Diskussion

Autor(en): **Schleicher, F.**

Objekttyp: **Article**

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

Band (Jahr): **1 (1932)**

PDF erstellt am: **04.06.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-503

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

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.

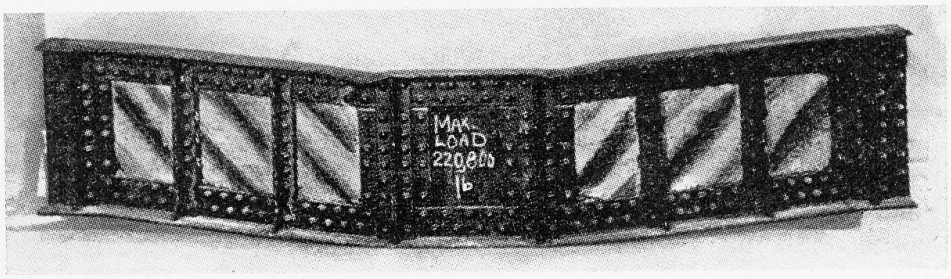

Fig. 1.

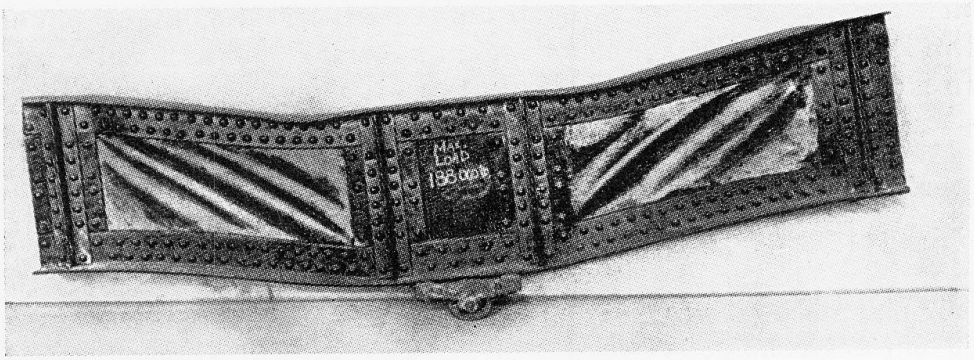

Fig. 2.

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) $$\sigma_K = 24.1895\ (h/b)^2 = 45500\ (h/b)^2, \text{ in t/cm}^2,$$

oder wenn $\sigma_K = 3{,}12$ t/cm² sein soll

4) $$b = 120\ h.$$

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.