kg/cm³

n le volume des vides ;

t_o la profondeur de fondation ;

φ_r l'angle de frottement interne en mesure d'arc.

Il résulte de cette formule que la charge unitaire q_{op} ne dépend pas du diamètre de la surface chargée, mais seulement de la profondeur de fondation. Pour une profondeur de fondation $t_o = 0$, on a également $q_{op} = 0$.

Les valeurs que l'on peut obtenir avec cette formule montrent une bonne concordance avec les valeurs antérieurement déterminées expérimentalement, et correspondent à peu près aux valeurs de charge considérées comme admissibles pour le sable.

L'auteur a eu récemment l'opportunité de mesurer l'affaissement d'une feuille d'acier mince (fond d'un réservoir à liquide), ayant un diamètre de 30 mètres, sous l'influence d'une charge uniformément répartie de 1,5 kg/cm². Le réservoir reposait sur une couche d'argile plastique. Les résultats de ces observations sont portées sur la figure 8 ; ils montrent d'une manière très nette qu'une charge superficielle uniformément répartie ne provoque nullement un affaissement uniforme. La figure montre en outre que le coefficient de compressibilité que l'on rencontre dans les formules pour le calcul des éléments de fondation supportés élastiquement ne possède nullement une valeur fixe déterminée. Les recherches ultérieures de l'auteur ont conduit à cette conclusion que le coefficient de compressibilité élastique dépend non pas seulement des dimensions des éléments de fondation supportés et des caractéristiques élastiques du milieu qui constitue le support, mais également et dans une large mesure de la longueur d'onde de la courbe élastique de l'élément supporté [1].

Si l'on désigne par :

a l'écartement entre deux points de changement de sens successifs de la courbe élastique (points d'inflexion) ;

s l'affaissement d'une plaque circulaire chargée, ayant un diamètre « a », sous l'influence d'une charge unitaire *q* ;

k la valeur du coefficient de compressibilité ;

d'après les résultats obtenus par l'auteur, les valeurs du coefficient de com-

1. K. v. Terzaghi, Bodenpressung und Bettungsziffer, Jahrbuch des Oest. Betonvereins, 1931, et Oest. Bauzeitung, 1932.

pressibilité élastique peuvent être données, en première approximation, par la relation suivante :

pour une courbe élastique ne comportant pas plus de deux points de changement de sens :

$$k = \frac{5}{4} \cdot \frac{q}{s}$$

pour une courbe élastique comportant plus de deux points de changement de sens :

pour les deux ondes extrêmes :

$$k = \frac{5}{4} \cdot \frac{q}{s}$$

pour les ondes intermédiaires :

$$k = \frac{15}{4} \cdot \frac{q}{s}$$

La figure 9 représente la coupe effectuée à travers un ouvrage constitué par des cadres en béton armé, comportant un radier en dalle, sur une forte couche de sable. A partir des essais de charge sur une dalle circulaire ayant un diamètre de 0,30 m, on a obtenu pour le coefficient de compressibilité élastique la valeur suivante :

$$k = 5 \text{ kg/cm}^3.$$

En ce qui concerne les valeurs du coefficient de compressibilité que l'on doit appliquer au calcul du radier de l'ouvrage représenté sur la figure 9, on obtient, à partir de la formule ci-dessus indiquée, les valeurs suivantes :

$k = 1{,}0$ kg/cm^3 pour les ondes de premier ordre,

$k = 3{,}4$ kg/cm^3 pour les ondes extrêmes de second ordre

$k = 10{,}2$ kg/cm^3 pour les ondes intermédiaires de second ordre.

Ces chiffres montrent que la valeur du coefficient de compressibilité élastique dépend en grande partie de la forme de la courbe élastique, c'est-à-dire du mode de répartition de la charge et des intervalles qui séparent les points d'application.

L'auteur a étudié en même temps les facteurs dont dépend la relation entre l'affaissement total et les différences entre les affaissements. Les résultats de ses recherches montrent que les différences d'affaissement qui se produisent pour un affaissement total moyen de 0,02 m dans un ouvrage avec fondation sur semelles, peuvent être beaucoup plus dangereuses que celles qui se manifestent avec un affaissement total moyen de 0,20 m, dans un ouvrage avec fondation sur radier ou sur pieux.

Pour conclure, il importe d'attirer l'attention sur l'impérieuse nécessité d'adopter des méthodes relativement simples pour la détermination des différences d'affaissement admissibles. La différence d'affaissement admissible dépend manifestement, dans une large mesure, de la nature de la superstructure et de l'écartement moyen entre les points d'application des charges. L'habitude largement répandue qui consiste à adopter une pression admissible au sol sans tenir compte de la nature de la superstructure de la construction, est périmée et dangereuse.

Participants à la discussion
Diskussionsteilnehmer
Participants in the discussion :

Dr. Ing. F. KÖGLER,
ord. Professor an der Bergakademie, Regierungsbaumeister a. D., Freiberg/Sa.

Die Einsenkung von Gründungskörpern unter der Last soll im folgenden unter dem Gesichtspunkte betrachtet werden, dass sie in der Hauptsache aus 2 Ursachen herrührt und dass es infolgedessen notwendig ist, den Einfluss dieser beiden zu trennen und jede für sich in Rechnung zu stellen. Man hat zu unterscheiden :

a) Die Zusammendrückung des Bodens. Hierunter sei verstanden

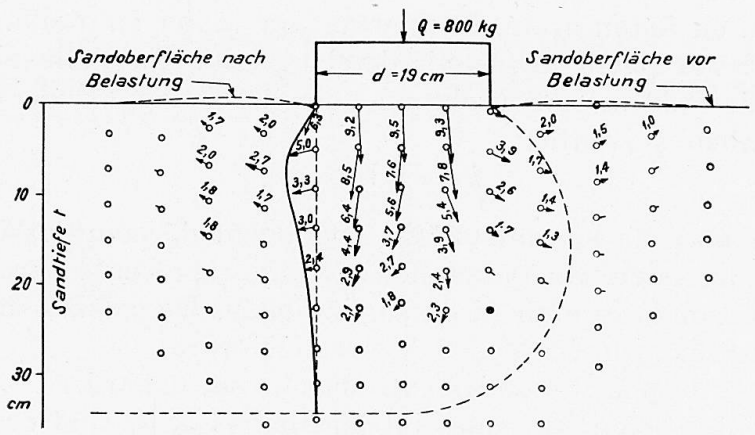


Fig. 1. — Surface du sable après la mise en charge = Sandoberfläche nach Belastung = Sand surface after loading.
Surface du sable avant la mise en charge = Sandoberfläche vor Belastung = Sand surface before loading.
Hauteur du sable = Sandtiefe = Depth of sand.

sowohl die elastische Zusammendrückung, die also bei Entlastung wiede verschwinden würde, wie auch die bleibende Verdichtung. Beide haben eine Gefügeänderung des Bodens im Sinne einer Verringerung seiner Hohlräume zur Folge; die Porenziffer wird kleiner.

b) Das Ausweichen des Bodens. Der Boden weicht unter der Last nach der Seite hin aus, in besonderem Masse unter dem Rande der Last. Dieses Ausweichen wird im folgenden so aufgefasst, dass es keine Verdichtung zur Folge habe.

Dass die beiden Arten der inneren Bewegung des Bodens bei jeder Belastung vorhanden sind, bedarf wohl keines Beweises ; selbstverständlich kann ihr Anteil an der Gesamteinsenkung eines Lastkörpers je nach der Bodenart sehr verschieden sein. In welchem Masse und in welchem Verhältnis zueinander sie z. B. bei Sand auftreten, zeigt Bild 1. Den lotrechten Kornbewegungen von 9,5 mm unmittelbar unter dem Lastkörper, entsprechen seitliche

Bewegungen in wagrechter Richtung in einer gewissen Tiefe unter dem Rand der Lastplatte von 4–5 mm. Dass die Kornbewegung in grösserer Entfernung vom Rande der Lastplatte sogar nach oben geht, ist bekannt. Dass auch schon bei sehr geringen Spannungen beide Arten von Bewegungen auftreten und dass sie auch da im ungefähr gleichen Verhältnis stehen, wie es Bild 1 zeigt, haben unsere Messungen ebenfalls bestätigt. Sie wurden in der Weise durchgeführt, dass man in den Sand in einer Messebene kleine Holzkörperchen einbettete und ihre genaue Lage dabei sorgfältig mass. Nach Belastung und Entlastung wurde der Sand mittels Gebläse weggeblasen und die Lage der Holzkörper-

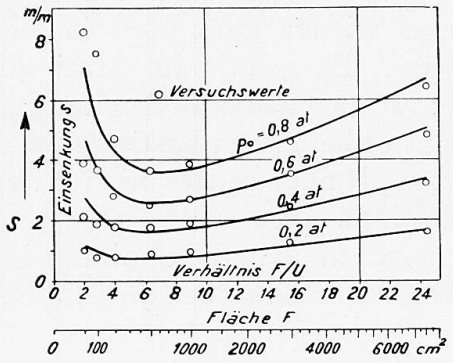


Fig. 2.

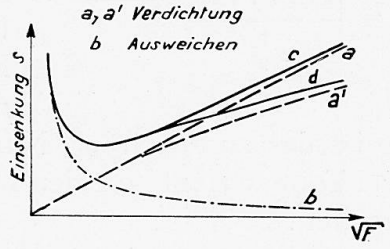


Fig. 3.

Fig. 2. — Affaissement s = Einsenkung s = Sinking s.
Valeurs d'essai = Versuchswerte = Test Measurements.
Rapport F/U = Verhältnis F/U = Ratio F/U.
Surface F = Fläche F = Surface F.

Fig. 3. = Affaissement s = Einsenkung s = Sinking s.
Compression = Verdichtung = Compression.
Déversement = Ausweichen = Lateral displacement.

chen darnach wieder genau eingemessen. Die Unterschiede beider Messungen liefern die Verschiebungen nach den 2 Koordinatenrichtungen.

Auch alle anderen Erscheinungen bei der näheren Untersuchung der Senkung einer Last auf Baugrund weisen, wenn man sie sorgfältig diskutiert, immer wieder auf die gleichen 2 Ursachen hin; allerdings ist es oft nicht leicht, sie zu erkennen und vor allem nicht einfach, sie auseinander zu halten und ihre Konstanten zu bestimmen.

Wie wichtig die getrennte Behandlung der beiden Ursachen ist, geht z. B. daraus hervor, dass die beiden Arten der Nachgiebigkeit des Baugrundes, d. h. die beiden Ursachen für die Einsenkung eines Bauwerkes, sich ganz verschieden verhalten unter verschieden grossen Flächen: Die eine nimmt nämlich mit der Fläche zu, die andere nimmt dagegen mit wachsender Fläche ab. Wenn man also zum Beispiel von kleinen Flächen (Probebelastung) auf die grossen Flächen des Bauwerkes schliessen will, so muss man unbedingt jede der beiden Ursachen (Zusammendrückung und Ausweichen) getrennt in Rechnung stellen; man kann nicht beide mit einer einzigen Bodenkonstanten erfassen, wie das bisher so vielfach versucht worden ist.

1) Einsenkung s in Abhängigkeit von der Grösse der Lastfläche.

Als Beispiel sei zunächst folgendes angeführt : Die seit 1926 in meinem Institut durchgeführten Versuche über die Einsenkung von Lastkörpern auf Sand bei verschiedener Grösse der Lastfläche haben Ergebnisse geliefert, die auf den ersten Blick eigenartig erscheinen. Sie sind in Bild 2 dargestellt. Ausführliche Angaben vergl. auch [1] und [2].

Wie Abb. 2 zeigt, ergab sich folgender Zusammenhang zwischen der Einsenkung s und der Grösse der Lastfläche F : Für grössere Flächen wächst s mit F, (rechter Zweig), aber, (und das ist das zunächst scheinbar Merkwürdige !), für ganz kleine Flächen gehen die Kurven der s wieder ganz steil in die Höhe (linker Zweig). Es gibt ein Minimum der Einsenkung ; für gegebenen Boden und gegebene Pressung liegt es bei einem bestimmten F ; das Minimum wandert nach rechts mit der Pressung p_o unter der Sohlfläche.

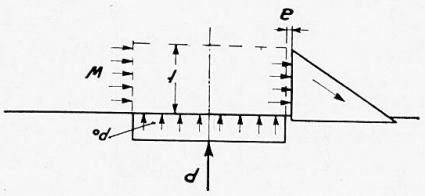


Fig. 4.

Wie ist das zu erklären ? Nun, sehr leicht, wenn man die Senkungskurve in die zwei Teile zerlegt, die den beiden verschiedenen Ursachen für die Senkung entsprechen.

a) Zusammendrückung.

Alle theoretischen Ableitungen, die die Einsenkung eines Lastkörpers lediglich aus der Zusammendrückung des Bodens bei konstanter Bodenziffer E errechnen, finden das Ergebnis.

$$s_a = k_a \sqrt{F.} \qquad (1)$$

Es wird dabei einfach Zusammendrückung des Bodens und nur diese angenommen, ferner die übliche Druckverteilung nach Breite und Tiefe und gleichmässiger Baugrund mit gleichbleibender Bodenziffer bis in unendliche Tiefe. Die Formel (1) besagt, dass die Einsenkung s_a infolge Zusammendrückung proportional mit der Wurzel aus der Fläche F wächst : Gerade a in Abb. 3.

b) Ausweichen.

Das Ausweichen des Bodens nach der Seite hin wird hervorgerufen durch die wagrechten Spannungen, die im Boden unter dem Lastkörper entstehen infolge dessen lotrechter Pressung auf den Baugrund. Betrachtet man den Bodenzylinder unter der Lastfläche, so will sich dieser seitlich ausbauchen ; dem widersteht der passive Erddruck der den Zylinder umgebenden Massen. Dieser letztere ist von der Grösse der Lastfläche unabhängig. Schon eine ganz elementare Betrachtung zeigt, dass die Einsenkung des Lastkörpers infolge des seitlichen Ausweichens des Bodens unter ihm der Grösse der Lastfläche umgekehrt proportional sein muss.

Um den Lastkörper von der Fläche F weiche unter der Last P ein Ringkörper von dreieckigem Querschnitt ABC seitwärts aus (Abb. 4). Seine wagrechte Bewegung sei a, seine Tiefe t.

---

1. Vorträge des Verfassers in Dresden, T. H., Febr. 1928 ; Berlin, D. Ges. f. Bauwesen, Nov. 1928. — Bautechnik, 1931, Heft 24, S. 359. Kögler, über Probebelastungen.
2. Geologie und Bauwesen, 1932, Heft 3, Görner.

Man kann wohl annehmen [1], dass die Bewegung a dem lotrechten Drucke p_o proportional, dem wagrechten Widerstand w gegen seitliches Verschieben umgekehrt proportional sei, also $a = c. \frac{p_o}{w}$. Für den wagrechten Widerstand gilt

$$w = \varepsilon. \gamma. t, \qquad \text{somit} \qquad a = c \frac{p_o}{\varepsilon \gamma t} = k. \frac{p_o}{t}.$$

Was der Lastkörper von der Fläche F durch sein Einsinken um das Mass s an Boden verdrängt, das wird aus dem Raum unter der Fläche F seitwärts herausgequetscht; es ist diejenige Bodenmenge, die den dreieckförmigen Ringkörper um das Mass a seitwärts verschiebt.

Also gilt :

$$F . s = U . t . a = U . t. \frac{k p_o}{t}$$

$$s_b = k . \frac{U}{F} \cdot p_o = k_b. \frac{1}{\sqrt{F}} . \qquad (2)$$

Dieses Gesetz wird dargestellt durch die Kurve b in Abb. 3.

c) Setzt man beide Kurven zusammen. so ergibt sich die Kurve *c* in Abb. 3. Sie entspricht den Kurven, die unsere Freiberger Versuche geliefert haben und die später auch durch Versuche im Gelände, auf Sand und auf Lehm, bestätigt sind. (Näheres siehe [2]).

Ob in Abb. 3 die Kurve *a* als Gerade richtig ist, mag begründetem Zweifel unterliegen. Sie beruht auf der Annahme, dass die Bodenziffer K der Zusammendrückung bis in unendliche Tiefe konstant sei. Alle bisherigen Rechnungen in der Literatur machen diese Annahme.

Sie trifft aber natürlich nicht zu. In grösserer Tiefe ist der Boden durch Eigengewicht mehr belastet, also bei sonst gleichen Eigenschaften mehr verdichtet und infolgedessen schwerer zu verdichten. Es dürfte also die Verdichtungszahl K mit der Tiefe z wachsen, etwa nach dem Gesetze

$$K = K_o + k.z. = C\,(v + z).$$

Wenn man unter dieser Annahme nach dem Rechnungsgange, der den Ermittlungen zu Gleichung 1) und 2) zu Grunde liegt, die Zusammendrückung des Bodens ermittelt, dann ergibt sich

$$s = \frac{p_o r}{C(r - v. tg\,\alpha)^2} \left(v. tg\,\alpha - r + r. ln \frac{r}{v. tg\,\alpha}\right) \qquad (3)$$

Dann ist die Linie *a* in Abb. 3 keine Gerade mehr, sondern wird zur Kurve *a'*. Sie ist dadurch interessant, dass sie einen singulären Punkt hat [3]. Mit *a'* statt *a* wird dann aus *c* die Kurve *d*, sie passt sich, wie Abb. 5 zeigt, den Versuchswerten ausgezeichnet an.

---

1. Diss. Aichhorn Geologie und Bauwesen, 1932, Heft 1.
2. Kögler, Ueber Baugrundprobebelastungen, Bautechnik, 1931, Heft 24. Press, Baugrundbelastungsversuche..., ... Bautechnik, 1930, Heft 42.....
3. Aichhorn, Geologie und Bauwesen, 1932, Heft 1.

2) Ausweichen des Bodens unter dem Rande des Lastkörpers.

Auch eine andere Ableitung nach folgendem Gedankengang liefert dasselbe Ergebnis : Ein Randstreifen unter der Lastplatte von der Breite δ weiche aus, er trägt also nicht mit, (Abb. 6) ; es trägt nur ein Tragkörper von der Breite $r_0 - \delta$, nur diese wird zusammengedrückt. Dann folgt nach dem üblichen Rechnungsgange für die Zusammendrückung und mit den schon oben gekennzeichneten Annahmen :

$$s = \frac{p_0 \cdot r_0^2}{K \cdot tg\alpha (r_0 - \delta)} \qquad (4)$$

Dieses Gesetz wird dargestellt durch die Kurve c in Abb. 3.

Das Minimum von s liegt bei $r_0 = 2\,\delta$. Unter Benutzung dieses Gedanken-

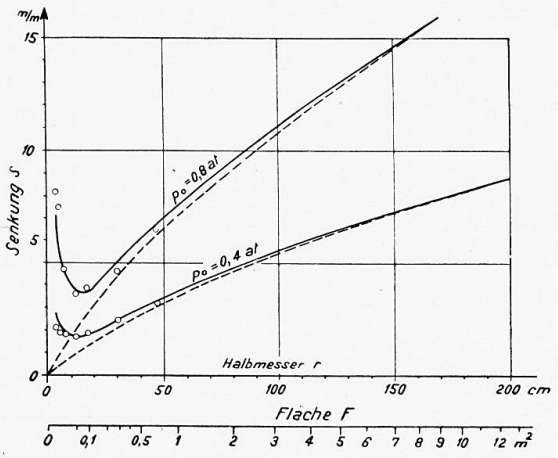


Fig. 5.

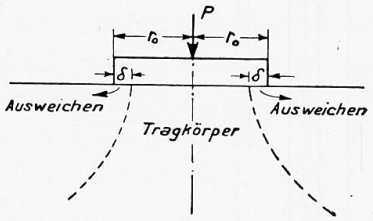


Fig. 6.

Fig. 5. — Affaissement s = Senkung s = Sinking S.
Diamètre r = Halbmesser r = Radius r.
Surface F = Fläche F = Surface F.
Fig. 6. — Déversement = Ausweichen = Lateral displacement.
Élément supportant la charge = Tragkörper = Bearing member.

ganges kann man also rückwärts aus den durch die Versuche gefundenen Kurven ablesen, wie gross δ ist ; d. h. welche Randstreifenbreite unter dem Lastrande nicht mitträgt, sondern gewissermassen ausweicht. Das Uebereinstimmen der nach obigem Gedankengang ermittelten Kurvengestalt mit den durch die Laboratoriums- und Geländeversuche gefundenen Kurven ergibt, dass die Mitwirkung des Ausweichens des Bodens in den durch die Versuche behandelten Fällen deutlich zum Ausdruck kommt.

Welch erheblichen Einfluss die Ausweichmöglichkeit auf das Einsinken ausübt, zeigt auch Abb. 7. Im Gegensatz zu den Versuchen mit starren Belastungsplatten, bei denen man über die Druckverteilung unter der Lastplatte nichts Genaues weiss, wurde hier ein Belastungssystem von Einzelkörpern verwendet, die unabhängig voneinander sind, dafür aber jedes genau die gleiche Last erhält. Eine brückenartige Lastübertragung sorgte für gleichmässige Verteilung.

Die Einsenkungen für verschiedene Pressungen sind unter der Körperreihe

aufgetragen, rechts daneben in ihrem Verlaufe mit dem Anwachsen der Belastung wiedergegeben.

Man sieht mit grosser Deutlichkeit, dass die Körper in der Mitte am wenigsten, die am Rande am meisten einsinken, und dass der Unterschied zwischen beiden mit wachsender Belastung zunimmt. Das stärkere Einsinken der Randkörper ist auf das seitliche Ausweichen des Sandes zurückzuführen.

3) Einsenkung s in Abhängigkeit vom Drucke p_o.

Den Anteil der beiden Senkungsursachen, der Zusammendrückung a und des Ausweichens b, kann man auch deutlich in dem Drucksenkungsdiagramm

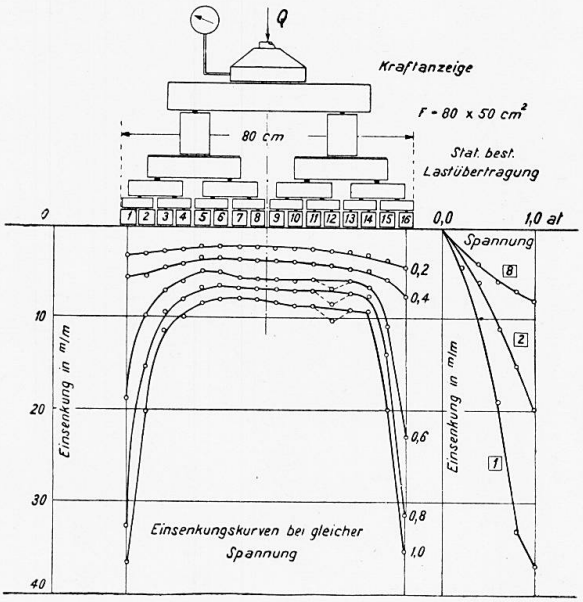


Fig. 7.

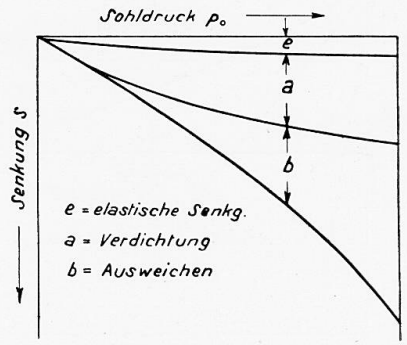


Fig. 8.

Fig. 7. — Indicateur de charge = Kraftanzeige = Force indicator.
Dispositif de transmission statique de la charge = Stat. best. Lastübertragung = Transmission of load.
Contrainte = Spannung = Pressure.
Affaissement en mm = Einsenkung in mm = Sinking in mm.
Courbes d'affaissement à charge constante = Einsenkungskurven bei gleicher Spannung = Sinking curves of equal pressures.

Fig. 8. — Pression du radier = Sohldruck = Ground pressure.
Affaissement = Senkung = Sinking.
e = Affaissement élastique = Elastische Senkung = Elastic sinking.
a = Compression de tassement = Verdichtung = Compression.
b = Déversement = Ausweichen = Lateral displacement.

erkennen, wie es sich bei jeder Probebelastung ergibt : Einsenkung s einer bestimmten Fläche in Abhängigkeit vom Drucke p_o. Das Diagramm zeigt das typische Bild nach Abb. 8. Die Gesamteinsenkung (untere Kurve) zerteilt sich in 2 Bereiche :

Zusammendrückung a = Verdichtung, zusammen mit e = elastische Zusammendrückung ;

Senkung b infolge des Ausweichens.

Zu a). Für die Verdichtung ist wohl von vornherein klar, dass sie mit

wachsendem Drucke p_o immer weniger zunehmen kann, da ja das Material immer dichter wird, dass sie also einer Kurve folgen muss, die die Gestalt *a* (in Abb. 8) hat : Der Differentialquotient wird kleiner. Der Vorgang entspricht der Verdichtung eines Bodens bei verhinderter seitlicher Ausdehnung; Kurven dafür sind schon mehrfach in der Literatur wiedergegeben worden.

Zu *b*). Dagegen ist für das Ausweichen auch wohl klar, dass es mit wachsendem p_o stark zunimmt, da der Störungsbereich unter der Last[1] immer grösser wird, also immer mehr Boden vom wachsenden Druck erfasst und

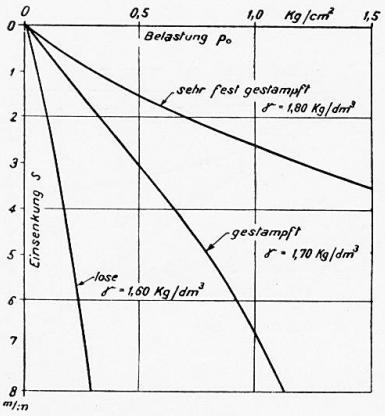


Fig. 9.

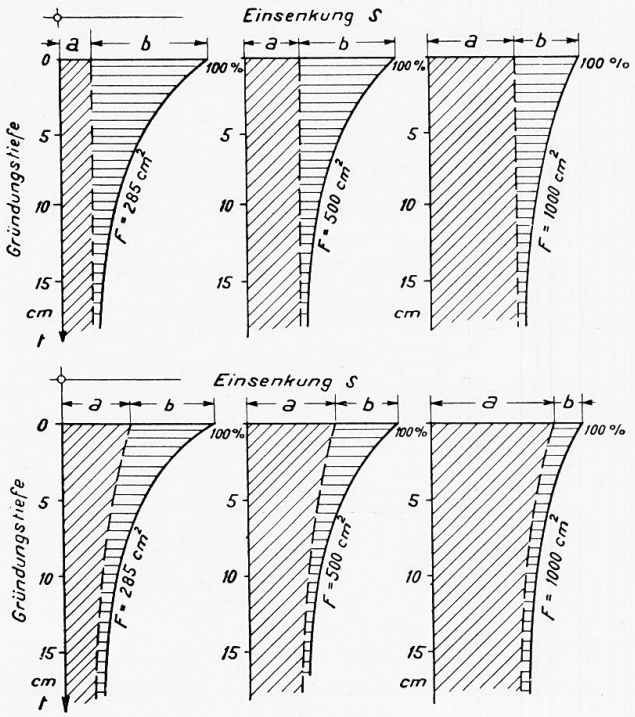


Fig. 10.

Fig. 9. — Charge = Belastung = Load.
Affaissement = Einsenkung = Sinking.
Très tassé = Sehr fest gestampft = Very well rammed.
Moyennement tassé = Gestampft = rammed.
Pas de cohésion = Lose = Loose.

Fig. 10 *a* et 10 *b*. — Affaissement = Einsenkung = Sinking.
Profondeur de fondation. = Gründungstiefe = Foundation depth.

seitlich weggequetscht wird. Der Differentialquotient der Kurve wird mit p_o grösser.

Hiernach ergibt sich, wenn auch noch nicht zahlenmässig, so aber doch schon recht klar nach dem Augenschein zerteilt, das Verhältnis der Anteile der beiden Ursachen der Senkung, also eine Trennung derselben.

Es ermöglicht das auch schon eine Diskussion der Form solcher Druck-Senkungsdiagramme, die über die Art des Bodens immerhin einige Anhalte gibt. Man vergleiche z. B. die beiden Kurven in Abb. 9, die bei gleicher Belastungsfläche die Einsenkung auf einem losen Sande und einem sehr festen Sande in Abhängigkeit von p_o wiedergeben.

1. Kögler, Bautechnik, 1928, Heft 15, Abb. 21. — Krynine, Civ. Engg, 1933, Okt.

Die unterschiedliche Form der Kurven kommt auch in Abb. 7 deutlich zum Ausdruck : rechtes Diagramm. Senkung des Körpers 8, der unter der Mitte der Last liegt, also kein seitliches Ausweichen erfährt : Kurve wie *a* in Abb. 8 und wie Kurve für festen Sand in Abb. 9. Kurven der beiden Körper 1 und 2, die unter dem Rande der Last liegen und deshalb eine Form der Senkungskurve wie Kurve *b* in Abb. 8 und wie die Kurve für losen Sand in Abb. 9 zeigen.

4) Einsenkung in Abhängigkeit von der « Gründungstiefe. »

Noch ein anderer Weg, die zwei Ursachen der Einsenkung klar zu sehen und zu trennen, ergibt sich bei der Betrachtung der folgenden Ergebnisse : Unsere Versuche über die Grösse der Einsenkung *s*, die seit Jahren in Freiberg durchgeführt worden sind, haben bisher zunächst Lasten auf der Oberfläche des Sandes behandelt ; neuerdings haben wir die Lastkörper in verschiedenen Tiefen unter der Oberfläche, entsprechend also verschiedener « Gründungstiefe des Bauwerkes » wirken lassen. Einige Ergebnisse stellt Abb. 10 dar. In wagrechter Richtung ist die Einsenkung *s* aufgetragen, als Funktion der Gründungstiefe *t*, und zwar in Prozenten von der Einsenkung *s*, die sich bei Belastung an der Oberfläche ($t = o$) ergibt. Es sind die Kurven aufgetragen für 3 verschiedene Flächengrössen $F = 285, 500, 1000$ cm^2.

Wenn man hier Zusammendrückung und Ausweichung zu trennen versucht, so ist wohl die Annahme zulässig : Die reine Zusammendrückung *a*, also ohne jeden Anteil des Ausweichens *b*, wird von der Gründungstiefe so gut wie gar nicht abhängen, da doch von jeder Tiefe ab nach unten hin wiederum die genau gleichen Verhältnisse des Bodens unter der Last herrschen. Also auch in sehr grosser Tiefe dürfte die Zusammendrückung des Bodens die gleiche sein. Daraus folgt, dass die Asymptote, der die Kurve *s/t* zustrebt, den Anteil an der gesamten Einsenkung gibt, der aus der reinen Zusammendrückung *a* herrührt. Der Rest ist selbstverständlich die Einsenkung *b* infolge des Ausweichens des Bodens. Nach diesem Gedankengange müssten die gestrichelten Trennungslinien p_o wie in Abb. 10 *a* angenommen, Geraden sein. Will man dagegen der Zunahme der Bodenziffer K nach unten hin Rechnung tragen, woraus bei grosser Tiefe *t* eine etwas geringere Zusammendrückung folgt als bei kleinem *t*, so wären die Trennungslinien etwas gekrümmt zu zeichnen wie in Abb. 10 b.

Kurve für $F = 285$ cm^2 : In geringer Tiefe ist der Anteil *b* gegenüber *a* ausserordentlich gross ; er nimmt nach unten hin sehr schnell ab, um allmählich gleich Null zu werden. Bild 10 zeigt deutlich, dass die Kurven für grosse F steiler liegen, der Anteil *a* gross, der von *b* sehr viel kleiner ist, und zwar gilt das je für das Verhältnis von *a* zu *b*, wie auch für die absoluten Werte von *a* bezw. von *b* bei verschiedener Flächengrösse F.

Man erkennt : Die Einsenkung hängt bei grossen Flächen viel weniger von der Gründungstiefe *t* ab als bei kleinen Flächen. Der mit *t* variable Anteil von *b* ist erstens absolut und in seinem Verhältnis zu *a* geringer, und zweitens von *t* wesentlich weniger abhängig, als bei kleinen Flächen.

Hieraus folgt, dass die Tieferlegung einer grossen Flachgründungssohle für

die Herabminderung der Einsenkungen wenig Erfolg hat, wenn sie nicht gerade auf einem Boden sitzt, der in ganz besonderem Masse weich ist und zum Ausquetschen neigt. Jedenfalls bestätigt die Diskussion auch der Kurven in Abb. 10 die Vorstellung, die wir von der Wirkung der beiden Ursachen gewonnen haben, von der Grösse ihrès Anteils an der Senkung und von ihrer Abhängigkeit von F.

Wenn diese Betrachtung auch noch keine quantitative Feststellung der Anteile der zwei Ursachen liefert, so gibt sie doch schon ein anschauliches Bild.

Die Versuche sind zwar zunächst nur mit kleinen Flächen gemacht; dafür sind aber auch die Pressungen und die Einsenkungen klein. Man darf wohl schliessen, dass auch für grosse Flächen und grosse Pressungen sich ähnliche Verhältnisse ergeben werden, sodass diese Ergebnisse Anhalte für den Gedankengang und die Betrachtungsrichtung bieten, vielleicht auch Arbeitshypothesen liefern und den Weg für weitere Versuche zeigen.

5) Anwendung auf Probebelastungen mit lotrechter Last.

Zu den in Abb. 2 und 5 dargestellten Ergebnissen sei angesichts ihrer Wichtigkeit noch folgendes ausgeführt : Aus der Abhängigkeit der Einsenkung s von der Flächengrösse F folgt für die praktische Handhabung von Bodenuntersuchungen durch Probebelastung :

Die Einsenkung s auf einem bestimmten Boden und bei einer Belastung p_o hängt stark von der Grösse der Lastfläche ab, insbesondere bei höheren Pressungen. Diese Erkenntnis ist von Bedeutung in folgendem Fall : Es seien Probebelastungen gemacht und unter einem Sohldruck $p_o = 5\ at$ eine Senkung $s = 10$ mm ermittelt worden. Wird sich auch das Bauwerk bei 5 *at* um 10 mm senken? Antwort : Nein. — Um wieviel wird es sich senken? Nun, das hängt von der Grösse der Probelastfläche ab, die verwendet worden ist. Zunächst steht das eine fest : Eine Grösse der Probelastfläche, die ihr eine Lage auf dem linken Zweig der Kurven zuweist, hat gar keinen Zweck; solche Flächen geben u. U. eine zu starke Einsenkung, also ein falsches Bild; es ist zuviel Ausweichen b dabei : Man muss direkt von einer Pfahlwirkung der kleinen Flächen sprechen, die den Boden zur Seite treibt.

Die Flächen für die Probebelastung müssen mindestens auf dem rechten Zweig der Kurve liegen, und zwar muss die Mindestgrösse von F umso grösser sein, je höher p_o gewählt werden soll : Abb. 2 und 5. Ist dann die Einsenkung des Bauwerkes gleich der der Probefläche? Die Antwort lautet abermals : Nein. Jetzt kann man aber wenigstens schon eine Teilantwort geben. Nämlich : Das s des Bauwerkes ist grösser, als das s der Probefläche. Kann man von der Probefläche auf das Bauwerk schliessen? Antwort : Nicht ohne weiteres, jedenfalls noch nicht auf Grund einer Probebelastung mit einer Flächengrösse. Man muss Einsenkungsmessungen mit wenigstens 2 Flächen haben, die ihrer Grösse nach möglichst weit voneinander entfernt liegen. Dann kann man nach den Gl. 1 und 2 ansetzen :

$$\text{Fläche } F_1 \; s_1 = k_a \cdot \sqrt{F_1} + k_b : \sqrt{F_1}$$
$$\text{Fläche } F_2 \; s_2 = k_a \cdot \sqrt{F_2} + k_b : \sqrt{F_2}$$

Hieraus lassen sich k_a und k_b ermitteln, sodass damit die Berechnung eines s_3 für F_3 möglich wird.

Eine Ermittlung der Einsenkung des Bauwerkes nach vorstehendem Gedankengang auf Grund von 2 Probebelastungen setzt voraus, dass der Boden auch in tieferen Schichten sich genau so verhält wie in den Schichten, die durch die Probebelastung erfasst worden sind. Man muss sich dabei immer klar vor Augen halten, dass die grosse Fläche des Bauwerkes in viel grössere Tiefe hinab wirkt, als diejenige der Probebelastung, oder mit anderen Worten : Eine Pressung von z. B. 1 *at* im Boden unter der Mitte der Lastfläche entsteht in umso grösserer Tiefe, je grösser die Lastfläche ist. Das Bauwerk erfasst Schichten und drückt sie mit z. B. 1 *at* zusammen, auf die die Probebelastung nur einen Druck von 0,1 at ausübt und die sie dementsprechend weniger zusammendrückt.

Aus den bisherigen Darlegungen und der ganzen neueren Literatur geht wohl hervor, dass man, wenn man zuverlässige Anhalte über die zu erwartende Einsenkung eines Bauwerkes haben will, Baugrunduntersuchungen vornehmen muss und dass, wenn diese in Probebelastungen bestehen, auf sachgemässe Vornahme ganz besonderer Wert zu legen ist.

Aber auch die normale Probebelastung in der bisherigen alten Durchführung hat noch eine ganze Reihe von Mängeln, die den Wert ihrer Ergebnisse recht zweifelhaft machen:

Zunächst steckt, wie wir gesehen haben, in dem Ergebnis der Probebelastung mit der doch immer verhältnismässig kleinen Probefläche, die in geringer Tiefe aufsitzt, ein verhältnismässig hoher Anteil der Ausweichung b, der unter der grossen Bauwerksfläche wesentlich geringer ist. Ihn zu eliminieren müsste man mit 2 Probeflächen arbeiten : das ist umständlich. Man muss dann ausserdem extrapolieren : das ist ungenau.

Es kommt aber ein anderer, noch viel wichtigerer Grund hinzu : Die Einsenkung s des Lastkörpers, ob an der Oberfläche oder in gewisser Tiefe unter ihr aufgesetzt, ist immer ein Integral, gebildet aus den Anteilen aller Schichten, die unter der Last bis zu unendlicher Tiefe folgen, jede Schicht mit einer Zusammendrückung, die der Druck p erzeugt, den sie aus der Last P erhält. Wieviel die einzelne Schicht beiträgt, das ist aus dem Integralergebnis s nicht mehr herauszulesen.

Nun ist aber weiter bekannt, dass eine kleine Lastfläche (bei gleichem p_o) in nicht so grosse Tiefen hinabwirkt, wie eine grosse Fläche, da ihre Drücke infolge der seitlichen Verteilung schneller gleich Null oder so klein werden dass sie keinen Einfluss mehr ausüben. Die grosse Bauwerkfläche wirkt sehr sehr viel tiefer, als die Probelastfläche.

Wenn also irgendwo in der Tiefe schlechte Schichten liegen, die sich stark zusammendrücken, so werden sie von der gewöhnlichen, kleinflächigen Probebelastung gar nicht erfasst, d. h. ihre Zusammendrückung kommt in dem Ergebnis der Probebelastung so gut wie gar nicht oder nur mit einem gans geringen Anteil zum Ausdruck, während der Setzung des Bauwerkes darauerhebliche Anteile zufliessen. In solchen Fällen kann die gewöhnliche Probe belastung infolge der Kleinheit ihrer Fläche überhaupt keinen zuverlässigen Aufschluss geben, weil sie nicht in die Tiefe wirkt und weil sie eben stets

nur ein Integralergebnis liefert, aus dem man den Anteil einer Schicht rückwärts nicht mehr herausspalten kann.

Will man nun als Abhilfe dagegen grosse Probelastflächen nehmen, die tief reichen, so erfordert die normale alte Probe stets ungeheure Lasten, deren Aufbringung, Messung, Wegnahme und Wiederaufbau an anderer Stelle teuer, zeitraubend und manchmal gefährlich ist.

6) Probebelastung des Bodens im Bohrloch mit wagrechtem Druck.

Es liegt deshalb nahe—für alle diejenigen Fälle, wo man keine ungestörten Proben zur Untersuchung im Laboratorium entnehmen kann, oder wo man

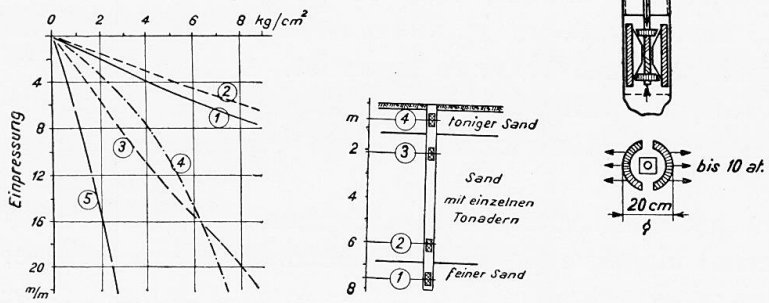


Fig. 11.

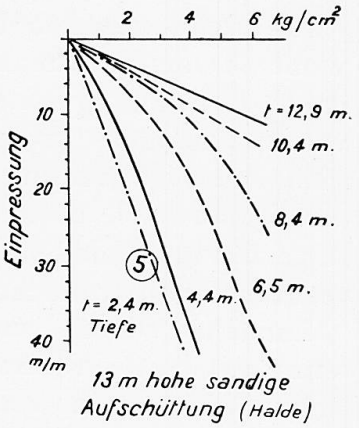


Fig. 12.

Fig. 11. — Compression = Einpressung = Pressed in.
Sable argileux = Toniger Sand = Clayey sand.
Sable comportant des veines d'argile = Sand mit einzelnen Tonadern = Sand with some clay veins.
Sable fin = Feiner Sand = Fine sand.

Fig. 12. — Profondeur = Tiefe = Depth.
Compression = Einpressung = Pressed in.
Stériles sableux de 13 m de hauteur = 13 m hohe sandige Aufschüttung (Halde) = Sandy heap (slope) 13 meters high.

kein Laboratorium hat — den Baugrund im Bohrloch, das man doch ohnehin braucht, zu untersuchen, wobei man jede einzelne Schicht nach der Tiefe hin je für sich erfassen kann. Und dabei entsteht noch ein ganz wesentlicher weiterer Vorteil : Man kann hier an Stelle der lotrechten Belastung, die immer die Totlasten mit all ihren Unbequemlichkeiten erfordert, wagrechte Kräfte benutzen, die nach beiden Seiten hin die Wand des Bohrloches pressen, wobei jede die Widerlagskraft für die andere abgibt : Man kann deshalb mit einer ganz einfachen Apparatur, die von einem Mann bequem zu bedienen ist und die von einem Mann zum nächsten Bohrloch getragen werden kann, die Zusammendrückbarkeit des Bodens bei bestimmter Pressung ermitteln, wie schon gesagt, für jede beliebige Schicht in jeder, auch grössten Tiefe. Die wagrechte Pressung hat dabei noch den Vorteil, dass nur eine Schicht untersucht wird, dass man nicht ein Integralergebnis aus

mehreren Schichten bekommt. — Und ein weiterer Vorteil ist der, dass man, da keine Totlasten erforderlich sind, mit beliebig grossen Flächen arbeiten kann, was ja, wie oben gezeigt, für jede Probebelastung von Wert ist. Auf diese Weise arbeitet man sehr billig, bequem und schnell, kann aber natürlich trotzdem die Belastung jeweils an einer Stelle beliebig lange stehen lassen.

Es sind zwei Arten von Apparaten in Gebrauch :

a) mit mechanischem Antrieb : 2 halbzylindrische Stahlschalen pressen auf die Bohrlochwand in zwei Richtungen; Apparathöhe 0,60 m, Bohrloch-Durchmesser 0,20 m.

b) mit hydraulischem Antrieb : 1 vollzylindrische Gummiblase presst auf die Bohrlochwand in allen Richtungen. Bohrloch-Durchmesser 0,15 oder 0,20 m. Apparathöhe 1,2 m. Gewicht des letzteren Apparates : 50 kg.

Ergebnisse siehe Bild 11 und 12. Die Bodeneigenschaft, Zusammendrückbarkeit, kommt in der Neigung der Kurve gegen die p-Achse zum Ausdruck. Das Diagramm in Bild 11 zeigt die Ergebnisse für gewachsenen Boden. Der Sand in 8,00 und 7,5 m Tiefe, Kurven 1 und 2, ist fest gelagert, der in geringerer Tiefe, Kurven 2 und 4, weniger fest. Der tonige Sand, Nr. 4, zeigt infolge seiner Bindung zunächst etwas mehr Festigkeit als Nr. 3, gibt dann aber verhältnismässig stark nach : die Kurve 4 geht steil nach unten. Wahrscheinlich liegt hier auch schon zu erheblichem Teile « Ausweichen » vor im Sinne der Betrachtungen eingangs dieses Aufsatzes ; denn der Versuch 4 ist in sehr geringer Tiefe angesetzt, sodass der Boden nach oben hin ausweichen kann. Im Gegensatz hierzu haben die Kurven 1 und 2 eine Form, die deutlich der Gestalt der Kurve *a* in Abb. 8 entspricht, also offenbar reine Verdichtung kennzeichnet. Die Versuche 1 und 2 sind in grosser Tiefe ausgeführt.

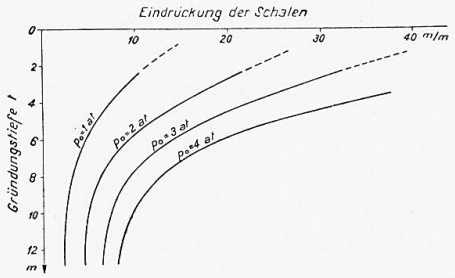


Fig. 13. — Compression des coquilles = Eindrückung der Schalen = Inward pressing of the sheeting. — Profondeur de fondation = Gründungstiefe = Foundation depth.

Abb. 12 zeigt Ergebnisse von Untersuchungen in geschüttetem Boden (Abraumhalde eines Braunkohlentagebaues) für verschiedene Tiefen : 2,4 m bis 12,9 m. Die Festigkeit des Bodens nimmt offensichtlich mit der Tiefe zu. Erst in 12,9 m Tiefe gleicht er dem gewachsenen Boden (2) in 6,00 m Tiefe.

Die Abhängigkeit der mit dem Seitendruckapparat ermittelten Bodenziffes von der Tiefe ist nochmals gesondert in Abb. 13 dargestellt. Es ist sinngemäss dasselbe Bild wie in Abb. 10, dort allerdings für die lotrechte Belastung in verschiedenen Tiefen.

Bei Benützung des hydraulischen Apparates ist infolge der grossen Druck- (Last-) fläche Gewähr dafür gegeben, dass kein Ausweichen des Bodens stattfindet, dass die ermittelte Zahl also nur die reine Zusammendrückbarkeit der Bodens liefert, sodass man sie in Berechnungen für Bauwerkssenkungen einsetzen kann.

Vergl. Kögler, Baugrundprüfung im Bohrloch. Bauing., 1933, H. 19/20.

Traduction.

L'affaissement des éléments des fondations sous l'influence de la charge sera envisagé, dans ce qui suit, d'après le point de vue suivant : cet affaissement résulte de deux causes principales, dont les influences doivent être distinguées l'une de l'autre et traitées numériquement séparément. On distinguera donc :

a. — la compression du sol.

Cette notion comprend aussi bien la compression élastique qui est appelée à disparaître en cas de disparition de la charge, que la compression permanente. Les deux conduisent à une modification de la structure du sol dans le sens d'une réduction des vides ; le coefficient de vide devient plus petit.

b. — le déversement du sol.

Le sol se déverse latéralement sous l'influence de la charge, tout particulièrement à la périphérie. Ce déversement est interprété, dans ce qui suit, comme ne correspondant nullement à une compression.

Toute preuve de l'existence de ces deux sortes de mouvement interne du sol sous l'influence de chaque charge, est parfaitement superflue ; il va de soi que le degré de participation de ces mouvements à l'affaissement total d'un élément de charge varie très largement suivant la nature du sol. La figure 1 montre dans quelle mesure et sous quel rapport entre eux ils se manifestent dans le sable. Au déplacement vertical des grains, de 9,5 mm., qui se produit directement au-dessous de l'élément de charge, correspondent des déplacements latéraux, en direction horizontale, à une certaine profondeur au-dessous du bord de la plaque de charge (4 à 5 mm.). On sait qu'à une distance relativement éloignée du bord de la plaque de charge, le mouvement des grains de sable peut même se produire vers le haut. Les mesures que nous avons effectuées ont confirmé ainsi que le montre la figure 1, le fait que les deux sortes de mouvements peuvent se manifester même pour de très faibles contraintes et que, même dans ce cas, leurs importances sont dans le même rapport approximativement. Ces mesures ont été faites en noyant dans le sable, suivant un plan déterminé, de petites pièces de bois et en déterminant avec le plus grand soin leurs positions exactes. Après mise en charge et décharge, le sable fut dégagé par soufflage et la position nouvelle des petites pièces de bois déterminée à nouveau d'une manière précise. Les différences entre les deux séries de mesures indiquent les déplacements, que l'on traduit suivant les axes de coordonnées.

Lorsque l'on étudie de près l'affaissement de la charge d'un ouvrage sur ses fondations, et que l'on analyse attentivement les différents phénomènes qui se manifestent, on constate toujours qu'ils se ramènent aux deux mêmes causes ; il arrive toutefois fréquemment qu'il ne soit pas facile de les mettre nettement en évidence, de les dégager l'une de l'autre et d'en déterminer les constantes.

L'intérêt que présente l'étude individuelle de ces deux causes résulte par exemple du fait que les deux manières suivant lesquelles se produit l'affaissement des fondations par suite des ouvrages eux-mêmes, sont très différentes pour des surfaces portantes elles-mêmes différentes : l'une augmente progressivement en même temps que la surface portante, tandis que l'autre diminue au

contraire lorsque la surface portante augmente. De sorte que si l'on se propose par exemple d'étendre les conclusions auxquelles on arrive sur de faibles surfaces portantes (échantillons d'essai) aux surfaces portantes importantes que représente une construction, il devient absolument indispensable de faire intervenir les deux causes ci-dessus indépendamment dans les calculs (compression et déversement) ; on ne peut pas d'ailleurs les faire intervenir avec, pour le sol, les mêmes constantes, ainsi qu'on a tenté maintes fois de le faire jusqu'à maintenant :

1. — Affaissements en fonction de la grandeur de la surface de charge.

Signalons tout d'abord à titre d'exemple ce qui suit : les essais effectués depuis 1926 à mon Institut au sujet de l'affaissement d'éléments de charge reposant sur du sable, pour différentes valeurs de la surface portante, ont conduit à des résultats qui, au premier abord, paraissent singuliers. Ces résultats sont indiqués sur la figure 2. On trouvera par ailleurs des indications plus détaillées [1] et [2].

Ainsi que le montre la figure 2, on a constaté la relation suivante entre l'affaissement s et la grandeur de la surface de charge F : pour de grandes surfaces, s croît avec F (branche de droite) ; par contre (et c'est précisément ce qui paraît remarquable au premier abord), pour de très petites surfaces, les courbes de s ont à nouveau une allure ascendante très marquée (branche de gauche). Il existe un minimum d'affaissement ; pour un sol donné et pour une pression donnée, ce minimum se produit pour une surface déterminée F ; ce minimum se déplace d'ailleurs vers la droite avec la pression p_0 au-dessous de la surface d'appui.

Comment ceci peut-il s'expliquer ? Très facilement, en pratique, si l'on prend soin de décomposer la courbe des affaissements en deux parties, qui correspondent aux deux différentes causes intervenant dans cet affaissement.

a. — Compression proprement dite.

Toutes les déductions théoriques en vue du calcul de l'affaissement d'un élément de charge uniquement à partir de la compression du sol en tenant compte d'un coefficient d'élasticité constant E, aboutissent au résultat ci-dessous :

$$s_a = k_a \sqrt{F} \qquad (1)$$

Ces déductions sont faites en partant de l'hypothèse unique de la compression simple du sol et en admettant la répartition courante des pressions d'après la largeur et la profondeur, avec sol de fondation uniforme, admettant un coefficient de compressibilité élastique constant jusqu'à une profondeur indéterminée. La formule 1 exprime que l'affaissement s_a résultant de la

---

1. Discours de l'auteur : Dresde, École polyt., Févr. 1928 ; Berlin, D. Ges. f. Bauwesen, Nov. 1928. — Bautechnik, 1931, n° 24, page 359. Kögler, Ueber Probebelastungen.

2. Geologie und Bauwesen, 1932, n° 3. Görner.

compression est directement proportionnel à la racine carrée de la surface F, droite *a* dans la figure 3.

b. — Déversement.

Le déversement latéral du sol est provoqué par les contraintes horizontales qui se manifestent dans le sol au-dessous de l'élément de charge, par suite de la pression verticale qu'il exerce sur le sol de fondation. Si l'on considère le cylindre de sol qui se trouve au-dessous de cette surface de charge, il se déforme latéralement ; à cette déformation s'oppose toutefois la pression passive exercée par le sol lui-même tout autour de ce cylindre. Cette dernière pression dépend de la grandeur de la surface de charge. Un examen élémentaire suffit pour se rendre compte que l'affaissement de l'élément de charge par suite du déversement latéral du sol au-dessous de lui doit être inversement proportionnel à la grandeur de la surface de charge.

Supposons qu'autour de l'élément de charge de surface portante F et sous l'action du poids P, il se produise un déversement latéral sous forme d'une couronne de section triangulaire ABC (figure 4). Supposons que le déplacement horizontal soit *a* et la profondeur intéressée t. On peut admettre [1] que le déplacement *a* est directement proportionnel à la pression verticale p_o et inversement proportionnel à la résistance horizontale à la déformation latérale *w*, soit :

$$a = c \frac{p_o}{w} .$$

On a pour la résistance horizontale :

$$w = \varepsilon . \gamma . t \qquad \text{d'où :}$$

$$a = c \frac{p_o}{\varepsilon \gamma t} = k . \frac{p_o}{t}$$

La quantité de sol que l'élément de charge de surface portante F déplace d'une quantité *s* par suite de son affaissement est expulsée latéralement en dehors de l'espace qui se trouve au-dessous de cette surface F ; c'est précisément cette quantité de sol qui déplace latéralement la couronne triangulaire de la quantité *a*. On a donc :

$$F . s = U . t . a = U . t . \frac{k . p_o}{t}$$

d'où

$$s_b = k . \frac{U}{F} . p_o = k_b . \frac{l}{\sqrt{F}} \qquad (2)$$

Cette relation est représentée par la courbe *b* de la figure 3.

c. — Si l'on bloque les deux courbes, on obtient la courbe *c* de la figure 3. Elle correspond aux courbes que nous ont fournis nos essais de Freiberg et qui ont été confirmées par des essais sur le terrain, sur sable et sur argile [2].

---

1. Aichhorn, Geologie und Bauwesen, 1932, Heft 1.
2. Kögler, Ueber Baugrundprobebelastungen, Bautechnik, 1931, n° 24.
Press, Baugrundbelastungsversuche.., Bautechnik, 1930, n° 42...

On peut avoir un doute au sujet de l'exactitude de la représentation par la droite *a*. Cette représentation repose sur l'hypothèse que le coefficient de compressibilité élastique est constant jusqu'à une profondeur indéterminée. Tous les calculs qui ont été publiés jusqu'à maintenant par la littérature technique admettent cette hypothèse.

Cette hypothèse n'est toutefois naturellement pas exacte. Dans les grandes profondeurs, le sol se trouve chargé par son poids propre, donc, toutes choses égales d'ailleurs, il est plus comprimé et par suite plus difficile à comprimer. Le coefficient de compression K devrait donc croître avec la profondeur Z, suivant une loi semblable à :

$$K = K_0 + k.\ z = C\ (v + z)$$

Si, en partant de cette hypothèse et en adoptant la marche de calcul conduisant aux équations (1) et (2), on détermine la compression du sol, on obtient alors :

$$s = \frac{p_0\ r}{C\ (r - v\ \mathrm{tg}\ \alpha)^2}\ (v\ \mathrm{tg}\ \alpha - r + r \times \ln \frac{r}{v\ \mathrm{tg}\ \alpha}) \qquad (3)$$

La courbe *a* de la figure 3 cesse alors d'être une droite mais devient la courbe *a'*. Elle est intéressante en ce qu'elle possède un point singulier [1]. En partant de *a'* au lieu de *a*, on obtient la courbe *d* au lieu de *c*, cette dernière courbe étant remarquablement conforme, ainsi que le montre la figure 5, aux résultats expérimentaux.

2. — Déversement du sol au-dessous du bord de l'élément de charge.

Le même résultat permet en outre la déduction suivante :

Si une bande d'une largeur δ située à la périphérie et au-dessous de l'élément de charge subit le déversement, cette bande ne contribue plus à supporter la charge de l'élément (figure 6) ; la partie portante n'est plus alors représentée que par une largeur $r_0 - \delta$ qui seule subit la compression effective. Il en résulte d'après le processus de calcul courant, pour la compression *s*, et en tenant compte des hypothèses indiquées plus haut :

$$s = \frac{p_0\ r_0^2}{k.\ \mathrm{tg}\ \alpha\ (r_0 - \delta)} \qquad (4)$$

Cette relation est représentée par la courbe *c* de la figure 3.

Le minimum de *s* correspond à $r_0 = 2\ \delta$. En opérant ainsi, on peut donc, en sens inverse, et à partir des courbes établies au cour des essais, déterminer l'importance de δ, c'est-à-dire la largeur de la bande périphérique qui ne collabore pas à la charge, au-dessous du bord de l'élément de charge et qui, dans une certaine proportion, subit un déversement. La concordance entre l'allure des courbes déterminées d'après la méthode ci-dessus et celles qui ont été établies au cours d'essais au laboratoire et sur le terrain indique l'influence du

---

1. Aichhorn, Geologie und Bauwesen, 1932, n° 1.

déversement, dans les cas qui ont fait l'objet des essais, est nettement et exactement exprimée.

La figure 7 montre également quelle influence importante exerce l'aptitude du sol au déversement sur l'affaissement effectif. Par opposition aux essais qui ont été faits avec dalles rigides de mise en charge et dans lesquels on ne sait rien de précis en ce qui concerne la répartition de la pression au-dessous de la dalle de charge, on a eu recours ici à une mise en charge par un système d'éléments, indépendants les uns des autres, chacun d'eux représentant toutefois exactement la même charge. La transmission de la charge par un système rappelant une sorte de pont permettait de réaliser une répartition uniforme.

Les affaissements correspondant à différentes pressions sont portés au-dessous de la série des éléments de charge et reproduits à droite dans leurs variations en fonction de l'augmentation de la charge.

On peut constater d'une manière très nette que les éléments du centre présentent les affaissements minima, les éléments situés à la périphérie accusant les affaissements maxima et que l'écart entre eux s'accentue lorsque la charge augmente. Les valeurs plus fortes des affaissements des éléments périphériques doivent être attribuées au déversement latéral du sable.

3. — Affaissement s en fonction de la pression p_o.

Le diagramme des affaissements en fonction de la pression permet de discriminer les influences particulières des deux causes des affaissements, la compression a et le déversement b ; ce diagramme, qui fait l'objet de la figure 8, donne l'affaissement s d'une surface déterminée en fonction de la pression p_o.

L'affaissement total (courbe inférieure) se divise en deux fractions :

— contraction, comportant un tassement a et une compression élastique e ;

— affaissement b provoqué par le déversement.

a. — En ce qui concerne le tassement, il est évident à priori qu'il ne peut augmenter que de plus en plus lentement lorsque la pression p_o croît, car le matériau est de plus en plus compact, et que de plus il doit suivre une courbe affectant la forme de la courbe a (figure 8) : les accroissements relatifs diminuent. Le phénomène correspond au tassement d'un sol dans lequel l'expansion latérale serait empêchée ; les courbes correspondantes ont été déjà souvent données dans la littérature technique.

b. — Par contre, il est également très net que le déversement augmente considérablement lorsque p_o croît, car la zone de perturbation située au-dessous de la charge[1] est de plus en plus large et par suite une quantité de sol de plus en plus grande est intéressée par la pression et expulsée latéralement. La pente de la courbe augmente avec p_o. On constate ainsi, sinon d'une manière chiffrée, tout au moins très nettement de fait, le rapport qui existe entre la participation des deux causes à l'affaissement résultant et la distinction entre elles.

On peut donc dès maintenant étudier la forme de ces diagrammes d'affaissement et pression, qui donnent des indications sur la nature du sol. En compa-

1. Kögler, Bautechnik, 1928, Heft 15, Abb. 21. — Krynine, Civ. Engg, 1933, Okt.

rant par exemple les deux courbes de la figure 9, qui correspondent à une même surface de charge, on constate la différence des affaissements que l'on obtient, en fonction de p_o, pour un sable sans cohésion et pour un sable admettant une très forte cohésion.

La différence de forme des courbes résulte également très nettement de la figure 7, diagramme de droite. L'affaissement de l'élément 8, qui se trouve au centre de la charge et qui ne subit par suite aucun déversement latéral, se traduit par une courbe semblable à la courbe *a* de la figure 8 et à la courbe correspondant au sable de forte cohésion de la figure 9. Les courbes des éléments 1 et 2, qui se trouvent au-dessous du bord de la charge, accusent une forme semblable à celle de la courbe *b* de la figure 8 et de la courbe de la figure 9 pour un sable sans cohésion.

4. — L'affaissement en fonction de la « profondeur de fondation ».

Un autre procédé pour discriminer les deux causes de l'affaissement d'une manière nette consiste à interpréter les résultats suivants :

Nos essais sur la valeur de l'affaissement *s*, qui ont été effectués à Freiberg sur une période de plusieurs années, ont porté tout d'abord sur des charges appliquées à la surface même du sable ; tout récemment, nous avons fait intervenir des charges agissant à différentes profondeurs au-dessous de cette surface, ce qui correspond en somme à différentes « profondeurs de fondation ». La figure 10 traduit quelques-uns des résultats obtenus. On a porté en direction horizontale les affaissements *s*, en fonction de la profondeur de fondation *t* sous forme de pourcentage par rapport aux affaissements *s* qui se manifestent à la surface ($t = o$). Les courbes ont été tracées pour 3 grandeurs de surface différentes F = 285, 500 et 1.000 cm².

Lorsque l'on se propose de distinguer entre la compression et le déversement, on peut faire l'hypothèse suivante : la compression proprement dite *a*, à l'exclusion de toute influence de déversement *b*, peut être à peu de chose près considérée comme étant indépendante de la profondeur de fondation, car à toute profondeur, les conditions relatives dans lesquelles se trouve le sol au-dessous de la charge sont identiques ; il en résulte que même à de grandes profondeurs, la compression du sol doit être la même. Par suite, l'asymptote de la courbe *s/t* indique la fraction de l'affaissement total qui correspond à la compression *a* proprement dite ; la différence représente naturellement l'affaissement *b* qui résulte du déversement du sol. D'après cette conception, les courbes de séparation en traits discontinus p_o devraient être des droites (figure 10 *a*). Il faut toutefois tenir compte de l'augmentation du coefficient de compression E vers le bas, d'où il résulte, pour une profondeur plus forte *t*, une compression légèrement plus accusée, ce qui donne pour les courbes de séparation une allure quelque peu incurvée comme dans la figure 10 b.

Considérons la courbe correspondant à F = 285 cm². A une faible profondeur, la fraction *b* est considérablement plus forte que la fraction *a* ; elle diminue toutefois très rapidement lorsque la profondeur augmente, pour s'annuler progressivement. La figure 10 montre nettement que pour de grandes surfaces,

les courbes sont plus inclinées, la fraction a est importante, la fraction b est beaucoup plus faible ; il en est ainsi non seulement en valeur relative, mais également en valeur absolue, pour différentes valeur de la surface F.

On voit que l'affaissement, pour les grandes surfaces, dépend beaucoup moins de la profondeur de fondation t que pour les petites surfaces. La fraction de b qui est variable avec t est, tout d'abord, tant en valeur absolue que par rapport à a, plus petite, enfin elle dépend beaucoup moins de t que dans les petites surfaces.

Il en résulte que la profondeur d'enfouissement d'un large radier de fondation n'a que peu d'importance en ce qui concerne la diminution des affaissements, si ce radier ne repose pas directement sur un sol qui soit particulièrement peu consistant ou qui ait tendance au déversement. En tout cas, la discussion des courbes de la figure 10 confirme la conception que nous avons de l'influence respective des deux causes indiquées et des conditions suivant lesquelles elle dépend de la surface F.

Des considérations ci-dessus, il ne résulte toutefois aucune représentation quantitative de l'influence de chacune des deux causes ; on en déduit toutefois un aperçu qualitatif très net.

Les essais ont été effectués tout d'abord uniquement sur de petites surfaces ; les pressions et les affaissements sont faibles ; on peut cependant en conclure que même pour de grandes surfaces et de fortes pressions, les résultats seront semblables ; ceux qui ont été ainsi obtenus constituent donc une base effective ; ils permettront d'orienter les recherches, peut-être aussi de formuler des hypothèses et pourront servir de point de départ à de nouveaux essais.

5. — Application aux essais de charge en direction verticale.

L'importance des résultats que traduisent les figures 2 et 5 et la relation qui lie l'affaissement s à la grandeur de la surface F conduit aux conclusions suivantes, en ce qui concerne l'exécution pratique de l'étude des sols par essais en charge :

L'affaissement s sur un sol déterminé, sous l'influence d'une charge p_o, dépend dans une large mesure de la grandeur de la surface de charge, en particulier pour les fortes pressions. Ce fait est particulièrement important dans le cas suivant : considérons des essais en charge donnant un affaissement $s = 10$ mm pour une pression au sol de $p_o = 5$ atm. La construction accusera-t-elle un affaissement de 10 mm. également pour 5 atm ? Non. Quel sera alors son affaissement ? Cela dépend de la grandeur des surfaces de charge qui ont été employées pour l'essai. Il est tout d'abord bien certain que si les surfaces d'essai adoptées correspondent à la branche gauche des courbes, on ne pourra tirer de ces essais aucun résultat positif, car l'affaissement obtenu sera trop fort et ne donnerait qu'une idée fausse ; la proportion de déversement qui intervient dans l'essai est trop forte et l'on pourrait presque dire qu'il s'exerce, dans le cas de ces petites surfaces, une influence analogue à celle d'un pieu qui écarte le sol latéralement.

Les surfaces d'application des charges d'essai doivent tout au moins corres-

pondre à la branche de droite de la courbe ; en pratique, la grandeur minimum de F doit être d'autant plus élevée que p_o doit elle-même être plus forte (figures 2 et 5). L'affaissement de la construction elle-même est-il alors le même que celui de la surface d'essai ? Encore non. On peut toutefois ici donner une réponse partielle. En effet, le s de la construction est plus fort que le s de la surface d'essai. Peut-on alors déduire de la première valeur concernant la surface d'essai celle qui correspond à la construction elle-même ? Pas directement ou en tout cas pas sur la base d'un essai effectué sur une seule grandeur de surface. Il faut effectuer des mesures d'affaissement sur deux surfaces au moins, ces deux surfaces ayant des grandeurs aussi différentes que possible l'une de l'autre. On peut alors écrire, d'après les équations (1) et (2) :

$$\text{Surface } F_1 \ldots \qquad s_1 = k_a . \sqrt{F_1} + k_b : \sqrt{F_1}$$
$$\text{Surface } F_2 \ldots \qquad s_2 = k_a . \sqrt{F_2} + k_b : \sqrt{F_2}$$

On peut ainsi déterminer k_a et k_b ce qui permet d'effectuer le calcul de s_3 pour F_3.

La détermination de l'affaissement d'une construction d'après le processus ci-dessus, basé sur deux essais de charge, suppose que le sol se comporte, même dans ses couches profondes, exactement de la même manière que dans les couches qui ont été intéressées par les essais de charge. Il ne faut cependant pas perdre de vue que la large surface d'appui d'une construction agit à une profondeur beaucoup plus grande que celle sur laquelle porte la charge d'essai, ou, en d'autres termes, qu'une pression de 1 atm, par exemple, se manifeste dans le sol, au-dessous du milieu de la surface de charge, à une profondeur d'autant plus forte que la surface de charge est plus grande. La construction elle-même intéresse et comprime à 1 atm des couches sur lesquelles la charge d'essai n'exercera qu'une pression de 0, 1 atm, les comprimant par suite beaucoup moins.

Des considérations qui précèdent et de la littérature récemment parue à ce sujet, il résulte que si l'on désire obtenir des données certaines en ce qui concerne les affaissements qu'il y a lieu de prévoir pour une construction, il faut entreprendre une sérieuse étude du sol de fondation et que si ces recherches consistent en essais de charge, il faut apporter le plus grand soin aux conditions dans lesquelles ils sont effectivement exécutés.

D'ailleurs, les essais de charge normaux tels qu'on les a pratiqués jusqu'à maintenant sont entachés de toute une série de défauts, qui rendent extrêmement douteuse la valeur des résultats obtenus.

Tout d'abord, ainsi que nous l'avons vu, dans les résultats que donne l'essai de charge avec une surface de charge relativement faible, à une faible profondeur, intervient un degré de déversement relativement important b, alors que le déversement effectif est notablement moins fort avec les grandes surfaces des constructions. Pour éliminer cette influence, il faudrait travailler avec deux surfaces d'essai, ce qui complique les opérations. Il faut en outre extrapoler, ce qui manque de précision.

Il existe encore une cause d'imprécision plus importante : l'affaissement s de l'élément de charge, qu'il soit placé à la surface du sol, ou à une certaine

profondeur au-dessous de cette surface, représente toujours une somme constituée par l'ensemble des affaissements élémentaires de toutes les couches qui se trouvent au-dessous de la charge jusqu'à une certaine profondeur, chaque couche comportant sa compression, produite par la pression p reçue de la charge P. Il n'est toutefois pas possible de discerner, dans le résultat global s, quelle est la part qui revient à telle couche particulière.

On sait en outre qu'une surface de charge réduite (pour une même pression p_o) n'exerce pas son influence à une profondeur aussi grande qu'une surface importante, car par suite de sa dispersion latérale, la pression qu'elle exerce devient rapidement nulle, ou si faible qu'elle n'est plus susceptible d'exercer aucune influence. Les grandes surfaces de charge des constructions exercent leur influence à des profondeurs considérablement plus grandes que les surfaces de charge d'essai.

Si donc il existe quelque part dans le sol des couches défectueuses, subissant fortement la compression, elles ne seront pas intéressées par les charges d'essai ordinaires, qui ont une faible surface, c'est-à-dire que leur compression ne sera pas exprimée, ou tout au moins pour une très faible partie seulement dans le résultat de l'essai de charge, tandis que l'ouvrage lui-même en recevra une fraction importante de son affaissement. En pareil cas, l'essai de charge ordinaire ne peut, par suite de la faible valeur de la surface correspondante, donner aucun résultat sûr, car cette surface n'agit pas en profondeur et parce qu'en tous les cas elle ne donne qu'un résultat d'ensemble ne permettant pas de discerner la part qui revient à une couche déterminée du sol.

Si l'on envisage par contre de mettre en jeu des surfaces d'essai importantes, qui puissent agir profondément, l'ancienne méthode d'essai nécessite encore des charges considérables, dont la manutention, l'installation sur place, la mesure, l'enlèvement et l'installation à un autre endroit coûtent cher, prennent beaucoup de temps et ne sont souvent pas sans dangers.

6. — Essai de charge du sol sous pression horizontale, avec trou de forage.

On en arrive, pour tous les cas dans lesquels il est impossible de prélever dans le sol un échantillon d'essai qui soit intact aux fins d'étude en laboratoire, ou dans lesquels on ne dispose pas d'un laboratoire, au système consistant à étudier le sol de fondation dans un forage et qui permet d'accéder à chaque couche à sa profondeur normale. Il en résulte en outre un avantage capital : au lieu d'une charge verticale, qui nécessite toujours l'intervention de poids morts avec tous leurs inconvénients, on peut faire intervenir des efforts horizontaux, s'exerçant latéralement sur la paroi du trou de forage des deux côtés, chacun d'eux indiquant la réaction d'appui correspondant à l'autre ; l'essai peut être fait avec un appareil très simple, qui ne nécessite qu'un opérateur et dont le transport d'un forage à l'autre peut être effectué par un seul homme ; la compression peut ainsi être déterminée avec une pression voulue, ainsi qu'on l'a déjà mentionné, pour une couche arbitraire, située même à une grande profondeur. La pression horizontale présente encore cet avantage que l'essai ne porte que sur une seule couche et que le résultat que l'on obtient n'est pas une somme correspondant à plusieurs couches. En outre, autre

avantage, aucun poids mort n'intervient et les essais peuvent porter sur des surfaces importantes. Les essais sont ainsi peu coûteux, rapides et faciles ; l'essai sous charge peut toutefois être prolongé à tout endroit, aussi longtemps qu'il est désirable.

On emploie deux sortes d'appareils :

a. — Appareil à commande mécanique : deux éléments demi-cylindriques en acier comprimant la paroi du trou de forage en deux directions ; hauteur de l'appareil : 0,60 m, diamètre du trou de forage : 0,20 m.

b. — Appareil à commande hydraulique, avec cloche entièrement cylindrique de caoutchouc, exerçant sa pression sur la paroi du trou de forage suivant toutes les directions. — Diamètre du trou de forage : 0,15 ou 0,20 m ; hauteur de l'appareil : 1,2 ; poids de ce 2e appareil : 50 kg.

Les résultats obtenus sont reproduits sur les figures 11 et 12. La compressibilité du sol est exprimée par la pente de la courbe par rapport à l'axe des p. Le diagramme de la figure 11 concerne un terrain naturel. Le sable situé à des profondeurs de 8 et 7,50 m, courbes 1 et 2, est très compact, celui qui se trouve à des profondeurs moindres, courbes 3 et 4, l'est moins. Le sable argileux n° 4 accuse, par suite de la présence du liant, une résistance un peu plus élevée que le n° 3 ; il cède relativement moins ; la courbe 4 descend rapidement. Il est vraisemblable que l'on se trouve ici en présence de notables « déversements », dans le sens indiqué au début de cet exposé ; l'essai 4 est en effet effectué à une très faible profondeur, de sorte qu'il peut se produire un déversement vers le haut. Par contre, les courbes 1 et 2 présentent une allure qui correspond nettement à celle de la courbe *a* de la figure 8, c'est-à-dire à une compression pure. Les essais 1 et 2 ont été en effet effectués à grande profondeur.

La figure 12 indique les résultats d'essais effectués sur sol rapporté (stériles dans une exploitation de lignite à ciel ouvert) à différentes profondeurs de 2,4 à 12, 9 mètres. La résistance du sol augmente nettement avec la profondeur. Ce n'est toutefois qu'à 12,9 m qu'elle est égale à celle du sol 2 naturel à une profondeur de 6 mètres.

La figure 13 montre également la relation qui existe entre le coefficient de compression du sol et la profondeur, telle que la met en évidence l'appareil à compression latérale. On a environ la même représentation que sur la figure 10, qui concerne la charge verticale à différentes profondeurs.

En utilisant l'appareil hydraulique et par suite de la grande surface de pression qui entre en jeu, on est assuré qu'il ne se produit aucun déversement du sol et que le chiffre déterminé ne se rapporte par suite qu'à une compression pure du sol, de sorte que l'on peut le faire intervenir dans les calculs d'affaissement des constructions.

Zusammenfassung.

Die Einsenkung eines Bauwerkes rührt her :
a) von der Verdichtung der Bodenschichten in lotrechter Richtung,
b) vom seitlichen Ausweichen derselben in wagrechter Richtung. Diese

beiden Ursachen sind deutlich in allen Versuchs- und Probebelastungsergebnissen zu erkennen; das wird im einzelnen dargelegt. Die Anteile dieser beiden Ursachen an der Gesamteinsenkung sind sehr verschieden, je nach der Grösse der Lastfläche und der Gründungstiefe, selbstverständlich auch je nach der Bodenart. Es wird versucht, die Anteile dieser beiden Ursachen voneinander zu trennen und zwar für die vorliegenden Laboratoriumsversuchsreihen, für die üblichen Probebelastungen mit lotrechter Last und für die Bodenuntersuchungen im Bohrloche mit dem Seitendruckapparat nach Kögler.

Résumé.

L'affaissement d'une construction est causé par :

a) la compression ou tassement des couches du sol en direction verticale et

b) par un déversement latéral de ce sol en direction horizontale.

Ces deux causes sont nettement mises en évidence dans tous les résultats fournis par les essais de charge sur échantillons et sur le terrain ; ces résultats sont indiqués dans leurs détails. La participation de ces deux causes à l'affaissement total est très différente, suivant l'importance de la surface de charge et la profondeur de fondation, naturellement aussi d'après la nature du terrain. L'auteur s'efforce de séparer ces deux causes l'une de l'autre, tant pour les séries d'essais qui ont été effectués au laboratoire que pour les essais courants, sur place, en charge verticale et pour les essais sur forage avec l'appareil de compression latérale de Kögler.

Summary.

The sinking of a structure is caused by :

a) Compression of the layers of soil in the vertical direction,

b) Lateral movements of the soil in a horizontal direction.

Both these causes can be clearly recognised in all results of research and test loading : this is shown in detail. The extent to which each of these two factors contributes to the total sinking differs greatly, depending on the size of loaded surface, on the depth of foundations, and of course also on the nature of the ground. An attempt is made here to show the separate influences of these two factors ; this is done for the available series of laboratory tests, for the usual test loadings with vertical load, and for investigations of the soil in boreholes by means of the Kögler lateral-pressure apparatus.

Dr. Ing. L. ELLERBECK,

Ministerialrat, Reichsverkehrs-Ministerium, Berlin.

Nach dem Bericht von Regierungs- und Baurat Ehrenberg, Berlin.

Die Erdbauabteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau zu Berlin hat sich mit Untersuchungen auf dem Gebiete der Tragfähigkeit des Baugrundes beschäftigt. Einige Ergebnisse mögen hier kurz mitgeteilt werden.

1. — Plattenbelastungen.

Fig. 1 zeigt die Anordnung eines Belastungsversuches, bei welchem von der Firma Fuess, Steglitz hergestellte elektromagnetische Druckdosen erprobt werden sollten. Diese Dosen sollten zum Messen der unter einer Last auftretenden lotrechten Erdspannungen dienen. Die Belastung wurde durch eine 1,0 m² grosse kreisrunde starre Eisenbetonplatte auf den Boden übertragen. Die Messdosen wurden am Grunde einer 0,50 m starken, sorgfältig eingeschlämmten und gestampften Sandschüttung symmetrisch zur Plattenachse angeordnet. Unter den Messdosen befand sich Sand von nicht erbohrter Mächtigkeit.

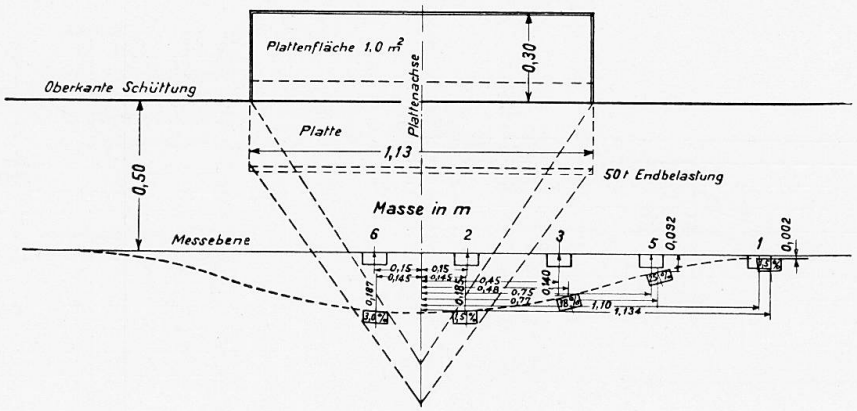


Fig. 1.

Bord supérieur du lit de sable. — Oberkante Schüttung. — Upper edge of filling.
Surface de la dalle. — Plattenfläche. — Plate surface 1 sp. m.
Dalle. — Platte. — Plate.
Axe de la dalle. — Plattenachse. — Plate axis.
Charge finale. — Endbelastung. — Final loading.
Plan de mesure. — Messebene. — Measurement plane.
Cotes en mètres. — Masse in m. — Dimensions in metres.

Die Platte wurde zunächst mit 10,0 t und dann mit weiteren 5,0 t bis 50,0 t belastet und zwischendurch entlastet. Fig. 2 zeigt die Setzungen der Plattenmitte in Beziehung zur Belastung. Eine umhüllende parabolische Kurve ist gestrichelt eingetragen. Die Kurve zeigt ein sehr starkes Einsinken der Platte bis zu 0,22 m, das die vorgesehenen Feinmessungen der Bewegungen der Geländeoberfläche ausserhalb der Platte leider vereitelte. Fig. 3 zeigt die von den Messdosen angezeigten Spannungen für die Endbelastung von 50,0 t (ausgezogene Linie), die besonders am Rande erheblich von den Spannungen abweichen, die nach der Formel von Strohschneider errechnet wurden (punktierte Linie). Die Ursache dieser Abweichung liegt wahrscheinlich in der starken Verformung der Messebene am Ende des Versuches und der damit verbundenen Verkantung und Verschiebung der Messdosen. Fig. 1 zeigt das starke Absinken der Platte, eine verhältnismässig geringe Verdichtung der Sandschüttung oberhalb der Messebene von nur rd. 3 cm. (6,0 % ihrer Stärke) und eine erhebliche Seitenverschiebung und teilweises Verkanten der seitlichen Messdosen. Die Stärke der Sandschüttung war trotz der gegenüber der Plattenmitte erheblich geringeren lotrechten Erdspannungen um 10 cm. (20 % der

ursprünglichen Stärke) verringert. Es sind demnach in diesem Bereich starke Horizontalkräfte aufgetreten, die den Boden seitlich verschoben haben. Die nach aussen zunehmende horizontale Bewegung der Messdosen ist ein Beweis dafür. Sie wächst mit der Abnahme der lotrechten Spannungen und lotrechten Bewegungen. Wesentlich scheint mir die Beobachtung, dass die der Plattenachse am nächsten gelegenen Messdosen sich einander und damit der Plattenachse um 5 bis 7 mm genähert haben. Es scheint das die Annahme zu stützen, dass die Platte einen Kegel mit der Spitze nach unten vor sich her in den Boden treibt, der den übrigen Boden seitlich fortdrückt und dadurch starke Manteldrücke erhält, die ihn verdichten. Es mag noch darauf hingewiesen werden, dass die ursprünglich ebene Messfläche eine Krümmung erhalten hat,

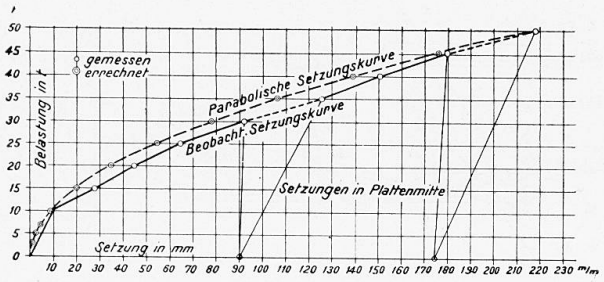


Fig. 2.

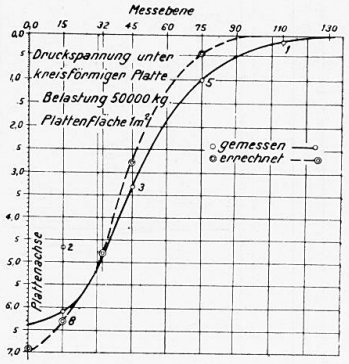


Fig. 3.

Fig. 2.

Mesuré. — Gemessen. — Measured.
Calculé. — Errechnet. — Calculated.
Courbe parabolique d'affaissement. — Parabolische Setzungskurve. — Parabolic settling curve.
Affaissement observé. — Beobacht. Setzungskurve. — Parabolic settling curve.
Affaissements au centre de la dalle. — Setzungen in Plattenmitte. — Settlings in the middle of the plate.
Affaissement en mm. — Setzungen in mm. — Settling in mm.
Charge en tonnes. — Belastung in t. — Load in tons.

Fig. 3.

Plan de mesure. — Messebene. — Measurement plane.
Contrainte de compression au-dessous de la dalle circulaire. — Druckspannung unter kreisförmiger Platte. — Compression stresses under circular plate.
Surface de la dalle. — Plattenfläche. — Plate surface 1 sq. m.
Mesuré. — Gemessen. — Measured.
Calculé. — Errechnet. — Calculated.
Axe de la dalle. — Plattenachse. — Plate axis.

deren durch die Lage der Messdosen angedeuteter Diagonalschnitt eine ähnliche Form zeigt, wie die Verteilungskurve der senkrechten Bodenspannungen. Es wird sich bei ähnlichen Bodenbelastungen empfehlen, die Bodenbewegungen durch eingelagerte Körper zu verfolgen.

Bei Berechnung der lotrechten Bodenspannungen in kohäsionslosen Böden, (Fig. 3) nach der Formel von Strohschneider

$$\sigma_z = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \frac{(\cos \varphi - \operatorname{ctg} \varphi_0 \sin \varphi) \cos^4 \varphi}{(1 - \cos \varphi_0) \cdot Z^2}$$

bereitet die Wahl von φ_0 besonders bei grösseren Fundamentflächen Schwierigkeiten. Wir haben daher versucht, aus den bisher veröffentlichten Versuchen

über die Messungen von Bodenspannungen unter Platten Schlüsse auf die Grösse von φ_0 zu ziehen. Angenommen wurde : Parabolische Verteilung des Sohlendruckes in achsen-symmetrischen Schnitten, kreisförmige starre Platte, senkrechte Belastung, Addition der von einzelnen Kräften in einem Punkte hervorgerufenen senkrechten Spannungen. Legt man die Bezeichnungen von

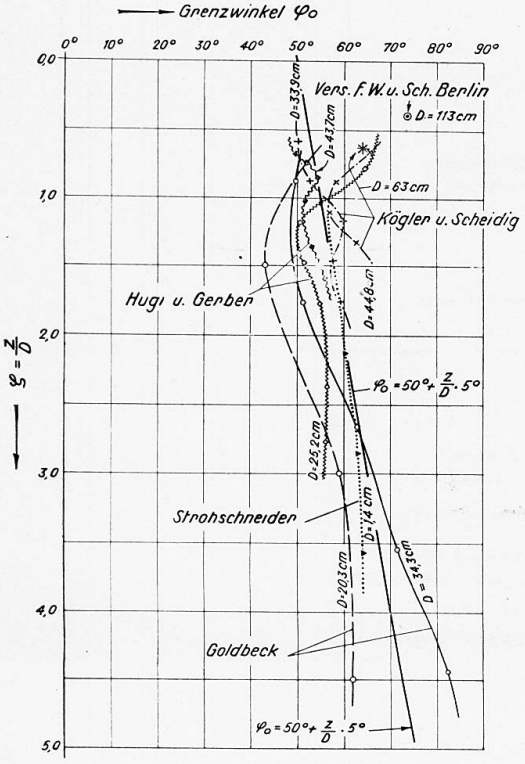


Fig. 4.

Angle limite. — Grenzwinkel. — Limiting angle. — Laboratoire d'Essais de Constructions Hydrauliques et Navales de Berlin. — Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau Berlin. — Institute for Research in Hydraulics and Ship-building.

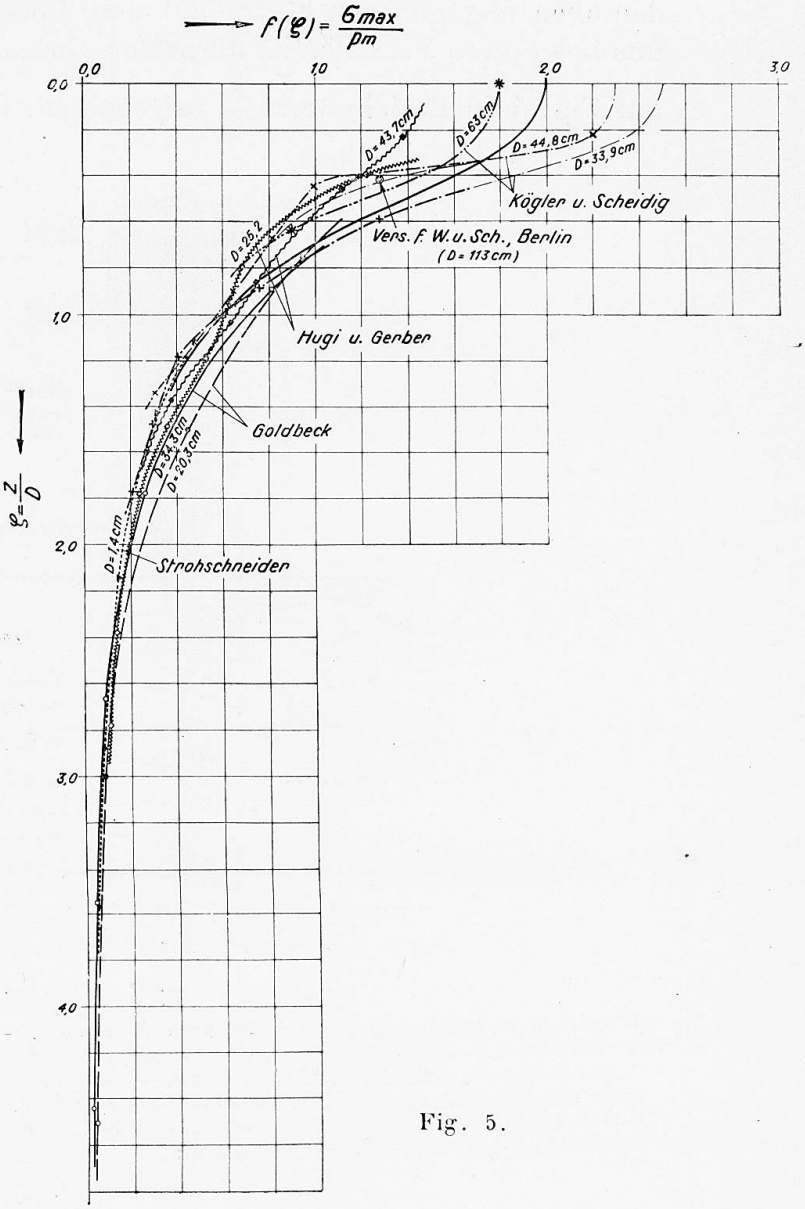


Fig. 5.

Fig. 5 zugrunde, so lässt sich die lotrechte Spannung σ_{max} in der Plattenmitte durch folgende Formeln ausdrücken.

1) Für den Fall $\bar{\varphi} < \varphi_0$

$$\frac{\sigma_{max}}{p_{max}} (1 - \cos\varphi_0) = 1 - 2(1 - \cos\bar{\varphi})\operatorname{ctg}^2\bar{\varphi}$$

$$- \operatorname{ctg}\varphi_0 . \left[\sin\bar{\varphi} + 3\operatorname{ctg}^2\bar{\varphi} - ln\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\bar{\varphi}}{2}\right)\right]$$

2) Für den Fall $\bar{\varphi} > \varphi_0$

$$\frac{\sigma_{max}}{p_{max}} = 1 - \frac{\operatorname{ctg}^2 \bar{\varphi}}{1 - \cos \varphi_0} \left[2 + \cos \varphi_0 - 3 \operatorname{ctg} \varphi_0 \, ln \operatorname{tg} \left(\frac{\bar{\varphi}}{4} + \frac{\varphi_0}{2} \right) \right]$$

Man kennt aus den Versuchen σ_{max}, p_m und damit p_{max}, $r = \frac{1}{2D}$ und Z. Aus den oben angegebenen Formeln 1 und 2 lässt sich dann φ_0 berechnen. Für die uns bekannten Versuche ist diese Berechnung durchgeführt. Die Werte φ_0 sind auf Fig. 4 in Beziehung zu $\frac{Z}{D}$ aufgetragen. Den gleichmässigsten Verlauf zeigt

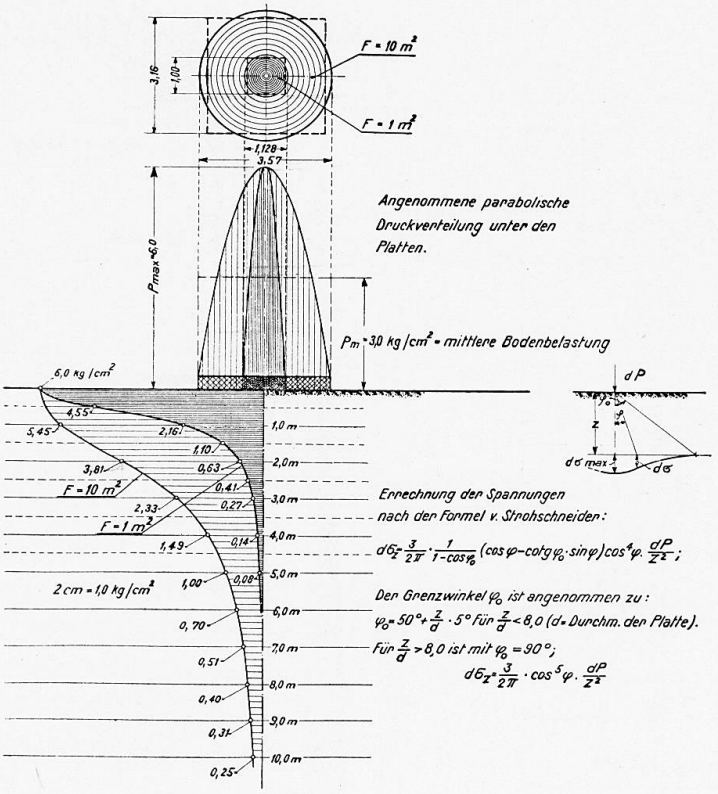


Fig. 6.

Répartition parabolique supposée au-dessous de la dalle. — Angenommene parabolische Druckverteilung unter den Platten. — Assumed parabolic distribution of pressure under the plates.

Charge moyenne. — Mittlere Bodenbelastung. — Mean load on ground.

Calcul des contraintes suivant la formule de Strohschneider. — Errechnung der Spannungen nach der Formel v. Strohschneider. — Calculation of the stresses according to Strohschneider's formula.

L'angle limite φ_0 est considéré comme égal à :

$$\varphi_0 = 50^\circ + Z/d. \; 5^\circ \text{ pour } Z/d. < 8 \text{ (d = diam. dalle)}$$

Pour $Z/d > 8$ avec $\varphi_0 = 90^\circ$:

$$d\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \cos^5 \varphi \cdot \frac{dP}{Z^2}$$

Der Grenzwinkel φ_0 ist angenommen zu.

$$\varphi_0 = 50^\circ + Z/d. \; 5^\circ \text{ für } Z/d < 8{,}0 \text{ (d = Durchm. der Platte)}$$

Für $Z/d > 8{,}0$ ist mit $\varphi_0 = 90^\circ$;

$$d\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \cos^5 \varphi \cdot \frac{dP}{Z^2}$$

The limiting angle φ_0 is assumed to be :

$$\varphi^\circ = 50^\circ + Z/d. \; 5^\circ \text{ for } Z/d < 8{,}0 \text{ (d = diam. of the plate)}$$

For $Z/d > 8{,}0$ with $\varphi_0 = 90^\circ$;

$$d\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \cos^5 \varphi \cdot \frac{dP}{Z^2}$$

die Kurve der Strohschneider-Versuche. Wir möchten vorschlagen, für Rechnungen nach der Strohschneider Formel den Winkel φ_o nach der Beziehung $\varphi_o = 50^o + \frac{Z}{D} \cdot 5^o$ zu ermitteln. Diese φ_o Linie ist auf Fig. 4 stark ausgezogen dargestellt.

Fig. 5 zeigt für die verschiedenen Versuche die Werte $\frac{\sigma_{max}}{p_m}$ in Beziehung zu $\frac{Z}{D}$ (p_m = mittl. Bausohlenpressung, σ_{max} = lotrechte Bodenspannung in der

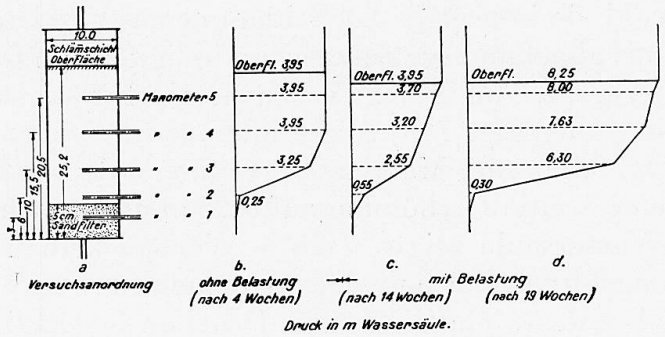


Fig. 7.

Surface de la couche de limon. — Schlammschicht Oberfläche. — Surface of cleansing layer.
Filtre à sable. — Sandfilter. — Sandfilter.
Dispositif d'essai. — Versuchsanordnung. — Test arrangement.
Surface. — Oberfläche. — Surface.
Sans charge (au bout de 4 semaines). — Ohne Belastung (nach 4 Wochen). — Without loading (after 4 weeks).
En charge (au bout de 14 semaines) (au bout de 19 semaines). — Mit Belastung (nach 14 Wochen) (nach 19 Wochen). — With loading (after 14 weeks) (after 19 weeks).
Pression en mm. d'eau. — Druck in mm Wassersäule. — Pressure in mm water column.
Manomètre. — Manometer. — Pressure gauge.

Plattenmitte in der Tiefe z. Die Kurven weichen besonders bei kleinen $\frac{Z}{D}$ Werten sehr von einander ab. Die für $\varphi_o = 50^o + \frac{Z}{D} \cdot 5^o$ errechnete Kurve ist stark ausgezogen dargestellt.

Fig. 6 zeigt für 2 verschieden grosse Platten von 1,0 m² und 10,0 m² Grundfläche die nach Strohschneider errechnete Bodenpressung unter der Plattenmitte in verschiedener Tiefe Z. Die Druckverteilung unter den starren, kreisförmigen Platten ist parabolisch angenommen. Beide Platten haben die gleiche mittlere Bodenpressung $p_m = 3{,}0$ kg/cm². Man sieht, dass der Druck der grossen Platte in viel grössere Tiefen reicht als der der kleinen Platte. Sie kann somit Bodenschichten erfassen und verdichten, die ausserhalb des wirksamen Druckbereiches der kleinen Platte liegen. Man muss daher bei den Schlussfolgerungen aus Probebelastungen besonders bei Boden wechselnder Zusammensetzung sehr vorsichtig sein.

2. — Wasserdruck in bindigen Böden.

Fig. 7 zeigt einen Apparat, der den Wasserdruck in verschiedener Höhe einer Bodenschlämme mit Hilfe von Manometern von äusserst geringem Wasserverbrauch anzeigt. Es handelt sich bei dem Boden um einen lössartigen Lehm, der in rd. 20 cm Höhe in einzelnen Schichten unter 1,65 m Was-

serdruck eingeschlämmt wurde auf ein unten im Apparat befindliches Kiesfilter.

Durch den Versuch war festzustellen, ob die Schlämme nur im unteren direkt auf dem Kies liegenden Teil gegen Wasserdurchzug dichtete, oder ob der ganze Schlämmkörper an der Druckübertragung der Wassersäule teilnimmt. Sofort nach Einschlämmen der ersten, etwas über das 2. Manometer reichenden Schicht trat eine erhebliche Verminderung der Durchflussmenge ein. Manometer 2 zeigte 1,65 m Wasserhöhe. Beim weiteren Einschlämmen sank der Druck in Manometer 2 und erreichte 0,2 m Wassersäule als die Schlämme 0,17 m hoch war. Die Manometer 3 bis 5 zeigten den vollen Wasserdruck von 1,65 m, obwohl sie innerhalb der Schlämme ausmündeten. Die Schlämme verdichtete sich mit abnehmender Setzgeschwindigkeit um 6% ihrer ursprünglichen Höhe im Verlauf von 2 1/2 Wochen. Nach Steigerung des Druckes auf 3,95 m Wassersäule (Fig. 7 b) zeigte Manometer 3 einen geringen Druckabfall auf 3,25 m, während Manometer 4 und 5 den vollen Wasserdruck behielten. Auch eine weitere Erhöhung auf 8,25 m und anschliessendes Absenken auf 1,65 m Wassersäule zeigte nach 6 Wochen keinen Druckabfall zwischen der Dichtungsoberfläche und den Manometern 4 und 5, einen geringen Abfall zwischen 4 und 3, einen starken Druckunterschied zwischen 3 und 2 und einen schwachen Abfall zwischen 2 und 1 (Fig. 7 b).

Um die Wirkung einer schützenden Kiesschicht auf die Schlämme festzustellen, wurde sie durch eine durchlässige Platte mit 0,017 kg/cm² belastet. Es trat dadurch eine weitere Verdichtung der Schlämme um 10% ihrer ursprünglichen Höhe ein. Auch die oberen Manometer zeigten jetzt einen geringen Druckabfall. Fig. 7 *c* und *d* zeigen die Druckverteilung bei 3,95 m und 8,25 m Wassersäule nach 14 bezw. 19 Wochen Durchsickerung. Die Hauptdichtung und damit der grösste Druckabfall liegt zwischen Manometer 2 und 3. Es müssen sich hier beim Einschlämmen besonders feine Teile abgelagert haben. Die Durchlässigkeitsziffer nach der Formel von Darcy wurde für diese Schicht zu $k = 0{,}9 \times 10^{-4}$ cm/Min. bestimmt.

Wurde der Abfluss des Apparates gesperrt, so stieg in kurzer Zeit der Druck in sämtlichen Manometerrohren auf den vollen oberhalb der Schlämme herrschenden Wasserdruck. Die Oberfläche des Kiesfilters hatte dann nur das Gewicht der festen Schlämmteilchen zu tragen, vermindert um ihren Auftrieb. Sobald der Abfluss des Apparates soweit geöffnet wurde, dass im Filter kein Wasserdruck herrschte, hatte die Filteroberfläche ausser dem bereits angegebenen Gewicht das Gewicht der Wassersäule zu tragen, das durch die Reibung des durchziehenden Wassers auf die Schlämmteilchen übertragen wurde.

3. — Verdichtungsversuche mit bindigem Boden.

Die Versuche unterscheiden sich von denen ähnlicher Art dadurch, dass grössere Bodenproben (Bodenzylinder von rd. 17 cm Höhe) genommen wurden. Bei den verwendeten hohen Drücken (bis 10,0 kg/cm²) und der geringen Durchlässigkeit der Tonprobe zogen sich die Versuche über 1 1/2 Jahre hin. Sie wurden im thermostatischen Raum ausgeführt, um den Einfluss von Temperaturänderungen auszuschalten. Die Art der verwendeten Apparate gestattete gleichzeitig, den bei senkrechter Belastung in der Probe auftretenden Seitendruck zu messen.

Fig. 8 zeigt die verwendete Apparatur. Ein starkwandiger Glaszylinder ist durch eine metallene Bodenplatte und durch einen Deckel abgeschlossen, in dem sich ein Zylinder mit Kolben befindet. Der Kolben dient zur Belastung der Bodenprobe, welche sich in dem mit Wasser gefüllten Glaszylinder befindet. Die Bodenprobe ist gegen ihren Wassermantel durch eine dünne Gummihaut abgeschlossen. Sie wird bei der Belastung seitlich durch den

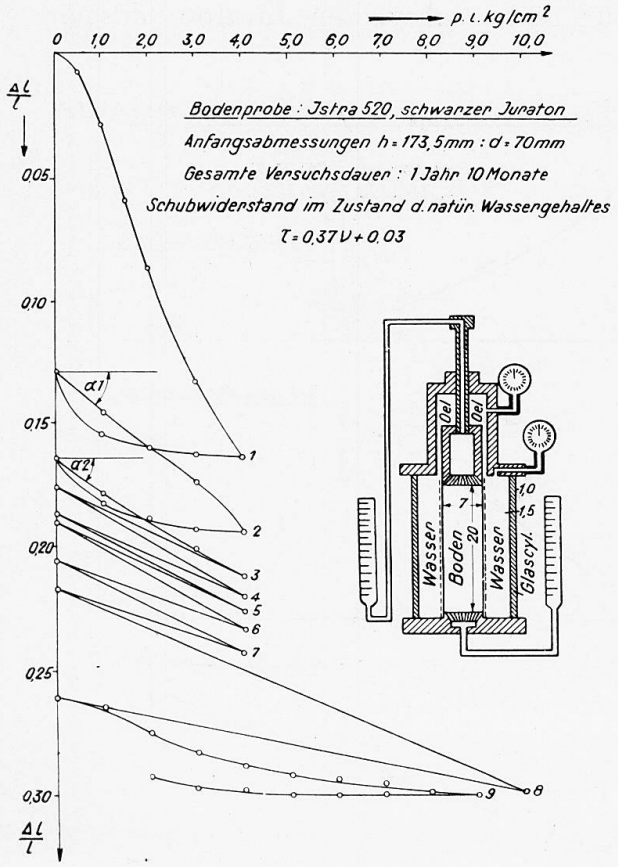


Fig. 8.

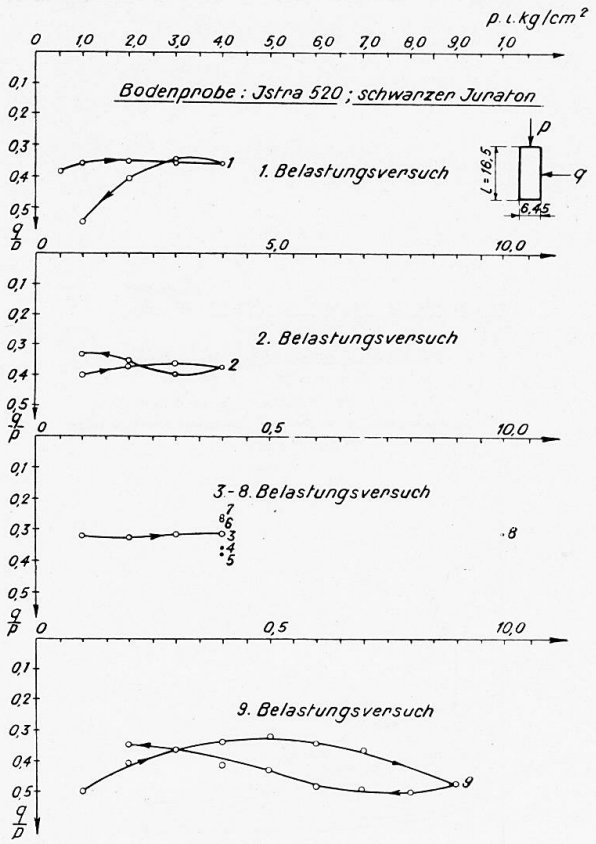


Fig. 9.

Fig. 8. — Essai de sol Istra 520, argile jurassique noire. — Bodenprobe : Istra 520, schwarzer Juraton. — Soil test . Istra 520, black Jura clay.

Dimensions au début de l'essai h = 173,5 mm — d = 70 mm. — Anfangsabmessungen... —Initial measurements.....

Durée totale de l'essai 1 an et 10 mois. — Gesamte Versuchsdauer : 1 Jahr 10 Monate. — Total duration of test : 1 year 10 months.

Résistance à l'état naturel d'humidité. — Schubwiderstand im Zustand d. natür. Wassergehaltes... — Shear resistance in state with natural water content...

Huile. — Oel. — Oil.

Eau. — Wasser. — Water.

Sol à étudier. — Boden. — Soil.

Cylindre de verre. — Glaszylinder. — Glass cylinder.

Fig. 9. — Essai de sol Istra 520, argile jurassique noire. — Bodenprobe : Istra 520, schwarzer Juraton. — Soil test : Istra 520, black Jura clay.

Essai de charge ... — Belastungsversuch. — ... loading test.

Wassermantel gehalten und ist dadurch in ihrer Seitenausdehnung ausserordentlich beschränkt. Andererseits tritt beim Setzen der Probe während der Belastung keine Reibung an den Seitenwandungen auf. Die seitliche Führung der Probe durch eine Wasserhülle und ihre Sicherung gegen das Eindringen

des Wassers durch eine Gummihaut wurde bei diesem Apparat zum erstenmal durchgeführt. Die Belastung des Kolbens geschieht durch Druckluft unter Zwischenschaltung von Oel als Drucküberträger. Das Porenwasser, welches dem Boden während der Belastung ausgepresst wird, kann an den Stirnenden der Probe durch feine Bohrungen ausfliessen und wird in besonderen Messgläsern gemessen. Die Bewegung des Kolbens und damit das Setzen der Probe wird durch eine Messuhr mit 1/100 mm Genauigkeit gemessen.

Fig. 8 zeigt die Verdichtungskurve für einen schwarzen Juraton, dessen

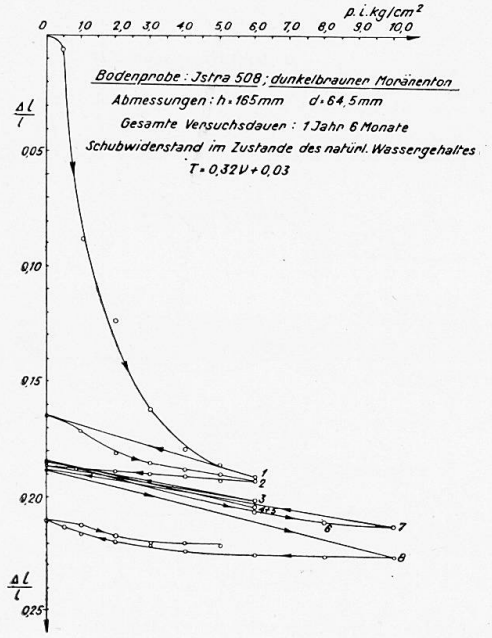


Fig. 10.

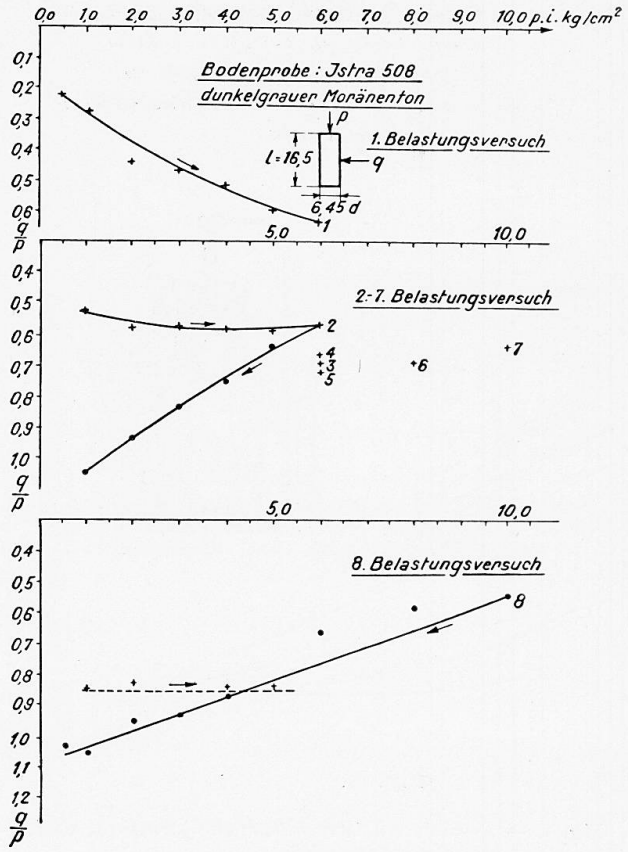


Fig. 11.

Fig. 10. — Essai de sol Istra 508, argile morainique brun-foncé. — Bodenprobe : Istra 508, dunkelbrauner Moränenton. — Soil test : Istra 508, dark-brown Moraine clay.
Dimensions. — Abmessungen . — Measurements.
Durée totale de l'essai : 1 an 6 mois. — Gesamte Versuchsdauer: 1 Jahr 6 Monate. — Total duration of test : 1 year 10 months.
Résistance à l'état naturel d'humidité. — Schubwiderstand im Zustande des natürl. Wassergehaltes. — Shear resistance in state with natural water content.

Fig. 11. — Essai de sol Istra 508, argile morainique gris-foncé. — Bodenprobe : Istra 508, dunkelgrauer Moränenton. — Soil test : Istra 508, dark-gray Moraine clay.
Essai de charge. — Belastungsversuch. — Loading test.

Schubwiderstand im Zustande des natürlichen Wassergehaltes zu

$$\tau = 0{,}37\ \nu + 0{,}03$$

bestimmt wurde. Der Boden wurde mehrfach ent- und belastet. Der Elastizitätsmodul des verdichteten Bodens ergab sich nach erstmaliger Ent-

und Belastung zu $E_1 = \operatorname{ctg} \alpha_1 = 63$ kg/cm². Bei der nächsten Ent- und Belastung ergab sich $E_2 = \operatorname{ctg} \alpha_2 = 80$ kg/cm². Die Federung des Bodens war also geringer geworden. Mehrfache Ent- und Belastungen des Bodens bis 10 kg/cm² bewirkten ein ständiges weiteres Verdichten des Bodens. Der Versuch wird noch fortgesetzt und zwar mit Drücken bis 10 kg/cm², um die Aenderung von E zu verfolgen.

Fig. 9 zeigt das Verhältnis des Seitendruckes q zum Belastungsdrucke p des Bodens bei den verschiedenen Be- und Entlastungen. Es schwankt zwischen 0,3 und 0,5 und zeigt Hysteresisschleifen. Man wird für den mittleren Teil der Probe p und q als Hauptspannungen ansehen können. Für $\operatorname{tg} \varrho = 0{,}37$ ist für den Fall des Auftretens von Gleitbewegungen in dem Probekörper $\frac{q}{p} = 0{,}48$. Dieser Wert stellt den Kleinstwert dar. Da die gemessenen Werte $\frac{q}{p}$ fast alle $< 0{,}48$ sind, muss die Kohäsien der Bodenprobe durch die erheblichen Verdichtungen gegenüber dem Schubwiderstandsversuche vermehrt worden sein.

Fig. 10 zeigt die Verdichtungskurven für einen dunkelbraunen Moränenton, dessen Schubwiderstand im Zustande des natürlichen Wassergehaltes

$$\tau = 0{,}32\ \nu + 0{,}03$$

beträgt. Bei Belastungen bis 6,0 kg/cm² wurde der Elastizitätsmodul nach mehrfachen Ent- und Belastungen für $p = 2{,}0$ kg/cm² zu $E = 320$ kg/cm² ermittelt.

Fig. 11 zeigt, dass das Verhältnis $\frac{q}{p}$ wesentlich höher liegt als bei der vorher erwähnten Probe (Fig. 9). Nach dem Reibungswiderstande des Bodens muss für $\operatorname{tg} \varrho = 0{,}32$ das Verhältnis $\frac{q}{p} = 0{,}52$ sein, so lange Verschiebungen der Bodenteilchen innerhalb der Probe stattfinden, die den vollen Reibungswiderstand auslösen. Die gemessenen Werte liegen besonders am Ende des Versuches wesentlich höher. Es wird das daran liegen, dass der stark verdichtete Boden nur noch wenig Bewegungen ausführte, sodass auch die grösste auftretende Spannungsabweichung von der Flächennormalen nur gering war, das Spannungsellipsoid sich also der Kugel näherte.

Die mitgeteilten Untersuchungsergebnisse stellen nur kleine Beiträge zu den verschiedenen Fragen dar, die sich aus dem Gebiete des Erdbaues und besonders aus dem der Flachgründungen ergeben und die nur durch zahlreiche und sorgfältige Bodenuntersuchungen in Verbindung mit der Beobachtung des Verhaltens des Bodens unter fertigen Bauwerken ihre Beantwortung finden werden.

Traduction.

La section d'étude des terrains de la station d'Essai des Constructions Hydrauliques et Navales de Berlin s'est occupée de recherches dans le domaine de la capacité de charge des terrains de fondation. Quelques-uns des résultats obtenus sont indiqués ci-après.

1. — Essais avec dalles de charge.

La figure 1 représente la disposition adoptée pour un essai de charge au cours duquel ont été essayés les appareils électromagnétiques de compression fabriqués par la firme Fuess, de Steglitz. Ces appareils sont destinés à la mesure des contraintes verticales dans le sol sous l'influence d'une charge. La charge a été appliquée sous forme d'une dalle de béton armé de 1 mètre carré, rigide et circulaire. Les capsules de mesure ont été placées à la base d'un lit de sable de 0,50 m d'épaisseur, soigneusement nourri et battu, symétriquement par rapport à l'axe de la dalle. Au-dessous des capsules de mesure, se trouvait un sable dont l'épaisseur n'avait pas été sondée.

La dalle a été tout d'abord chargée à 10 tonnes, puis soumise à des augmentations progressives de 5 en 5 tonnes jusqu'à 50 tonnes, avec décharges intermédiaires. La figure 2 représente les affaissements du milieu de la dalle par rapport à la charge. On a tracé en traits discontinus une courbe parabolique correspondante. La courbe accuse un très fort affaissement de la dalle jusqu'à 0,22 m, qui a malheureusement rendu vaines les mesures de précision qui étaient prévues sur les mouvements de la surface du sol à l'extérieur de la dalle. La figure 3 indique les contraintes accusées par les capsules de mesure pour la charge finale de 50 tonnes (courbe en traits pleins), et qui s'écartent notablement, en particulier, sur les bords, des contraintes calculées d'après la formule de Strohschneider (en trait discontinu). La cause de cet écart est vraisemblablement la forte déformation que subit la surface de mesure à la fin de l'essai et celles qui en résultent pour les capsules elles-mêmes. La figure 1 montre l'affaissement très prononcé de la dalle et la compression effective relativement faible du lit de sable au-dessus du plan de mesure, n'atteignant que 3 cm. environ, soit 6 % de son épaisseur, ainsi qu'un déplacement latéral et une déformation du bord des capsules de mesure latérales. L'épaisseur du lit de sable a été réduite de 10 cm, soit 20 % de son épaisseur initiale, malgré la faible valeur des contraintes verticales dans le sol vis-à-vis du centre de la dalle. Il s'est donc manifesté, dans cette zone, des efforts horizontaux importants, qui ont refoulé le sol latéralement. Ce point de vue est confirmé par l'augmentation du déplacement horizontal subi par les capsules de mesure vers l'extérieur ; ce déplacement augmente avec la diminution des contraintes verticales et des déplacements verticaux. Il m'a paru intéressant d'observer que les capsules de mesures qui sont les plus voisines de l'axe de la dalle se sont rapprochées l'une de l'autre et par suite de l'axe de la dalle de 5 à 7 mm. Ceci semble appuyer l'hypothèse suivant laquelle la dalle refoule le sol devant elle suivant le tracé d'un cône ayant son sommet vers le bas, ce qui a pour effet de refouler les autres parties du sol latéralement, ce cône étant lui-même ainsi soumis à de fortes pressions enveloppantes, qui provoquent sa compression. Il faut attirer également l'attention sur ce fait que la surface de mesure, primitivement plane, subit une courbure, dont la section en diagonale, que permet de repérer la position des capsules de mesure, accuse une allure semblable à celle de la courbe de répartition des contraintes verticales dans le sol. Il est à recommander, lorsque l'on fait intervenir des charges de cet ordre, de suivre les mouvements du sol en y incorporant des témoins.

Dans le calcul des contraintes verticales du sol, dans les sols sans cohésion, (figure 3), suivant la formule de Strohschneider :

$$\sigma_z = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \frac{(\cos \varphi - \operatorname{ctg} \varphi_0 \sin \varphi) \cos^4 \varphi}{Z^2 (1 - \cos \varphi_0)}$$

et particulièrement pour de grandes surfaces de fondation, le choix de φ_0 présente des difficultés. Nous avons donc cherché à déduire quelques précisions, en ce qui concerne la valeur de φ_0, des indications qui ont déjà été publiées sur les résultats des mesures des contraintes dans le sol. Nous avons admis : la répartition parabolique de la pression exercée par le radier avec symétrie par rapport à l'axe, la forme circulaire rigide de la dalle, l'action verticale de la charge, l'addition en un point des contraintes verticales provoquées par différentes charges. Si l'on se base sur les désignations de la figure 5, on peut exprimer comme suit la contrainte verticale σ_{max} dans le milieu de la dalle :

1. — Cas de $\bar{\varphi} < \varphi_0$

$$\frac{\rho_{max}}{p_{max}} (1 - \cos \varphi_0) = 1 - 2 (1 - \cos \bar{\varphi}) \operatorname{ctg}^2 \bar{\varphi} \ldots$$

$$\ldots - \operatorname{ctg} \varphi_0 \left(\sin \bar{\varphi} + 3 \operatorname{ctg}^2 \bar{\varphi} - ln \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\bar{\varphi}}{2} \right) \right)$$

2. — Cas de $\bar{\varphi} > \varphi_0$.

$$\frac{\sigma_{max}}{p_{max}} = 1 - \frac{\operatorname{ctg}^2 \bar{\varphi}}{1 - \cos \varphi_0} \left[2 + \cos \varphi_0 - 3 \operatorname{ctg} \varphi_0 . \; ln \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_0}{2} \right) \right]$$

D'après les essais, on connaît σ_{max} p_m et par suite p_{max}, $r = \frac{1}{2D}$ et Z. A partir des formules 1 et 2 qui ont été données plus haut, on peut alors calculer φ_0. Ce calcul a été effectué pour les essais qui nous intéressent. Les valeurs de φ_0 sont portées sur la figure 4 en fonction de Z/D. La courbe correspondant aux essais de Strohschneider a une allure analogue. Nous proposons de déterminer l'angle φ_0 pour le calcul d'après la formule de Strohschneider, en adoptant la relation ;

$$\varphi_0 = 50^\circ + \frac{Z}{D} \cdot 5^\circ$$

La courbe ainsi obtenue est indiqué en trait plein continu sur la figure 4.

La figure 5 donne les valeurs de $\frac{\sigma_{max}}{p_m}$ en fonction de Z/D pour les différents essais (p_m = pression moyenne du radier, σ_{max} = contrainte verticale dans le sol au milieu de la dalle à la profondeur Z). Les courbes s'écartent considérablement l'une de l'autre, particulièrement pour les faibles valeurs de Z/D. La courbe obtenue avec $\varphi_0 = 50^\circ + \frac{Z}{D} \cdot 5^\circ$ est tracée en trait plein continu.

La figure 6 indique la pression dans le sol sous le milieu de la dalle, à différentes profondeurs Z, calculée d'après la formule de Strohschneider, pour 2 dimensions différentes de la dalle : 1 m² et 10 m². La répartition de la pres-

sion au-dessous des dalles circulaires rigides a été supposée parabolique. Les deux dalles donnent la même pression moyenne au sol $p_m = 3$ kg/cm². On voit que la pression exercée par la dalle la plus grande intéresse des profondeurs beaucoup plus importantes que celle de la plus petite dalle. La grande dalle exerce donc son influence sur des couches qui sont situées en dehors de la zone d'influence de la petite dalle. Il faut donc être très circonspect lorsque l'on tire une conclusion à partir d'essais de charge, particulièrement lorsqu'il s'agit de sols de compression effective variable.

2. — Influence de la pression hydrostatique dans les sols cohérents.

La figure 7 a représente un appareil qui indique la pression de l'eau en différentes hauteurs d'une couche de limon noyé, à l'aide de manomètres accusant une consommation d'eau extrêmement faible. Il s'agit ici d'un limon calcaire, d'une épaisseur de 20 cm environ, en différentes couches, noyé sous 1,65 m d'eau, au-dessus d'un filtre à gravier situé à la partie inférieure de l'appareil.

L'essai avait pour but de déterminer si le limon s'opposait au passage de l'eau uniquement dans les couches inférieures situées directement sur le gravier, ou si la totalité de l'épaisseur de la couche participait à la transmission de la pression exercée par la colonne d'eau. Dès l'introduction de la première couche atteignant un niveau supérieur au manomètre n° 2, il se produisit une notable diminution de l'écoulement d'eau. Le manomètre n° 2 indiquait une hauteur d'eau de 1,65 m. En continuant les additions de limon, on constata que la pression tombait dans le manomètre n° 2, atteignant 0,2 m, pour une épaisseur de limon de 0,17 m. Les manomètres 3 à 5 accusaient la pleine hauteur d'eau de 1,65 m, quoique débouchant dans le limon. La vitesse de dépôt diminuant, le limon se tassa de 6 % de la hauteur initiale en 2 semaines 1/2. En augmentant la pression d'eau à 3,95 m (figure 7 b), le manomètre 3 accusa une faible chute de pression, allant à 3,25 m, tandis que les manomètres 4 et 5 continuaient à indiquer la pleine pression. Une nouvelle augmentation de la hauteur d'eau à 8,25 m, suivie d'une réduction à 1,65 m ne produisit, après 6 semaines, aucune chute de pression entre la surface d'arrêt et les manomètres 4 et 5 ; on constata une légère chute de pression entre 4 et 3, une forte différence de pression entre 3 et 2 et une faible chute entre 2 et 1 (fig. 7 b).

Pour déterminer l'influence qu'exercerait une couche de gravier de protection au-dessus du limon, celui-ci fut chargé au moyen d'une plaque perméable, à raison de 0,017 kg/cm². Il se produisit un tassement ultérieur du limon de 10 % de sa hauteur initiale. Les manomètres supérieurs accusèrent alors eux aussi une faible chute de pression. Les figures 7 c et d traduisent la répartition de la pression pour des hauteurs d'eau de 3,95 et 8,25 m. après 14 et 19 semaines d'infiltration. C'est entre les manomètres 2 et 3 que l'on constate le maximum de compacité et par suite la plus forte chute de pression. Il est probable qu'au cours du dépôt du limon, c'est à cet endroit que se sont déposées les particules les plus fines. Le coefficient de perméabilité d'après la formule de Darcy a atteint pour cette couche $k = 0{,}9 \cdot 10^{4-}$ cm/min.

En arrêtant l'écoulement de l'eau, la pression monta rapidement dans tous

les tubes des manomètres jusqu'à la pleine valeur de la pression d'eau au-dessus du limon. La surface du filtre à gravier n'avait plus alors à supporter que le poids des particules solides de limon, diminué de la poussée hydrostatique correspondante. En ouvrant à nouveau l'écoulement de l'eau de l'appareil, dans une proportion telle qu'il ne règne plus aucune pression d'eau sur le filtre, la surface du filtre se trouvait avoir à supporter, outre le poids indiqué ci-dessus, celui de la colonne d'eau résiduelle provenant du frottement de l'eau à son passage entre les particules de limon.

3. — Essais de compression sur des sols cohérents.

Ces essais se distinguent des autres essais de même nature par ce fait que l'on a adopté des échantillons d'essai de plus grandes dimensions (cylindres d'environ 17 cm de hauteur). Les essais se sont prolongés sur plus d'un an et demi, par suite des hautes pressions qui ont été mises en jeu et de la faible perméabilité des échantillons d'argile. Ils ont été effectués dans un espace « thermostatique » afin d'éliminer l'influence de la température. La nature des appareils employés a également permis de mesurer la pression latérale provoquée, dans les échantillons, par l'action des charges verticales.

La figure 8 représente l'appareil employé. Un cylindre de verre à parois épaisses est fermé au moyen d'une plaque métallique et d'un couvercle, dans lequel se trouve un cylindre muni d'un piston. Le piston permet de mettre en charge l'éprouvette (constituée avec le sol à essayer) qui se trouve dans le cylindre de verre rempli d'eau. L'échantillon lui-même est séparé de son enveloppe d'eau au moyen d'une mince feuille de caoutchouc. Il est maintenu latéralement par l'enveloppe d'eau pendant la mise en charge et par suite considérablement limité dans son expansion latérale. Par ailleurs, il ne se produit aucun frottement sur les parois latérales au cours de la mise en forme de l'échantillon pendant la mise en charge. Le guidage latéral de l'échantillon par une chemise d'eau et l'étanchéité qu'assure en sa faveur la feuille de caoutchouc ont été réalisés pour la première fois avec ce dispositif. L'action de charge exercée par le piston est commandée à l'air comprimé, avec transmission par huile. L'eau de capillarité qui est exprimée hors de l'échantillon pendant la mise en charge peut s'écouler à l'extrémité de l'échantillon à travers des trous très fins et est mesurée dans des éprouvettes spéciales graduées en verre. Le mouvement du piston et par suite la compression de l'échantillon sont mesurés avec une précision de 1/100 de millimètre.

La figure 8 représente la courbe de compression d'une argile jurassique noire, dont la résistance à l'état d'humidité naturelle a été trouvée égale à

$$\tau = 0.37\,\nu + 0{,}03$$

Elle a été soumise à plusieurs séries de charges et de décharges. Le module d'élasticité de ce sol comprimé a atteint après la première série de charge et décharge, $E_1 = \operatorname{ctg} \alpha_1 = 63$ kg/cm². Après la série de charge et décharge suivante, il a atteint $E_2 = \operatorname{ctg} \alpha_2 = 80$ kg/cm². L'élasticité du sol était donc devenue plus faible. Une succession de charges et de décharges allant jusqu'à 10 kg/cm² provoqua une augmentation régulière de la compression de ce sol.

L'essai se continue afin de suivre les variations de E, avec des pressions allant jusqu'à 10 kg/cm².

La figure 9 indique le rapport entre la pression latérale q et la pression de charge du sol au cours des différentes charges et décharges. Ce rapport oscille entre 0,3 et 0,5, en parcourant une boucle hystérétique. Pour la partie moyenne de l'échantillon, on peut considérer p et q comme contraintes principales. Pour tg $\rho = 0{,}37$ et à l'apparition de mouvements de glissement dans l'échantillon, $q/p = 0{,}48$. Cette valeur représente le minimum. Comme les valeurs mesurées de q/p sont presque toutes inférieures à 0, 48, il faut en conclure que la cohésion du sol de l'échantillon s'est trouvée augmentée par les essais de compression par rapport à la valeur donnée par les essais de résistance à l'état normal.

Le cliché 10 donne les courbes de compression pour une argile morainique brun-foncé, dont la résistance à l'état normal d'humidité atteint

$$\tau = 0{,}32\sigma + 0{,}03.$$

Pour des charges allant jusqu'à 6 kg/cm², le module d'élasticité, pour $p = 2$ kg/cm², a atteint $E = 320$ kg/cm², après plusieurs cycles de charges et de décharges.

La figure 11 montre que le rapport q/p est sensiblement plus élevé que dans les échantillons précédents (figure 9). D'après la résistance au frottement, le rapport q/p doit être égal à 0,52 pour tg $\rho = 0{,}32$, tant qu'il se produit, à l'intérieur de l'échantillon, des déplacements des particules, qui ne permettent pas à la résistance au frottement de se manifester pleinement. Les valeurs mesurées sont, particulièrement à la fin de l'essai, sensiblement plus élevées. Le sol, qui se trouvait alors fortement tassé, n'accusait plus que des mouvements internes très faibles, de telle sorte que le maximum d'écart de tension par rapport à la normale à la surface restait très faible et que l'ellipse des tensions tendait vers une sphère.

Les résultats d'essais ainsi communiqués ne constituent d'ailleurs qu'une faible contribution aux différentes questions qui se posent dans le domaine de l'étude des terrains et des fondations planes, questions qui ne seront résolues que par de nombreuses études très poussées, appuyées par l'observation du comportement du sol et des constructions elles mêmes.

Dr. Ing. K. W. MAUTNER,

Professor, Direktor i. Fa. Neue Baugesellschaft Wayss & Freytag A.-G., Frankfurt.a. M.

Im Nachfolgenden bringe ich einen Beitrag zur Frage der Setzungsgrösse in Abhängigkeit von der Grösse der belasteten Fläche. Bereits im Jahre 1928 sind auf meine Veranlassung vergleichende Messungen der Setzungen probebelasteter Pfeiler von 50 × 50 cm (Bodenbelastungsversuch nach Baurat Künzel) und der Senkungen der Eisenbetongrundplatten zweier Schornsteine vorgenommen worden. Die Schornsteinfundamentplatte hatte Achteckgestalt mit eingeschriebenem Kreis von rd. 26 m Durchmesser. Die Schornsteine

hatten bei 140 m Höhe einen oberen lichten Durchmesser von 7,50 bezw. 5,50 m und einen unteren von 9,90 bzw. 8,00 m. Die Abbildung Nr. 1 zeigt die Belastungsvorrichtung nach der Dreipfeilermethode. Die Abbildung Nr. 2 zeigt das Senkungspressungsdiagramm der Probebelastung und der am Bauwerk ausgeführten Messungen. Die Senkungen am Bauwerk sind bei gleicher Pressung wie bekannt vielmals grösser. Die Ergebnisse dieser Messungen, die meines Wissens den ersten grösseren Bauversuch auf diesem Gebiete darstellen, habe ich Herrn Prof. Dr. Kögler für seine Abhandlung über Baugrundprobebelastung (Bautechnik 1931, Heft 24) zur Verfügung gestellt.

Es konnte in jeder Belastungsphase die Gesamtsenkung gemessen werden. Eine Trennung nach 1. elastischer, 2. unelastischer, 3. Gleitsenkung, ist daher nur auf Grund von Wahrscheinlichkeitsschlüssen möglich.

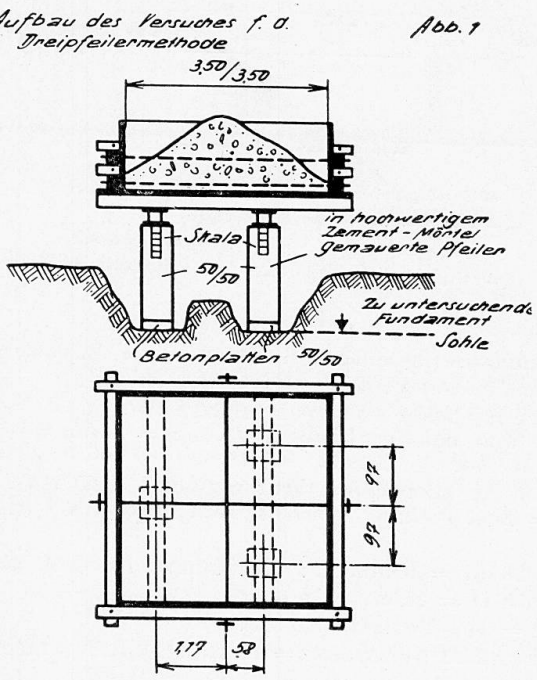


Fig. 1. — Montage du dispositif d'essai par la méthode des trois poteaux = Aufbau des Versuches f. die Dreipfeilermethode = Test arrangement for the three-pillar method. — Échelle = Skala = Scale. — Semelles de béton = Betonplatten = Concrete slabs. — Poteaux maçonnés au mortier de ciment à haute résistance = In hochwertigem Zement-Mörtel gemauerte Pfeiler = Pillars encased in high-grade cement mortar. — Sol de fondation à essayer = Zu untersuchende Fundament Sohle = Foundation soil to be tested.

Die Senkungen zu 2. « unelastische Senkungen » stehen im Zusammenhang mit der örtlichen Flächenpressung. Es ist anzunehmen, dass sie am Bauwerk in annähernd gleichem Verhältnis gegenüber der Probebelastung vergrössert sein wird, wodurch sich eine Trennung erübrigen dürfte.

Der Beginn der 3. Gleitsenkung äussert sich in der Senkungskurve durch ein rascheres Anwachsen der Senkungen. Die Belastungen über diesen Lastzustand hinaus wurden nicht verglichen.

Errechnet man unter der Annahme « $h = D$ » aus der gemessenen Senkung der Probebelastung bei einer bestimmten Pressung die Elastizitätsziffer des bis zu beliebiger Tiefe gleichartig gedachten Baugrundes, so stimmt diese Elastizitätsziffer mit der gleicherweise aus der Senkung des Bauwerkes errechneten nicht überein.

Wie Abb. 3 zeigt, befand sich in rd. 4,50 m beginnend eine besonders feste Schicht bestehend aus Tonmergel.

Reduziert man die errechneten elastischen Senkungen im Verhältnis $\frac{t}{(h+t)}$ und berechnet man aus den zwei Messungswerten die Elastizitätsziffer E und die Tiefe t, so ergibt sich für die Lage der als unnachgiebig zu betrachtenden Grenzebene $t = 6{,}03$ m, ein mit den angetroffenen Bodenschichten gut übereinstimmender Wert. Die Abb. 4 zeigt die Fundamentplatte und den Bau der 140 m hohen, in eiserner Schalung ausgeführten monolythischen Eisenbetonschornsteine.

Traduction.

Je me propose d'apporter, dans ce qui suit, une contribution à la question de l'importance de l'affaissement en fonction de la grandeur de la surface chargée. Dès l'année 1928, sur ma proposition, des mesures comparatives d'affais-

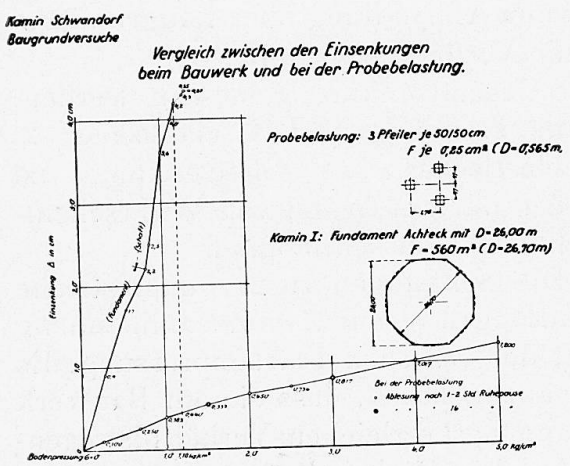


Fig. 2.

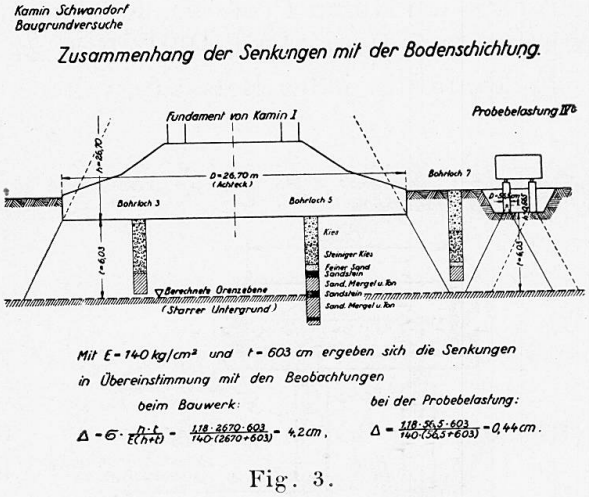


Fig. 3.

Fig. 2. — Essai du sol de fondation pour les cheminées de la centrale de Schwandorf, Bavière = Kamin Schwandorf, Baugrundversuche = Schwandorf chimney. Tests of foundation soil.

Comparaison entre les affaissements sous l'ouvrage lui-même et sous la charge d'essai = Vergleich zwischen den Einsenkungen beim Bauwerk und bei der Probebelastung = Comparison between sinking with the actual structure and at the tests.

Charge d'essai constituée par 3 poteaux de 50 × 50 cm (section de chaque poteau 0,25 m²) = Probebelastung 3 Pfeiler je 50/50 cm F je 0,25 m² = Test loading 3 pillars each 50/50 cm F each 0,25 m².

Cheminée n° 1 fondation octogonale, avec D = 26 m = Kamin I : Fundament Achteck mit D = 26,00 m = chimney I : foundation octagonal with D = 26 m.

Pour la charge d'essai = Bei der Probebelastung = At the test-sinking.

Lecture après 1 à 2 heures = Ablesung nach 1-2 Stunden Ruhepause = Readings after waiting 1-2 hours.

Fût = Schaft = Shaft.

Affaissement = Einsenkung = Sinking.

Fondation = Fundament = Foundation.

Fig. 3. — Essais des sols de fondation pour la cheminée n° 1 de la Centrale de Schwandorf = Kamin Schwandorf. Baugrundversuche = Schwandorf chimney. Tests of foundation soil.

Relation entre les affaissements et la stratification du sol = Zusammenhang der Senkungen mit der Bodenschichtung = Connection between sinking and strata.

Fondations de la cheminée n° 1 = Fundament von Kamin 1 = Foundation of chimney 1.

Octogone = Achteck = Octagon.

Trou de sondage = Bohrloch = Borehole.

Plan limite déterminé par le calcul = Berechnete Grenzebene = Calculated limit level.

Sous-sol consistant = Starrer Untergrund = Compact soil.

Gravier = Kies = Gravel.

Gros gravier = Steiniger Kies = Stony gravel.

Sable fin = Feiner Sand = Fine sand.

Grès = Sandstein = Sandstone.

Sable, marne et argile = Sand, Mergel und Ton = Sand, marl and clay.

Charge d'épreuve = Probebelastung = Test loading.

Avec E = 140 kg/cm² et t = 603 cm, on obtient des affaissements qui concordent avec les observations :

Pour l'ouvrage — Pour la charge d'essai

Mit E = 140 kg/cm² und t = 603 cm ergeben sich die Senkungen in Uebereinstimmung mit den Beobachtungen.

Beim Bauwerk — Bei der Probebelastung

With E = 140 kg/cm² and t = 603 cm, the sinkings as observed were.

In the actual structure — At the tests.

sements ont été entreprises sur des poteaux de 50 × 50 cm soumis à des charges d'essai (essai de charge au sol suivant M. Künzel) et sur des dalles de fondation en béton armé destinées à recevoir deux cheminées. Ces dernières dalles avaient une forme octogonale, le cercle inscrit ayant un diamètre de 26 m environ. Les cheminées avaient une hauteur de 140 m avec un diamètre intérieur au sommet de 7,50 et 5,50 m et un diamètre à la base de 9,90 et 8 m. La figure 1 représente le dispositif de mise en charge d'après la méthode des trois poteaux. La figure 2 donne le diagramme d'affaissement de la charge d'essai et de l'ouvrage lui-même. Pour une même valeur de la charge, les affaissements accusés par l'ouvrage lui-même sont plusieurs fois plus

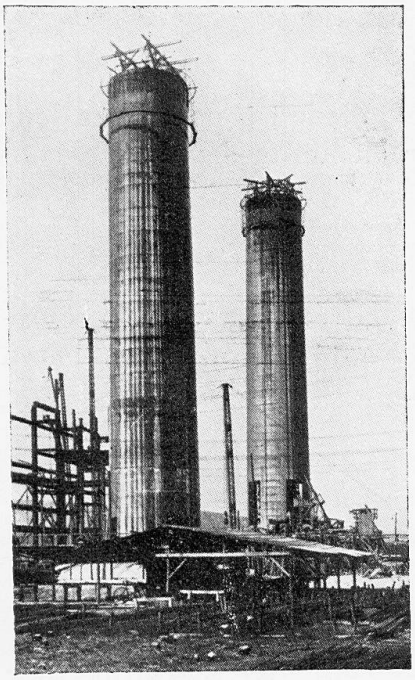


Fig. 4.

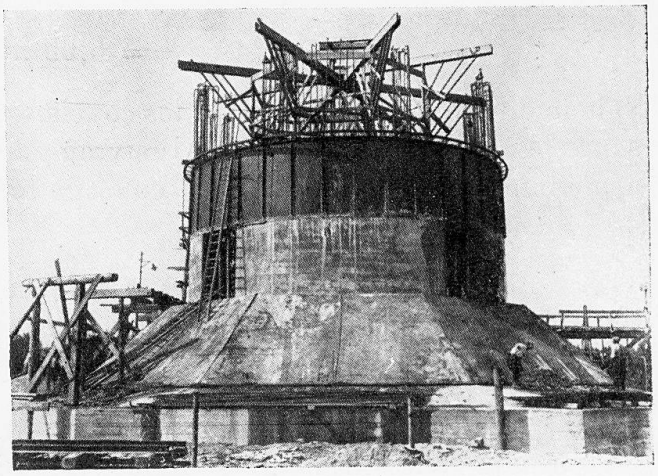


Fig. 5.

Fig. 4. — 2 Cheminées de 140 m de hauteur, en cours de construction à la Centrale de Schwandorf Bavière = 2 Schornsteine von 140 m Höhe im Bau auf dem Kraftwerk Schwandorf in Bayern = 2 chimneys, 140 m high, under construction at the Schwandorf Power Works in Bavaria.

élevés. J'ai mis les résultats de ces mesures à la disposition de M. le Professeur Dr. Kögler, pour son Mémoire sur les Essais de Charge des Sols de Fondation (Bautechnik, 1931, n° 24), car à mon avis, ce sont là les plus importants essais qui aient encore été effectués dans ce domaine.

On n'a pas pu mesurer l'affaissement global pour chacune des phases de la mise en charge. Il n'est donc possible de distinguer entre l'affaissement élastique (1), l'affaissement inélastique (2) et l'affaissement de glissement (3), qu'en se basant sur des conclusions de vraisemblance.

Les affaissements inélastiques (2) sont liés à la pression superficielle locale. Il est à supposer que sur l'ouvrage ils se sont trouvés accrus dans la même proportion par rapport à la charge d'essai, ce qui rend superflue une discrimination.

Le commencement de l'affaissement de glissement (3) se traduit sur la courbe d'affaissement par un accroissement subitement plus rapide des affaissements. A partir de cet état de charge, les charges n'ont plus été comparées.

Si l'on calcule le coefficient d'élasticité du sol de fondation supposé homogène jusqu'à une profondeur arbitraire, en se basant sur l'hypothèse $h = D$, à partir de l'affaissement mesuré de la charge d'essai pour une compression déterminée, le coefficient d'élasticité ainsi obtenu ne concorde pas avec la valeur calculée à partir de l'affaissement de l'ouvrage.

Ainsi que le montre la figure 3, il y avait une couche particulièrement résistante, commençant à environ 4,50 m et constituée par de la marne argileuse.

Si l'on réduit les affaissements élastiques calculés dans le rapport

$$\frac{t}{h + t}$$

et si on calcule le coefficient d'élasticité E et la profondeur t à partir des deux valeurs de mesure, on obtient pour la position du plan limite devant être considéré comme non susceptible de « céder » :

$$t = 6{,}03 \text{ mètres}$$

valeur qui concorde bien avec les couches de sol rencontrées. La figure 4 représente le radier de fondation et l'ouvrage de 140 m de haut, cheminée en béton armé monolithique exécutée en coffrage métallique.

Dr. phil. W. SPÄTH,
Barmen.

Aehnlich wie in neuerer Zeit erst die Erweiterung der Kenntnis der Werkstoffeigenschaften auf Ermüdungsfestigkeit, Dauerstandfestigkeit, innere Dämpfung etc. eine umfassende Beurteilung der Werkstoffe unter den Bedingungen der Praxis zu geben vermag, sind die dynamischen Einflüsse bei der Beurteilung der Tragfähigkeit des Bodens zu berücksichtigen. Dies ist heute durch Schwingungsprüfmaschinen möglich geworden, wie dies bereits von Herrn Ministerialrat Dr. Ellerbeck ausgeführt wurde. Diese Untersuchungsmethode, die heute von der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik Berlin (Prof. Hertwig) in ausgedehntem Masse angewandt wird, gibt die Möglichkeit, in die Mechanik des Erdbodens weiter einzudringen.

Gestatten Sie mir, kurz auf die neueste Type dieser Schwingungsprüfmaschinen für Bodenuntersuchungen einzugehen [1]. Das erste Lichtbild zeigt die Maschine fahrbereit an einen Lastwagen angehängt. Der eigentliche Schwinger ruht auf einem lafettenartigen Fahrgestell, und ist in einem geschlossenen Gehäuse eingebaut. Er besitzt vier Schwungmassen, die von zwei Motoren mit je drei PS Leistung angetrieben werden. Die Drehzahl der Schwungmassen

1. Herstellerin : Losenhausenwerk Düsseldorf-Grafenberg.

kann von 10 bis 60 Hertz geregelt werden. Die höchstzulässige Erregerkraft beträgt 2000 kg. Die Grundplatte des Schwingers besitzt einen Flächeninhalt von 1 m². Mittels entsprechender Zusatzeinrichtungen kann man auch andere Auflagerflächen einstellen, ebenso kann die Masse des Schwingers durch Zusatzgewichte verändert werden. Mit Hilfe leicht zu bedienender Vorrichtungen kann der Schwinger auf den Boden abgesetzt und die Lafette abgezogen werden.

Im zweiten Lichtbild ist die Versuchseinrichtung in Arbeitsstellung gezeigt. Links erkennt man die abgezogene Lafette, davor befinden sich einige Zusatzgewichte. In der Mitte des Bildes ist der Schwinger auf die zu untersuchende Stelle des Erdbodens abgesetzt. Rechts steht die elektrische Regeleinrichtung mit Wattmeter und Tachometer.

Traduction.

Au cours de ces dernières années, le développement de nos connaissances sur les caractéristiques de résistance des matériaux vis-à-vis des phénomènes

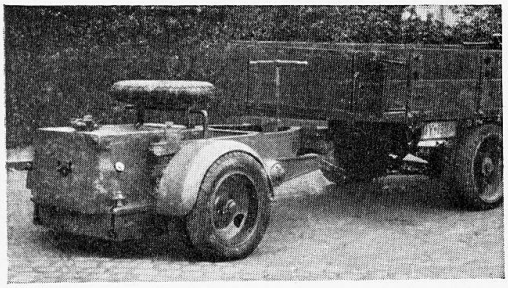


Fig. 1.

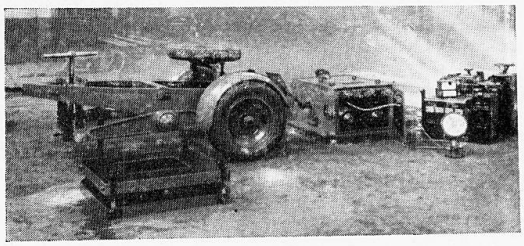


Fig. 2.

de fatigue, d'amortissement, etc..., a permis d'améliorer nos conceptions concernant la mise en œuvre de ces matériaux dans la pratique. Il en est de même en ce qui concerne l'influence des phénomènes dynamiques sur notre manière de concevoir la capacité de charge du sol. L'étude de la capacité de charge du sol est en effet maintenant possible au moyen des machines d'essai aux oscillations, ainsi que l'a déjà indiqué M. le Conseiller Ministériel Dr Ellerbeck. Cette méthode d'investigation, qui est actuellement très largement employée par le Laboratoire Allemand de Recherches sur la Mécanique du Sol de Berlin (Professeur Hertwig), offre la possibilité d'approfondir nos connaissances dans ce domaine.

Permettez-moi de vous donner quelques indications sur ce nouveau type de machines d'essai dynamique pour l'étude des sols [1]. Le premier cliché représente la machine en état de route, prise en remorque par un camion. L'oscillateur proprement dit est posé sur un châssis de flèche et est logé dans un coffret fermé. Il possède quatre masses oscillantes, qui sont entraînées par

1. Constructeur : Losenhausenwerk, Düsseldorf-Grafenberg.

deux moteurs de 3 chevaux chacun. La fréquence des masses oscillantes peut être réglée de 10 à 60 herz. L'excitation maximum possible atteint 2.000 kg. Le socle de l'oscillateur accuse une surface de 1 m^2. Au moyen de dispositifs supplémentaires, il est possible de réaliser des surfaces portantes plus importantes ; de même, on peut faire varier la masse en oscillation au moyen de masses supplémentaires. Grâce à des dispositifs simples, l'oscillateur peut être descendu sur le sol, le chariot étant dégagé.

Sur le deuxième cliché, on voit le dispositif d'essai en ordre de fonctionnement. A gauche, la remorque, devant laquelle se trouvent les masses additionnelles. Au milieu du cliché, on voit l'oscillateur placé sur l'endroit du sol à essayer. A droite, le dispositif électrique de réglage, avec wattmètre et tachymètre.