Zeitschrift: IABSE publications = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen
Band: 2 (1933-1934)

Artikel: Das Problem der Stabilität gedrückter Rahmenstäbe
Autor: Chwalla, Ernst
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-3393

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: 22.07.2025

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

DAS PROBLEM DER STABILITÄT GEDRÜCKTER RAHMENSTÄBE.

LE PROBLÈME DE LA STABILITÉ DES BARRES COMPOCÉES SOUMISES À LA COMPRESSION.

THE PROBLEM OF STABILITY OF WEB-MEMBERS IN COMPRESSION

Prof. Dr. Ing. ERNST CHWALLA, Brünn.

Die folgenden Ausführungen beziehen sich auf zentrisch gedrückte, zweiteilig-symmetrische Rahmenstäbe (gegliederte Druckstäbe mit Bindelaschen), die zu den wichtigsten Elementen des Stahlbaues gehören und deren Knickproblem theoretisch und experimentell schon vielfach behandelt wurde [1]). Es wird über die strenge Lösung des Problems berichtet, die auch die Nachgiebigkeit der Bindelaschen sowie das Erreichen des „unelastischen" Knickspannungsbereiches in Rücksicht zieht [2]). Diese Lösung ist mit Hilfe eines Nomogrammes in rascher und übersichtlicher Weise praktisch zu verwerten und gibt uns die Möglichkeit, die Einflüsse der einzelnen Variablen, von denen die Stabilitätsgrenze des gedrückten Rahmenstabes abhängt, mit mathematischer Schärfe isolieren und getrennt untersuchen zu können.

Wir betrachten einen Rahmenstab, der aus zwei gleichen, bezüglich der Rahmenstabachse symmetrisch liegenden Teilstäben von der Länge L, der Querschnittsfläche F_1 und dem Querschnitts-Trägheitsmoment J_1 besteht; J_1 bezieht sich hiebei auf jene Querschnitts-Hauptachse, die auf der Rahmenebene senkrecht steht. Die beiden Teilstäbe sind durch $(n + 1)$ Querverbindungen (die aus einer oder mehreren hintereinander liegenden Bindelaschen bestehen können) zum Rahmenstab vereinigt (Fig. 1 a). Die Entfernung der Teilstab-Schwerachsen soll mit h und die der beiden Nietrißlinien des Laschen-Anschlusses mit h_1 bezeichnet werden; die Achsentfernung der aufeinander folgenden Querverbindungen sei $l = L/n$, wobei die Felderzahl n eine gerade oder ungerade Zahl sein kann.

Solange die zentrische Druckkraft P kleiner als die Knicklast ist, erfahren die Teilstabachsen mit Rücksicht auf die idealisierenden Voraussetzungen der Stabilitätstheorie keine Ausbiegung und daher die Querverbindungen keine Beanspruchung. Wird jedoch $P = P_k$, dann existiert neben der geraden noch eine unendlich wenig ausgebogene Gleichgewichtsfigur,

---

[1]) Über Theorie vgl. F. ENGESSER, Z. d. Bauverwaltung 1891, 1909 u. a.; R. KROHN, Z. d. Bauverwaltung 1908 u. Z. „Die Bautechnik" 1923; L. MANN, Z. f. Bauwesen 1909; H. MÜLLER-BRESLAU, Die neueren Methoden der Festigkeitslehre, Berlin 1924; M. GRÜNING, Die Statik des eb. Tragwerkes, Berlin 1925; R. v. MISES und J. RATZERSDORFER, Z. f. ang. Math. u. Mech. 1926; E. CHWALLA, Sitzungsber. d. Ak. d. Wiss. in Wien, II a, 1927; P. BIJLAARD, De Ingenieur 1933 Über deutsbhe Versuche vergl. R. MAYER, Die Knickfestigkeit, Berlin 1921; K. HABERKALT, Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baud. 1914; F. VOSS, Z. d. Bauverw. 1922; D. RÜHL, Z. „Der Bauingenieur" 1924; J. PETERMANN, Z. „Der Bauingenieur" 1926 und 1931; H. KAYSER, D. „Die Bautechnik" 1930; u. a.

[2]) Bezüglich der ausführlichen Ableitung und Diskussion der Lösung vgl. E. CHWALLA, Genaue Theorie der Knickung von Rahmenstäben. HDI-Mitteilungen (Hauptverein Deutscher Ing. i. d. Tschechoslow. Rep.) 1933, Heft 13/20.

zu deren Bestimmung wir uns die Querverbindungen in ihren Mitten durchschnitten und die Schubkräfte S als äußere Doppelkräfte wirksam denken (Fig. 1 b). Die Kräfte S sind von der Größenordnung der Verformung und stellen (da alle Nebeneinflüsse von höherer Ordnung unendlich klein sind) die einzigen statisch überzähligen Wirkungsgrößen vor; diese Feststellung ist allerdings, wenn sie auch im „unelastischen" Knickspannungsbereiche e x a k t gelten soll, an die einschränkende Voraussetzung gebunden, daß der Teilstabquerschnitt eine auf der Rahmenebene senkrecht stehende Symmetrieachse besitzt und der Knickmodul daher unabhängig vom Vorzeichen der Achsenkrümmung bleibt[3]). Die Größen S sind durch die Bedingungs-

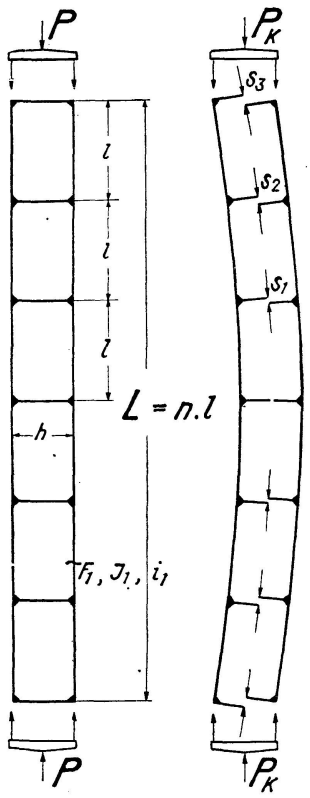

Fig. 1.

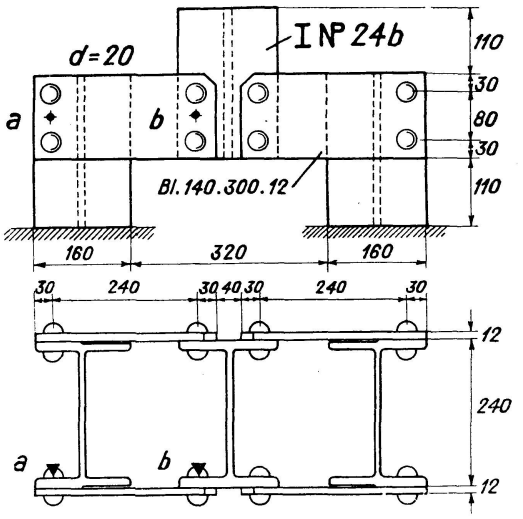

Fig. 2.

[3]) Innerhalb des „unelastischen" Knickspannungsbereiches ist die Biegesteifigkeit des Teilstabes an der Stabilitätsgrenze durch den Wert $T \cdot J_1$ festgelegt, wobei T den ENGESSER-KÁRMÁN'schen Knickmodul vorstellt (vgl. F. ENGESSER, Schweiz. Bauzeitg. 1895 und TH. v. KÁRMÁN, Forschungsheft 81 d. Ver. deutscher Ing.). Besitzt der Querschnitt keine auf der Rahmenebene senkrecht stehende Symmetrieachse, dann werden für denselben Wert der Knickspannung je nach dem Vorzeichen der Achsenkrümmung z w e i v e r s c h i e d e n e Werte T', T'' erhalten und den beiden Teilstäben des Rahmenstabes, deren Querschnitte nach Voraussetzung symmetrisch zur Mitte liegen, sind dann in jedem Felde verschiedene Werte der Biegesteifigkeit $T' \cdot J_1$ bzw. $T'' \cdot J_1$ zugeordnet. Es werden daher die Biegelinien der Teilstäbe an der Stabilitätsgrenze nicht mehr feldweise übereinstimmen, was das Auftreten zusätzlicher statisch überzähliger Größen (Momente und Achsialkräfte in den Querverbindungen) bedingt. Da die Biegesteifigkeit nunmehr vom Krümmungsvorzeichen abhängt und in den Wendepunkten eine sprungweise Änderung erfährt, stößt die exakte Lösung auf sehr große Schwierigkeiten. Es läßt sich jedoch zeigen, daß (solange wir für vorgegebene Schlankheitsgrade die Knickspannung suchen und nicht umgekehrt für vorgegebene Belastungen den Schlankheitsgrad variieren) bloß ein Fehler von rund 1 % begangen wird, wenn wir für beide Teilstäbe denselben Mittelwer $T = \frac{1}{2}(T' + T'')$ (d. i. angenähert der Knickmodul für den Rechtecksquerschnitt) in Rechnung stellen und den Stab im weiteren so wie einen Rahmenstab mit symmetrischen Teilstabquerschnitten behandeln.

gleichungen widerspruchsfreier Formänderung festgelegt, die für die einzelnen durchschnittenen Querverbindungen das Verschwinden der gegenseitigen Schnittflächen-Verschiebung zum Ausdruck bringen. An der Rückführung dieser Verschiebung ist neben der Verbiegung der beiden Teilstäbe auch die Verformung der Querverbindung und ihres Anschlusses beteiligt und um diese Beeinflussung ziffernmäßig erfassen zu können, denken wir uns die Teilstäbe festgehalten und an der untersuchten Querverbindung (die, wie nochmals vermerkt sei, aus einer oder mehreren hintereinander liegenden Bindelaschen bestehen kann) die Doppelschubkraft $S = 1$ t wirken gelassen. Die Angriffspunkte dieser Kräfte werden sich dann je um einen Betrag Δ verschieben, der als „spezifische Nachgiebigkeit" der untersuchten Querver-

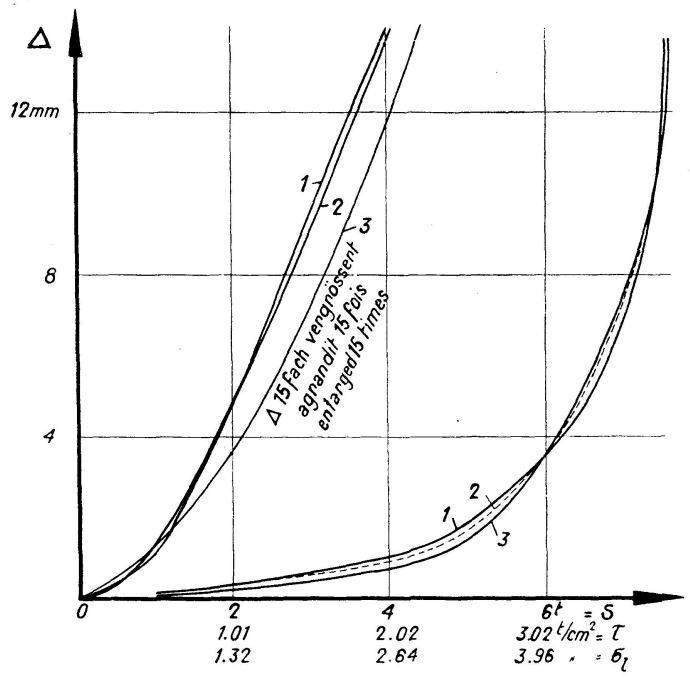

Fig. 3.

bindung bezeichnet werden möge und sich aus dem durch die Biegung und Schubverzerrung bedingten Abteil $\Delta_1 = \frac{h_1^3}{24 \cdot E \cdot J_Q} + \frac{1{,}1 \cdot h_1}{2 \cdot G \cdot F_Q}$ (G bedeutet den Gleitmodul, F_Q die Querschnittsfläche und J_Q das Querschnitts-Trägheitsmoment der Querverbindung) sowie aus einem Anteil Δ_2 zusammensetzt, der durch das Nachgeben des Nietanschlusses verursacht ist und erheblich größer als Δ_1 sein kann. Wenn wir die Verschiebung v einer Niete unter der Einwirkung der Nietscherkraft $N = 1$ t kennen, dann läßt sich die Größe Δ_2 für den zweinietigen Laschenanschluß aus der Beziehung $\Delta_2 = v \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{h_1^2}{2e^2}\right)$ und für den dreinietigen Anschluß aus $\Delta_2 = v \cdot \left(\frac{1}{3} + \frac{h_1^2}{8e^2}\right)$ berechnen, wobei „e" die gegenseitige Nietentfernung vorstellt. Aus den Ergebnissen von Versuchen[4]), die durch einige von HARTMANN und dem Verfasser durchgeführte Nietversuche ergänzt wurden, darf geschlossen werden, daß v nicht

[4]) Vgl. M. RUDELOFF, Verh. d. V. z. Beförd. d. Gewerbefleißes, Berlin 1911; G. WEIDMANN, Z. „Die Bautechnik" 1927, S. 668; H. FRÖLICH, Ber. üb. d. II. Int. Tagung f. Br. u. Hochbau in Wien 1928, S. 386. H KAYSER, „Stahlbau" 1931 u. 1933.

größer ist als $\nu = \frac{0{,}005}{f_N}$ cm/t, solange die Nietscherspannung (die mit Rücksicht auf die Diskrepanz zwischen idealisierender Voraussetzung und Wirklichkeit im Augenblick des „Knickens" von Null verschieden sein kann) die Größe $\tau = 0{,}5$ t/cm² nicht überschreitet; hiebei ist unter f_N die Summe der Nietquerschnitte verstanden, die an einem Nietort der Querverbindung wirksam sind. Um die Verschiebung Δ auch unmittelbar auf empirischem Wege zu ermitteln, haben HARTMANN und der Verfasser Versuche mit werkmäßig hergestellten Querverbindungen durchgeführt [2]). Die Versuchskörper wurden, wie Figur 2 erkennen läßt, aus drei Breitflanscheisen gebildet, deren Flanschen (um ein Verdrehen unter den maßgebenden ersten Laststufen sicher auszuschließen) nach innen verlegt und deren Stirnflächen abgehobelt wurden. Ist Q die auf den Versuchskörper einwirkende Druckkraft und δ der Unterschied der Senkung der beiden Marken a und b, dann gilt offenbar $S = Q/4$ und $\Delta = \frac{1}{2}\delta$. In Figur 3 ist der aus drei Versuchen gefundene funktionale Zusammenhang zwischen S und Δ dargestellt; wir können auf Grund dieses Versuchsergebnisses auch die Hilfsgröße ν berechnen und finden bei Zugrundelegung einer maximalen Nietscherspannung $\tau = 0{,}5$ t/cm² die Werte $\nu = \frac{0{,}0036}{f_N}, \frac{0{,}0046}{f_N}$ und $\frac{0{,}0043}{f_N}$ cm/t.

Die Aufstellung der Gleichgewichts- und Formänderungsbedingungen für den infinitesimal ausgebogenen Zustand führt auf ein System homogener, linearer Gleichungen für die Schubkräfte S, das durch eine Differenzengleichung vierter Ordnung ersetzt werden kann. Die Null gesetzte Koeffizientendeterminante des zugeordneten Systems von homogenen Randbedingungsgleichungen liefert dann die gesuchte Knickbedingung. Ist $P_k = 2F_1 \cdot \sigma_k$ die Knickkraft, T der der Knickspannung σ_k zugeordnete Engesser-Kármánsche Knickmodul, E der Elastizitätsmodul, E_1 die an der Stelle $\sigma = \sigma_k$ geltende Ableitung $\frac{d\sigma}{d\varepsilon}$ der Formänderungskurve $\sigma = f(\varepsilon)$ des Baustahls, $i_1 = \sqrt{\frac{J_1}{F_1}}$ der Trägheitsradius des Teilstabquerschnitts, n die Felderzahl, $l = L/n$ die Feldweite und Δ_m die durchschnittliche „spezifische Nachgiebigkeit" der Querverbindungen des Rahmenstabes, dann lautet diese Knickbedingung

$$\frac{\cos\frac{\pi}{n} - \cos\varphi}{1 - \cos\frac{\pi}{n}} = \left(\frac{h}{2i_1}\right)^2 \cdot \mu \cdot \frac{\sin\varphi}{\varphi} - \frac{4\eta F_1}{l} \cdot \Delta_m \cdot \left(\cos\frac{\pi}{n} - \cos\varphi\right)$$

wobei $$\varphi = l\sqrt{\frac{P_K}{2TJ_1}}, \quad \mu = \frac{2\eta}{T}, \quad \eta = \frac{E \cdot E_1}{E + E_1}.$$

Sind alle Querverbindungen mit Ausnahme der Endverbindung gleichartig ausgebildet (so daß sie alle die gleiche spezifische Nachgiebigkeit Δ besitzen, während die am Stabende angeordnete Querverbindung die Nachgiebigkeit Δ_0 aufweist), dann ist Δ_m aus der Beziehung $\Delta_m = \frac{n-2}{n} \cdot \Delta + \frac{1}{n} \cdot \Delta_0$ zu berechnen; in der Regel ist $\Delta_0 < \Delta$, da die Endbleche stärker als die übrigen Laschen ausgeführt werden. Um den Einfluß einer Verstärkung der Endverbindungen auf die Größe der Knickkraft darzustellen, wurden die Kurven

Figur 4 gezeichnet; diese Kurven beziehen sich auf einen aus zwei U-Eisen gebildeten Rahmenstab mit $L = 720$ cm, $h = 27{,}5$ cm, $h_1 = 23{,}0$ cm, $F_1 = 42{,}3$ cm^2, $J_1 = 248{,}0$ cm^4, $f_N = 6{,}30$ cm^2, $\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = 0{,}00084 + 0{,}00367 = 0{,}00451$ cm/t und zeigen, wie die Knicksspannung des vier- bezw. sechsfeldrigen Rahmenstabes anwächst, wenn die Endquerverbindungen stärker ausgebildet werden und daher das Verhältnis $\Delta : \Delta_0$ größer wird.

Aus der Knickbedingung ist die Größe φ zu ermitteln und daraus die Knicklast $P_k = \frac{2\varphi^2 T J_1}{l^2} = \frac{2n^2\varphi^2 T J_1}{L^2}$ und die Knickspannung $\sigma_k = \frac{\varphi^2 \cdot T}{(l/i_1)^2}$ des Rahmenstabes zu berechnen. Die Beziehung für die Knickspannung läßt sich auch in der Form $\sigma_k = \frac{\pi^2 \cdot T}{\lambda_{id}^2}$ anschreiben, wobei $\lambda_{id} = \frac{\pi}{\varphi} \cdot \frac{l}{i_1}$ den „ideellen" Schlankheitsgrad des Rahmenstabes vorstellt; σ_k stimmt dann mit

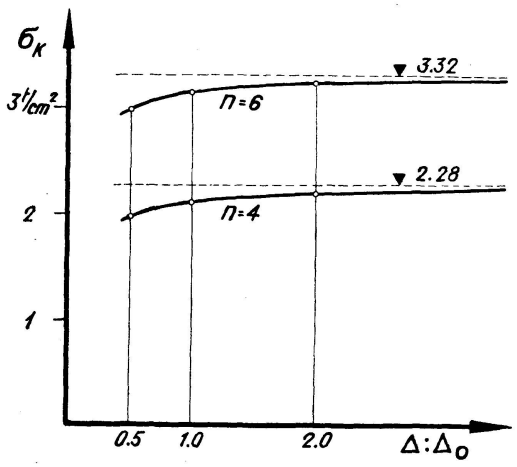

Fig. 4.

der Knickspannung eines Vollstabes vom Schlankheitsgrad $\lambda = \lambda_{id}$ überein und kann unmittelbar aus den vorhandenen Knickspannungstabellen entnommen werden. Da die maßgebende kleinste Wurzel φ der Knickbedingung nicht kleiner als $\frac{\pi}{n}$ und nicht größer als π sein kann, liegt der ideelle Schlankheitsgrad des Rahmenstabes allgemein im Intervall $\frac{l}{i_1} < \lambda_{id} < \frac{L}{i_1}$, so daß für σ_k unabhängig von der Güte des Querverbandes die Beziehung $\frac{\pi^2 T}{(l/i_1)^2} > \sigma_K > \frac{\pi^2 \cdot T}{(L/i_1)^2}$ Geltung besitzt. Die Knickspannung eines Rahmenstabes ist somit grundsätzlich kleiner als die Knickspannung des (innerhalb eines Feldes knickenden) Teilstabes und die Forderung, daß die Feldschlankheit des Teilstabes kleiner als die maßgebende „ideelle" Knickschlankheit des ganzen Rahmenstabes sein müsse, wird im Rahmen der genauen Theorie von selbst erfüllt.

Ist der Schlankheitsgrad des Rahmenstabes groß, so daß die Knickspannung im „elastischen" Bereich $\sigma_k \leq \sigma_p$ gelegen ist, dann gilt $T = E_1 = E$, $\eta = \frac{1}{2}E$, $\mu = 1$ und wir können unmittelbar die kleinste Wurzel φ aus der Knickbedingung ermitteln und daraus P_k berechnen. Läßt die gedrungene Ausbildung des Rahmenstabes jedoch erwarten, daß $\sigma_k > \sigma_p$ wird, dann hängt E_1 und T vom gesuchten Wert σ_k ab und es gilt $E_1 < T < E$, $\eta < \frac{1}{2}E$, $\mu < 1$; bei der Auflösung der Knickbedingung gehen wir dann zweckmäßig von einem angenommenen Wert σ_k aus, berechnen η, μ, φ und verbessern die Annahme

solange, bis die Knickbedingung befriedigt wird. Liegt der Sonderfall starrer Querverbindungen und des „elastischen" Knickspannungsbereiches vor, dann wird $\Delta_m = 0$, $T = E$, $\mu = 1$ und die Knickbedingung nimmt die einfache Form

$$\frac{\cos\frac{\pi\tau}{n} - \cos\varphi}{1 - \cos\frac{\pi\tau}{n}} = \frac{F_1 h^2}{4 J_1} \cdot \frac{\sin\varphi}{\varphi}$$

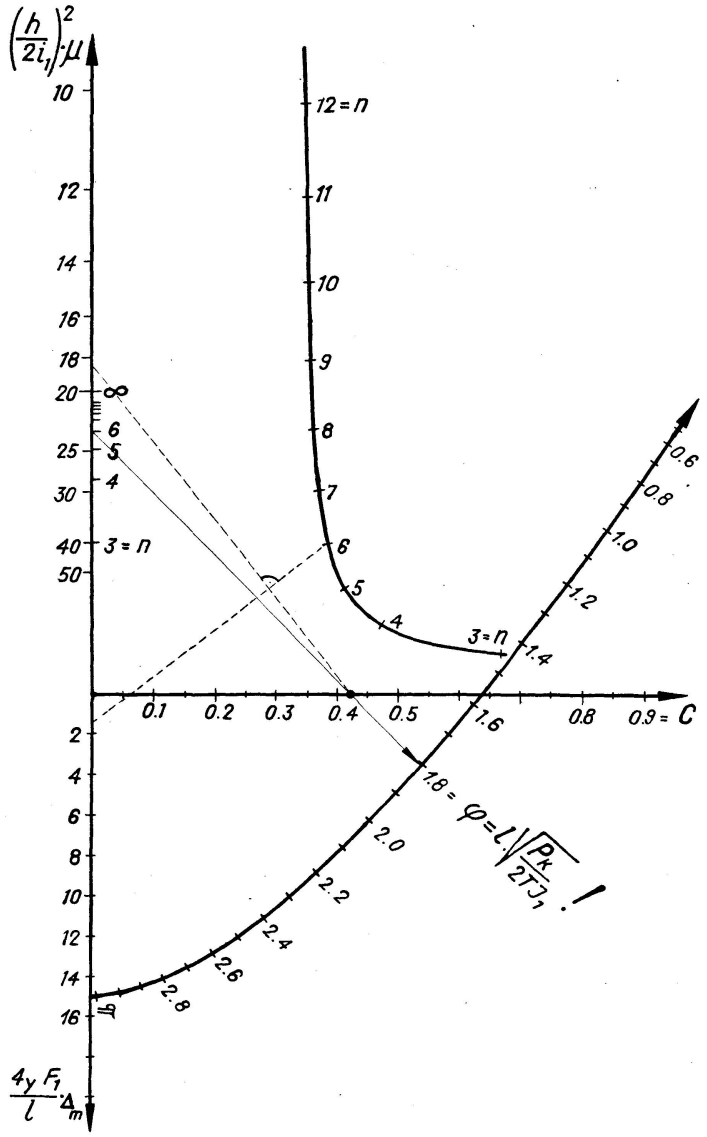

Fig. 5.

an; diese Sonderlösung wurde schon von L. MANN und R. v. MISES-J. RATZERSDORFER in den unter Fußnote 1 angegebenen Abhandlungen gefunden.

Um die Auflösung der transzendenten Knickbedingung in rascher und übersichtlicher Weise zu ermöglichen, wurde in Figur 5 ein Nomogramm entworfen, das die unmittelbare Bestimmung von φ gestattet. Als Ablesegerät wurde nach einem Vorschlag A. FISCHER's das Rechtwinkelkreuz ver-

wendet, dessen Lage durch die Felderzahl „n“ (Kurve rechts oben), durch die Größe $\left(\frac{h}{2i_1}\right)^2 \cdot \mu$ (positive Ordinatenachse) sowie durch die Größe $\frac{4\eta F_1}{l} \cdot \Delta_m$ (negative Ordinatenachse) bestimmt ist und das auf der Abszissenachse die Hilfsgröße „C“ als Zwischenlösung liefert. Diese Größe „C“ legt zusammen mit der Felderzahl „n“ (rechte Skala auf der positiven Ordinatenachse) die „Ablese-Gerade“ fest, die auf der (nach φ bezifferten) „lösenden Kurve“ den gesuchten Wert $\varphi = l \cdot \sqrt{\frac{P_k}{2TJ_1}}$ abzulesen gestattet. In Figur 5 ist der Lösungsgang für den Fall $\left(\frac{h}{2i_1}\right)^2 \cdot \mu = 18{,}38$, $\frac{4\eta F_1}{l} \cdot \Delta_m = 1{,}55$, $n = 6$ eingezeichnet worden; das gestrichelt dargestellte Rechtwinkelkreuz liefert die Hilfsgröße $C = 0{,}425$ und legt die mit einem Pfeil versehene Ablesegerade fest, die auf der „lösenden Kurve“ den Wert $\varphi = 1{,}805$ abschneidet. Für Rahmenstäbe mit sehr kleiner Höhe „h“ muß die „$\left(\frac{h}{2i_1}\right)^2 \cdot \mu$“-Skala des Nomogrammes in kleinerem Maßstab gezeichnet werden.

Die Anwendung des Nomogramms und die Durchführung der Rechnung im „unelastischen“ Knickspannungsbereiche soll an einem Zahlenbeispiel vorgeführt werden, in welchem nach der Knicklast eines beiderseits gelenkig gelagerten Rahmenstabes aus Stahl 48 (Proportionalitätsgrenze $\sigma_P = 2{,}4$, Stauchgrenze $\sigma_F = 3{,}1$ t/cm²) gefragt ist. Der Stab sei aus zwei nach innen gekehrten U-Eisen N. P. 24 gebildet und möge die Länge $L = 720$ cm, die Gesamthöhe $H = 32$ cm und die Felderzahl $n = 8$ besitzen, so daß $F_1 = 42{,}3$ cm², $i_1 = 2{,}42$ cm, $h = 27{,}5$ cm, $h_1 = 23{,}0$ cm und $l = 90{,}0$ cm beträgt. Die Querverbindungen sollen aus beiderseits außen liegenden Bindelaschen $160 \cdot 320 \cdot 10$ mm bestehen, die mit je zwei Nieten (Lochdurchmesser $d = 20$ mm, Entfernung $e = 80$ mm) angeschlossen sind. Für die „spezifische Nachgiebigkeit“ einer derartigen Querverbindung ergibt sich mit $F_Q = 32{,}0$ cm², $J_Q = 683$ cm⁴, $f_N = 6{,}30$ cm², $\nu = \frac{0{,}005}{6{,}30} = 0{,}000794$ cm/t die Größe $\Delta = 0{,}00084 + 0{,}00367 = 0{,}00451$ cm/t und daraus $\Delta_m = \frac{6}{8} \cdot \Delta + \frac{1}{8} \cdot \Delta = 0{,}004$ cm/t. Wenn wir vorerst $T = E_1 = E$, $\mu = 1$ setzen und φ mit Hilfe des Nomogramms Figur 5 ermitteln, sehen wir, daß der Fall $\sigma_k > \sigma_P$ („unelastischer“ Knickspannungsbereich) vorliegt. Wir wählen z. B. $\sigma_k = 2{,}9$ t/cm², bestimmen[2]) auf Grund des Formänderungsgesetzes, das wir für den Stahl 48 annehmen, die zugeordneten Werte $T = 1526$ t/cm², $\eta = 748$ t/cm², $\mu = 0{,}978$ und berechnen $\left(\frac{h}{2i_1}\right)^2 \cdot \mu = 31{,}6$, $\frac{4\eta F_1}{l} \cdot \Delta_m = 5{,}62$. Aus Figur 5 finden wir dann $\varphi = 1{,}65$ und daraus $\sigma_k = 3{,}0 \div 2{,}9$ t/cm² im Widerspruch mit unserer Annahme; daher verbessern wir die Annahme, wiederholen den Rechnungsgang und finden schließlich $\sigma_k = 2{,}93$ t/cm² als Knickspannung und $P_k = 2 \cdot F_1 \cdot \sigma_k = 248{,}0$ t als Knicklast des untersuchten Rahmenstabes.

Wir können die gefundene allgemeine Knickbedingung zur Darstellung des Einflusses verwenden, den die einzelnen Systemvariablen auf die Größe der Knicklast nehmen. Um beispielsweise die Bedeutung der Felderzahl „n“ für das Tragvermögen eines Rahmenstabes klarzulegen, denken wir uns

einen Rahmenstab von der Länge L und dem Teilstab-Trägheitsradius i_1 gegeben. Wenn wir (um mit einer ebenen Darstellung auszukommen) die Fiktion starrer Querverbindungen $\Delta_m = 0$ zulassen, können wir aus unserer Knickbedingung für einen gewählten Parameter „n" zu jedem Wert $\left(\frac{h}{2i_1}\right)^2 \cdot \mu$ die Größe φ und daher auch die Größe $\frac{\sigma_k}{T} \cdot \left(\frac{L}{i_1}\right)^2 = n^2 \cdot \varphi^2$ berechnen und die Kurve $\frac{\sigma_k}{T} \cdot \left(\frac{L}{i_1}\right)^2 = \Phi\left[\left(\frac{h}{2i_1}\right)^2 \cdot \mu\right]$ punktweise festlegen. In Figur 6 sind die so erhaltenen Kurven für die Felderzahlen $n = 3$, 4, 6 und 8 gezeichnet worden; sie zeigen uns, daß die spezifische Zunahme der Knickspannung bei

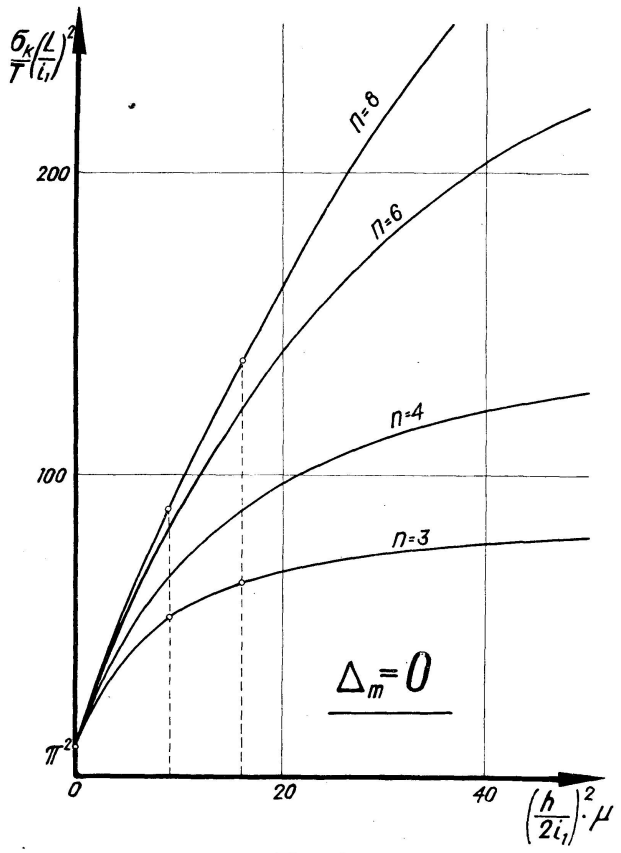

Fig. 6.

einer Vermehrung von „h" umso größer ist (daß also die Distanzierung der Teilstäbe umso wirkungsvoller wird), je größer die Felderzahl „n" ist. Beispielsweise ergibt sich aus Figur 6 für $L/i_1 = 400$, $n = 3$ im Falle $h = 6 \cdot i_1$ eine Knickspannung $\sigma_k' = 0{,}687$ t/cm² und im Falle $h = 8 \cdot i_1$ eine Knickspannung $\sigma_k'' = 0{,}837$ t/cm², d. i. um 21,8 % mehr als σ_k'; für die Felderzahl $n = 8$ hingegen wird im Falle $h = 6 \cdot i_1$ die Knickspannung $\sigma_k' = 1{,}158$ t/cm² und im Falle $h = 8 \cdot i_1$ die Knickspannung $\sigma_k'' = 1{,}815$ t/cm² erhalten, die um 56,8 % größer als σ_k' ist [5]).

Um den Einfluß der Nachgiebigkeit des Querverbandes kennen zu lernen, untersuchen wir einen Rahmenstab von vorgegebener Felderzahl und bestimmen aus unserer Knickbedingung für verschiedene Parameter $\frac{\eta \cdot F_1}{L} \cdot \Delta_m$

[5]) Die Knickspannungswerte sind unmittelbar aus Fig. 6 zu entnehmen, da wegen $\sigma_k < \sigma_P$ hier $T = E$ und $\mu = 1$ ist.

die zusammengehörigen Größen $\frac{\sigma_k}{T} \cdot \left(\frac{L}{i_1}\right)^2$ und $\left(\frac{h}{2i_1}\right)^2 \cdot \mu$. Wir können dann die Kurven $\frac{\sigma_k}{T}\left(\frac{L}{i_1}\right)^2 = \Psi\left[\left(\frac{h}{2i_1}\right)^2 \cdot \mu\right]$ zeichnen, die in Figur 7 für den Fall $n = 8$ dargestellt sind und uns zeigen, wie die Knickspannung mit der Teilstabentfernung h zunimmt, wenn der Querverband durch eine bestimmte Nachgiebigkeit Δ_m gekennzeichnet ist. Wählen wir z. B. $\left(\frac{h}{2i_1}\right)^2 \cdot \mu = 30$ und erhöhen $\frac{\eta F_1}{L} \cdot \Delta_m$ von $1/8$ auf den doppelten Wert $1/4$, dann sinkt die Knickspannung von $\sigma_k = 180{,}6\,\frac{T i_1^2}{L^2}$ auf $157{,}3\,\frac{T i_1^2}{L^2}$, also um 12,9 % herunter; bei

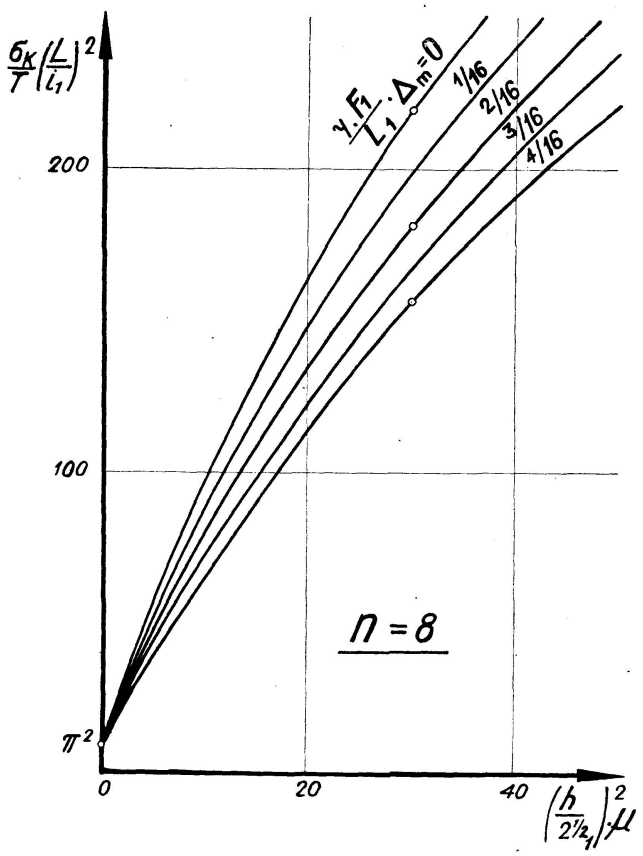

Fig. 7.

Vergrößerung der Teilstabentfernung h wird dieser Prozentsatz etwas geringer. Ist der Wert Δ_m vorgegeben, dann nimmt die Knickspannung des Rahmenstabes mit wachsender Stablänge L ab, doch ist dieser Abfall bei schwachen Bindelaschen relativ etwas kleiner als bei kräftig gebauten Querverbindungen. So wird z. B. für $\left(\frac{h}{2i_1}\right)^2 \cdot \mu = 30$, $\frac{\eta \cdot F_1}{L} \cdot \Delta_m = \frac{1}{4}$ aus Figur 7 die Knickspannung $\sigma_k' = 157{,}3\,\frac{T \cdot i_1^2}{L^2}$ gefunden und wenn wir die Stablänge verdoppeln würden, wäre $\frac{\eta \cdot F_1}{(2L)} \cdot \Delta_m = \frac{1}{8}$ und hiezu würde sich $\sigma_k'' = 180{,}6 \cdot \frac{T \cdot i^2}{(2L)^2} = 45{,}2\,\frac{T \cdot i_1^2}{L^2} = 0{,}287 \cdot \sigma_k'$ ergeben; sind andererseits die Querverbindungen vollkommen starr ausgeführt, dann gilt in beiden Fällen

$\frac{\eta F_1}{L} \Delta_m = 0$ und wir würden aus Figur 7 die Knickspannungen $\sigma_k' = 218{,}5 \frac{T i_1^2}{L^2}$ und $\sigma_k'' = 218{,}5 \cdot \frac{T i_1^2}{(2L)^2} = 0{,}250 \cdot \sigma_k'$, also relativ weniger als früher erhalten.

Leichtbelastete Rahmenstäbe werden vielfach aus zwei „über Eck" gestellten Winkeleisen gebildet, die durch kreuzweise verlegte (abwechselnd um 90 Grad verdrehte) Laschen verbunden sind. Die eine der beiden Laschenebenen fällt aus konstruktiven Gründen mit der Knotenebene des Tragwerks zusammen und da die Biegesteifigkeit des Knotenbleches vernachlässigbar klein ist, können wir hier von einer „Schneidenlagerung" des Rahmenstabes sprechen, bei der die Schneidenrichtung mit keiner der beiden Querschnitts-Hauptachsen zusammenfällt. Das Stabilitätsproblem derartiger (nach räumlichen Kurven ausknickenden) Stäben wurde für den Fall starrer Querverbindungen von SELTENHAMMER gelöst[6]). Die gefundenen Ergebnisse zeigen, daß für die Knicklast mit großer Annäherung $P_k = \frac{1}{2}(P_k' + P_k'')$ geschrieben werden darf, wenn P_k' die Knicklast des um die „materialfreie Hauptachse" knickenden Rahmenstabes und P_k'' die Knicklast des um die „Materialachse" knickenden Stabes bedeutet; P_k' können wir aus unserer allgemeinen Knickbedingung ermitteln, während sich P_k'' nach EULER-KÁRMÁN so wie für einen Vollstab ergibt.

Greift die Druckkraft des Rahmenstabes nicht zentrisch, sondern exzentrisch mit dem beiderseits gleich großen Hebelarm p an und liegt der Kraftangriffspunkt auf der durch die Teilstäbe gehenden Hauptachse, dann wird ein $3n$-fach statisch unbestimmtes Spannungsproblem erhalten, das nach der Theorie zweiter Ordnung (d. h. unter Berücksichtigung des Einflusses der Verformung auf das Kräftespiel) zu behandeln ist. Wir können auf diese Weise den Sicherheitsgrad gegen Überschreiten des HOOKE'schen Bereiches exakt ermitteln, sind jedoch hinsichtlich der Sicherheit gegen Zusammenbruch auf eine Schätzung angewiesen. Ist der Angriffshebel p und die Teilstabentfernung h verhältnismäßig klein, dann dürfen wir annehmen, daß das Tragvermögen vornehmlich durch das Formänderungsgesetz des Baustahls bestimmt wird und können für die „kritische" mittlere Druckspannung näherungsweise $\frac{P_{kr}}{2F_1} = \sigma_{kr} = \frac{\sigma_k}{\beta}$ anschreiben; hiebei stellt σ_k die Knickspannung des Rahmenstabes im Falle eines zentrisch gedachten Kraftangriffes vor, während die Zahl β die Abminderung dieser Knickspannung durch die Exzentrizität des Angriffes festlegt und so wie für einen Vollstab ermittelt wird. Die Nachgiebigkeit des Querverbandes kommt somit bei diesem Näherungsverfahren nur im Wert σ_k zum Ausdruck, während β hievon unbeeinflußt bleibt. Die Knickspannung σ_k kann entweder aus der angegebenen strengen Knickbedingung oder aber aus einem guten Näherungsverfahren (z. B. nach ENGESSER, KROHN u. a.) bestimmt werden. Über die Festlegung der Abminderungszahlen β, die vom Baustahl, dem Schlankheitsgrad und dem Exzentritätsmaß abhängen, hat der Verfasser an anderer Stelle kurz berichtet[7]). Die in der nachfolgenden Tabelle für verschiedene Schlankheitsgrade $\lambda = \frac{L}{i_y}$ und Exzentritätsmaße p/i_y angegebenen Werte (i_y ist der

[6]) L. SELTENHAMMER, Die Stabilität des in Schneiden gelagerten und zentrisch gedrückten Rahmenstabes. Sitzungsber. d. Ak. d. Wiss. in Wien, IIa, 1933, S. 75.

[7]) Vgl. den Beitrag des Verfassers im Bericht d. I. Int. Kongr. f. Brückenbau u. Hochbau, Paris 1932.

Trägheitsradius des gesamten Rahmenstab-Querschnittes bezüglich der materialfreien Hauptachse) beziehen sich auf einen Baustahl mit der Proportionalitätsgrenze $\sigma_P = 1{,}9$ t/cm², $\varepsilon_P = 0{,}86‰$, dem Modul $E = 2{,}210$ t/cm², der Fließspannung $\sigma_F = 2{,}7$ t/cm² = const. von $\varepsilon_F = 2{,}5$ bis $\varepsilon_F' = 6{,}0‰$ und der Zugfestigkeit $\sigma_B \sim 4{,}2$ t/cm². Um die Anwendung der Tabelle zu zeigen, untersuchen wir z. B. einen aus zwei nach außen gekehrten U-Eisen N. P. 16 gebildeten Rahmenstab mit $L = 400$ cm, $h = 6{,}28$ cm und $n = 4$, dessen Druckkraft mit dem Hebelsarm $p = 1{,}5$ cm wirksam ist. Die Nachgiebigkeit der Bindelaschen ist mit Rücksicht auf die geringe Höhe h derartig klein, daß wir $\Delta_m = 0$ setzen dürfen. Mit $F_1 = 24{,}0$ cm², $i_1 = 1{,}89$ cm, $l = 100$ cm finden wir dann aus unserer Knickbedingung $\varphi = 1{,}425$ und $\sigma_k = 1{,}52$ t/cm²; ferner ist $i_y = 3{,}66$ cm, somit $\frac{p}{i_y} = 0{,}41$ und $\frac{L}{i_y} = 109{,}2$, so daß sich aus der Tabelle $\beta = 1{,}79$ ergibt und $\sigma_{kr} = \frac{1{,}52}{1{,}79} = 0{,}85$ t/cm² berechnet werden kann. Für die Grenze des Tragvermögens wird daher $P_{kr} = 2 F_1 \sigma_{kr} = 40{,}8$ t gefunden. Würden wir bei der Bestimmung von β nicht L/i_y, sondern die ideelle Schlankheit des Rahmenstabes als maßgebend ansehen, dann wäre $\lambda_{id} = 116{,}8$, $\beta = 1{,}68$ und $P_{kr} = 43{,}4$ t.

Zum Schlusse wollen wir noch die Frage der Bemessung der Querverbindungen zentrisch gedrückter Rahmenstäbe kurz behandeln. Die relative Größe der im Augenblick des Ausknickens auftretenden Schubkräfte S (vgl. Figur 1 b) kann aus jenen linearen, homogenen Bedingungsgleichungen exakt ermittelt werden, deren Null gesetzte Koeffizientendeterminante unsere allgemeine Knickbedingung lieferte[2]). Bei Voraussetzung starrer Laschen erhalten wir hiebei z. B. in den Fällen $n = 3$, 4, 5, 6 der Reihe nach die Proportionen $S_1 : S_2 = 1{,}41 : 1$, $S_{\frac{1}{2}} : S_{\frac{3}{2}} : S_{\frac{5}{2}} = 1 : 2{,}62 : 1{,}62$, $S_1 : S_2 : S_3 = 1 : 1{,}73 ; 1$, die uns zeigen, daß die der Endverbindung benachbarte (vorletzte) Querverbindung die stärkste Beanspruchung erfährt. Greifen wir von den im Zuge des Ausknickens ausgebildeten Gleichgewichtsfiguren eine bestimmte heraus, dann lassen sich (wenn wir uns näherungsweise dieser Proportionen bedienen) die absoluten Größen der Schubkräfte S bestimmen und damit die einzelnen Bindelaschen dimensionieren. Die Festsetzung dieses „maßgebenden Ausbiegungszustandes", an deren Stelle auch unmittelbar die Annahme einer „maßgebenden Endquerkraft" Q_m treten kann, ist ebenso wie die Festsetzung der maßgebenden Spannungsgrenzen für die Querverbindungen (Bruchspannung oder Fließspannung bzw. Reibungskraft der Nieten oder zulässige Inanspruchnahme) unserem Ermessen überlassen[8]); wir wollen hierbei die Sicherheit schaffen, daß die Querverbindungen auch bei den im Tragwerk auftretenden, praktisch unvermeidlichen Ausbiegungen nicht vorzeitig versagen und den in die Knickbedingung eingeführten Wert Δ_m außer Geltung setzen.

Zur Gewinnung einer allgemeinen Beziehung für Q_m soll an die Lösung angeknüpft werden, die für das Tragverhalten und Tragvermögen gedrückter Vollstäbe aus Baustahl gefunden[7]) wurde. Ist von einem

[8]) Beispielsweise gibt Krohn die Beziehung $Q_m = \frac{2 F_1}{28}$ (F_1 in cm² und Q_m in Tonnen) an und bemißt die Querverbindungen so, daß sie unter der Schubkraft $S = \frac{l}{h} \cdot Q_m$ die Bruchgrenze erreichen. Andere Beziehungen für Q_m sind von Engesser, Petermann, Gehler, Rühl u. a. veröffentlicht worden.

exzentrisch gedrückten Baustahlstab die Querschnittsform, der Schlankheitsgrad und das Formänderungsgesetz des Baustahls bekannt, dann können auf Grund jener Untersuchungsergebnisse die im „kritischen" Gleichgewichtszustand (d. h. im Augenblick des Zusammenbruches des Stabes) vorhandenen Lasten $P_{kr} = P_{max}$ sowie die Endverdrehungen τ_0 der in diesem Zustand ausgebildeten Biegelinien ermittelt und daraus die größten vor dem Zusammenbruch auftretenden Querkräfte $Q_{max} = P_{kr} \cdot \sin \tau_0$ berechnet werden. Dieser Lösungsgang, dem schon M. Roš [9]) im Rahmen eines Näherungsverfahrens folgte, führt auf die in Figur 8 gezeichneten Kurven, die den Verlauf der Funktion $\frac{Q_{max}}{2F_1} = f\left(\frac{p}{k}\right)$ für verschiedene Schlankheitsgrade λ des Stabes darstellen; k ist hiebei die in Richtung des Angriffshebels p gemessene Kernweite des (nach Voraussetzung rechteckigen) Stabquerschnittes und für

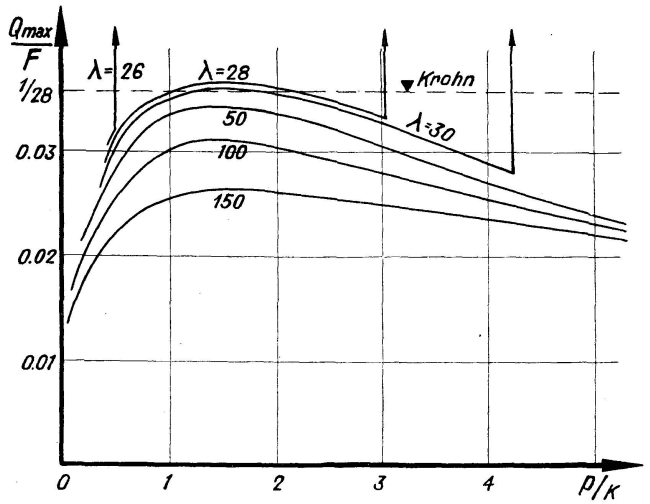

Fig. 8,

den Baustahl ist das oben gekennzeichnete Formänderungsgesetz angenommen worden. Wir erkennen, daß Q_{max} an einen Größtwert gebunden ist, der auch bei stark exzentrischem Kraftangriff nicht überschritten wird, da diesfalls der Zusammenbruch schon eintritt, bevor noch das Produkt $P_{kr} \cdot \sin \tau_0$ einen großen Wert annimmt. Bei Stäben kleineren Schlankheitsgrades existieren zwei verschiedene Extremstellen des inneren Widerstandes, von denen bei sehr gedrungen gebauten Stäben bloß die zweite (das „Maximum zweiter Ordnung") ausgeprägt ist und für die Grenze des Tragvermögens maßgebend wird; da den beiden Extremstellen verschieden stark ausgebogene Gleichgewichtsfiguren zugeordnet sind, ändert sich τ_0 und damit auch Q_{max} beim Übergang auf das maßgebende „Maximum zweiter Ordnung" sprungweise um einen relativ großen Betrag (vgl. in Figur 8 die Kurven für $\lambda = 30$, 28 und 26).

Die Ordinaten $\frac{Q_{max}}{2F_1}$ der gefundenen Kurven sind in den Fällen $\lambda > 30$ gleich oder kleiner als der von KROHN angegebene Wert $\frac{Q_{max}}{2F_1} = \frac{1}{28} = 0{,}0357$ t/cm²; wir dürfen daher den KROHN'schen Wert der Bemessung des Querverbandes zentrisch gedrückter Rahmenstäbe zugrundelegen, umsomehr als dieser Wert, wie Figur 8 zeigt, auch bei exzentrischen Lastangriffen vor dem

[9]) Vgl. d. Vorbericht d. I. Intern. Kongr. f. Brückenb. u. Hochbau, Paris 1932, S. 87.

Zusammenbruch des Stabes nicht überschritten wird. Bei Rahmenstäben aus hochwertigen Baustählen liegt P_{kr} höher, doch erscheint hier die Annahme berechtigt, daß die Größe $P_{kr} \cdot \sin \tau_0$ nicht mehr als in jenem Maße zunimmt, in dem die Stauchgrenze des Baustahls gesteigert wird. Wir können daher (da sich Figur 8 auf einen Baustahl mit der Stauchgrenze $\sigma_F = 2{,}7$ t/cm² bezieht) allgemein $\frac{Q_{max}}{2F_1} = \frac{1}{28} \cdot \frac{\sigma_F}{2{,}7} = \frac{\sigma_F}{75}$ t/cm² ansetzen und diese Beziehung bei der Bemessung von Rahmenstäben aus Baustahl beliebiger Qualität verwenden. Wenn wir für die Dimensionierung der Querverbindungen nicht die Bruch-, sondern die Fließgrenze σ_F als maßgebend ansehen, dann können wir auch $\frac{Q'_{max}}{2F_1} = \frac{\sigma_{zul}}{75}$ t/cm² schreiben und den Querverband mit den aus Q'_{max} erhaltenen Schubkräften unmittelbar auf „zulässige Inanspruchnahme" bemessen.

Tabelle der Werte β.

λ \ p/i$_y$	0,05	0,10	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
30	1,08	1,13	1,22	1,40	1,59	1,78	1,97
40	1,11	1,16	1,27	1,47	1,69	1,89	2,08
50	1,13	1,19	1,32	1,55	1,78	1,99	2,19
60	1,15	1,22	1,37	1,63	1,86	2,08	2,29
70	1,17	1,25	1,41	1,70	1,94	2,16	2,38
80	1,18	1,28	1,46	1,76	2,01	2,23	2,45
90	1,20	1,31	1,50	1,80	2,05	2,27	2,49
100	1,22	1,34	1,54	1,82	2,06	2,28	2,49
110	1,22	1,34	1,52	1,77	1,99	2,19	2,38
120	1,17	1,27	1,41	1,63	1,82	2,00	2,17
130	1,13	1,21	1,32	1,52	1,68	1,84	1,99
140	1,11	1,17	1,26	1,43	1,58	1,73	1,86
150	1,09	1,13	1,22	1,37	1,51	1,65	1,77

Zusammenfassung.

Es wird das Stabilitätsproblem des zentrisch gedrückten, zweiteiligen Rahmenstabes (gegliederten Druckstabes mit Bindelaschen) behandelt und die allgemeine Knickbedingung angegeben, die auch die Nachgiebigkeit der Bindelaschen und das Erreichen des „unelastischen" Knickspannungsbereiches in Rücksicht zieht. Das Nachgeben der Querverbindungen, das durch die elastische Verformung der Laschen und insbesondere durch das Nachgeben des Nietanschlusses bedingt ist, wird theoretisch und experimentell (Fig. 2, 3) festgelegt. Zur mühelosen Auflösung der transzendenten Knickbedingung dient ein Nomogramm (Figur 5), aus dem die Lösung „φ" unmittelbar entnommen werden kann.

Neben der theoretisch genauen Bestimmung der Knicklast ermöglicht die gefundene allgemeine Knickbedingung auch die Untersuchung der Einflüsse, die die einzelnen Variablen auf die Lage der Stabilitätsgrenze nehmen. So wird z. B. in Figur 4 gezeigt, wie die Knickspannung anwächst, wenn die

an den Stabenden befindlichen Bindelaschen stärker ausgebildet werden als die übrigen Bindelaschen. Figur 6 läßt erkennen, daß die spezifische Zunahme der Knickspannung „σ_k" bei einer Vermehrung von „h" um so größer ist, je größer die Felderzahl „n" des Rahmenstabes ist und in Figur 7 wird der Einfluß untersucht, den die spezifische Nachgiebigkeit „Δ_m" der Bindelaschen auf die Größe der Knickspannung nimmt.

Greift die Druckkraft „P" exzentrisch mit einem kleinen Hebelarm „p" an, dann kann die Tragfähigkeit des Rahmenstabes näherungsweise aus der Beziehung $P_{kr} = P_k/\beta$ ermittelt werden, wobei P_k die Knicklast des Rahmenstabes bei zentrisch gedachtem Angriff vorstellt. Die Werte „β", die für prismatische Vollstäbe aus einem angenommenen Baustahl genau ermittelt wurden und hier näherungsweise verwendet werden dürfen, sind für verschiedene Schlankheitsgrade und Exzentrizitätsgrade in einer Tabelle zusammengestellt worden.

Am Schlusse der Arbeit wird die Frage der Dimensionierung der Bindelaschen behandelt und jene Querkraft Q_{max} bestimmt, die in exzentrisch gedrückten Stäben aus Baustahl im Augenblick des Zusammenbruches auftritt. Die Kurven Figur 8 zeigen, wie sich Q_{max} bei Zunahme des Exzentrizitätsmaßes „p/k" ändert und wir können daraus entnehmen, daß die bekannte Formel von KROHN für zentrisch gedrückte Rahmenstäbe der Schlankheit $\lambda > 30$ auf ausreichend starke Bindlaschen führt. Diese Formel wird allgemeiner in der Form $\frac{Q_{max}}{2F_1} = \frac{\sigma_F}{75}$ t/cm² geschrieben, in der $2.F_1$ die Querschnittsfläche des Stabes und σ_F die Fließgrenze des verwendeten Baustahles bedeutet.

Résumé.

L'étude traite du problème de la stabilité des barres à châssis, soumises à une compression entrée, et expose la condition générale de flambage, en tenant également compte de la souplesse de comportement des pièces d'assemblage transversales (tôles de liaison) et des limites de la zone des contraintes correspondant au flambage „inélastique". On a déterminé théoriquement et expérimentalement le comportement des pièces transversales d'assemblage, comportement qui est conditionné par les possibilités de déformation élastique de ces pièces et en particulier du rivetage (figures 2 et 3). Pour faciliter la solution de la condition transcendante du flambage, a été établi un abaque (figure 5), qui permet de déterminer directement la solution „φ".

Outre la détermination théoriquement exacte de la charge de flambage, la condition générale établie qui exprime ce flambage permet également d'étudier les influences qu'exercent les différentes variables sur la position exacte de la limite de stabilité. La figure 4 montre, par exemple, dans quels rapports la contrainte de flambage croît lorsque les pièces d'assemblage qui se trouvent aux extrémités de l'élément sont plus fortes que les autres. La figure 6 montre que l'accroissement spécifique de la contrainte de flambage „σ_k" pour une augmentation donnée de „h" est d'autant plus prononcé que le nombre de „panneaux" qui constituent l'élément, soit „n", est plus grand. La figure 7 traduit l'influence du facteur Δ_m, qui caractérise la souplesse du comportement des pièces de l'assemblage, sur la valeur de la contrainte de flambage.

Si l'effort de compression „P" est appliqué avec un faible bras de levier „p", la capacité de charge de la barre à châssis peut être déterminé approximativement par la relation:

$$P_{kr} = \frac{P_k}{\beta}$$

dans laquelle on désigne par P_k la force de flambage de cet élément dans le cas de l'application d'une charge centrée. On a déterminé exactement les différentes valeurs de β pour une barre prismatique constituée par un acier de construction déterminé; un tableau, dressé à partir de ces valeurs, indique des valeurs approximatives que l'on peut employer pour certains degrés d'excentricité et d'élancement.

L'étude se termine par un exposé de la question des dimensions à donner aux pièces d'assemblage, avec détermination des efforts transversaux Q_{max} qui prennent naissance dans les barres soumises à une compression excentrée, au moment de la rupture. Les courbes de la figure 8 indiquent les variations de Q_{max} lorsque le degré d'excentricité p/k augmente; on peut en déduire que la formule bien connue de KROHN donne, pour des éléments soumis à des charges centrées et dont le degré de finesse est supérieur à 30, des dimensions suffisantes pour les pièces d'assemblage. Cette formule peut d'ailleurs prendre la forme plus générale:

$$\frac{Q_{max}}{2F_1} = \frac{\sigma_F}{75} \text{ t/cm}^2$$

dans laquelle on désigne par $2\,F_1$ la section de la barre à châssis et par σ_F la limite d'écoulement de l'acier de construction employé.

Summary.

The problem of the stability of a centrally loaded, two-piece frame bar (compression member with connecting straps) is considered, and the general buckling condition is given, taking also into account the yielding of the connecting straps and that the "unelastic" zone of buckling stress has then been reached. The yielding of the transverse connections, which is conditioned by the elastic deformation of the tic plates and particularly by the yielding of the riveted joint, is determined theoretically and experimentally (figs. 2 and 3). The transcendent buckling condition is easily solved by a nomogram (fig. 5), from which the solution "φ" can be obtained directly.

Besides the theoretically accurate determination of the buckling load, the general buckling condition thus found makes it also possible to investigate the influences which the separate variables have on the position of the limit of stability. In fig. 4, for example, it is shown how the buckling stress increases if the connecting straps at the end of the member are stronger than the other connecting straps. From fig. 6 it can be seen that the specific increase in the buckling stress "σ_k" with an increase in "h" is greater, the greater the number of bays "n" in the member; in fig .7 the influence of the specific yielding "Δ_m" of the connecting straps on the magnitude of the buckling stressing is investigated.

If the pressure force "P" acts eccentrically with a short leverage "p", the supporting capacity of the frame-bar may be determined approximately from the relation $P_{kr} = P_k/\beta$, where P_k is the buckling load of the member

with central application of the force. The values "β", which have been determined exactly for solid prismatic bars made of an assumed structural steel and which may be applied approximately here, are tabulated for various degrees of slenderness and for various eccentricities of loading.

At the conclusion of the paper the question of the dimensions of the connecting straps is discussed and the transverse force Q_{max} is determined which occurs in eccentrically loaded bars of structural steel at the instant breakdown takes place. The curves fig. 8 show how Q_{max} changes with increase in eccentricity of loading "p/k", and we can deduce from this that the well-known formula of KROHN for centrally loaded lattice members of slenderness $\lambda > 30$ leads to sufficiently strong connecting straps. This formula is written more generally in the form

$$\frac{Q_{max}}{2F_1} = \frac{\sigma_F}{75}$$

tons cm^2, where $2F_1$ stands for the cross-sectional area of the frame bar and σ_F is the yield point of the structural steel under consideration.