

Deutsche
Demokratische
Republik

Stahlbau
Stabilitätsfälle
(Knickung, Kippung, Beulung)

Berechnungsgrundlagen

Richtlinien

TGL

0-4114

Blatt 2

Gruppe 311

Стальное Строительство

Случаи Устойчивости/Деформация при
продольном изгибе, Опрокидывание,
Выпучивание/

Основания Расчёта

Директивы

Steel structures

Stability
(buckling, overturning, bulging)

method of calculation

directions

Eigentum der ZIS

Verbindlichkeit^{verbindlich} ab 1. 1. 1963
aufgehoben

Inhalt

lt. A0 693 ab 1.4.73

Richtlinien 1. zu Abschnitt 1. der Vorschriften

- Ri 1.1. Grundbegriffe
Ri 1.2. Einheitliche Bezeichnungen

Richtlinien 3. zu Abschnitt 3. der Vorschriften

- Ri 3.1. Allgemeines
Ri 3.2. Einfluß von Kraftangriff und Querschnittsform

Richtlinien 6. zu Abschnitt 6. der Vorschriften

- Ri 6.1. Grundbegriffe
Ri 6.2. Übliche Voraussetzung
Ri 6.3. Knicklängen der Eckstiele von Gittermasten und Fachwerkstützen
Ri 6.4. Knicklängen von Streben und Pfosten (Knicken rechtwinklig zur Fachwerkebene)

Richtlinien 7. zu Abschnitt 7. der Vorschriften

- Ri 7.1. Allgemeines
Ri 7.2. Die Knickzahlen
Ri 7.3. Direkte Bemessung von Druckstäben
Ri 7.4. Die Engeßersche Knicklast S_k und die Engeßersche Knicksicherheitszahl μ_k
Ri 7.5. Biegedrillknickung planmäßig mittig gedrückter Gurtstäbe mit einfach-symmetrischen Querschnitten
Ri 7.6. Druckstäbe mit veränderlicher Querschnittshöhe
Ri 7.7. Druckstäbe mit veränderlicher Normalkraft
Ri 7.8. Druckstäbe mit feldweise veränderlichem Querschnitt, feldweise veränderlicher Normalkraft und federnder Querstützung
Ri 7.9. Tragsicherheitsnachweis planmäßig mittig gedrückter Stäbe nach der Spannungstheorie II. Ordnung

Richtlinien 1. zu Abschnitt 1. der Vorschriften

- Ri 1.1. Grundbegriffe

Das Gleichgewicht, das in einem belasteten Tragwerk zwischen den äußeren und inneren Kräften vorhanden ist, kann stabil oder instabil sein. Es ist stabil, wenn zu jeder sehr kleinen störenden Verformung des belasteten Tragwerkes ein positiver Arbeitsbetrag aufgewandt werden muß. Diese Eigenschaft ist bei manchen Tragwerken und Belastungsarten nur unter verhältnismäßig kleinen, tief unter der Bruchgrenze liegenden Laststufen gewährleistet. Unter den höheren Laststufen gibt es hier zumindest eine Art der störenden Verformung, zu deren Verwirklichung keine positive Störungsarbeit — also keine Gewaltanwendung — erforderlich ist.

Richtlinien 10. zu Abschnitt 10. der Vorschriften

- Ri 10.1. Biegedrillknickung planmäßig außermittig gedrückter Stäbe
Ri 10.2. Tragsicherheitsnachweis planmäßig außermittig gedrückter Stäbe nach der Spannungstheorie II. Ordnung

Richtlinien 12. zu Abschnitt 12. der Vorschriften

- Ri 12.1. Näherungsverfahren zur Knickberechnung der Druckgurte offener Brücken (Trogbriicken)
Ri 12.2. Genauere Knickberechnung der Druckgurte offener Brücken

Richtlinien 13. zu Abschnitt 13. der Vorschriften

- Ri 13.1. Knickung symmetrischer Parabelbogen in der Bogenebene

Richtlinien 14. zu Abschnitt 14. der Vorschriften

- Ri 14.1. Knicklängen der Stiele einfeldrig-mehrstöckiger und mehrfeldrig-einstöckiger Rechteckrahmen sowie von Rechteckrahmen mit belasteten Pendelstützen
Ri 14.2. Knicklängen der Stiele von Dreieckrahmen

Richtlinien 15. zu Abschnitt 15. der Vorschriften

- Ri 15.1. Kippung von Trägern mit Γ -Querschnitt

Richtlinien 17. zu Abschnitt 17. der Vorschriften

- Ri 17.1. Beulung allseitig gedrückter Bleche
Ri 17.2. Beulwerte für verschiedene Lagerungsbedingungen der Längsränder

Richtlinien 18. zu Abschnitt 18. der Vorschriften

- Ri 18.1. Mindeststeifigkeit von Quer- und Längssteifen, die zur Unterteilung des Stegbleches in einzelne Felder dienen
Ri 18.2. Beulspannung ausgesteifter Stegbleche

Ersetzt

durch TGL 13503 Bl. 2 Aug. 7.72

Ist die (grundsätzlich von zweiter Ordnung kleine) Störungsarbeit zumindest bei einer dieser kleinen störenden Verformungen gleich Null, aber für keine einzige mögliche negativ, so liegt hier die Grenze vor, bei der die Eigenschaft der Stabilität verlorengeht (Stabilitätsgrenze); sie wird bei Stäben oder Stabwerken als „Knickbelastung“, bei den auf Biegung beanspruchten Trägern als „Kippbelastung“ und bei dünnen Blechen, Schalen oder Faltenwerken als „Beulbelastung“ bezeichnet. Das Tragwerk versucht hier, sich der Weiterführung der schon vorhandenen (unter den kleineren Laststufen aufgezwungenen) Verformung durch ein Ausweichen zu entziehen.

Bearbeiter: Fachbereich 21, Stahlbau

Bestätigt: 24. 9. 1962, Amt für Standardisierung, Berlin

Fortsetzung Seite 2 bis 30

Ri 1.2. **Einheitliche Bezeichnungen**

Für die Bezeichnungen in den Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen gilt der Standard „Zeichen für Festigkeitsberechnungen — Formelzeichen — mathematische Zeichen — Maßeinheiten — Zeichen für Formstahl, Stabstahl und Bleche“ mit Beiblatt „Besondere Zeichen für Bauingenieurwesen“ sowie die folgenden Angaben:

P_K oder S_K	Knick-, Kipp- oder Beullast, auch Engeßersche ¹⁾ Knicklast genannt [kp]; es ist dies die Last an der Stabilitätsgrenze bei Erfüllung bestimmter idealisierender Voraussetzungen (z. B. ideal gerade Stabachse, ideal mittiger Kraftangriff und ideal isotroper Werkstoff)
σ_K	Knick-, Kipp- oder Beulspannung, auch Engeßersche Knickspannung genannt [kp/cm ²]
T	Knickmodul, auch Engeßerscher Knickmodul genannt [kp/cm ²]
ν_K	Knick- oder Kippsicherheitszahl, auch Engeßersche Knicksicherheitszahl genannt
ν_B	Beulsicherheitszahl im unelastischen (Engeßer-) Bereich
P_{Ki} oder S_{Ki}	ideale Knick-, Kipp- oder Beullast, auch Eulersche ²⁾ Knicklast genannt [kp]; es ist dies die Last an der Stabilitätsgrenze bei zusätzlicher Voraussetzung eines Idealwerkstoffes, der unbeschränkt dem Hookeschen Formänderungsgesetz gehorcht
σ_{Ki}	ideale Knick-, Kipp- oder Beulspannung, auch Eulersche Knickspannung genannt [kp/cm ²]
ν_{Ki}	ideale Knick- oder Kippsicherheitszahl, auch Eulersche Knicksicherheitszahl genannt
ν_{Bi}	ideale Beulsicherheitszahl im elastischen (Euler-) Bereich
P_{Kr} oder S_{Kr}	Traglast [kp]; es ist dies die größte im Gleichgewicht getragene Last, die man bei Verzicht auf die Voraussetzung eines Hookeschen Idealwerkstoffes und auf die Idealisierenden Voraussetzungen geometrischer Art erhält
σ_{Kr}	Tragspannung [kp/cm ²]
ν_{Kr}	Tragsicherheitszahl
σ_{zul}	zulässige Spannung [kp/cm ²]; vgl. Abschnitt 7. der Vorschriften
σ_{dzul}	zulässige Druckspannung [kp/cm ²]
$\omega = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{dzul}}$	Knickzahl
σ_F	Spannung an der Fließgrenze [kp/cm ²]
s oder l	Netzlänge des Stabes [cm]
s_0	Abstand der nach Zeichnung geschätzten Mitten der Anschlüsse [cm]
i_x	Trägheitshalbmesser des Stabquerschnittes, bezogen auf die Hauptachse $x - x$ [cm]

¹⁾ F. Engeßer, Schweiz. Bauztg. 1895, S. 24. Engeßer hat in dieser Abhandlung seine früheren Darlegungen (Z. d. Arch. u. Ing. Ver. Hannover, 1889, S. 455) auf Grund eines Einwandes von F. Jasinski (Schweiz. Bauztg. 1895, S. 172) berichtigt und damit die rationelle Theorie der Biegeknickung von Idealstäben außerhalb des Hookeschen Bereiches gewonnen. Unabhängig davon wurde diese Theorie von Th. v. Kármán (Physikal. Zeitschr. 1908, S. 138 und VDI-Forschungsheft 81, Berlin 1910) entwickelt und experimentell belegt.

²⁾ L. Euler hat im Anhang „De curvis elasticis“ seines im Jahre 1744 erschienenen Werkes über die Begründung der Variationsrechnung („Methodus inveniendi . . .“) die nach ihm benannte Formel für die ideale Biegeknicklast gelenkig gelagerter, mittig gedrückter Idealstäbe gefunden und damit erstmalig ein Stabilitätsproblem gelöst.

s_x oder l_x	Knicklänge des Stabes für das Ausknicken rechtwinklig zur Hauptachse $x - x$ des Stabquerschnittes [cm]
$\lambda_x = \frac{SK_x}{i_x}$	Slankheitsgrad des Stabes für das Ausknicken rechtwinklig zur Hauptachse $x - x$ des Stabquerschnittes
$Z_x = \frac{F}{i_x^2}$	Querschnittszahl für das Ausknicken des Stabes rechtwinklig zur Hauptachse $x - x$ des Stabquerschnittes
a	planmäßig bekannter Angriffshebel der Druckkraft [cm]
u	praktisch unvermeidbarer Angriffshebel der Druckkraft eines planmäßig mittig gedrückten Stabes [cm]
y_M	Abstand des Schubmittelpunktes vom Querschnittsschwerpunkt [cm]
e_d und e_z	Randabstand, gemessen auf der Biegedruck- bzw. Biegezugseite [cm]
k_d und k_z	Kernweite des Stabquerschnittes, gemessen auf der Biegedruck- bzw. Biegezugseite [cm]
W_d und W_z	Widerstandsmoment des unverschwächten Stabquerschnittes, bezogen auf die Biegedruck- bzw. Biegezugseite [cm ³]
σ_{bd} und σ_{bz}	Biegedruck- bzw. Biegezugspannung [kp/cm ²]
M	Schubmittelpunkt des Stabquerschnittes
J_D	Drillwiderstand des Stabquerschnittes [cm ⁴]
C_M	Wölbwiderstand des Stabquerschnittes, bezogen auf den Schubmittelpunkt [cm ⁶]
k	Kipp- oder Beulwert

Bemerkung: Alle Stabkräfte und Spannungen sind mit ihren Absolutbeträgen (ohne Vorzeichen) in die Formeln einzuführen.

Richtlinien 3. zu Abschnitt 3. der Vorschriften**Ri 3.1. Allgemeines**

Die in Abschnitt 3. der Vorschriften beschriebene Biegedrillknickung als allgemeine Form der Knickung gerader Stäbe von gleichbleibendem Querschnitt ist von Bedeutung vor allem bei dünnwandigen, offenen Profilen (Bild 1 a). Die Verkopplung von Biegung und Verdrehung zerfällt jedoch bei speziellem Lastangriff oder besonderen Symmetrien des Querschnitts, wie in Bild 1 b bis h für einige Sonderfälle dargestellt ist.

Ri 3.2. Einfluß von Lastangriff und Querschnittsform

Beim außermittig gedrückten Stab mit unsymmetrischem Querschnitt (Bild 1 a) fällt im allgemeinen der Drillruhepunkt D nicht mit dem Schubmittelpunkt M zusammen. Es liegt dann stets Biegedrillknickung vor. Greift aber die Last im Schubmittelpunkt an (Bild 1 b), dann ist sowohl reine Biegeknickung um eine Hauptachse als auch Biegedrillknickung möglich, wobei die Drillruheachse mit der Schubmittelpunktsachse zusammenfällt, sofern der durch die Außermittigkeit bedingte Verformungseinfluß in der Symmetrieebene nicht berücksichtigt wird. Beim mittig gedrückten Stab mit unsymmetrischem Querschnitt (Bild 1 c) ist nur Biegedrillknickung möglich.

Fällt der Schubmittelpunkt mit dem Schwerpunkt zusammen, so sind je nach Lastangriff und Drillsteifigkeit alle drei Arten der Knickung möglich. Zu dieser Gattung gehören alle punkt- oder mindestens dopsymmetrischen Querschnitte (Bild 1 d und e) sowie als Sonderfall z. B. der Querschnitt nach Bild 1 f, dessen Abmessungen so gewählt sind, daß M mit S zusammenfällt. Für einfachsymmetrische Profile, für die Schubmittelpunkt und Schwerpunkt nicht zusammenfallen (z. B. Bild 1 g und h), ist sowohl Biegeknickung als auch Biegedrillknickung möglich, dagegen keine Drillknickung. Sie können für Lastangriff auf der Symmetrieachse nach den Richtlinien Ri 7.5. und Ri 10.1. berechnet werden.

Allgemeiner Fall

*S = Schwerpunkt P = Lastangriffspunkt
 M = Schubmittelpunkt D = Drillruhepunkt

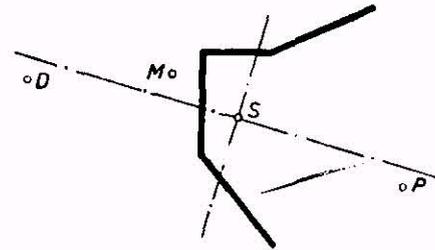


Bild 1 a

Biegedrillknickung (keine Symmetrie, kein spezieller Kraftangriff)

Sonderfälle des Lastangriffspunktes

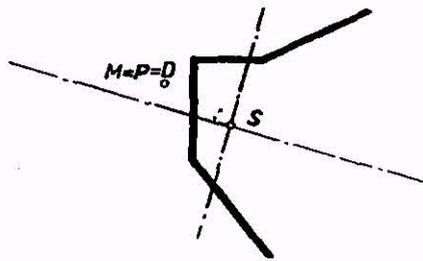


Bild 1 b

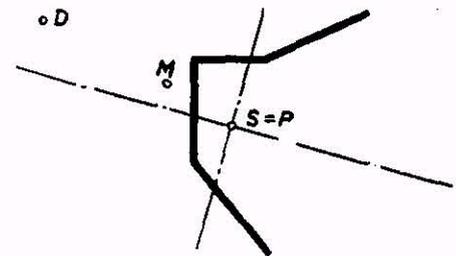
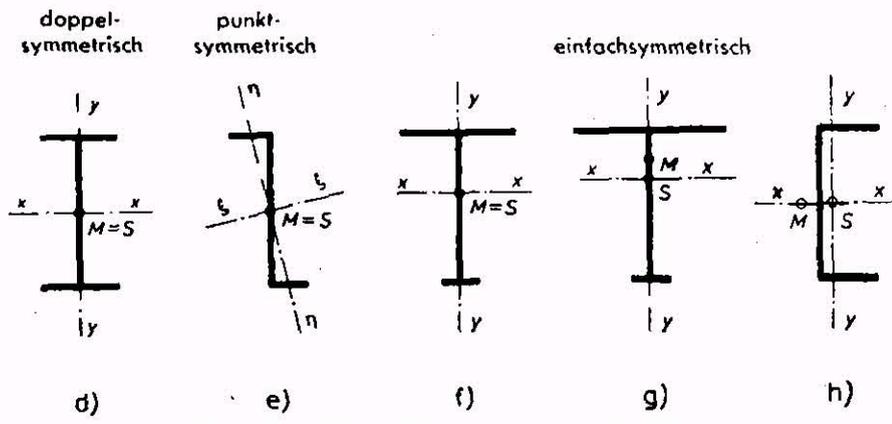


Bild 1 c

Biegedrillknickung bei mittigem Druck

1. Biegeknickung in Richtung einer Hauptachse (wenn $P = M$, jedoch auf der anderen Hauptachse liegend)
2. Biegedrillknickung um die Kraftwirkungsgerade (= Schubmittelpunktsachse)
3. Drillungsfreier „planmäßig außermittiger Druck“ um beide Hauptachsen (wenn $P = M$, jedoch nicht auf einer Hauptachse liegend)
4. Drillungsfreier „planmäßig außermittiger Druck“ um eine Hauptachse (wenn $P = M$, jedoch auf der anderen Hauptachse liegend)

Sonderfälle der Querschnittsform



- | | |
|--|---|
| <ol style="list-style-type: none"> 1. Biegeknickung rechtwinklig zur Hauptachse $x - x$ oder $y - y$ (wenn $P = S$) 2. Drillknickung um die Stabachse (wenn $P = S$) 3. Biegedrillknickung (wenn $P \neq M$) 4. Drillungsfreier „planmäßig außermittiger Druck“ rechtwinklig zur Hauptachse $x - x$ oder $y - y$ (wenn $P \neq S$, jedoch auf Hauptachse $x - x$ oder $y - y$ liegend) | <ol style="list-style-type: none"> 1. Biegeknickung in Richtung der Symmetrieachse (wenn $P = S$) rechtwinklig zur Symmetrieachse (wenn $P = M$) 2. Biegedrillknickung 3. Drillungsfreier „planmäßig außermittiger Druck“ in Richtung der Symmetrieachse (wenn $P \neq S$, jedoch auf Symmetrieachse liegend) |
|--|---|

Bild 1 d-h

Richtlinien 6. zu Abschnitt 6. der Vorschriften

Ri 6.1. Grundbegriffe

Die Knicklänge ist die Länge jenes gedachten, beiderseits gelenkig gelagerten Stabes, der bei gleichen Querschnittsabmessungen die gleiche ideale Knicklast wie der untersuchte Stab hat; sie stimmt daher bei Stäben, die an beiden Enden gelenkig gelagert sind, mit der Netzlänge s überein. Beispielsweise gilt für Stäbe von unveränderlichem Querschnitt, die an dem einen Ende gelenkig gelagert und an dem anderen Ende fest eingespannt sind, $s_K = 0,699 \cdot s \approx 0,7 \cdot s$, ferner bei Stäben, die an beiden Enden fest eingespannt sind, $s_K = 0,5 \cdot s$ und schließlich bei Stäben, die an dem einen Ende fest eingespannt und am anderen Ende frei sind, $s_K = 2 \cdot s$.

Ri 6.2. Übliche Voraussetzung

Bei der Berechnung von s_K wird in der Regel vorausgesetzt, daß die am Stab angreifende Kraft ihre Richtung während des Ausknickens des Stabes unverändert beibehält. Trifft diese Voraussetzung ausnahmsweise nicht zu, so ist dies bei der Berechnung von s_K zu berücksichtigen⁴⁾. Wird beispielsweise bei der in Bild 2 dargestellten Stütze von unveränderlichem Quer-

schnitt die Wirkungsgerade der am Stab angreifenden Kraft durch konstruktive Maßnahmen gezwungen, immer — also auch während des Ausknickens der Stütze — durch den Punkt A (im Abstand $a = s/\alpha$ vom freien Stabende) zu gehen, so ist die Knicklänge s_K aus der Gleichung

$$\operatorname{tg} \frac{\pi \cdot s}{s_K} - \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \cdot \frac{\pi \cdot s}{s_K} = 0$$

zu berechnen. Für positive Werte α (Bild 2 a und b) wird $s_K > 2 \cdot s$ und für negative Werte α (Bild 2 c) wird $s_K < 2 \cdot s$; in den Sonderfällen $\alpha = 0$ (Bild 2 d), $\alpha = -1$ und $\alpha = -\infty$ erhält man die in Ri 6.1. angegebenen Knicklängen $s_K = 2 \cdot s$, $s_K = s$ und $s_K \approx 0,7 \cdot s$.

Ri 6.3. Knicklänge der Eckstiele von Gittermasten und Fachwerkstützen

Ri 6.3.1. Ist der Stab ein aus gleichschenkligen Winkelstählen gebildeter, in zwei verschiedenen Fachwerkebenen gestützter Eckstiel eines vierwandigen, überwiegend auf Biegung beanspruchten Gittermastes (Bild 3 a), so gelten diejenigen wirksamen Knicklängen s_K , die in Bild 3 b bis e für verschiedene Ausfachungsarten und Querschnittsausbildungen angegeben sind⁵⁾. Dabei ist vorausgesetzt, daß bei Ausfachungen nach Bild 3 b und c die Eck-

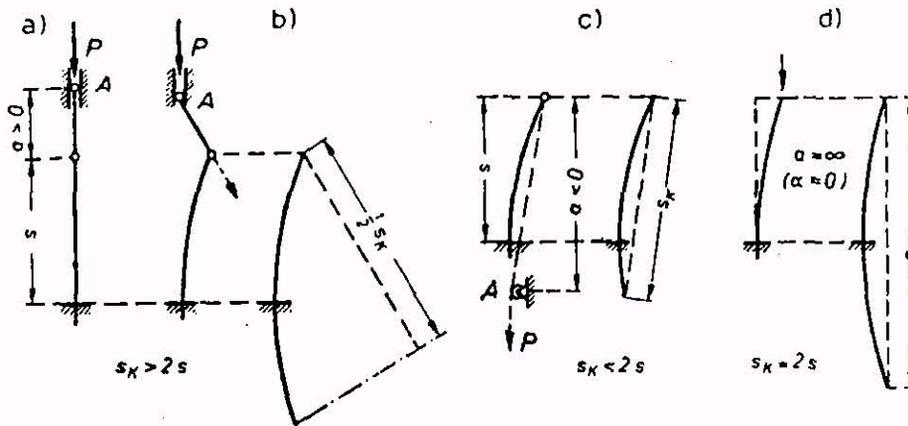


Bild 2

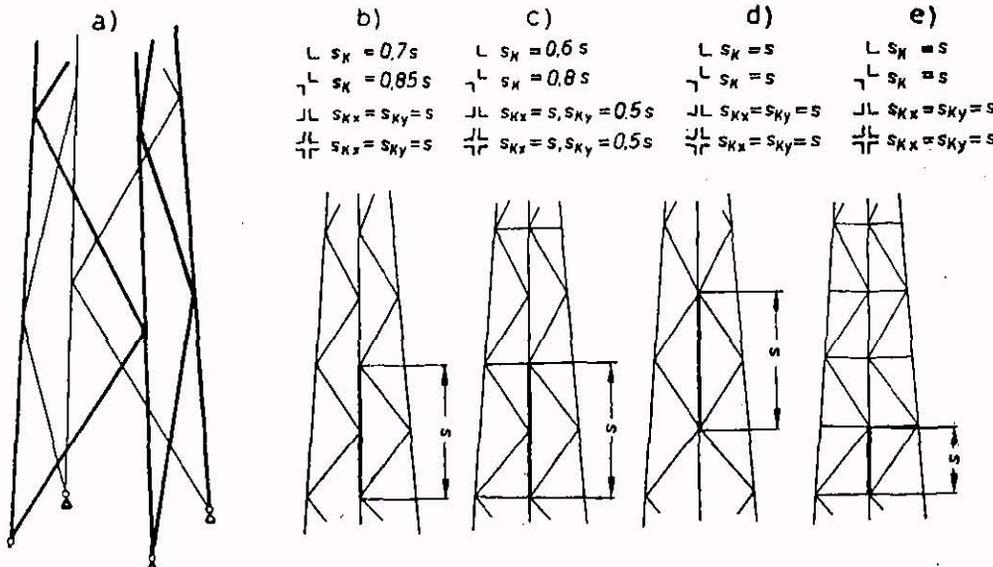


Bild 3

⁴⁾ Vgl. P. P. Bijlaard, De Ingenieur, Nederl.-Ind. 1939, S. 1, K. Hoening, Bautechn. 1942, S. 176, sowie H. Beer, Stahlbau 1944, S. 23.

⁵⁾ Vgl. Girkmann u. Königshofer, Die Hochspannungsfreileitungen, Wien 1938.

stielkraft in den Halbfeldern von unten nach oben je um mindestens 10% des größten, im obersten Halbfeld wirkenden Wertes abnimmt.

Für die Stabkraft ist dieser größte Wert und für den Schlankheitsgrad λ (Abschnitt 7. der Vorschriften) ist in allen Fällen $\lambda = s_K/i_{min}$ einzuführen, wobei i_{min} der kleinste Trägheitshalbmesser des Eckstielquerschnittes ist. Ausnahmsweise darf bei Gittermasten von Starkstromfreileitungen, wenn die Eckstiele nur aus einem gleichschenkligen Winkelstahl bestehen, für die Ausfachungsart nach Bild 3 b und c und unter Zugrundelegung einer Knicklänge $s_K = s$ die Schlankheit mit dem Trägheitshalbmesser ermittelt werden, der sich auf die zum Winkelschenkel parallele Achse bezieht.

Ri 6.3.2. Ist der Stab ein aus gleichschenkligen Winkelstählen gebildeter, in zwei verschiedenen Fachwerkebenen gestützter Eckstiel eines vierwandigen, überwiegend auf axialen Druck beanspruchten Fachwerksturmes (eines Joches oder einer Gitterstütze, vgl. Bild 4 a), so gelten diejenigen wirksamen Knicklängen s_K , die in Bild 4 b bis e für verschiedene Ausfachungsarten und Querschnittsausbildungen angegeben sind. Dabei ist vorausgesetzt, daß bei Ausfachungen nach Bild 4 b und c die Eckstielkraft in den Halbfeldern von unten nach oben je um weniger als 10% des größten, im obersten Halbfeld wirkenden Wertes abnimmt. Für die Stabkraft ist dieser größte Wert und für den Schlankheitsgrad λ (Abschnitt 7. der Vorschriften) ist in allen Fällen $\lambda = s_K/i_{min}$ einzuführen, wobei i_{min} der kleinste Trägheitshalbmesser des Eckstielquerschnittes ist.

Ri 6.3.3. Wird der Eckstiel eines Gittermastes oder einer Fachwerkstütze aus zwei oder vier nebeneinanderliegenden Winkelstählen gebildet (L- oder T-Querschnitt) und liegen die Winkelschenkel parallel zu den Fachwerkebenen, so ist er auf Knickung in jeder der beiden Fachwerkebenen zu untersuchen. Für den Schlankheitsgrad λ (Abschnitt 7. der Vorschriften) ist der größere der beiden Werte $\lambda_x = s_{Kx}/i_x$ und $\lambda_y = s_{Ky}/i_y$ einzuführen.

Ri 6.3.4. Bei der Berechnung der größten Stabkraft des Eckstieles ist sowohl die axiale Druckkraft als auch das Biegemoment des Gittermastes oder der Fachwerkstütze zu berücksichtigen. Mit dieser größten Stabkraft und den in Ri 6.3.1., Ri 6.3.2., Ri 6.3.3. angegebenen Schlankheitsgraden ist der in Abschnitt 7. der Vorschriften geforderte Nachweis zu erbringen. Bei Fachwerkstützen sind außerdem noch die in den Vorschriften Abschnitt 8.2.3.1. und 8.2.3.2. angegebenen Bestimmungen (für die mit der axialen Druckkraft belastete ganze Fachwerkstütze) zu beachten.

Ri 6.4. **Knicklänge von Streben und Pfosten (Knicken rechtwinklig zur Fachwerkebene)**

Ri 6.4.1. Wird der Druckstab mit der Stabkraft S und der Länge s in seiner Mitte von einem Zugstab mit der Stabkraft S_z und der Länge s_z gekreuzt (Bild 5 a), und können sich die Stabenden rechtwinklig zur gemeinsamen Stabebene (Fachwerkebene) nicht verschieben, so muß für die Untersuchung auf Knicken aus

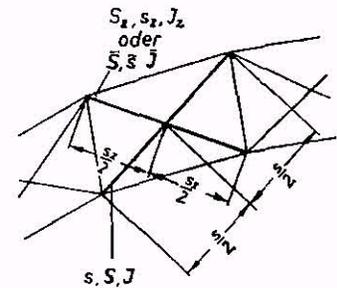


Bild 5 a

der Fachwerkebene heraus die wirksame Knicklänge s_K des Druckstabes bekannt sein. Sie kann niemals kleiner als $0,5s$ sein. An der Kreuzungsstelle ist zu unterscheiden, ob beide Stäbe mit vollem Trägheitsmoment durchgeführt werden, oder ob dies nur für einen zutrifft, während der andere als gelenkig an die Kreuzungsstelle angeschlossen gilt. Unabhängig davon müssen beide Stäbe an der Kreuzungsstelle unmittelbar oder über ein Knotenblech in ausreichendem Maße verbunden sein. Hierzu sind durchgehende Stäbe mit mindestens einem Viertel der zum Anschluß des gedrückten Stabes erforderlichen Niete oder mit einer nach den Vorschriften gleichwertigen Schweißverbindung an die Kreuzungsstelle anzuschließen. Bei Gittermasten von Starkstromfreileitungen dürfen für die Verbindung gekreuzter Diagonalen ausnahmsweise auch Schrauben, deren Muttern besonders (z. B. durch Federringe) gesichert sein müssen, verwendet werden.

Ri 6.4.2. Sind beide Stäbe an der Kreuzungsstelle mit ihrem vollen Trägheitsmoment durchgeführt (Bild 5 b), so gilt für die wirksame Knicklänge des zu bemessenden Druckstabes:

$$s_K = s \sqrt{1 - \frac{S_z \cdot s}{S \cdot s_z} \left(0,75 + \frac{\pi^2 E J_z}{s_z^2 \cdot \gamma_K \cdot S_z} \right)}$$

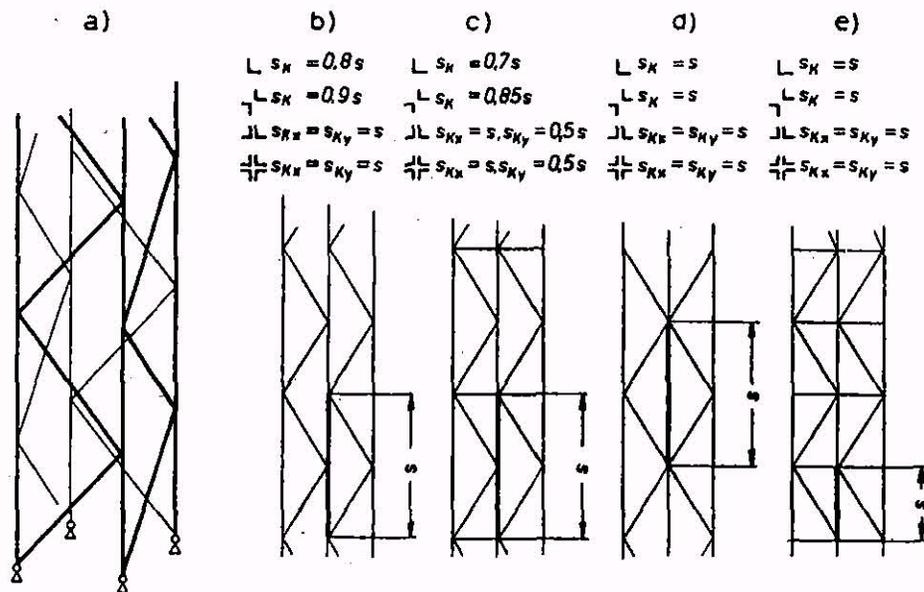


Bild 4

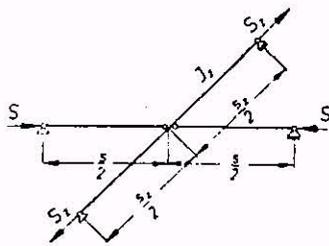


Bild 5 b

Jedoch darf die Knicklänge nicht kleiner sein als $s_K = 0,5 s$, auch wenn die vorstehende Formel einen kleineren Wert liefert.

Ri 6.4.3. Wirkt an Stelle der aussteifenden Zugkraft S_z eine Druckkraft \bar{S} (Bild 5 c), so ist die wirksame Knicklänge größer und beträgt:

$$s_K = s \left| 1 + \frac{S \cdot s}{S \cdot s} \left(1 - \frac{\pi^2 \lambda E J}{s^2 \cdot \nu_K \cdot S} \right) \right|$$

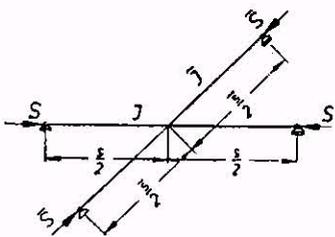


Bild 5 c

Jedoch darf die Knicklänge nicht kleiner sein als $s_K = 0,5 s$, wenn die voranstehende Formel einen kleineren Wert liefert. Auch der Stab \bar{S} darf mit keiner kleineren Knicklänge als $\bar{s}_K = 0,5 \bar{s}$ bemessen werden. Der Abminderungsbeiwert λ bei Knickung im plastischen Bereich ist für $\lambda = \bar{s}/l$ der Tabelle 3 in Ri 7.4.2. zu entnehmen.

Ri 6.4.4. Ist der aussteifende Zugstab an der Kreuzungsstelle gelenkig angeschlossen, während der Druckstab durchgeföhrt ist (Bild 5 d), so folgt für die Knicklänge des Druckstabes:

$$s_K = s \sqrt{1 - 0,75 \frac{S_z \cdot s}{S \cdot s_z}}$$

jedoch nicht weniger als $s_K = 0,5 s$.

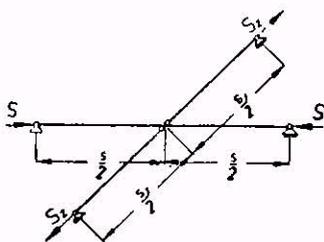


Bild 5 d

Ri 6.4.5. Wird der Druckstab an der Kreuzungsstelle gelenkig angeschlossen, während der Zugstab durchläuft (Bild 5 e), und ist $\frac{S_z \cdot s}{S \cdot s_z} \geq 1$, so darf der Druckstab mit $s_K = 0,5 s$ bemessen werden. Ist dagegen $\frac{S_z \cdot s}{S \cdot s_z} < 1$, so gilt $s_K = 0,5 s$ nur dann, wenn zusätzlich nachgewiesen ist, daß die Biegesteifigkeit des durchlaufenden Zugstabes bei Ausbiegung rechtwinklig zur Fachwerkebene der Forderung genügt:

$$E J_z \geq \nu_K \cdot \frac{S \cdot s_z^3}{12 \cdot s} \left(1 - \frac{S_z \cdot s}{S \cdot s_z} \right)$$

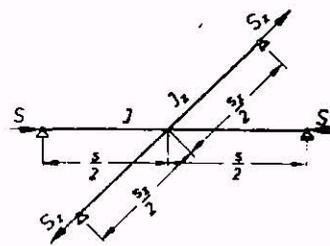


Bild 5 e

Für ν_K ist diejenige Knicksicherheit einzusetzen, die der Schlankheit des Druckstabes S entspricht. Sie kann der Tabelle 3 der Richtlinien entnommen werden.

Ri 6.4.6. Sind beide Stäbe auf Druck beansprucht (Bild 5 f), so darf für den an der Kreuzungsstelle gelenkig angeschlossenen Druckstab S die Knicklänge $s_K = 0,5 s$ eingesetzt werden, wenn zusätzlich nachgewiesen ist, daß die Biegesteifigkeit

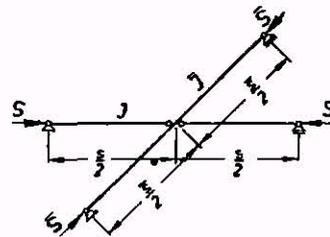


Bild 5 f

des durchlaufenden Stabes \bar{S} bei Ausbiegung rechtwinklig zur Fachwerkebene der Forderung genügt:

$$E J \geq \nu_K \cdot \frac{S \cdot \bar{s}^3}{12 s} \left(1 + 1,21 \frac{\bar{s} \cdot s}{S \cdot s} \right)$$

Mit $\nu_K = 2,5$ ist der durchlaufende Druckstab ausreichend sicher bemessen. Wird aber eine Knicksicherheit $1,77 \leq \nu_K < 2,5$ gewählt, so ist zusätzlich noch der nach Abschnitt 7.1. der Vorschriften geforderte Nachweis mit der Knicklänge des durchlaufenden Druckstabes

$$\bar{s}_K = \frac{s}{\sqrt{1 - \frac{\nu_K \cdot S \cdot s^3}{12 E J \cdot s}}}$$

zu erbringen.

Ri 6.4.7. Ist der Stab an beiden Enden unverschieblich festgehalten, wirken jedoch in den beiden Hälften der Stablänge verschieden große Druckkräfte S_1 und $S_2 < S_1$ (Bild 5 g), so ist der

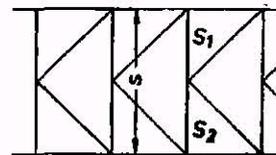


Bild 5 g

Stab bei der Untersuchung auf Knicken rechtwinklig zur Fachwerkebene für die Druckkraft S_1 und die Knicklänge

$s_K = s \cdot \left(0,75 + 0,25 \cdot \frac{S_2}{S_1} \right)$ zu berechnen. Ist S_2 eine Zugkraft, so ist in dieser Formel das Pluszeichen durch ein Minuszeichen zu ersetzen, doch darf s_K nicht kleiner sein als $0,5 s$.

Ri 6.4.8. Bei Gittermasten von Starkstromfreileitungen darf für die Bemessung von Diagonalen ausnahmsweise eine Knicklänge $s_K = 0,9 s$ angenommen werden.

Ri 6.4.9. Besteht der Stab aus einem einzelnen Winkelstahl und wird die Außermitteigkeit des Kraftangriffes bei der Bemessung nicht berücksichtigt (Vorschriften Abschnitt 10.8.), so ist für den Schlankheitsgrad das Verhältnis der nach Ri 6.4.2. bis Ri 6.4.8. bestimmten Knicklängen zum kleinsten Trägheitshalbmesser i_{\min} des Winkelquerschnittes einzuführen.

Richtlinien 7. zu Abschnitt 7. der Vorschriften

Ri 7.1. Allgemeines

Ri 7.1.1. Das Tragverhalten planmäßig mittig gedrückter Stäbe kann durch verschiedene Ausweicherscheinungen (vgl. Ri 1.1.) gekennzeichnet sein. Zu diesen Ausweicherscheinungen gehört die Biegeknickung, die Drillknickung, die Biegedrillknickung und schließlich auch das Ausbeulen dünnwandiger Teile (vgl. Vorschriften Abschnitt 3. und 16., Richtlinien Ri 1.1. und Ri 3.).

Ri 7.1.2. Bei den planmäßig mittig gedrückten Stäben und bei den planmäßig nur durch Axialkräfte beanspruchten Stabwerken (vgl. dazu die Vorschriften Abschnitt 10.9.), die der Biegeknickung unterliegen, sind je nach den Voraussetzungen, die der Rechnung zugrunde gelegt werden, drei verschiedene Stabilitätstheoretische Sonderwerte der Druckkraft zu unterscheiden: Die ideale (Eulersche) Knicklast P_{Ki} , die an die Voraussetzung eines unbeschränkt gültigen Hookeschen Formänderungsgesetzes sowie an weitere idealisierende Voraussetzungen (ideal gerade Stabachse, ideal mittiger Kraftangriff, ideal isotroper Werkstoff) gebunden ist⁴⁾. Dann die gewöhnliche (Engelbersche) Knicklast P_K , bei deren Bestimmung auf die Annahme eines unbeschränkt gültigen Hookeschen Formänderungsgesetzes verzichtet wird, die aber nach wie vor an die übrigen idealisierenden Voraussetzungen (ideal gerade Stabachse, ideal mittiger Kraftangriff, ideal isotroper Werkstoff) gebunden ist. Schließlich die Traglast P_{Kr} , bei deren Berechnung⁷⁾ zusätzlich auch auf die idealisierenden Voraussetzungen geometrischer Art (ideal gerade Stabachse, ideal mittiger Kraftangriff) verzichtet wird. Die Schwierigkeit der theoretischen Bestimmung und der Umfang der erforderlichen Rechenarbeit wächst in der genannten Reihenfolge; demgemäß steht im Stahlbau nur in einfacheren Fällen die Traglast, in der Regel die gewöhnliche (Engelbersche) Knicklast und in schwierigeren Fällen die ideale Knicklast als Bemessungsgrundlage zur Verfügung.

Ri 7.1.3. Wird bei der Bemessung eines planmäßig mittig gedrückten Stabes oder eines planmäßig biegemomentenfrei beanspruchten Stabwerkes von der Traglast P_{Kr} ausgegangen, so ist der Nachweis $P \leq P_{Kr}/\nu_{Kr}$ zu erbringen, wobei P die größte einwirkende Last und ν_{Kr} die Tragsicherheitszahl ist. Wird von der gewöhnlichen (Engelberschen) Knicklast P_K oder von der idealen Knicklast P_{Ki} ausgegangen, so ist der Nachweis $P \leq P_K/\nu_K$ bzw. $P \leq P_{Ki}/\nu_{Ki}$ zu erbringen, wobei ν_K die gewöhnliche (Engelbersche) und ν_{Ki} die ideale Knicksicherheitszahl ist.

Ri 7.1.4. Die Sicherheitszahlen ν_{Kr} , ν_K und ν_{Ki} sind innerhalb der Grenzen, die durch die Gebote der Sicherheit und der Wirtschaftlichkeit sowie durch die praktische Erfahrung und die wissenschaftlichen Erkenntnisse gezogen werden, um so größter festzusetzen, je mehr sich die der Rechnung zugrunde liegenden idealisierenden und vereinfachenden Annahmen von der Wirklichkeit entfernen können. Für die Tragsicherheitszahl ist in der Regel, wenn bei der Bestimmung der Traglast die größtmöglichen „praktisch unvermeidbaren“ Außermitteigkeiten des Kraftangriffes berücksichtigt werden, im Grenzlastfall H $\nu_{Kr} = 1,71$ und im Grenzlastfall HZ $\nu_{Kr} = 1,5$ zu wählen. Die Engelbersche Knicksicherheitszahl ν_K hängt von der unter P_K auftretenden

größten Druckspannung ab; bei schlanken Stäben und Stabwerken deren Knicklast so klein ist, daß unter ihrer Einwirkung die Proportionalitätsgrenze σ_p des Baustahls nicht überschritten wird, stimmt P_K mit der idealen Knicklast P_{Ki} und daher ν_K mit der idealen Knicksicherheitszahl ν_{Ki} überein. Die ideale Knicksicherheitszahl darf im Grenzlastfall H nicht kleiner als $\nu_{Ki} = 2,5$ und im Grenzlastfall HZ nicht kleiner als $\nu_{Ki} = 2,19$ angenommen werden. Da diese Werte erheblich größer sind als die Tragsicherheitszahlen ν_{Kr} , kann die Forderung $P \leq P_{Kr}/\nu_{Kr}$ bei den schlank gebauten Stäben und Stabwerken zu einer kleineren zulässigen Last führen als die Forderung $P \leq P_K/\nu_K$. Daher muß, wenn bei der Bemessung von der Traglast ausgegangen wird, immer der Doppelnachweis $P \leq P_{Kr}/\nu_{Kr}$ und $P \leq P_{Ki}/\nu_{Ki}$ erbracht werden.

Ri 7.2. Die Knickzahlen

Ri 7.2.1. Viele Knickprobleme lassen sich nach Einführung der Knicklänge s_K (Abschnitt 6. der Vorschriften und Richtlinien 6.) mit mehr oder minder guter Annäherung auf die Bestimmung der Knicklast eines an beiden Enden gelenkig gelagerten, planmäßig mittig gedrückten, geraden Stabes von gleichbleibendem Querschnitt und gleichbleibender Normalkraft (der „Stabkraft S^* “) zurückführen. Es ist daher zweckmäßig, die Knickberechnung der Stäbe für diesen Normalfall einheitlich festzulegen (Vorschriften Abschnitt 7.). An Stelle der im Abschnitt Ri 7.1.3. angegebenen Nachweise kann hier wegen der Unveränderlichkeit der Querschnittsfläche und der Normalkraft einfach $\frac{S}{F} \leq \sigma_{zul}$ gefordert werden, wobei σ_{zul} die zulässige Druckspannung ist.

Um bei der Vorschreibung der Werte σ_{zul} keine besonderen Tabellen für die Grenzlastfälle H und HZ aufstellen zu müssen, ferner, um die Zahlenrechnung zu erleichtern, und schließlich, um einfache Näherungsformeln zur Berechnung der planmäßig außermitteig gedrückten Stäbe (Vorschriften Abschnitt 10.) festsetzen zu können, wird die Forderung $\frac{S}{F} \leq \sigma_{zul}$ in der Form $\omega \cdot \frac{S}{F} \leq \sigma_{zul}$ geschrieben, wobei σ_{zul} die dem untersuchten Belastungsfall und der gewählten Baustahlorte zugeordnete zulässige Spannung, vgl. Vorschriften Abschnitt 7., und $\omega = \sigma_{zul}/\sigma_{zul}$ die Knickzahl ist. Die Knickzahlen hängen von der Baustahlorte und dem Schlankheitsgrad λ des Stabes ab und sind in den Tabellen 1 und 2 der Vorschriften angegeben.

Ri 7.2.2. Bei der Aufstellung dieser Tabellen wurde, um die Werte σ_{zul} und damit auch die Knickzahlen ω an eine rationelle Gesetzmäßigkeit zu binden, der im Abschnitt Ri 7.1.4. angeführte Doppelnachweis $\frac{S}{F} \leq \frac{\sigma_{Kr}}{\nu_{Kr}}$ und $\frac{S}{F} \leq \frac{\sigma_{Ki}}{\nu_{Ki}}$ als maßgebend angesehen, die ideale Knickspannung $\sigma_{Ki} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ mit $E = 2\,100\,000$ kp/cm²

berechnet und die Tragspannung σ_{Kr} auf Grund folgender Annahmen ermittelt:

I. Der gleichbleibende Stabquerschnitt hat die in Bild 6 a dargestellte Form, die bei der eingezeichneten Lage des Kraftangriffspunktes für das Tragvermögen sehr ungünstig ist.

II. Die Druckkraft greift an den Enden des gelenkig gelagerten Stabes an und behält ihre Richtung während der Ausknickung des Stabes bei. Der Angriffspunkt der Druckkraft liegt auf der Symmetrieachse des Querschnittes in der Entfernung u vom Schwerpunkt. Die Größe u stellt den planmäßig nicht vorgesehenen, praktisch jedoch „unvermeidbaren“ Angriffshebel der Druckkraft vor, der sich im allgemeinen aus einem von der Stablänge unabhängigen und einem mit der Stablänge anwachsenden Anteil zusammensetzt. Es wird willkürlich angenommen, daß u mit dem Trägheitshalbmesser i des Stabquerschnittes und der Netzlänge s des Stabes nach dem Gesetz $u = \frac{i}{20} + \frac{s}{500}$ anwächst, so daß man die Beziehung $\frac{u}{i} = 0,05 + \frac{\lambda}{500}$ erhält.

III. Die Voraussetzungen der technischen Biegelehre gelten auch außerhalb des Hookeschen Formänderungsbereiches. Der Baustahl gehorcht hierbei einem idealelastisch-idealplastischen Spannungs-Dehnungs-Gesetz⁸⁾ (Bild 6 b), wobei $E = 2\,100\,000$ kp/cm² gesetzt und folgende tiefliegende, für größere Quer-

⁴⁾ Allgemein handelt es sich hier um idealisierende Voraussetzungen geometrischer oder statischer Art, deren Erfüllung zur Folge hat, daß die Untersuchung des Tragverhaltens zu einer „Verzweigungsstelle“ der Lösung führt. Das Kriterium für das Auftreten solcher Verzweigungsstellen wurde von K. Klöppel und K. H. Lie (Stahlbau 1943, S. 17) allgemeingültig formuliert; vgl. dazu auch das dort angeführte Schrifttum sowie H. Zimmermann, Bautechn. 1923, S. 10; F. Schleicher, Forschungshfte a. d. Geb. d. Stahlbaues, Heft 6, S. 146; W. Cornelius, Diss. Darmstadt 1944.

⁷⁾ Vgl. F. Hartmann, Stahlbrücken, 1. Teil, Wien 1946; K. Jäger (Jezek), Die Festigkeit von Druckstäben aus Stahl, Wien 1937; J. Fritsche, Stahlbau 1936, S. 90; C. F. Kollbrunner, Stahlbau 1938, S. 25.

⁸⁾ K. Jäger (Jezek), Die Festigkeit von Druckstäben aus Stahl, Wien 1937; J. Fritsche, Stahlbau 1941, S. 37 u. 96.

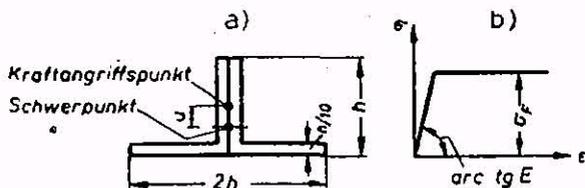


Bild 6

schnittsbereiche geltende Mittelwerte der Fließspannung angenommen werden: Für den Baustahl St 38 der Wert $\sigma_F = 2300$ kp/cm² und für den Baustahl St 52 der Wert $\sigma_F = 3400$ kp/cm². Die Biegelinien (Gleichgewichtsfiguren der Stabachse) werden näherungsweise durch Sinus-Halbwellen ersetzt.

IV. Die unter I bis III genannten, für das Tragvermögen des Stabes ungünstigen Einflüsse werden gleichzeitig wirksam gedacht; alle günstigen Einflüsse bleiben demgegenüber unberücksichtigt. Im Hinblick auf diese vom untersuchten Einzelfall unabhängige, sehr ungünstige Voraussetzung wird die Tragsicherheitszahl im Grenzlastfall H von $\nu_{Kr} = 1,71$ ausnahmsweise auf $\nu_{Kr} = 1,5$ herabgesetzt.

Bei Zugrundelegung der Annahmen I bis IV können die den Schlankheitsgraden λ zugeordneten, in kp/cm² ausgedrückten Tragspannungen $\sigma_{Kr} = S_{Kr}/F$ für die angeführten Fließspannungswerte σ_F aus der Gleichung

$$\lambda^2 = \frac{\pi^2 \cdot E}{\sigma_{Kr}} \left[1 - \frac{m \cdot \sigma_{Kr}}{\sigma_F - \sigma_{Kr}} + 0,25 \left(\frac{m \cdot \sigma_{Kr}}{\sigma_F - \sigma_{Kr}} \right)^2 - 0,005 \left(\frac{m \cdot \sigma_{Kr}}{\sigma_F - \sigma_{Kr}} \right)^3 \right]$$

berechnet werden, wobei

$$m = 2,317 \left(0,05 + \frac{\lambda}{500} \right)$$

In Bild 7 a und in der Tabelle 1 sind sowohl die idealen Knickspannungen $\sigma_{Ki} = \frac{S_{Ki}}{F}$ (Eulersche Knickspannungen) als auch die aus obiger Gleichung ermittelten Tragspannungen $\sigma_{Kr} = \frac{S_{Kr}}{F}$ für verschiedene Schlankheitsgrade λ angegeben. Teilt man σ_{Ki} durch $\nu_{Ki} = 2,5$ und σ_{Kr} durch $\nu_{Kr} = 1,5$, so stellt der jeweils

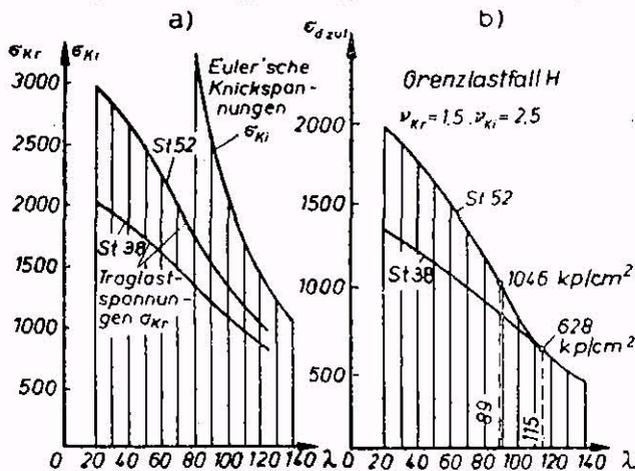


Bild 7

kleinere der erhaltenen beiden Spannungswerte die im Grenzlastfall H zulässige Druckspannung σ_{dzul} dar (Bild 7 b und Tabelle 1); im Grenzlastfall HZ ist dieser Wert im Verhältnis der zulässigen Spannungen zu erhöhen. Aus σ_{dzul} ergeben sich die Knickzahlen mit Hilfe der Beziehung $\omega = \sigma_{zul}/\sigma_{dzul}$; für die zwei Baustahlsorten gilt hierbei $\sigma_{zul} = 1400$ bzw. 2100 kp/cm².

Ri 7.3. Direkte Bemessung von Druckstäben

Soll für einen Druckstab von gegebener Querschnittsform die erforderliche Querschnittsfläche F auf direktem Wege bestimmt werden, so ist mit Hilfe der gegebenen Werte S, S_K , σ_{zul} und der Querschnittszahl Z die „Stabkennzahl“

$$\zeta = \sqrt{\frac{Z \cdot S_K \cdot \sigma_{zul}}{S}}$$

zu berechnen und die zugeordnete Knickzahl ω aus der Tabelle 2 zu entnehmen, wobei Zwischenwerte geradlinig eingeschaltet werden dürfen. Die erforderliche Querschnittsfläche beträgt

$$F = \omega \cdot \frac{S}{\sigma_{zul}}$$

und der Schlankheitsgrad λ des Stabes hat die in der Tabelle 2 angegebene Größe. Bei geometrisch ähnlichen Querschnitten ist Z von der Querschnittsfläche F unabhängig und

Tabelle 1

λ	σ_{Kr}		σ_{Ki}	σ_{dzul} (Grenzlastfall H)	
	St 38	St 52		St 38	St 52
20	2023	2975	—	1349	1983
30	1941	2832	—	1294	1888
40	1845	2659	—	1230	1773
50	1737	2456	—	1158	1637
60	1617	2231	—	1078	1487
70	1489	1995	4230	993	1330
80	1358	1762	3238	905	1175
90	1229	1546	2559	819	1024
100	1107	1354	2073	738	829
110	994	1186	1713	663	685
120	892	1043	1439	576	576
130	—	—	1226	490	490
140	—	—	1057	423	423
150	—	—	921	368	368

kann mit Hilfe der Beziehung $Z = \frac{F}{i^2} = \frac{F^2}{J}$ für die gegebene Querschnittsform berechnet werden. Sind die bei der Bemessung in Betracht gezogenen Profile (etwa die Walzprofile einer Reihe) nicht genau geometrisch ähnlich, so ist das geschilderte Rechenverfahren nur ein Näherungsverfahren, dessen Brauchbarkeit von der richtigen Schätzung der Querschnittszahl Z abhängt. Statt die Querschnittszahl Z zu schätzen, kann auch unmittelbar die Knickzahl geschätzt werden und auf Grund des Schätzwertes

ω^* eine Fläche $F^* = \omega^* \cdot \frac{S}{\sigma_{zul}}$ berechnet werden. Zu dieser Fläche ist aus einer Profiltafel der Trägheitshalbmesser i^* zu entnehmen und die Stabkennzahl $\zeta = \frac{S_K}{i^*} \sqrt{\omega^*}$ zu berechnen.

Für ζ ergibt sich aus der Tabelle 2 ein Wert ω , der, falls er von ω^* stark abweicht, als verbesserter, neuer Schätzwert dient, ansonsten aber schon zur Berechnung der gesuchten Querschnittsfläche $F = \omega \cdot \frac{S}{\sigma_{zul}}$ verwendet werden darf. Die in der Tabelle 2 neben ω stehende Zahl gibt dann wieder den Schlankheitsgrad λ des Stabes an.

Bei beiden Verfahren⁹⁾ wird die Erkenntnis verwertet, daß der Zahlenwert $\lambda \cdot |\omega|$ bei geometrisch ähnlichen Querschnitten vom Flächeninhalt F unabhängig ist. Beachtet muß werden, daß der im Abschnitt 7.1. der Vorschriften geforderte Nachweis $\omega \cdot \frac{S}{F} \leq \sigma_{zul}$ auch dann erbracht werden muß, wenn der Stab in der geschilderten Weise „direkt“ bemessen worden ist.

Bei beiden Verfahren⁹⁾ wird die Erkenntnis verwertet, daß der Zahlenwert $\lambda \cdot |\omega|$ bei geometrisch ähnlichen Querschnitten vom Flächeninhalt F unabhängig ist. Beachtet muß werden, daß der im Abschnitt 7.1. der Vorschriften geforderte Nachweis $\omega \cdot \frac{S}{F} \leq \sigma_{zul}$ auch dann erbracht werden muß, wenn der Stab in der geschilderten Weise „direkt“ bemessen worden ist.

Ri 7.4. Die Engeßersche Knicklast S_K und die Engeßersche Knicksicherheitszahl ν_K

Ri 7.4.1. Wird bei der Bestimmung der Knickspannung auf die Voraussetzung eines unbeschränkt geltenden Hookeschen Formänderungsgesetzes verzichtet und an Stelle dieses Gesetzes — unter Beibehaltung aller übrigen idealisierenden Voraussetzungen — die Spannungs-Dehnungs-Linie des Baustahls zugrunde gelegt, so erhält man an Stelle der Eulerschen Knickspannung σ_{Ki}

⁹⁾ Vgl. W. Gehler, Baunormung 1923, S. 45; G. Unold, Knicknomogramm, NBW-Verlag 1928; O. Domke, Bauing. 1938, S. 661; K. Kam-müller, Beton und Eisen 1942, S. 220.

Tabelle 2

ζ	St 38		St 52	
	ω	λ	ω	λ
21	1,04	20,6	1,06	20,4
25	1,05	24,4	1,08	24,1
30	1,07	29,0	1,10	28,6
35	1,10	33,4	1,13	32,9
40	1,12	37,8	1,16	37,1
45	1,15	42,0	1,19	41,2
50	1,18	46,0	1,23	45,1
55	1,21	50,0	1,27	48,8
60	1,24	53,8	1,31	52,5
65	1,27	57,6	1,35	55,9
70	1,31	61,2	1,40	59,2
75	1,35	64,6	1,45	62,4
80	1,38	68,1	1,50	65,4
85	1,42	71,3	1,55	68,3
90	1,46	74,4	1,60	71,1
95	1,51	77,4	1,65	73,8
100	1,55	80,3	1,71	76,5
105	1,59	83,2	1,77	79,0
110	1,64	85,9	1,82	81,5
115	1,68	88,6	1,88	83,9
120	1,73	91,3	1,94	86,2
125	1,77	93,8	2,00	88,4
130	1,82	96,3	2,07	90,4
135	1,87	98,7		
140	1,92	101,1		
145	1,97	103,4		
150	2,02	105,6		
160	2,12	110,0	ζ	7,93 √ζ
170	2,22	114,1		
180	2,34	117,6		
> 180	ζ / 76,95	8,77 √ζ		

die vom Knickmodul T abhängige Engebersche Knickspannung $\sigma_K = \frac{\pi^2 \cdot T}{\lambda^2}$. Bedeutet σ_P die Proportionalitäts- und Elastizitäts-

grenze des Baustahls, so gilt im Bereich $\sigma_K \leq \sigma_P$ (dem „elastischen“ Bereich) $T = E$ und daher $\sigma_K = \sigma_{Ki}$, während im „unelastischen“ Bereich $\sigma_P < \sigma_K \leq \sigma_F$ der Knickmodul T kleiner als der Elastizitätsmodul E und daher die Engebersche Knickspannung σ_K kleiner ist als die Eulersche Knickspannung σ_{Ki} . Teilt man σ_K durch die Engebersche Knicksicherheitszahl ν_K , so erhält man die zulässige Druckspannung σ_{dzul} . Da die aus den Vorschriften Abschnitt 7. abgeleiteten Werte $\sigma_{dzul} = \sigma_{zul}/\omega$ als verbindlich anzusehen sind, muß ν_K durch die Beziehung $\nu_K = \omega \cdot \frac{\sigma_K}{\sigma_{zul}}$ an diese Vorschriften gebunden werden; hierbei ist ω

die dem Schlankheitsgrad λ zugeordnete, aus Tabelle 1 oder 2 der Vorschriften zu entnehmende Knickzahl und σ_{zul} die dem untersuchten Belastungsfall entsprechende zulässige Spannung.

RI 7.4.2. Bei Stabilitätsuntersuchungen werden oft Abminderungszahlen $\kappa = T/E$ verwendet (vgl. Vorschriften, Abschnitt 17.3. und Richtlinien RI 17.1.). Um eine gemeinsame Grundlage zu ihrer Festsetzung zu finden, legt man der Berechnung der Engeberschen Knickspannung σ_K für alle Baustahlorten die Proportionalitätsgrenze $\sigma_P = 0,8 \sigma_F$ zugrunde und wählt das Druckspannungs-Stauchungsgesetz (σ - ϵ -Gesetz) (Bild 8):

$$\frac{\sigma - \sigma_P}{\sigma_F - \sigma_P} = \tau_g \frac{\epsilon \cdot E - \sigma_P}{\sigma_F - \sigma_P}$$

oder in expliziter Form:

$$\sigma = \sigma_F \left(0,8 + 0,2 \tau_g \frac{\epsilon \cdot E - \sigma_P}{\sigma_F - \sigma_P} \right)$$

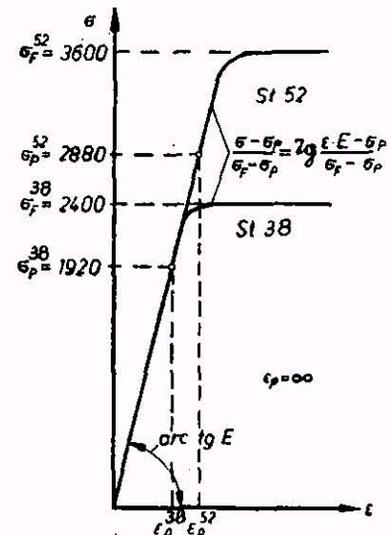


Bild 8

Damit ist sowohl den Versuchswerten als auch den Übergangsbedingungen weitgehend entsprochen. In diesen Formeln ist

$$\epsilon \geq \frac{0,8 \sigma_F}{E}. \text{ Für } \epsilon = \frac{0,8 \sigma_F}{E} \text{ ergibt sich } \sigma = 0,8 \sigma_F, \text{ und für } \epsilon =$$

∞ beträgt $\sigma = \sigma_F$. Für den Elastizitätsmodul ist $E = 2100000$ kp/cm² und für σ_F sind Mittelwerte einzusetzen, und zwar für den St 38 der Wert $\sigma_F = 2400$ kp/cm² und für den St 52 der Wert $\sigma_F = 1,5 \cdot 2400 = 3600$ kp/cm². Dem Spannungswert σ_K sind

zugeordnet der „Belastungsmodul“ $E_1 = \frac{d\sigma}{d\epsilon}$, der „Entlastungsmodul“ $E_2 = E$ und bei Annahme einer rechteckigen Querschnittsform der Engebersche „Knickmodul“

$$T = \frac{4 E_1 \cdot E}{(\sqrt{E_1} + \sqrt{E})^2}$$

Aus dem σ - ϵ -Gesetz erhält man:

$$E_1 = E \left[1 - \left(\frac{\sigma - \sigma_P}{\sigma_F - \sigma_P} \right)^2 \right]$$

Die Grenze zwischen dem elastischen und dem unelastischen Bereich liegt beim St 38 bei $\lambda = 103,898$ und beim St 52 bei $\lambda = 84,833$. Diese Werte ergeben sich aus der Eulerformel

$$\sigma_{Ki} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \text{ für } \sigma_{Ki} = 0,8 \sigma_F.$$

Das Verhältnis $\frac{1}{\kappa}$ ist festgelegt mit

$$\frac{1}{\kappa} = \frac{E}{T} = \frac{(\sqrt{E_1} + \sqrt{E})^2}{4 \cdot E_1} = \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{E}{E_1}} \right)^2$$

Mit dem obigen Ausdruck für E_1 und unter Berücksichtigung dessen, daß $\frac{1}{\kappa} = \frac{\sigma_{Ki}}{\sigma_K}$ ist, erhält man

$$\frac{1}{\kappa} = \frac{\sigma_{Ki}}{\sigma_K} = \left[0,5 + \frac{0,5 (\sigma_F - \sigma_P)}{\sqrt{(\sigma_F - \sigma_P)^2 - (\sigma_K - \sigma_P)^2}} \right]^2$$

Für den beiderseits einspannungsfrei gelagerten Druckstab (Normalfall) gilt

$$\sigma_K = \kappa \cdot \sigma_{Ki} = \kappa \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}$$

Nach Einsetzen von κ ergibt sich dann für das σ_K - λ -Diagramm

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_K}{E} \left[0,5 + \frac{0,5 (\sigma_F - \sigma_P)}{\sqrt{(\sigma_F - \sigma_P)^2 - (\sigma_K - \sigma_P)^2}} \right]}$$

und mit $\sigma_P = 0,8 \sigma_F$

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_K}{E} \left[0,5 + \frac{0,1 \sigma_F}{\sqrt{(0,2 \sigma_F)^2 - (\sigma_K - 0,8 \sigma_F)^2}} \right]}$$

Die Sicherheitszahl ist $\nu_K = \frac{\sigma_K}{\sigma_{dzul}} = \frac{\sigma_K \cdot \omega}{\sigma_{zul}}$

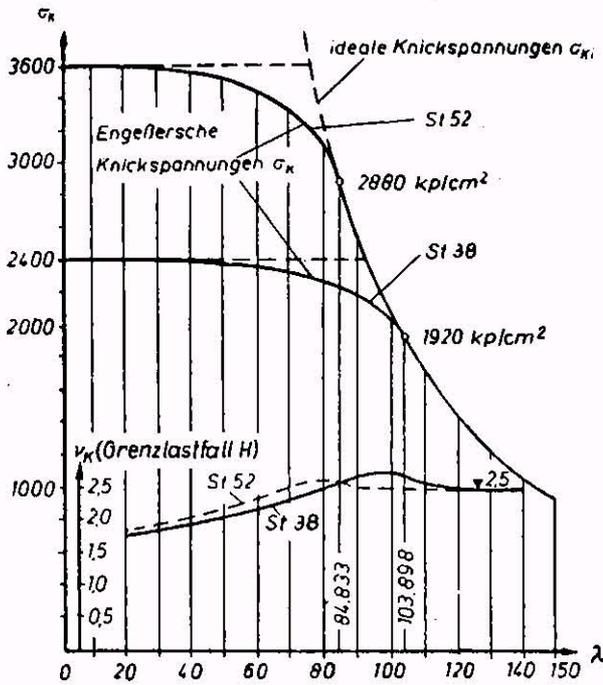


Bild 9

Tabelle 3 und Bild 9 enthalten σ_K und ν_K in Abhängigkeit von λ . Für den Grenzlastfall HZ sind die ν_K -Werte des Grenzlastfalles H durch das Verhältnis der σ_{zul} -Werte, also bei St 38 durch $1600 : 1400 = 1,143$ und bei St 52 durch $2400 : 2100 = 1,143$ zu dividieren.

Tabelle 3

λ	σ_{K_i}	St 38					
		$\sigma_K^*)$	κ	$\sigma_{d\,zul_1}$	ν_{K_1}	$\sigma_{d\,zul_2}$	ν_{K_2}
20	51 816	2397	0,046	1349	1,77	1642	1,55
30	23 029	2391	0,104	1294	1,85	1479	1,62
40	12 954	2382	0,184	1230	1,94	1406	1,69
50	8 290	2367	0,285	1158	2,04	1324	1,79
60	6 787	2344	0,407	1078	2,18	1232	1,90
70	4 230	2309	0,548	993	2,33	1135	2,03
80	3 238	2255	0,696	905	2,49	1034	2,18
90	2 569	2170	0,848	819	2,65	936	2,32
100	2 073	2024	0,976	738	2,74	843	2,40
103,898	1 920	$\sigma_P=1920$	1,000	707	2,72	808	2,38
110	1 713	—	—	663	2,69	758	2,26
120	1 439	—	—	576	2,50	658	2,19
130	1 226	—	—	490	2,50	660	2,19
140	1 057	—	—	423	2,50	483	2,19
150	921	—	—	368	2,50	421	2,19

λ	σ_{K_i}	St 52					
		$\sigma_K^*)$	κ	$\sigma_{d\,zul_1}$	ν_{K_1}	$\sigma_{d\,zul_2}$	ν_{K_2}
20	51 815	3692	0,069	1983	1,81	2267	1,58
30	23 029	3578	0,155	1888	1,90	2168	1,66
40	12 954	3553	0,274	1773	2,01	2027	1,75
50	8 290	3511	0,424	1637	2,14	1871	1,88
60	6 787	3439	0,597	1487	2,31	1699	2,02
70	4 230	3317	0,784	1330	2,50	1520	2,18
80	3 238	3093	0,955	1175	2,63	1343	2,30
84,833	2 880	$\sigma_P=2880$	1,000	1099	2,62	1257	2,28
90	2 569	—	—	1024	2,50	1170	2,19
100	2 073	—	—	829	2,50	947	2,19
110	1 713	—	—	685	2,50	783	2,19
120	1 439	—	—	576	2,50	658	2,19
130	1 226	—	—	490	2,50	560	2,19
140	1 057	—	—	423	2,50	483	2,19
150	921	—	—	368	2,50	421	2,19

*) Die σ_K -Werte sind hier auf ganze Zahlen aufgerundet.

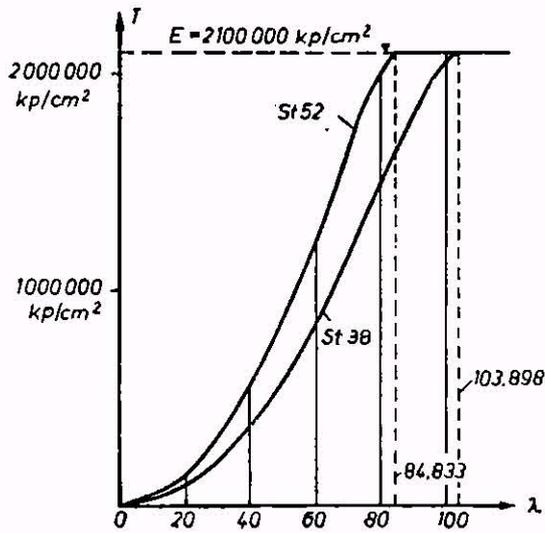


Bild 10

Bild 10 zeigt die Abhängigkeit des Knickmoduls T vom Schlankheitsgrad λ des Stabes.

Im Abschnitt 17. der Vorschriften wurden in der Tabelle 7 und in Bild 21 die nach diesem Verfahren ermittelten Knickspannungen σ_K (dort als „abgeminderte Vergleichsspannung σ_{VK} “ bezeichnet) dargestellt in Abhängigkeit von der idealen Knickspannung $\sigma_{K_i} = \frac{E}{T} \cdot \sigma_K = \frac{\sigma_K}{\kappa}$ (dort als „ideale Vergleichsspannung σ_{VK_i} “ bezeichnet). Mit Hilfe dieser Darstellung kann unmittelbar festgestellt werden, welcher Wert σ_K einem gegebenen Wert σ_{K_i} entspricht und welche ideale Knickspannung σ_{K_i} erreicht werden muß, um eine bestimmte Engelfersche Knickspannung σ_K zu bekommen.

Ri 7.5. **Biegedrillknickung planmäßig mittig gedrückter Gurtstäbe mit einfach-symmetrischen Querschnitten**

Ri 7.5.1. Bei mittig gedrückten Stäben mit dünnwandigen, offenen und einfachsymmetrischen Querschnitten, deren Schubmittelpunkt M nicht mit dem Schwerpunkt S zusammenfällt (Bild 11), wird der Stab beim Ausknicken aus der Symmetrieebene nicht nur verbogen, sondern auch verdreht¹⁰⁾ (vgl. Ri 3). Dennoch dürfen solche Stäbe nach Abschnitt 7.1. der Vorschriften bemessen werden, wenn ihnen ein ideeller Schlankheitsgrad λ_{vi} zugeordnet wird.

Ri 7.5.2. Dieser ideelle Schlankheitsgrad kann für einfach-symmetrische Querschnitte, bei denen die y -Achse Symmetriechse ist, berechnet werden nach der Formel:

$$\lambda_{vi} = \frac{\beta \cdot s}{i_y} \left[\frac{c^2 + i_M^2}{2c^2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{4c^2 [i_p^2 + 0,093 (\beta^2 / \beta_0^2 - 1) \gamma_M^2]}{(c^2 + i_M^2)^2}} \right) \right]$$

Hierin bedeutet:

- $i_P = \sqrt{i_x^2 + i_y^2}$ den auf den Schwerpunkt bezogenen polaren Trägheitsradius [cm]
- $i_M = \sqrt{i_p^2 + \gamma_M^2}$ den auf den Schubmittelpunkt bezogenen polaren Trägheitsradius [cm]
- γ_M die auf den Schwerpunkt bezogene Ordinate des Schubmittelpunktes [cm]
- $c = \sqrt{\frac{C_M (\beta \cdot s)^2 (\beta_0 \cdot s_0)^2 + 0,039 (\beta \cdot s)^2 J_D}{J_y}}$ den Drehradius des Querschnittes [cm]
- J_D den Drillwiderstand [cm⁴]
- C_M den auf den Schubmittelpunkt bezogenen Wölbwiderstand [cm⁶]

¹⁰⁾ Vgl. R. Kappus, Luftfahrtforschung 1937, S. 444; F. Wansleben, unveröffentl. Arbeit.

Tabelle 5

	<p>1. Beiderseits gelenkig gelagert:</p> $s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 2,18 \cdot N_0/N_1}{3,18}}$ <p>2. Beiderseits fest eingespannt:</p> $s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 0,93 \cdot N_0/N_1}{7,72}}$
	<p>3. Beiderseits gelenkig gelagert:</p> $s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 1,09 \cdot N_0/N_1}{2,09}}$ <p>4. Beiderseits fest eingespannt:</p> $s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 - 0,35 \cdot N_0/N_1}{5,40}}$
	<p>5. Die Formeln (1) und (3) können sinngemäß auch bei der Bemessung von Stäben angewandt werden, die an dem einen Ende eingespannt und an dem anderen Ende frei verschieblich sind, wobei N_0 am freien und N_1 am eingespannten Ende wirkt. Für s ist dann die doppelte Stablänge einzusetzen.</p>
	<p>6. Beiderseitig gelenkig gelagert:</p> $s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 0,88 \cdot N_0/N_1}{1,88}}$ <p>7. Beiderseits fest eingespannt:</p> $s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 0,93 \cdot N_0/N_1}{7,72}}$ <p>8. Auf der Seite von N_1 gelenkig gelagert und auf der Seite von N_0 fest eingespannt:</p> $s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 0,51 \cdot N_0/N_1}{3,09}}$ <p>9. Auf der Seite von N_1 fest eingespannt und auf der Seite von N_0 gelenkig gelagert:</p> $s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 1,65 \cdot N_0/N_1}{5,42}}$

Anmerkung: Die Formeln gelten für alle $N_0/N_1 \leq 1$. Sie dürfen auch angewandt werden, wenn N_0 eine Zugkraft ist, die den Wert $0,2 \cdot N_1$ nicht überschreitet; in den Formeln ist dann das Pluszeichen durch ein Minuszeichen zu ersetzen.

dürfen wie Stäbe mit dem gleichbleibenden Querschnittsträgheitsmoment $J = c \cdot \max J$ berechnet werden, wobei c aus der Tabelle 4 zu entnehmen ist¹¹⁾. Diese Tabelle enthält die Hilfsgröße $v = \left| \frac{J_0}{J_1} \right| \equiv \left| \frac{\min J}{\max J} \right|$ und gilt nur für gelenkig gelagerte Stäbe mit $J_0 \geq 0,01 \cdot J_1$. Für Stäbe mit $s_1 \geq 0,8 s$ darf $c = 1$ gesetzt werden, und bei Stäben, bei denen s_1 zwischen den Werten 0,5

und 0,8 s liegt, darf c geradlinig zwischengeschaltet werden. Ein anderes Näherungsverfahren zur Bestimmung von J wird in Ri 13.1.2. geschildert. Bei den zwei- und vierteiligen Stäben ist auch der Abschnitt 8. der Vorschriften zu beachten. Bei den einteiligen Stäben mit I-Querschnitt ist die geringfügig veränderliche Querschnittsfläche F durch einen Mittelwert zu ersetzen; einteilige Stäbe mit stark veränderlicher Querschnittsfläche F sind nach Abschnitt Ri 7.8. zu berechnen.

¹¹⁾ Vgl. F. Tölke, Bauing. 1930, S. 500, und E. Chwalla, Stahlbau 1934, S. 121. Über Druckstäbe mit sprungweise veränderlichem Querschnittsträgheitsmoment vgl. F. Tölke, Bauing. 1929, S. 600, und G. Unold, Stahlbau-Kalender 1942, S. 107.

Ri 7.7. **Druckstäbe mit veränderlicher Normalkraft**
 Ri 7.7.1. Greifen an einem geraden Stab von unveränderlichem Querschnitt stetig verteilte Axialkräfte an, die im Stab eine ge-

radlinige oder parabolische Normalkraftverteilung mit dem Größtwert N_1 hervorrufen, so darf der Stab nach den Vorschriften Abschnitt 7. wie ein Stab mit der Knicklänge s_K berechnet werden, der an beiden Enden mit der Druckkraft N_1 belastet ist und daher die gleichbleibende Normalkraft N_1 hat. Die Knicklänge s_K darf hierbei der Tabelle 5 entnommen werden¹²⁾. Vorausgesetzt ist, daß alle am Stab angreifenden Kräfte ihre Richtung auch während des Ausknickens des Stabes beibehalten; diese Voraussetzung darf in der Regel als erfüllt angesehen werden bei Druckgurten von Fachwerkträgern, die ausnahmsweise keine Querstützung erfahren und daher rechtwinklig zur Fachwerkebene ausknicken können.

Ri 7.7.2. Ändern die am Stab angreifenden Kräfte ihre Richtung während des Ausknickens so, daß die Wirkungsgerechten dieser Kräfte dauernd mit den Tangenten der Biegelinie des ausknickenden Stabes zusammenfallen, so erhält man für s_K andere Werte (vgl. Ri 6.2.). Die in der Tabelle 5 angegebenen Näherungsformeln 1, 3 und 6 nehmen dann beispielsweise die Form an:

$$s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 0,40 N_0/N_1}{1,40}}$$

$$\text{bzw. } s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 0,14 N_0/N_1}{1,14}}$$

$$\text{bzw. } s_K = s \cdot \sqrt{\frac{1 + 0,92 N_0/N_1}{1,92}}$$

Ri 7.8. Druckstäbe mit feldweise veränderlichem Querschnitt, feldweise veränderlicher Normalkraft und federnder Querstützung

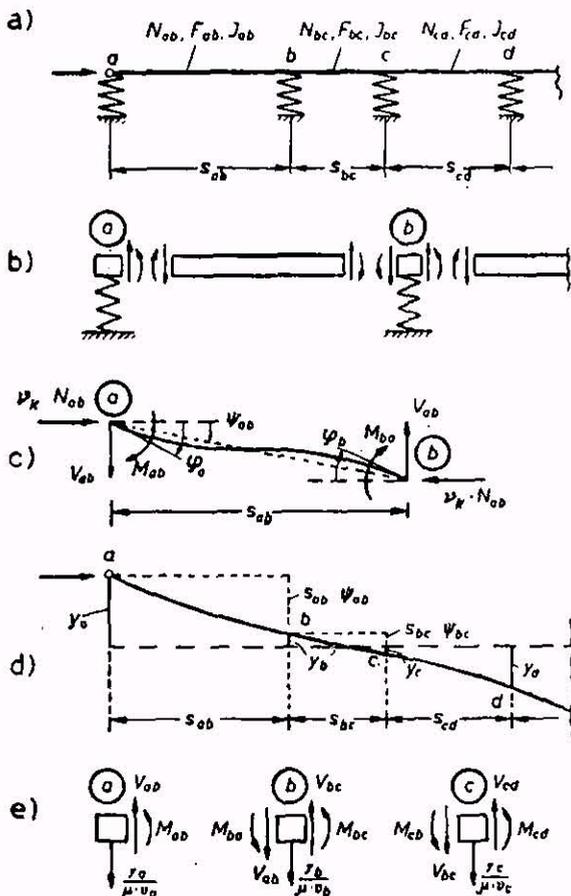


Bild 13

¹²⁾ Vgl. J. Dondorff, Diss. Aachen 1907; K. Karas, Z. f. Bauwesen 1925, S. 86 u. 1928, S. 246; F. Reiniczhuber, Jb. dtsh. Luftfahrtforschung 1940, S. 1 820 und Allg. Bau-Zeitung (Wien) 1952, Leon-Gedenkschrift S. 18; W. Bültmann, Stahlbau 1944, S. 49.

Ri 7.8.1. Zur Herleitung der Knickbedingung¹³⁾ wird der Stabzug (Bild 13 a) an beiden Seiten der Querstützen durchgeschnitten, so daß er in einzelne Stäbe und verschwindend kleine Knotenstücke zerfällt (Bild 13 b).

Im Stab $\bar{a}\bar{b}$, der vom Knoten a zum Knoten b reicht und die Länge s_{ab} , die Normalkraft N_{ab} und die Querschnittsfläche F_{ab} mit dem (beim Ausknicken zur Geltung kommenden) Hauptträgheitsmoment J_{ab} hat, entstehen beim Ausknicken die beiden Endmomente M_{ab} , M_{ba} und die Endquerkraft V_{ab} . Diese drei Wirkungsgrößen sind mit den beim Ausknicken auftretenden Verdrehungswinkeln φ_a , φ_b , ψ_{ab} (Bild 13 c) verknüpft durch die drei Grundbeziehungen

$$(1) \begin{cases} M_{ab} = A_{ab} \cdot \varphi_a + B_{ab} \cdot \varphi_b - (A_{ab} + B_{ab}) \cdot \psi_{ab}, \\ M_{ba} = A_{ab} \cdot \varphi_b + B_{ab} \cdot \varphi_a - (A_{ab} + B_{ab}) \cdot \psi_{ab}, \\ V_{ab} = \nu_K \cdot N_{ab} \cdot \psi_{ab} + \frac{1}{s_{ab}} (A_{ab} + B_{ab}) \cdot (\varphi_a + \varphi_b - 2\psi_{ab}), \end{cases}$$

wobei ν_K die Engesörsersche Knicksicherheitszahl des Stabzuges darstellt. Ist der Stab $\bar{a}\bar{b}$ im Endpunkt a oder im Endpunkt b gelenkig gelagert, so lauten die Grundbeziehungen

$$(2) \begin{cases} M_{ab} = 0, & M_{ba} = C_{ab} \cdot (\varphi_b - \psi_{ab}), \\ V_{ab} = \nu_K \cdot N_{ab} \cdot \psi_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}} (\varphi_b - \psi_{ab}) \end{cases}$$

bzw.

$$\begin{cases} M_{ab} = C_{ab} \cdot (\varphi_a - \psi_{ab}), & M_{ba} = 0, \\ V_{ab} = \nu_K \cdot N_{ab} \cdot \psi_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}} (\varphi_a - \psi_{ab}). \end{cases}$$

Bei der Berechnung der Hilfsgrößen

$$A_{ab} = \alpha_{ab} \cdot \frac{T_{ab} J_{ab}}{s_{ab}}, \quad B_{ab} = \beta_{ab} \cdot \frac{T_{ab} J_{ab}}{s_{ab}},$$

$$C_{ab} = \gamma_{ab} \cdot \frac{T_{ab} J_{ab}}{s_{ab}}$$

sind die Faktoren α_{ab} , β_{ab} , γ_{ab} aus der Tabelle 6 zu entnehmen für die Kennzahl

$$\epsilon_{ab} = s_{ab} \cdot \sqrt{\frac{\nu_K \cdot N_{ab}}{T_{ab} J_{ab}}}$$

Hierbei ist:

$$\alpha = \frac{\epsilon \cdot \sin \epsilon - \epsilon^2 \cos \epsilon}{2(1 - \cos \epsilon) - \epsilon \sin \epsilon},$$

$$\beta = \frac{\epsilon^2 - \epsilon \sin \epsilon}{2(1 - \cos \epsilon) - \epsilon \sin \epsilon},$$

$$\gamma = \frac{\alpha^2 - \beta^2}{\alpha} = \frac{\epsilon^2 \sin \epsilon}{\sin \epsilon - \epsilon \cos \epsilon}.$$

und T_{ab} der nach Abschnitt Ri 7.4. zu berechnende, der Knickspannung $\sigma_{ab} = \nu_K \cdot \frac{N_{ab}}{F_{ab}}$ zugeordnete Knickmodul. Ähnliche

Beziehungen, wie sie hier für den Stab $\bar{a}\bar{b}$ angegeben wurden, sind auch für die Stäbe $\bar{b}\bar{c}$, $\bar{c}\bar{d}$, $\bar{d}\bar{e}$... aufzustellen. Von den in den Knotenpunkten angreifenden äußeren Kräften ist vorausgesetzt, daß sie ihre Richtung während des Ausknickens des Stabzuges beibehalten. Die Normalkräfte N sind als Druckkräfte vorausgesetzt und mit ihren Absolutwerten einzusetzen. Kommt eine Zugkraft vor, so ist sie durch $N = 0$ zu ersetzen. Alle Kräfte sind in Mp und alle Längen in cm auszudrücken. Die Endmomente und die Verdrehungswinkel zählen im Uhrzeigersinn positiv; das Kräftepaar der positiven V_{ab} versucht den Stab entgegen dem Uhrzeiger zu verdrehen (Bild 13 c).

Ri 7.8.2. Auf das Knotenstück b wirken nicht nur die Reaktionen der Stabendmomente M_{ba} , M_{bc} und der Stabendquerkräfte V_{ab} , V_{bc} ein, sondern auch die von der federnden Querstützung ausgeübte Stützkraft $\frac{y_b}{\mu \cdot v_b}$; hierbei bedeuten y_b die beim Ausknicken des Stabes (Bild 13 d) auftretende Verschiebung des Knotens b , v_b die „bezogene Verschiebung“ der am Knoten b angeschlossenen federnden Querstütze (das ist die Verschiebung in cm, die

¹³⁾ E. Chwalla u. F. Jokisch, Stahlbau 1941, S. 33, sowie K. Krisko, Stahlbau 1941, S. 117 und 1942, S. 5 und 32.

Tabelle 6

ε	α	β	γ	ε	α	β	γ
0,00	4,000	2,000	3,000	π	2,467	2,467	0
0,10	3,999	2,000	2,998	3,20	2,399	2,492	- 0,191
0,20	3,995	2,001	2,992	3,40	2,146	2,588	- 0,974
0,30	3,988	2,003	2,982	3,60	1,862	2,702	- 2,059
0,40	3,979	2,005	2,968	3,80	1,540	2,838	- 3,691
0,60	3,952	2,012	2,927	4,00	1,173	3,004	- 6,518
0,80	3,914	2,022	2,870	4,20	0,751	3,207	-12,947
1,00	3,865	2,034	2,794	4,40	0,259	3,462	-45,982
1,20	3,804	2,050	2,699	4,4934	0	3,603	$\mp \infty$
1,40	3,732	2,070	2,584	4,60	- 0,323	3,787	44,007
1,60	3,647	2,093	2,446	4,80	- 1,029	4,211	16,207
1,80	3,548	2,120	2,282	5,00	- 1,909	4,785	10,084
2,00	3,436	2,152	2,088	5,20	- 3,052	5,592	7,196
2,20	3,309	2,189	1,861	5,40	- 4,625	6,798	5,365
2,40	3,166	2,233	1,591	5,60	- 6,992	8,759	3,980
2,60	3,005	2,283	1,270	5,80	-11,111	12,428	2,791
2,80	2,825	2,343	0,883	6,00	-20,637	21,454	1,665
3,00	2,624	2,412	0,408	6,20	-74,361	74,616	0,510
π	2,467	2,467	0	2π	$-\infty$	∞	0

bei Einwirkung der Kraft 1 Mp auftritt) und μ die für alle Querstützen gemeinsame Stützensicherheitszahl. Ähnliche Beziehungen gelten auch für die Knotenstücke a, c, d, \dots Für alle diese Knotenstücke können die Verdrehungs- und Verschiebungsgleichgewichtsbedingungen (Bild 13 e) ganz „mechanisch“ angeschrieben werden; die ersten lauten der Reihe nach

$$(3) \quad M_{ab} = 0, \quad M_{ba} + M_{bc} = 0, \quad M_{cb} + M_{cd} = 0 \dots$$

und die letzteren der Reihe nach

$$(4) \quad -V_{ab} + \frac{y_a}{\mu \cdot v_a} = 0, \quad V_{ab} - V_{bc} + \frac{y_b}{\mu \cdot v_b} = 0 \dots$$

Nach Einführung der drei Grundbeziehungen (1) und Beachtung der aus Bild 13 d ablesbaren Beziehungen

(5) $y_b = y_a - s_{ab} \cdot \psi_{ab}$, $y_c = y_a - s_{ab} \cdot \psi_{ab} - s_{bc} \cdot \psi_{bc}$, ... gehen diese Gleichgewichtsbedingungen über in lineare, homogene Gleichungen für die Knotendrehwinkel $\varphi_b, \varphi_c, \dots$, die Stabsehndrehwinkel $\psi_{ab}, \psi_{bc}, \dots$ und die Knotenverschiebung y_d . Die gleich Null gesetzte Koeffizientendeterminante dieses Gleichungssystems stellt die gesuchte Knickbedingung dar. Sie kann für $\mu = 1$ durch Probieren nach der kleinsten positiven Zahl ν_K (der Engeßerschen Knicksicherheit des untersuchten Stabzuges) aufgelöst werden. In den Fällen federnder Querstützung kann sie – was weniger Aufwand an Rechenarbeit erfordert – für eine gegebene Knicksicherheitszahl ν_K nach der kleinsten positiven Zahl μ (der Stützensicherheitszahl für die gegebene Knickbelastung) aufgelöst werden; ergibt sich $\mu \geq 1$, so ist die in die Knickbedingung eingesetzte Knicksicherheitszahl ν_K erreicht oder überschritten, also jedenfalls gewährleistet.

Ri 7.8.3. Die in Ri 7.8.2. erwähnte Knickbedingung kann nicht nur durch Ausrechnen und Nullsetzen der Koeffizientendeterminante, sondern auch – was meistens vorgezogen wird – durch schrittweise Elimination der Unbekannten gewonnen werden. Die im Abschnitt Ri 7.8.2. erwähnten linearen und homogenen Gleichungen sind hierbei durch eine von Null verschiedene Unbekannte (beispielsweise ψ_{ab} oder φ_a) zu dividieren, und die so entstehenden Quotienten der Unbekannten sind als neue Unbekannte x, y, ξ, η, \dots aufzufassen. Diese neuen Unbekannten werden aus dem Gleichungssystem der Reihe nach eliminiert; die letzte so erhaltene Gleichung enthält nur noch die beiden Parameter ν_K, μ und stellt die gesuchte Knickbedingung dar.

Ri 7.8.4. Für den in Bild 14 a dargestellten Druckstab lauten die im Abschnitt Ri 7.8.2. erwähnten linearen und homogenen Gleichungen

^{*)} Für Druckstäbe nach Bild 14 c, d, g und h wurden die Knickbedingungen in zweckmäßiger Form von G. Unold, Stahlbau-Kalender 1942, S. 103, und Stahlbau-Handbuch 1949/50, S. 122. angegeben.

$$\left\{ \begin{aligned} C_{ab}(\varphi_b - \psi_{ab}) + C_{bc}(\varphi_b - \psi_{bc}) &= 0, \\ s_{ab} \psi_{ab} + s_{bc} \psi_{bc} - \mu \cdot v_a \left[\nu_K N_{ab} \psi_{ab} + \right. \\ &\quad \left. + \frac{C_{ab}}{s_{ab}} (\varphi_b - \psi_{ab}) \right] = 0, \\ s_{bc} \cdot \psi_{bc} + \mu \cdot v_b \left[\nu_K N_{ab} \psi_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}} (\varphi_b - \psi_{ab}) - \right. \\ &\quad \left. - \nu_K \cdot N_{bc} \cdot \psi_{bc} - \frac{C_{bc}}{s_{bc}} (\varphi_b - \psi_{bc}) \right] = 0. \end{aligned} \right.$$

Die erste Gleichung folgt aus (3) und (2), die beiden anderen folgen aus (4), (5) und (2).

Für einen Druckstab nach Bild 14 b ist in diesen Gleichungen $v_a = 0$ zu setzen und für einen Druckstab nach Bild 14 c ist außerdem auch noch $1/v_b = 0$ zu setzen. Nach Division der drei Gleichungen durch ψ_{ab} und Elimination der neuen Unbekannten $x = \frac{\varphi_b}{\psi_{ab}}$, $\xi = \frac{\psi_{bc}}{\psi_{ab}}$ (vgl. Ri 7.8.3.) erhält man die Knickbedingung.

Im Fall Bild 14 d ist in den drei angeschriebenen Gleichungen $v_a = v_b = 0$ zu setzen, so daß sich $\psi_{ab} = \psi_{bc} = 0$ und daher als Knickbedingung einfach $C_{ab} + C_{bc} = 0$ ergibt ¹⁴⁾.

Ri 7.8.5. Für den in Bild 14 e dargestellten Druckstab lauten die in Ri 7.8.2. erwähnten linearen und homogenen Gleichungen

$$\left\{ \begin{aligned} C_{ab}(\varphi_b - \psi_{ab}) + A_{bc} \cdot \varphi_b + B_{bc} \cdot \varphi_c - (A_{bc} + B_{bc})\psi_{bc} &= 0, \\ A_{bc} \cdot \varphi_c + B_{bc} \cdot \varphi_b - (A_{bc} + B_{bc})\psi_{bc} + C_{cd}(\varphi_c - \psi_{cd}) &= 0, \\ s_{ab} \psi_{ab} + s_{bc} \cdot \psi_{bc} + s_{cd} \cdot \psi_{cd} - \mu \cdot v_a \left[\nu_K \cdot N_{ab} \cdot \psi_{ab} + \right. \\ &\quad \left. + \frac{C_{ab}}{s_{ab}} (\varphi_b - \psi_{ab}) \right] = 0, \\ s_{bc} \cdot \psi_{bc} + s_{cd} \cdot \psi_{cd} + \mu \cdot v_b \left[\nu_K \cdot N_{ab} \cdot \psi_{ab} + \right. \\ &\quad \left. + \frac{C_{ab}}{s_{ab}} (\varphi_b - \psi_{ab}) - \nu_K \cdot N_{bc} \cdot \psi_{bc} \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{s_{bc}} (A_{bc} + B_{bc})(\varphi_b + \varphi_c - 2\psi_{bc}) \right] = 0, \\ s_{cd} \cdot \psi_{cd} + \mu \cdot v_c \left[\nu_K \cdot N_{bc} \cdot \psi_{bc} + \frac{1}{s_{bc}} (A_{bc} + B_{bc}) \right. \\ &\quad \left. (\varphi_b + \varphi_c - 2\psi_{bc}) - \nu_K \cdot N_{cd} \cdot \psi_{cd} \right. \\ &\quad \left. - \frac{C_{cd}}{s_{cd}} (\varphi_c - \psi_{cd}) \right] = 0. \end{aligned} \right.$$

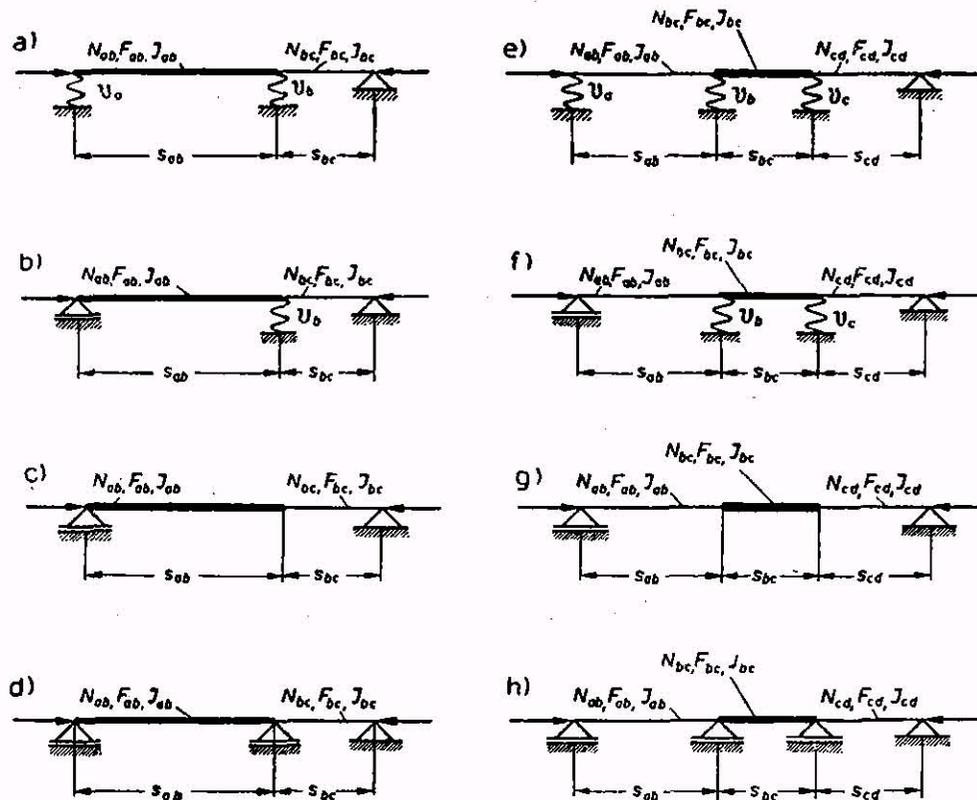


Bild 14

Die beiden ersten Gleichungen folgen aus (3), (2) und (1), die drei weiteren folgen aus (4), (5), (2) und (1).

Für einen Druckstab nach Bild 14 f ist in diesen Gleichungen $v_a = 0$ zu setzen, und für einen Druckstab nach Bild 14 g ist außerdem auch noch $\frac{1}{v_b} = \frac{1}{v_c} = 0$ zu setzen. Nach Division der fünf Gleichungen durch ψ_{ab} und Elimination der neuen Unbekannten $x = \frac{\varphi_b}{\psi_{ab}}$, $y = \frac{\varphi_c}{\psi_{ab}}$, $\xi = \frac{\psi_{bc}}{\psi_{ab}}$, $\eta = \frac{\psi_{cd}}{\psi_{ab}}$ (vgl. Ri 7.8.3.) erhält man die Knickbedingung. Im Fall Bild 14 h ist in den obestehenden Gleichungen $v_a = v_b = v_c = 0$ zu setzen, so daß sich $\psi_{ab} = \psi_{bc} = \psi_{cd} = 0$ und nach Division durch φ_b als einzige Unbekannte $x = \frac{\varphi_c}{\varphi_b}$ ergibt; die Elimination dieser Unbekannten führt zur Knickbedingung $(A_{bc} + C_{ab}) \cdot (A_{bc} + C_{cd}) - B_{bc}^2 = 0$.

Ri 7.9. Tragsicherheitsnachweis planmäßig mittig gedrückter Stäbe nach der Spannungstheorie II. Ordnung

In den Ausnahmefällen, in denen die ideale Knicklast P_{Ki} nicht bekannt ist oder nur durch sehr langwierige Rechnung ermittelt werden kann, darf bei Annahme eines idealelastisch-idealplastischen Spannungs-Dehnungsdiagramms des Baustahls der in Abschnitt 7.1. der Vorschriften geforderte Stabilitätsnachweis ersetzt werden durch den Nachweis, daß das Tragwerk unter der ν_{Kr} -fachen Belastung und unter Berücksichtigung des Einflusses der Verformungen auf das Kräftespiel (Spannungstheorie II. Ordnung) an keiner Stelle eine Spannung aufweist, die größer ist

als die Fließgrenze. Um den Einfluß der baupraktisch unvermeidbaren Mängel (vgl. Ri 7.1.2. und Ri 7.2.2.) zu erfassen, sind auf Grund besonderer Erwägungen geeignete Außermittigkeiten des Kraftangriffes oder Vorkrümmungen der Stabachse oder Querlasten zur Erzeugung dieser Verformungen anzunehmen. Für die Fließgrenze des Baustahls sind die Werte $\sigma_F^{20} = 2400 \text{ kp/cm}^2$ und $\sigma_F^{32} = 3600 \text{ kp/cm}^2$, für ν_{Kr} ist im Grenzlastfall H der Wert 1,71, im Grenzlastfall HZ der Wert 1,50 einzusetzen.

Richtlinien 10. zu Abschnitt 10. der Vorschriften

Ri 10.1. Biegedrillknickung planmäßig außermittig gedrückter Stäbe¹⁵⁾

Ri 10.1.1. Werden gerade Stäbe mit dünnwandigen, offenen und gleichbleibenden Querschnitten planmäßig außermittig gedrückt, so besteht die Gefahr der in Ri 3. beschriebenen Biegedrillknickung. Liegt der Kraftangriff auf der Symmetrieachse in der Entfernung $\pm a$ vom Schwerpunkt, so kann die Bemessung von Stäben mit einfach-, punkt- und doppelsymmetrischen Querschnitten nach Abschnitt 7.1. der Vorschriften durchgeführt werden, wenn ihnen ein ideeller Schlankheitsgrad λ_{Vi} zugeordnet wird.

Ri 10.1.2. Dieser ideelle Schlankheitsgrad ist zu berechnen nach der Formel:

$$\lambda_{Vi} = \frac{\beta \cdot s}{I_y} \sqrt{\frac{c^2 + i_M^2 + a(r_x - 2\gamma M)}{2c^2}} \left\{ 1 \pm \sqrt{1 - \frac{4c^2 [i_p^2 + a(r_x - a) + 0,093(\beta^2/\beta_D^2 - 1)(a - \gamma M)^2]}{[c^2 + i_M^2 + a(r_x - 2\gamma M)]^2}} \right\}$$

¹⁵⁾ E. Chwalla, Forsch.-Hefte a. d. Geb. d. Stahlbaues, Heft 6, S. 12, sowie R. Kappus, unveröffentl. Arbeit, in der der oben erwähnte Einfluß der Ausbiegung in der Stegebene berücksichtigt ist.

Es ist stets das Vorzeichen der zweiten Wurzel zu wählen, das den größeren reellen Wert für λ_{Vi} liefert. Die Werte i_M , i_p , y_M , c , s , β_0 und β sind den Richtlinien Ri 7.5.2. bis Ri 7.5.2.2. zu entnehmen. Der Querschnittswert r_x hat die Größe:

$$r_x = \sqrt{\frac{\int y(x^2 + y^2) \cdot dF}{J_x}}$$

und wird bei punkt- und doppelsymmetrischen Profilen zu Null. Für Querschnitte nach Bild 11a und b wird:

$$r_x = \frac{1}{J_x} \left\{ y_M \cdot J_y + F_1 \cdot e^3 - F_2(h - e)^3 + \frac{t_3}{4} [e^4 - (h - e)^4] \right\}$$

Für Querschnitte nach Bild 11c wird:

$$r_x = \frac{1}{J_x} \left\{ e(F_3 \cdot e^2 + J_3) + (2e - h) \cdot J_1 + \frac{t_1}{2} [e^4 - (h - e)^4] \right\}$$

Für das aus den Hauptachsen gebildete Koordinatensystem können a , y_M und r_x positiv oder negativ sein.

Ri 10.1.3. Für $a = y_M$, d. h. für Kraftangriff im Schubmittelpunkt wird der ideale Schlangheitsgrad:

$$\lambda_{Vi} = \frac{\beta \cdot s}{i_y} \sqrt{\frac{i_M^2 + y_M(r_x - 2y_M)}{c^2}}$$

oder $\lambda_{Vi} = \frac{\beta \cdot s}{i_y}$

Der größere Wert ist maßgebend (vgl. hierzu Ri 3.2.).

Ri 10.1.4. Wird ein planmäßig außermittig gedrückter Stab seitlich gegen Ausbiegungen gehalten, z. B. durch einen gelenkig angeschlossenen Längsverband, der von der Stabachse den Abstand f in Richtung der y -Achse hat, dann ist die mögliche Biegedrillknickung von der Lage des Verbandes abhängig. Für diesen Fall wird der ideale Schlangheitsgrad:

$$\lambda_{Vi} = \frac{\beta \cdot s}{i_y} \sqrt{\frac{i_p^2 + f^2 + a(r_x - 2f)}{c^2 + (f - y_M)^2}}$$

Ist im besonderen $a = \frac{i_p^2 + f^2}{2f - r_x}$, dann wird $\lambda_{Vi} = 0$ und das Biegedrillknicken unmöglich.

Ri 10.2. Tragsicherheitsnachweis planmäßig außermittig gedrückter Stäbe nach der Spannungstheorie II. Ordnung

An Stelle des in Abschnitt 10.2. der Vorschriften durch die Formeln (I) und (II) geforderten Nachweises darf bei Annahme eines idealelastisch-idealplastischen Spannungs-Dehnungsdiagramms des Baustahls auch ein Tragsicherheitsnachweis nach der Spannungstheorie II. Ordnung durchgeführt werden, sofern die Biegedrillknickung nach Ri 10.1. nicht maßgebend ist. Hierbei ist nachzuweisen, daß die bei der ν_{Kr} -fachen Belastung und unter Berücksichtigung des Einflusses der Verformung auftretende größte Spannung die Fließgrenze nicht überschreitet. Für ν_{Kr} ist im Grenzlastfall H der Wert 1,71 und im Grenzlastfall HZ der Wert 1,50, für die Fließgrenze des Baustahls sind die Werte $\sigma_F^{33} = 2400 \text{ kp/cm}^2$ und $\sigma_F^{32} = 3600 \text{ kp/cm}^2$ einzusetzen.

Richtlinien 12. zu Abschnitt 12. der Vorschriften

Ri 12.1. Näherungsverfahren zur Knickberechnung der Druckgurte offener Brücken (Trogbrücken)¹⁶⁾

Ri 12.1.1. Bei offenen Fachwerkbrücken sind die einzelnen Stäbe des Druckgurtes auf Knicken aus der Hauptträgerenebene mit der Knicklänge $s_K = \beta \cdot s$ zu berechnen. Dabei muß $\beta \geq 1,2$ sein, weil sonst das Näherungsverfahren, dem die vereinfachende Annahme stetiger Verteilung gleichgroßen Bettungsdruckes (Rahmenwiderstand H_1 geteilt durch Feldweite des Hauptträgers) zugrunde liegt, nicht mehr genau genug ist. Als obere Grenze empfiehlt sich aus konstruktiv-wirtschaftlichen Gründen $\beta = 3$.

¹⁶⁾ Engeßer, Zusatzkräfte und Nebenspannungen, Bd. 2, S. 142; W. Cornelius, Diss. T. H. Darmstadt; W. Schibler, Heft 19 der Mitt. aus dem Inst. für Baustatik an der E. T. H., Zürich 1946; K. Krjso, Stahlbau 1941, S. 117, und Federhofer-Girkmann-Festschrift S. 219, Wien 1950.

Innerhalb der Grenzen $1,2 \leq \beta \leq 3$ können große Werte β durch steife Gurte und schwache Rahmen, kleine Werte β durch schwache Gurte und steife Rahmen den gleichen Knickwiderstand des Druckgurtes gegen Knicken aus der Fachwerkebene erreichen¹⁷⁾.

Ri 12.1.2. Je nachdem, ob das Näherungsverfahren als Nachrechnung (z. B. einer bestehenden Brücke) oder als Neuberechnung (z. B. des Entwurfes einer Brücke) angewandt wird, sind zwei Wege zu unterscheiden, die sich nochmals unterteilen in den Fall a, bei dem die Endpunkte der Druckgurtungen rechtwinklig zur Hauptträgerenebene unverrückbar sind und in den Fall b, bei dem auch die Endpunkte der Druckgurtungen rechtwinklig zur Hauptträgerenebene durch Halbrahmen (Endrahmen) elastisch gestützt sind.

Erster Weg: Nachrechnung des Druckgurtes. In diesem Falle sind die Gurtquerschnittsflächen F , die dazu gehörenden Trägheitsmomente J_y und die Druckkräfte S der einzelnen Stäbe bekannt. Um eine volle Ausnützung der zugrunde gelegten zulässigen Spannung σ_{zul} zu ermöglichen, sind zunächst der Reihe nach für alle Gurtstäbe die Knickzahlen

$$\omega_y = \frac{F \cdot \sigma_{zul}}{S}$$

zu berechnen und dann aus den Tabellen 1 oder 2 der Vorschriften die zugeordneten Schlangheitsgrade λ_y zu ermitteln. Für den größten dieser Schlangheitsgrade λ_y und den betreffenden Baustahl liefert Tabelle 3 der Richtlinien die maßgebende Engeßersche Knicksicherheitszahl ν_K . Anschließend sind die den einzelnen Gurtstäben zugeordneten Beiwerte aus

$$\beta = \frac{s_K y}{s} = \frac{\lambda_y}{s} \sqrt{J_y}$$

zu berechnen und dann das arithmetische Mittel β_m dieser Werte zu bilden. Damit sind alle Größen bekannt, die nach der Engeßer-Formel zur Berechnung von

$$H_0 = \frac{2,5 \cdot \nu_K}{\beta_m^2} \cdot \frac{\max S}{\min s}$$

nötig sind. Nun werden die Rahmenwiderstände H_1 und erforderlichenfalls H_2 in Mp/cm ermittelt. Sie ergeben sich als Kehrwerte der seitlichen Verschiebung infolge einer Seitenkraft gleich 1 Mp (Bild 14 der Vorschriften) und dürfen an Stelle einer genaueren Berechnung zu

$$H = \frac{1}{\nu} = \frac{E}{\frac{h_v^3}{3J_v} + \frac{h^2 b_q}{2J_q}}$$

berechnet werden, worin für die über ihre Stab- oder Trägerlänge veränderlichen Trägheitsmomente J_v und J_q mittlere Werte einzusetzen sind. Um H in Mp/cm zu erhalten, sind h , h_v , b_q in cm und J_v , J_q in cm^4 einzuführen; für den Elastizitätsmodul gilt $E = 2100 \text{ Mp/cm}^2$.

Fall a). Sind die Endpunkte der Druckgurtungen rechtwinklig zur Hauptträgerenebene unverrückbar, so sind $H_2 = c_2 = \infty$, $c_1 = 1$, und es müssen nur die Widerstände H_1 der Zwischenrahmen berechnet werden. Ist keiner dieser Werte H_1 kleiner als der vorher nach der Engeßer-Formel berechnete Wert H_0 , so genügt die Seitensteifigkeit des Druckgurtes der Vorschrift.

Fall b). Sind auch die Endpunkte der Druckgurtungen rechtwinklig zur Hauptträgerenebene nur elastisch gestützt, so sind außer den Widerständen H_1 für die Zwischenrahmen auch noch die Widerstände H_2 für die Endrahmen zu berechnen. Mit dem kleinsten der Zwischenrahmenwiderstände $\min H_1$ ergibt sich das Verhältnis

$$\alpha = \frac{\min H_1}{H_2}$$

mit dessen Hilfe die Beiwerte c_1 und c_2 aus

$$c_1 = \frac{1 + 0,6\alpha \cdot \beta_m}{2} \left[1 + \sqrt{1 - \frac{1,44\alpha \cdot \beta_m}{(1 + 0,6\alpha \cdot \beta_m)^2}} \right]$$

$$c_2 = \frac{c_1}{\alpha}$$

¹⁷⁾ Vgl. Hartmann, Stahlbrücken, 1. Teil, Wien 1946.

berechnet werden können. Die Vorschriften sind erfüllt, wenn für jeden Zwischenrahmen

$$H_1 \geq c_1 \cdot H_0$$

$$H_2 \geq c_2 \cdot H_0 \text{ ist.}$$

Zweiter Weg: Neuberechnung des Druckgurtcs. In diesem Falle sind die einzelnen Druckgurtstäbe gegen Knicken in der Hauptträgerenebene mit $s_{Kx} = s$ und gegen Knicken rechtwinklig zur Hauptträgerenebene mit $s_{Ky} = \beta \cdot s$ zu bemessen, wobei man allen Druckstäben den gleichen Beiwert β zuordnet, der so gewählt werden darf, daß $1,20 \leq \beta \leq 3,00$ ist.

Nach der Wahl der Gurtquerschnitte sind für sämtliche Gurtstäbe die Knickzahlen $\omega_y = \frac{F \cdot \sigma_{zul}}{S}$ zu berechnen und den Tabellen 1 oder 2 der Vorschriften die entsprechenden Schlankheitsgrade λ_y zu entnehmen. Für den größten dieser Schlankheitsgrade λ_y und den betreffenden Baustahl liefert Tabelle 3 der Richtlinien die maßgebende Engeßersche Knickzahl ν_K . Anschließend sind die den einzelnen Gurtstäben zugeordneten Beiwerte β aus

$$\beta = \frac{s_{Ky}}{s} = \frac{\lambda_y}{s} \sqrt{\frac{J_y}{F}}$$

zu berechnen. Durch geeignete Wahl der Querschnittsgrößen F und J_y ist anzustreben, daß sich die den einzelnen Gurtstäben zugeordneten Beiwerte β nur wenig voneinander unterscheiden. Als arithmetisches Mittel dieser β -Werte erhält man β_m . Damit sind alle Größen bekannt, die nach der Engeßer-Formel zur Berechnung von

$$H_0 = \frac{2,5 \nu_K}{\beta_m^2} \cdot \frac{\max S}{\min s}$$

nötig sind.

Nun werden die Rahmenwiderstände H_1 und erforderlichenfalls H_2 in Mp/cm ermittelt. Sie ergeben sich als Kehrwerte der seitlichen Verschiebung infolge einer Seitenkraft gleich 1 Mp (Bild 14 der Vorschriften) und dürfen an Stelle einer genaueren Berechnung zu

$$H = \frac{1}{\nu} = \frac{E}{\frac{h_y^3}{3 J_v} + \frac{h^2 b_q}{2 J_q}}$$

berechnet werden, worin für die über Ihre Stab- oder Trägerlänge veränderlichen Trägheitsmomente J_v und J_q mittlere Werte einzusetzen sind. Um H in Mp/cm zu erhalten, sind h, h_y, b_q in cm und J_v, J_q in cm^4 einzuführen; für den Elastizitätsmodul gilt $E = 2100 \text{ Mp/cm}^2$.

Fall a). Sind die Endpunkte der Druckgurtungen rechtwinklig zur Hauptträgerenebene unverrückbar, so sind $H_2 = c_2 = \infty, c_1 = 1$, und es müssen nur die Widerstände H_1 der Zwischenrahmen berechnet werden. Ist keiner dieser Werte H_1 kleiner als der vorher nach der Engeßer-Formel berechnete Wert H_0 , so genügt die Seitensteifigkeit der Druckgurtung der Vorschrift.

Fall b). Sind auch die Endpunkte der Druckgurtungen rechtwinklig zur Hauptträgerenebene nur elastisch gestützt, so sind außer den Widerständen H_1 für die Zwischenrahmen auch noch die Widerstände H_2 für die Endrahmen zu berechnen. Es wird der Beiwert c_1 innerhalb der wirtschaftlich gebotenen Grenzen $1,1 < c_1 < 1,5$ gewählt, mit dem sich der Beiwert c_2 zu

$$c_2 = \frac{0,6 c_1 - 0,36}{c_1 - 1} \cdot \beta_m$$

ergibt. Die Vorschriften sind erfüllt, wenn für jeden Zwischenrahmen

$$H_1 \geq c_1 \cdot H_0$$

und für die Endrahmen

$$H_2 \geq c_2 \cdot H_0$$

ist.

Diese Beziehungen lassen erkennen, daß der Beiwert c_2 bei festgehaltenem β_m um so kleiner ist, je größer c_1 angenommen wird. Demnach können die Endrahmen um so weicher (leichter) sein, je steifer (schwerer) die Zwischenrahmen ausgebildet werden und umgekehrt. Die weichsten (leichtesten) Zwischenrahmen erhält man, wenn die Endpunkte der Druckgurtung rechtwinklig

zur Hauptträgerenebene unverrückbar sind. Je steifer der Druckgurt ausgebildet wird, um so weicher dürfen die Halbrahmen sein.

Ergeben sich für den Widerstand H_2 der Endrahmen zu große Werte, sind also danach die Endrahmen zu schwer, so ist die Rechnung mit einem größeren Beiwert c_1 innerhalb der Grenzen $1,1 < c_1 < 1,5$ zu wiederholen, wodurch die Zwischenrahmen schwerer werden. Ergeben sich sowohl Endrahmen als auch Zwischenrahmen zu schwer, so ist der Beiwert β innerhalb der Grenzen $1,2 \leq \beta \leq 3,0$ größer zu wählen, wodurch der Druckgurt steifer, also J_y größer wird. Ein Wert $c_1 > 1,5$ kommt in Betracht, wenn trotz hohem Wert β_m , also trotz großer Gurtsteifigkeit, die Zwischenrahmen zu verstärken sind, um leichte Endrahmen zu erhalten. Wenn nicht von vornherein ersichtlich ist, daß Grenzlastfall HZ nicht durchschlägt, ist auch dieser gleichermaßen durchzurechnen. Zu diesem Zweck enthält die Tabelle 3 der Richtlinien auch die Knicksicherheitszahlen ν_K für den Grenzlastfall HZ.

Ri 12.2. Genauere Knickberechnung der Druckgurte offener Brücken

Ri 12.2.1. Die genauere Knickberechnung der Druckgurte offener Brücken kann mit Hilfe des in Ri 7.8. geschilderten Verfahrens durchgeführt werden. Die einzelnen Knotenpunkte des Druckgurtes werden, ähnlich wie in Bild 13 a, der Reihe nach mit a, b, c ... bezeichnet, und die von Knoten zu Knoten reichenden Gurtstäbe haben der Reihe nach die Längen s_{ab}, s_{bc}, \dots , die (als Druckkräfte vorausgesetzt und mit ihren Absolutwerten eingeführt) Normalkräfte N_{ab}, N_{bc}, \dots , die Querschnittsflächen F_{ab}, F_{bc}, \dots , und die (auf die lotrechte Hauptachse bezogenen) Querschnittsträgheitsmomente J_{ab}, J_{bc}, \dots . Die drei jedem Stab zugeordneten Hilfsgrößen $A_{ab}, B_{ab}, C_{ab}, A_{bc}, B_{bc}, C_{bc}, \dots$ sind wieder zu berechnen nach den in Ri 7.8. angeführten Formeln mit Hilfe der Tabelle 6 und der in Ri 7.4. angegebenen Beziehung für die Knickmoduli T_{ab}, T_{bc}, \dots , wobei ν_K die Engeßersche Knicksicherheitszahl des Druckgurtes bedeutet. Die bezogenen Verschiebungen v_a, v_b, \dots der den Druckgurt stützenden Querrahmen sind mit Hilfe der in Abschnitt Ri 12.1.2. angegebenen Beziehung zu bestimmen und in der Form $\mu \cdot v_a, \mu \cdot v_b, \dots$ einzuführen, wobei μ die Stützensicherheitszahl ist. Alle Kräfte sind in Mp und alle Längen in cm einzusetzen. Bei T-Gurten ist für das Querschnittsträgheitsmoment der abgeminderte Wert J_y^* nach Abschnitt 12.1. der Vorschriften einzuführen.

Ri 12.2.2. Die Engeßersche Knicksicherheitszahl ν_K der Druckgurte offener Brücken braucht in der Regel nur für den Grenzlastfall H nachgewiesen zu werden und muß $\nu_K \geq 2$ betragen.

Ri 12.2.3. Die in Ri 7.8.2. erwähnten linearen und homogenen Gleichgewichtsbedingungen sind anzuschreiben und durch den Stabdrehwinkel ψ_{ab} zu dividieren; die Quotienten

$$x = \frac{\varphi_b}{\psi_{ab}}, y = \frac{\varphi_c}{\psi_{ab}}, \xi = \frac{\psi_{bc}}{\psi_{ab}}, \eta = \frac{\psi_{cd}}{\psi_{ab}}$$

$$\dots \text{ und } \gamma_d = \frac{\gamma_d}{\psi_{ab}}$$

stellen dann die neuen Unbekannten dar (Ri 7.8.3.). Diese neuen Unbekannten sind der Reihe nach zu eliminieren; die letzte so erhaltene Gleichung enthält nur noch die beiden Parameter ν_K, μ und ist die gesuchte Knickbedingung. Für den Nachweis der Knicksicherheit genügt es, die Zahl $\nu_K = 2$ in die Knickbedingung einzuführen und die kleinste positive Lösung μ der Knickbedingung aufzusuchen. Ergibt sich $\mu \geq 1$, so ist die geforderte 2fache Knicksicherheit erreicht oder überschritten, also jedenfalls gewährleistet. Ergibt sich $\mu < 1$, so muß die Biegesteifigkeit der Querrahmen (entweder aller Querrahmen oder nur einzelner Querrahmen) oder die Biegesteifigkeit des Druckgurtes (entweder aller Gurtstäbe oder nur einzelner Gurtstäbe) erhöht werden.

Ri 12.2.4. Bei offenen Brücken, die zur Mitte der Stützweite symmetrisch sind, kann der Druckgurt symmetrisch oder antisymmetrisch ausknicken, so daß die Stützensicherheitszahl μ für beide Fälle berechnet werden muß; hierbei darf sich die Untersuchung auf eine Gurthälfte beschränken.

Ri 12.2.5. Die im Abschnitt 12.2.3. erwähnten, in den neuen Unbekannten x, ξ angeschriebenen Gleichungen lauten für den

symmetrischen Knickfall des in Bild 15 a dargestellten symmetrischen vierfeldrigen Druckgurtes:

$$\begin{cases} C_{ab}(x-1) + [A_{bc} \cdot x - (A_{bc} + B_{bc}) \cdot \xi] = 0, \\ \bar{y}_c + s_{ab} + s_{bc} \cdot \xi - \mu \cdot v_a \cdot \left[v_K \cdot N_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}}(x-1) \right] = 0, \\ \bar{y}_c + s_{bc} \cdot \xi - \mu \cdot v_b \cdot \left[v_K \cdot N_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}}(x-1) - v_K \cdot N_{bc} \cdot \xi - \frac{1}{s_{bc}}(A_{bc} + B_{bc})(x-2\xi) \right] = 0. \end{cases}$$

Hierbei ist:

$$\bar{y}_c = -2\mu \cdot v_c \left[v_K \cdot N_{bc} \cdot \xi + \frac{1}{s_{bc}}(A_{bc} + B_{bc})(x-2\xi) \right]$$

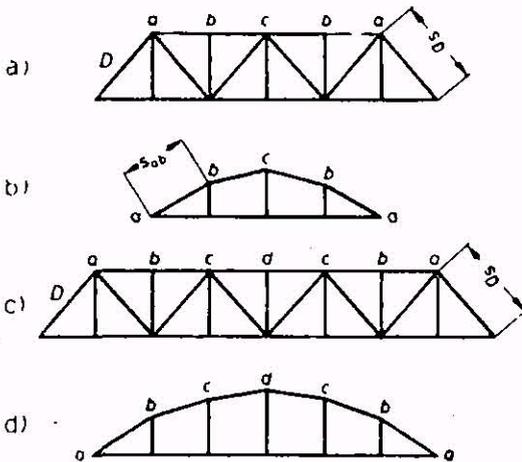


Bild 15

Das dem antisymmetrischen Knickfall zugeordnete Gleichungssystem wird aus dem angeschriebenen gewonnen, indem $\bar{y}_c = 0$ gesetzt und sowohl in der ersten Zeile an Stelle des in eckigen Klammern stehenden Ausdrucks als auch in der dritten Zeile an Stelle des Ausdrucks $(A_{bc} + B_{bc}) \cdot (x - 2\xi)$ einfach $C_{bc} \cdot (x - \xi)$ eingeführt wird. In beiden Gleichungssystemen sind nach dem Einsetzen der geforderten Knicksicherheitszahl $v_K = 2$ und der Berechnung der Hilfsgrößen A, B, C die Unbekannten x und ξ zu eliminieren und aus den so erhaltenen beiden Knickbedingungen je die kleinste positive Lösung μ aufzusuchen. Ergibt sich für beide Lösungswerte $\mu \geq 1$, so ist die zweifache Knicksicherheit gewährleistet. Sind bei der untersuchten Brücke die Endpunkte a des Druckgurtes seitlich unverschiebbar festgehalten (Bild 15 b) so ist in beiden Gleichungssystemen $v_a = 0$ zu setzen.

Ri 12.2.6. Die in Ri 12.2.3. erwähnten Gleichungen lauten für den symmetrischen Knickfall des in Bild 15 c dargestellten symmetrischen sechs-feldrigen Druckgurtes

$$\begin{cases} C_{ab}(x-1) + A_{bc} \cdot x + B_{bc} \cdot y - (A_{bc} + B_{bc}) \cdot \xi = 0, \\ A_{bc} \cdot y + B_{bc} \cdot x - (A_{bc} + B_{bc}) \cdot \xi + [A_{cd} \cdot y - (A_{cd} + B_{cd}) \eta] = 0, \\ (y_d + s_{ab} + s_{bc} \cdot \xi + s_{cd} \cdot \eta) - \mu \cdot v_a \cdot \left[v_K \cdot N_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}}(x-1) \right] = 0 \\ \bar{y}_d + s_{bc} \cdot \xi + s_{cd} \cdot \eta + \mu \cdot v_b \cdot \left[v_K \cdot N_{ab} + \frac{C_{ab}}{s_{ab}}(x-1) - v_K \cdot N_{bc} \cdot \xi - \frac{1}{s_{bc}}(A_{bc} + B_{bc}) \cdot (x + y - 2\xi) \right] = 0, \\ \bar{y}_d + s_{cd} \cdot \eta + \mu \cdot v_c \cdot \left[v_K \cdot N_{bc} \cdot \xi + \frac{1}{s_{bc}}(A_{bc} + B_{bc}) \cdot (x + y - 2\xi) - v_K \cdot N_{cd} \cdot \eta - \frac{1}{s_{cd}}(A_{cd} + B_{cd}) \cdot (y - 2\eta) \right] = 0 \end{cases}$$

Hierbei ist:

$$\bar{y}_d = -2\mu \cdot v_d \cdot \left[v_K \cdot N_{cd} \cdot \eta + \frac{1}{s_{cd}}(A_{cd} + B_{cd}) \cdot (y - 2\eta) \right]$$

Das dem antisymmetrischen Knickfall zugeordnete Gleichungssystem wird aus dem angeschriebenen Gleichungssystem gewonnen, indem $\bar{y}_d = 0$ gesetzt und sowohl in der zweiten Zeile an Stelle des in eckigen Klammern stehenden Ausdrucks als auch in der fünften Zeile an Stelle des Ausdrucks $(A_{cd} + B_{cd}) \cdot (y - 2\eta)$ einfach $C_{cd} \cdot (y - \eta)$ eingeführt wird. In beiden Gleichungssystemen sind nach dem Einsetzen der geforderten Knicksicherheitszahl $v_K = 2$ und der Berechnung der Hilfsgrößen A, B, C die Unbekannten x, y, ξ , η der Reihe nach zu eliminieren und aus den so erhaltenen beiden Knickbedingungen je die kleinste positive Lösung μ aufzusuchen. Ergibt sich für beide Lösungswerte $\mu \geq 1$, so ist die zweifache Knicksicherheit gewährleistet. Sind bei der untersuchten Brücke die Endpunkte a des Druckgurtes seitlich unverschiebbar festgehalten (Bild 15 d), so ist in beiden Gleichungssystemen $v_a = 0$ zu setzen.

Richtlinien 13. zu Abschnitt 13. der Vorschriften

Ri 13.1. Knickung symmetrischer Parabelbogen in der Bogenebene¹⁹⁾

Ri 13.1.1. Bei Zugrundelegung der Vorschriften Abschnitt 13.1. gleicht der kritische Bogenschub H, unter dem ein symmetrischer Parabelbogen mit gleichbleibendem Querschnitt und lotrechter, gleichmäßig über die Stützweite l verteilter Vollbelastung in seiner Ebene ausknickt, der Knicklast eines geraden Stabes, der denselben Querschnitt wie der Bogen hat, die Knicklänge $s_K = \beta_H \cdot s$ aufweist und in Richtung der gleichen Hauptachse wie der Bogen ausknickt; s bedeutet hierbei die halbe Bogenlänge und β_H ist aus der Tabelle 7 zu entnehmen, wobei Zwischenwerte geradlinig eingeschaltet werden dürfen¹⁹⁾.

Tabelle 7

f/l =	0,05	0,2	0,3	0,4	0,5
Dreigelenkbogen $\beta_H =$	1,20	1,20	1,22	1,35	1,48
Zweigelenkbogen $\beta_H =$	1,00	1,10	1,22	1,35	1,48
Eingespannter Bogen ... $\beta_H =$	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90

Ähnlich wie bei der Knickkraft gedrückter Stäbe (Ri 7.) sind auch beim kritischen Bogenschub von Bogenträgern zu unterscheiden ein idealer Wert H_{Ki} , ein Engeßscher Wert H_K und ein (durch die „praktisch unvermeidbaren“ Abweichungen von den Voraussetzungen der idealisierten Theorie bedingter) Traglastwert H_{Kf} .

Ri 13.1.2. Bogenträger mit veränderlichem Querschnittsträgheitsmoment, jedoch nur wenig veränderlicher Querschnittsfläche F unterliegen der Vorschrift Abschnitt 13.1.3. Der Mittelwert $J_x = F \cdot i_x^2$ des Querschnittsträgheitsmomentes kann hierbei nach Ri 7.6. berechnet oder aber als das unveränderliche Querschnittsträgheitsmoment jenes geraden Stabes angesehen werden, der die Länge s hat, balkenartig gelagert ist und unter einer in Balkenmitte wirkenden Querlast P (Bild 16) dieselbe Durchbiegung y wie der linke Halbbogen erfährt, wenn dieser gerade gestreckt und mit derselben Last P querbelastet ist; bei Drei- und Zweigelenkbogen sind die beiden Stäbe beiderseitig gelenkig zu lagern, bei eingespannten Bogen sind sie links einzuspannen und rechts gelenkig zu lagern.

¹⁹⁾ Vgl. E. Gaber, Bautechn. 1934, S. 646; E. Chwalla, Stahlbau 1935, S. 121; F. Stüssi, Schweiz. Bauztg. 106, S. 132 (1935); C. F. Kollbrunner, Bautechn. 1936, S. 186 u. Schw. Bauztg. 120, S. 113 (1942); E. Chwalla u. C. F. Kollbrunner, Stahlbau 1937, S. 121 u. 1938, S. 73; B. Busch, Bauing. 1937, S. 812; F. Dischinger, Bauing. 1939, S. 286. Zur Knickung des Bogens aus seiner Ebene heraus (Abschnitt 13.2. der Vorschriften) vgl. F. Stüssi, Abhandlgn. Int. Ver. Brücken- u. Hochbau, Band VII, S. 327, Zürich 1943/44.

²⁰⁾ Bedeutet φ den Tangentenneigungswinkel des Bogens im Viertelpunkt, so gilt für den Parabelbogen $\cos \varphi = 1/\sqrt{1 + 4f^2/l^2}$ und $N_{\varphi} = H/\cos \varphi$, so daß die in der Tabelle 5 der Vorschriften angegebenen Werte β mit den Werten β_H durch die Beziehung $\beta = \beta_H \cdot \cos \varphi$ verknüpft werden.

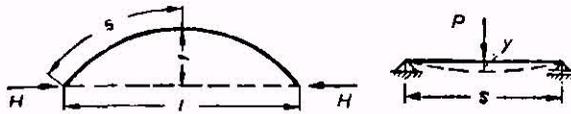


Bild 16

Ri 13.1.3. Bei stark veränderlicher Normalkraft ist der durch Abschnitt 13.1.1. der Vorschriften festgelegte Ersatzstab nach Ri 7.7. zu berechnen; demgemäß ist seine Länge $\beta \cdot s$ noch mit dem aus der Tabelle 5 der Richtlinien zu entnehmenden Wurzelwert zu multiplizieren. Bei stark veränderlicher Querschnittsfläche F und auch im Fall einer federnden Querstützung des Bogens in der Bogenebene kann die Knickberechnung des Ersatzstabes nach Ri 7.8. durchgeführt werden.

Richtlinien 14. zu Abschnitt 14. der Vorschriften

Ri 14.1. **Knicklänge der Stiele einfeldrig-mehrstöckiger und mehrfeldrig-einstöckiger Rechteckrahmen sowie von Rechteckrahmen mit belasteten Pendelstützen²⁰⁾**

Im folgenden werden Näherungsformeln für die Knicklänge $s_K = \beta \cdot h$ dieser Rahmen angegeben. Die Formeln beziehen sich auf den Fall der Knickung in der Rahmenebene. Abschnitt 14.2. der Vorschriften bleibt hierzu unverändert gültig.

Ri 14.1.1. Für freistehende einfeldrig-zweistöckige Rahmen mit festeingespannten Stieffüßen (Bild 17) darf gesetzt werden:

$$\beta = \sqrt[3]{1 + 12,5 \alpha + 0,89 \cdot (1 - \alpha) \cdot c - 0,003 \cdot (1 - \alpha) \cdot c^3}$$

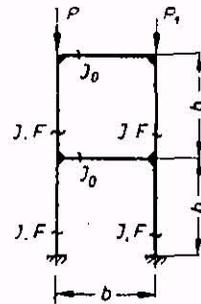


Bild 17

Ri 14.1.2. Für freistehende einfeldrig-mehrstöckige Rahmen mit festeingespannten Stieffüßen (Bild 18) darf gesetzt werden

$$\beta_{0,1} = \frac{\sum_{m=1}^{n-1} d_m + R_n}{\sum_{m=1}^{n-1} k_m}$$

$$\beta_{m,m+1} = \beta_{0,1} \cdot q_m$$

$$d_m = \frac{P_{m,m+1} \cdot h_{m,m+1}}{P_{0,1} \cdot h_{0,1}}$$

$$R_n = \frac{c}{6} \left[\sum_{m=1}^n r_m + k_{n-1}^2 \cdot \frac{J_1}{J_n} \right] + 0,6n \cdot (3,1^2 - 1) \alpha$$

$$c = \frac{J_{0,1} \cdot b}{J_1 \cdot h_{0,1}}; \quad \alpha = \frac{4 \cdot J_{0,1}}{b^2 \cdot F_{0,1}}$$

$$r_m = k_{m-2}^2 (1 + \alpha_{m-1})^2 \frac{J_1}{J_{m-1}}$$

²⁰⁾ Vgl. Hertwig u. Pohl, Stahlbau 1936, S. 129; M. G. Puwein, Z. österr. Ing. Arch. Ver. 1937, S. 319, und Stahlbau 1942, S. 24; W. Böttmann, Stahlbau 1941, S. 24; Chwalla u. Jokisch, Stahlbau 1941, S. 33; G. Unold, Stahlbau-Kalender 1942, S. 113; Stahlbau-Handbuch 1949/50, S. 128; S. Sjavers, Stahlbau 1940, S. 48.

$$k_m = \sqrt{\frac{J_{m,m+1} \cdot P_{m,m+1}}{J_{0,1} \cdot P_{0,1}}} = k_{m-1} \cdot \alpha_m$$

$$\alpha_m = \sqrt{\frac{J_{m,m+1} \cdot P_{m,m+1}}{J_{m-1,m} \cdot P_{m-1,m}}}$$

$$q_m = \frac{h_{0,1}}{h_{m,m+1}} \sqrt{\frac{J_{m,m+1} \cdot P_{0,1}}{J_{0,1} \cdot P_{m,m+1}}}$$

$$d_0 = \alpha_0 = k_0 = q_0 = 1; \quad d_n = \alpha_n = k_n = q_n = 0.$$

Der Wert $\beta_{0,1}$ ist der Reihe nach für n Stockwerke, n-1 Stockwerke (d. h. unter Vernachlässigung der Wirkung des obersten), n-2, usw. zu ermitteln. Der größte Wert ist maßgebend. Gültigkeitsbereich $\beta_{0,1} \leq 2$.

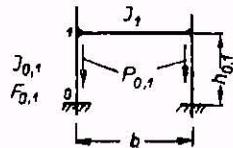
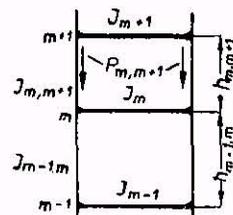
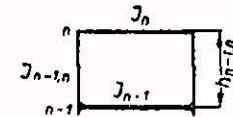


Bild 18

Ri 14.1.3. Für freistehende mehrfeldrig-einstöckige Rahmen mit festeingespannten Stieffüßen darf gesetzt werden

Bei 2 Feldern (Bild 19 a)

$$\beta = \frac{1 + 0,4c_n}{1 + 0,2c_n} \sqrt{\frac{2 + p}{2 + t}}$$

bei 3 Feldern (Bild 19 b)

$$\beta = \frac{1 + 0,4c_n}{1 + 0,2c_n} \sqrt{\frac{1 + p}{1 + t}}$$

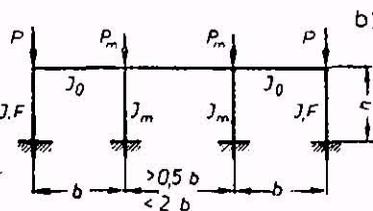
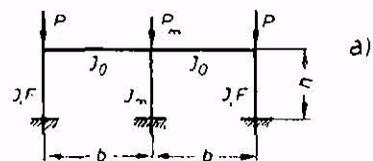


Bild 19

In beiden Fällen ist

$$c_n = c + \frac{9}{4} \alpha; \quad c = \frac{J \cdot b}{J_0 \cdot h}; \quad p = \frac{P_m}{P}$$

$$t = \frac{J_m}{J}; \beta_m = \beta \sqrt{\frac{t}{p}}; \alpha = \frac{4 \cdot J}{b^2 \cdot F}$$

Gültigkeitsbereich: $\beta \leq 3$.

Bei gelenkiger Lagerung der Stieflüße tritt an Stelle des Wertes

$$\frac{1 + 0,4c_n}{1 + 0,2c_n} \text{ der Wert } \frac{6 + 1,2c_n}{3 + 0,1c_n}$$

Gültigkeitsbereich: $\beta \leq 6$.

Ri 14.1.4. Wird in einem freistehenden, einstöckigen Rechteckrahmen mit gelenkig gelagerten Stieflüßen ausnahmsweise eine Pendelstütze eingebaut (Bild 20 a) und wird diese Pendelstütze

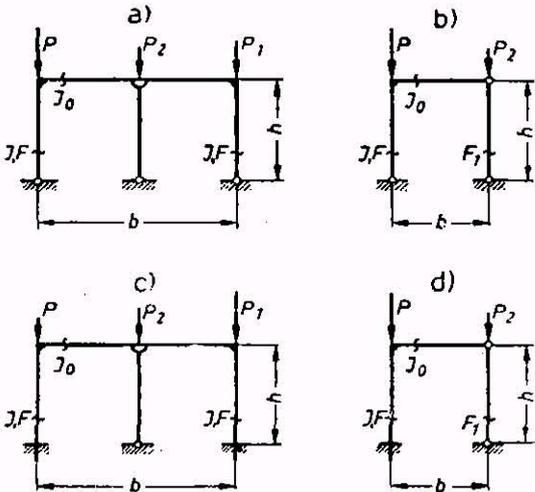


Bild 20

durch eine lotrechte, während des Ausknickens lotrecht bleibende Kraft $P_2 = n \cdot P$ ($n \leq 2$) belastet, so muß der nach Abschnitt 14.3. der Vorschriften berechnete Beiwert β noch mit dem Faktor $\sqrt{1 + 0,48 \cdot n}$ multipliziert werden. Bei einhüftigen Rahmen nach Bild 20 b ist der nach Abschnitt 14.3. der Vorschriften für einhüftige Rahmen berechnete Beiwert β noch mit dem Faktor $\sqrt{1 + 0,96 \cdot n}$ zu vervielfachen.

Ri 14.1.5. Wird in einen freistehenden, einstöckigen Rechteckrahmen mit eingespannten Stieflüßen ausnahmsweise eine Pendelstütze eingebaut (Bild 20 c) und wird diese Pendelstütze durch eine lotrechte, während des Ausknickens lotrecht bleibende Kraft $P_2 = n \cdot P$ ($n \leq 2$) belastet, so muß der nach Abschnitt 14.4. der Vorschriften berechnete Beiwert β noch mit dem Faktor $\sqrt{1 + 0,43 \cdot n}$ multipliziert werden. Bei einhüftigen Rahmen nach Bild 20 d ist der nach Abschnitt 14.4. der Vorschriften für einhüftige Rahmen berechnete Beiwert β noch mit dem Faktor $\sqrt{1 + 0,86 \cdot n}$ zu vervielfachen.

Ri 14.1.6. Wird der Riegel zwischen den beiden Knotenpunkten durch lotrechte Kräfte belastet, so sind die Stiele planmäßig auf Druck und Biegung beansprucht und daher nach Abschnitt 10. der Vorschriften zu bemessen. Die Knickzahl ω ist hierbei einem Schlankheitsgrad λ zuzuordnen, der unter Verwendung der in Abschnitt 14.1. bis 14.5. der Vorschriften angegebenen Beziehungen für die Zahl β berechnet werden darf.

Ri 14.2. Knicklänge der Stiele von Dreieckrahmen

Bei dreieckigen Rahmen, die durch lotrechte, schräge oder waagerechte Spitzenkräfte belastet werden (Bild 21), müssen die Stielquerschnitte – um ein Ausknicken des Rahmens in seiner Ebene zu vermeiden – der Bedingung $\omega \cdot \frac{N_1}{F} \leq \sigma_{zul}$ genügen.

Hierbei ist

- N_1 die größte vorhandene Druckkraft [kp]
- ω die aus Tabelle 1 oder 2 der Vorschriften zu entnehmende, dem Schlankheitsgrad $\lambda = s_K \cdot \sqrt{\frac{F}{J}}$ zugeordnete Knickzahl
- $s_K = \beta \cdot s$ die Knicklänge des Stieles [cm]
- σ_{zul} die dem untersuchten Belastungsfall und der gewählten Baustahlsorte entsprechende zulässige Druckspannung [kp/cm²]
- F und J die Fläche [cm²] und das bei Ausbiegungen in der Rahmenebene wirksame Trägheitsmoment [cm⁴] des ungeschwächten Stielquerschnittes
- β ein Beiwert, der vom Verhältnis N_2/N_1 der in den beiden Stielen auftretenden Normalkräfte abhängt.

Bei lotrechter Spitzenlast ist $N_2/N_1 = +1$, bei waagerechter Spitzenlast ist $N_2/N_1 = -1$ und bei schrägen Spitzenlasten liegt N_2/N_1 zwischen $+1$ und -1 . Für Dreieckrahmen mit Fußgelenken, deren Abstand der Bedingung $0,3 \cdot h \leq b \leq 0,5 \cdot h$ genügt

(Bild 21 a), darf $\beta = 0,80 + 0,05 \cdot \left(1 + \frac{N_2}{N_1}\right)^2$ gesetzt werden. Ist dieser Rahmen durch einen in halber Höhe liegenden Riegel verstärkt, der das gleiche Querschnittsträgheitsmoment wie der Stiel hat (Bild 21 b), so darf

$$\beta = 0,44 + 0,12 \cdot \left(1 + \frac{N_2}{N_1}\right) + 0,03 \cdot \left(1 + \frac{N_2}{N_1}\right)^2$$

gesetzt werden²¹⁾.

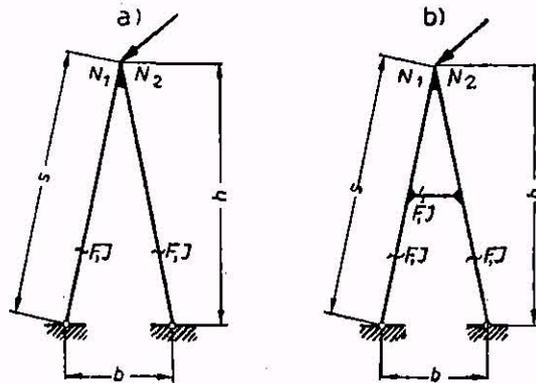


Bild 21

Richtlinien 15. zu Abschnitt 15. der Vorschriften

Ri 15.1. Kippung von Trägern mit I-Querschnitt

Ri 15.1.1. Wie im Abschnitt 15. der Vorschriften festgestellt worden ist, unterliegen vor allem die Träger mit dünnwandigen, offenen Querschnitten der Kippgefahr, wenn der Querschnitt eine Symmetrieachse hat (Bild 22) und der Träger in seiner Symmetrieebene auf Biegung beansprucht wird. Dies gilt sowohl für Träger, deren Achse gerade ist, als auch für Träger, deren Achse in der Symmetrieebene gekrümmt ist. Der Widerstand, den der Träger bei gegebenen Lagerungsbedingungen dem Kippen entgegenstellt, ist um so größer, je größer der in cm⁴ ausgedrückte Drillwiderstand J_D , das in cm⁴ ausgedrückte und auf die Symmetrieachse bezogene Trägheitsmoment J_y und der in cm⁴ ausgedrückte und auf den Schubmittelpunkt M bezogene Wölbwiderstand C_M des dünnwandigen, offenen Trägerquerschnittes ist.

Die Lösung des Kipp-Problems²²⁾ wird vereinfacht, wenn der Schubmittelpunkt M mit dem Schwerpunkt S des Trägerquer-

²¹⁾ Vgl. G. Schmidt, Stahlbau 1942, S. 45.

²²⁾ Vgl. E. Chwalla, Sitzungsber. Akad. Wiss. Wien, II a. 1944.

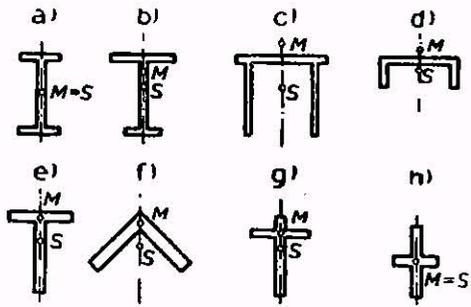


Bild 22

schnittes zusammenfällt (Bild 22 a und h) oder wenn $C_M \approx 0$ ist („wölbfreier“ Trägerquerschnitt, Bild 22 e bis h). Bei der Kippuntersuchung ist der Fall der Kippung mit freier Drehachse (vgl. Ri 15.1.3. und Ri 15.1.5.) vom Fall der Kippung mit gebundener, durch einen waagerechten Verband erzwungener Drehachse (vgl. Ri 15.1.4.) zu unterscheiden.

Ri 15.1.2. Bei Berechnung von Trägern nach Bild 24 a und b ist vorerst die gewöhnliche Spannungsuntersuchung durchzuführen und nach den hierfür maßgebenden Vorschriften nachzuweisen, daß die größten im Träger auftretenden Spannungen die dem untersuchten Belastungsfall entsprechende zulässige Spannung (TGL 13 500; Deutsche Reichsbahn, B. E.) nicht überschreiten. Bei der Berechnung der Spannungen sind die Vorschriften über Nietlochwächung und die dynamischen Kräfte zu berücksichtigen. Anschließend ist die Kippuntersuchung durchzuführen. Es ist die ideale Kippspannung σ_K ; (das ist die in kp/cm^2 ausgedrückte, unter der idealen Kipplast auftretende größte Druckspannung in der Flanschachse des Trägers) unter Benutzung der in Ri 15.1.3. bis Ri 15.1.5. angegebenen Formeln zu berechnen. Hierzu ist aus Tabelle 7 oder aus Bild 21 der Vorschriften die „abgeminderte“ Kippspannung σ_K zu entnehmen (es ist hierbei $\sigma_{VKi} \equiv \sigma_{Ki}$ und $\sigma_{VK} \equiv \sigma_K$) und die Kippsicherheitszahl $\nu_K = \frac{\sigma_K \cdot J_x}{\sigma_{max} \cdot e \cdot M_{max}}$ zu berechnen. J_x ist das in cm^4 ausgedrückte, auf die Hauptachse $x-x$ bezogene Trägheitsmoment des unverschwächten Trägerquerschnittes, e der in cm ausgedrückte Abstand der Achse des gedrückten Flansches von der Trägerachse (Bild 24 a und 24 b). M_{max} bedeutet das unter der äußeren Belastung entstehende und in kpcm ausgedrückte größte Biege-

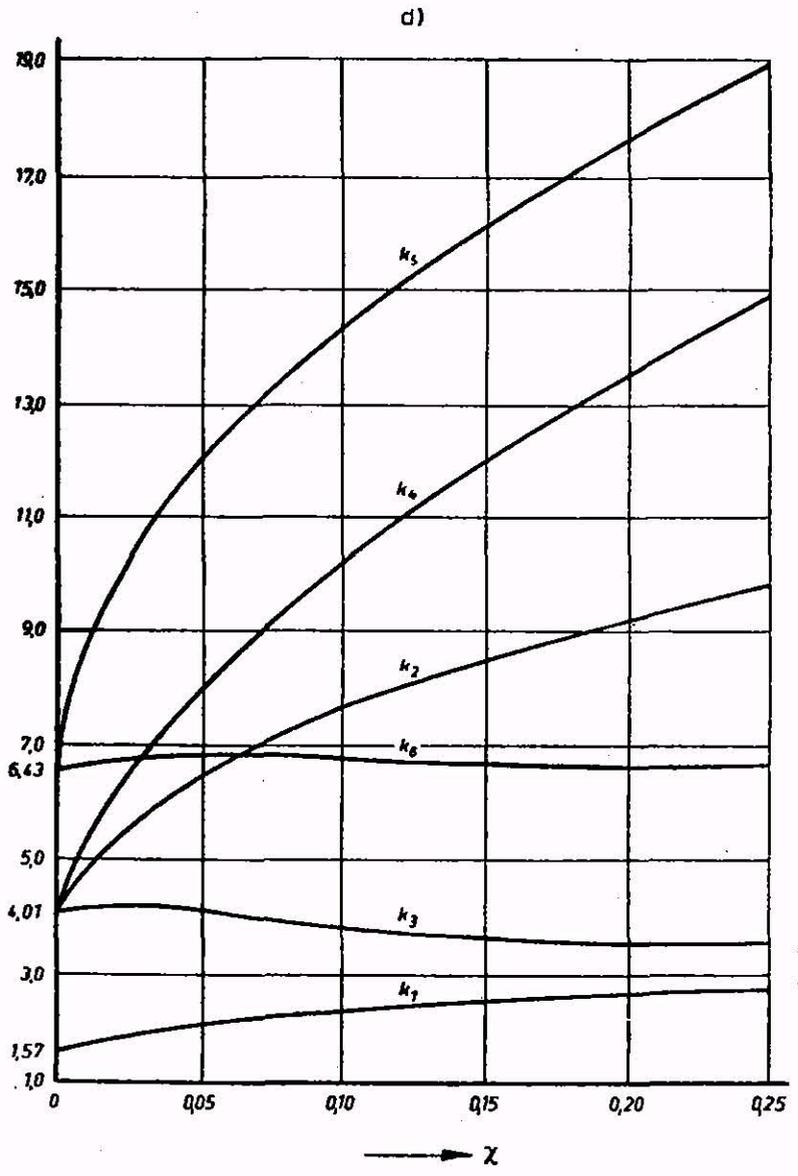
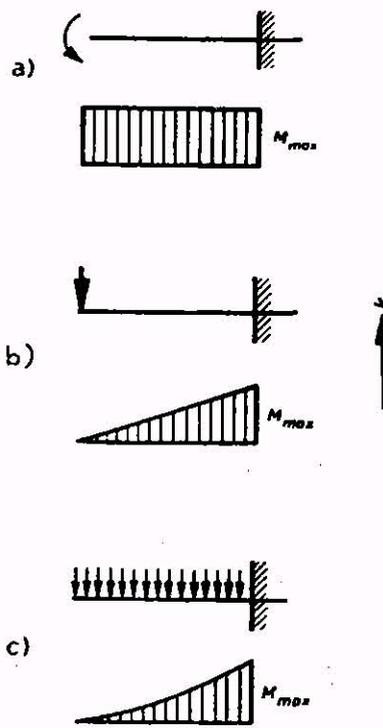


Bild 23

moment des Trägers, das unter Berücksichtigung der dynamischen Kräfte und Schwingbeiwerte nach den jeweiligen Vorschriften zu berechnen ist. Die Kippsicherheitszahl darf im Grenzfall H nicht kleiner als $\nu_K = 1,71$ und im Grenzfall HZ nicht kleiner als $\nu_K = 1,5$ sein; sie braucht in der Regel nur für einen dieser beiden Belastungsfälle nachgewiesen zu werden.

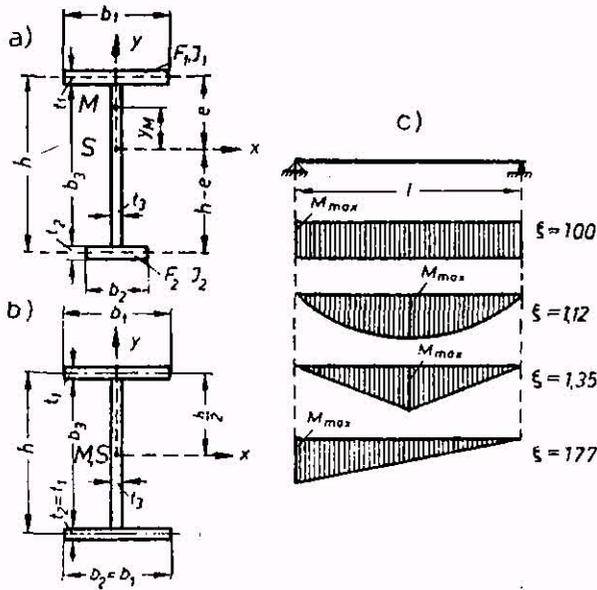


Bild 24

Ri 15.1.3. Bei Freiträgern (Krag- oder Konsolträgern) mit gleichbleibendem, doppelsymmetrischem I-Querschnitt (Bild 24 b) gilt für die ideale Kippspannung die Beziehung $\sigma_{Ki} = \frac{k \cdot e}{J_x \cdot l} |E J_y \cdot G J_D|$; hierbei ist l die Trägerlänge in cm, k ein Beiwert, der von der Kennzahl $\chi = \frac{E J_y}{G J_D} \left(\frac{h}{2l}\right)^2$ abhängt, h der Abstand der beiden Flanschachsen in cm, $J_y \approx 2 \cdot \frac{t_1 b_1^3}{12}$ das auf die Stegachse bezogene Trägheitsmoment des Trägerquerschnittes in cm^4 , $J_D = \frac{1}{3} (2b_1 \cdot t_1^2 + h \cdot t_2^3)$ der in cm^4 ausgedrückte Drillwiderstand des Träger-

querschnittes, $E = 2\,100\,000 \text{ kp/cm}^2$ der Elastizitätsmodul und $G = 810\,000 \text{ kp/cm}^2$ der Schubmodul. Für die drei in Bild 23 a, b, c angegebenen Belastungsfälle kann der Beiwert k unter der Voraussetzung, daß die Verwölbung der Querschnittsebene an der Einspannstelle verhindert und am freien Trägerende zugelassen wird, aus Bild 23 d entnommen werden. Die Kurve k_1 bezieht sich hierbei auf Träger, die am freien Ende durch ein Moment belastet sind, dessen Vektor während des Auskippens waagrecht und in der Querschnittsebene gelegen bleibt (Bild 23 a). Die Kurven k_2, k_3, k_4 beziehen sich auf Träger, die am freien Ende durch eine lotrechte, während des Auskippens lotrecht bleibende Einzellast belastet sind (Bild 23 b); k_2 gilt für eine Einzellast im Schwerpunkt des Trägerquerschnittes, k_3 und k_4 hingegen für eine Einzellast, die im Schwerpunkt des oberen bzw. unteren Flanschquerschnittes angreift²³⁾. Die Kurven k_5, k_6 beziehen sich auf Träger mit lotrechter, während des Auskippens lotrecht bleibender Gleichlast (Bild 23 c); k_5 gilt für eine in der Trägerachse angreifende, k_6 für eine in der oberen Flanschachse angreifende Gleichlast²³⁾. Für Einzel- oder Gleichlasten, die zwischen der Träger- und der oberen oder unteren Flanschachse angreifen, darf k durch geradlinige Zwischenschaltung (zwischen den Kurven k_2, k_3, k_4 bzw. k_5, k_6) gewonnen werden. Für Träger mit lotrechten, in der Trägerachse wirkenden Belastungen von beliebiger Biegemomentenverteilung kann der Beiwert k überschlägig durch Zwischenschaltung (zwischen den in Bild 23 a, b, c dargestellten Biegemomentenverteilungen und den dazugehörigen Beiwerten k_1, k_2, k_3) gewonnen werden.

²³⁾ Vgl. F. Meissner, Diss. Brünn 1944.

Ri 15.1.4. Bei gleichmäßig vollbelasteten Balkenträgern mit gleichbleibendem, doppelsymmetrischem I-Querschnitt (Bild 24 b), die eine Gabellagerung (Ri 7.5.2.2.) aufweisen und durch einen waagerechten, gelenkig angeschlossenen Längsverband seitlich festgehalten sind, ist die ideale Kippspannung σ_{Ki} gleichfalls mit Hilfe der in Ri 15.1.3. angegebenen Beziehung zu berechnen. Für den Beiwert k darf hierbei überschlägig²⁴⁾

$$k = \frac{\frac{1}{\chi} + \pi^2 \chi \left[1 + \left(\frac{2f}{h} \right)^2 \right]}{0,81 \left(\frac{2v}{h} \right) - 1,74 \left(\frac{2f}{h} \right)}$$

gesetzt werden, wobei χ nach Ri 15.1.3. zu berechnen ist, v den nach oben (auf der Biegedruckseite) positiv gezählten, in cm ausgedrückten Abstand der Angriffspunkte der gleichmäßigen Vollbelastung p von der Trägerachse und f den gleichfalls nach oben (auf der Biegedruckseite) positiv gezählten, in cm ausgedrückten Abstand des Längsverbandes von der Trägerachse bedeuten; für einen Träger, der am Obergurt belastet und am Untergurt durch einen Längsverband seitlich festgehalten wird, ist daher $v = +h/2$ und $f = -h/2$. Liegt der Längsverband im Abstand $f \geq 0,47 \cdot v$ über der Trägerachse, so ist nach dieser Formel ein Kippen ausgeschlossen. Für Bau- und Umbauzustände, in denen der Längsverband nicht voll wirksam ist, sind besondere Kippuntersuchungen durchzuführen.

Ri 15.1.5. Die ideale Kippspannung eines Balkenträgers, der einen gleichbleibenden, einfach-symmetrischen Querschnitt hat (Bild 24 a) und an beiden Enden quer zur Stegebene elastisch eingespannt und im gleichen Maße auch wölbbehindert ist (wobei sowohl die Verschiebungen als auch die Verdrehungen in der Querschnittsebene verhindert werden), kann überschlägig berechnet werden mit Hilfe der Formel

$$\sigma_{Ki} \approx \frac{\zeta \cdot S_{Ki} \cdot e}{J_x} \left| \sqrt{\left(\frac{5v}{\chi} + \frac{r_x}{3} - y_M \right)^2 + c^2} - \left(\frac{5v}{\chi} + \frac{r_x}{3} - y_M \right) \right|$$

Hat der Träger einen doppelsymmetrischen I-Querschnitt²⁵⁾ (Bild 24 b), so gilt

$$r_x = 0, \quad y_M = 0, \quad C_M = J_x h^2 / 2 \approx J_y h^2 / 4$$

und daher einfach

$$\sigma_{Ki} \approx \frac{\zeta \cdot S_{Ki} \cdot h}{2 J_x} \left| \sqrt{\left(\frac{5v}{\chi} \right)^2 + c^2} - \frac{5v}{\chi} \right|$$

Hierbei ist

$\chi = \frac{\pi^2}{\beta^2}$ ein vom Grad der elastischen Einspannung quer zur Stegebene abhängiger, zwischen π^2 und $4\pi^2$ liegender und nach Ri 7.5.2.2. zu wählender Beiwert

$S_{Ki} = \frac{\chi E J_y}{l^2}$ die Eulersche Knicklast des Trägers bei waagerechter, rechtwinklig zur Stegebene erfolgender Ausknickung unter einer gedachten Druckkraft [kp]

l die Stützweite des Trägers [cm]

v der auf der Biegedruckseite positiv gezählte Abstand der Angriffspunkte der Querbelastung von der Trägerachse [cm]. Greifen die Querlasten in der Trägerachse an oder sind keine Querlasten vorhanden, so ist $v = 0$; greifen die Querlasten am oberen oder unteren Trägergurt an, so gilt

$$v = +\frac{h}{2} \quad \text{oder} \quad v = -\frac{h}{2}$$

ein Beiwert, der von der Verteilung der Biegemomente des Trägers abhängt und unter Beachtung der in Bild 24 c angegebenen Werteschätzungsweise anzunehmen ist.

r_x ist aus Ri 10.1.2., y_M und c aus Ri 7.5.2. bis Ri 7.5.2.2. zu entnehmen.

²⁴⁾ Vgl. H. Nylander, Abhandl. Schwed. Ingenieurwiss. Akad., Bd. 174, Stockholm 1943, S. 171 und 173.

²⁵⁾ G. Unold, Stahlbau-Kalender 1942, S. 121 und Stahlbau-Handbuch 1949/50, S. 136.

Richtlinien 17. zu Abschnitt 17. der Vorschriften

Ri 17.1. Beulung allseitig gedrückter Bleche

Ri 17.1.1. Wird ein einspannungsfrei gelagertes, rechteckiges Blech durch die längs der Seite b gleichmäßig verteilten Druckspannungen σ_x und die längs der Seite a gleichmäßig verteilten Druckspannungen $\sigma_y = \Omega \cdot \sigma_x$, $0 \leq \Omega \leq 1$ belastet (Bild 25), so wird die ideale Beulgrenze erreicht, wenn $\sigma_{xki} = k_x \cdot \sigma_e$ ist. Die Hilfsgröße σ_e ist in den Vorschriften Abschnitt 17.1. angegeben und für den Beulwert k_x gelten die folgenden Beziehungen²⁶⁾

$$1,0 \geq \Omega \geq 0,5 \quad \text{für alle } \alpha \left\{ \begin{array}{l} k_x = \left(\frac{1 + \alpha}{1 + \Omega \alpha^2} \right)^2 \\ \text{für } \alpha \leq \frac{1}{1 - 2\Omega} \\ \text{für } \alpha > \frac{1}{1 - 2\Omega} \quad k_x = 4(1 - \Omega) \end{array} \right.$$

Ri 17.1.2. Die ideale Vergleichsspannung beträgt

$$\sigma_{VKi} = \sigma_{xki} \cdot |1 + \Omega^2 - \Omega|$$

und für die Beulsicherheitszahl erhält man

$$\nu_K = \frac{\sigma_{VK}}{\sigma_x \cdot |1 + \Omega^2 - \Omega|}$$

Hierbei ist die zum Wert σ_{VKi} gehörige abgeminderte Vergleichsspannung σ_{VK} aus der Tabelle 7 der Vorschriften zu entnehmen; Zwischenwerte dürfen geradlinig eingeschaltet werden und für näherungsweise Vorberechnungen darf auch das Bild 25 Verwendung finden.

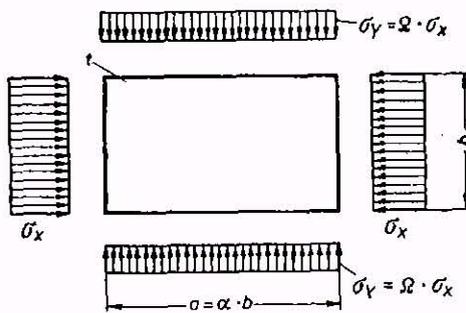


Bild 25

Ri 17.1.3. Für die geforderten Mindestwerte der Beulsicherheitszahl gilt Abschnitt 17.4. der Vorschriften.

Ri 17.1.4. Die in Ri 17.1.1. angegebenen Beziehungen können auch zur Berechnung der idealen Beulspannung von rechteckigen Blechen verwendet werden, die nur in der Längsrichtung gleichmäßig gedreht werden, deren idealisierte Lagerungsbedingungen aber ausnahmsweise vorschreiben, daß der gegenseitige Abstand b der beiden Längsränder keine (auch nicht die kleinste) Änderung erfahren kann. In der Querrichtung tritt dann die Druckspannung $\sigma_y = \mu \cdot \sigma_x$ auf, so daß in die Formeln der Abschnitte Ri 17.1.1. und 17.1.2. der Beiwert $\Omega = \mu$ einzuführen ist, wobei μ die Querdehnungszahl bedeutet.

Ri 17.2. Beulwerte für verschiedene Lagerungsbedingungen der Längsränder

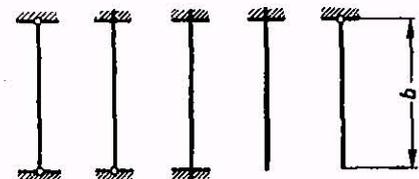
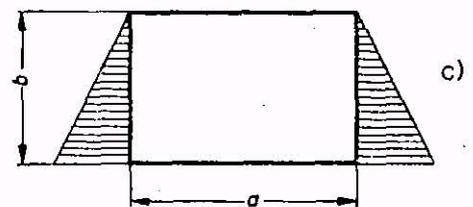
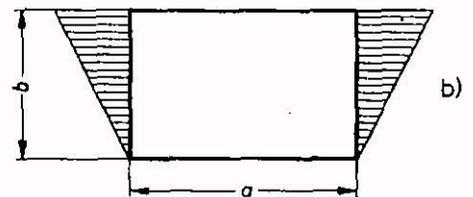
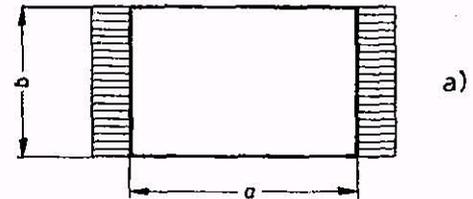
Ri 17.2.1. Ist ein rechteckiges Blech an den Längsrändern „b“ einspannungsfrei, dagegen an den Querrändern „a“ nach den in den Bildern 26 d bis h angegebenen Randbedingungen gelagert, so gelten für die Belastungen nach Bild 26 a, b und c die in der Tabelle 8 angegebenen Beulwerte²⁷⁾

²⁶⁾ K. Klöppel und K. H. Lie, Z. VDI 1942, S. 71.

²⁷⁾ C. F. Kollbrunner und G. Herrmann, Schweiz. Bauzeitung 1948, S. 146.

Tabelle 8

Beulwerte	Bild 26 d		26 e		26 f		26 g		26 h
	k	für $\alpha \geq$	k	für $\alpha \geq$	k	für $\alpha \geq$	k	für $\alpha \geq$	k
Bild 26a	4,00	1,00	5,40	0,79	6,97	0,67	1,28	1,63	0,43
26b	7,81	0,98	12,16	0,77	13,56	0,65	6,26	1,58	1,71
26c	7,81	0,98	9,89	0,80	13,56	0,65	1,64	1,67	0,57



d) e) f) g) h)

Bild 26

Richtlinien 18. zu Abschnitt 18. der Vorschriften

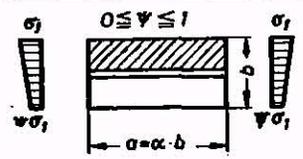
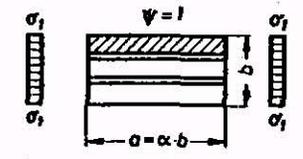
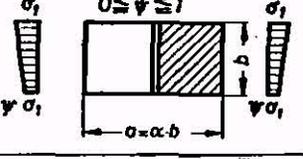
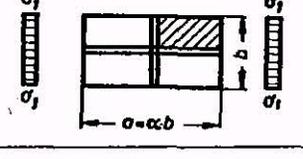
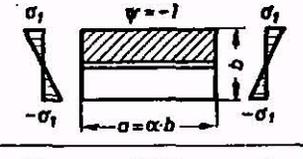
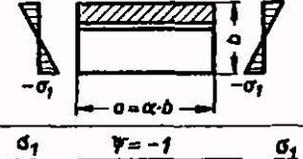
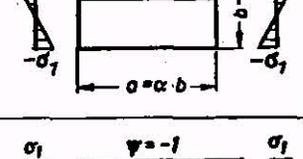
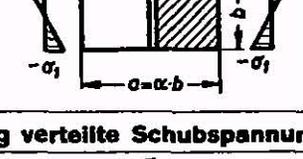
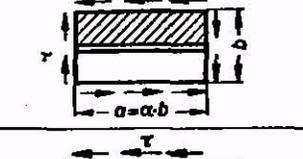
Ri 18.1. Mindeststeifigkeit von Quer- und Längssteifen, die zur Unterteilung des Stegbleches in einzelne Felder dienen

Ri 18.1.1. Zu jeder idealen Beulspannung (Abschnitt 17. der Vorschriften) gehört eine bestimmte ideale Beulfläche, nach der sich das Blech zu Beginn des Ausbeulens verformt. Die Steifen haben die Aufgabe, dieser Verformung einen Widerstand entgegenzustellen und auf diese Weise die ideale Beulspannung zu erhöhen. Steifen, die an Stellen liegen, an denen beim Ausbeulen des unversteift gedachten Bleches keine Ausbiegung auftritt (Knotenlinien der Beulfläche des unversteiften Bleches), sind demnach wirkungslos.

Ri 18.1.2. Die Steifen werden als Quer- oder Längssteifen, ausnahmsweise auch als Schrägsteifen²⁸⁾ ausgeführt. Bei größeren Stegblechfeldern kann auch ein aus Quer- und Längssteifen zusammengesetzter Steifenrost angeordnet werden. Die Wirkung der Aussteifung wird erhöht, wenn die Quer- und Längssteifen an

²⁸⁾ Vgl. W. Burchard, Ing.-Archiv, 1937, S. 332; A. Kromm, Habilitation, Darmstadt 1951 und Stahlbau 1952, S. 177.

Tabelle 9

Belastung und Steifenanordnung		Gültigkeitsbereich	Mindeststeifigkeit
Geradlinig über die Feldbreite verteilte Druckspannungen			
1	1 Längssteife in Mitte der Feldbreite 	$\alpha < \sqrt{8(1+2\delta)} - 1$	$\gamma^* = (0,53 + 0,47\psi) \left\{ \frac{\alpha^2}{2} [16(1+2\delta) - 2] - \frac{\alpha^4}{2} + \frac{1+2\delta}{2} \right\}$
		$\alpha > \sqrt{8(1+2\delta)} - 1$	$\gamma^* = (0,53 + 0,47\psi) \left\{ \frac{1}{2} [8(1+2\delta) - 1]^2 + \frac{1+2\delta}{2} \right\}$
2	2 gleiche Längssteifen in den Drittelpunkten der Feldbreite 	$\alpha < \sqrt{18(1+3\delta)} - 1$	$\gamma^* = \frac{\alpha^2}{3} [36(1+3\delta) - 2] - \frac{\alpha^4}{3} + \frac{1+3\delta}{3}$
		$\alpha > \sqrt{18(1+3\delta)} - 1$	$\gamma^* = \frac{1}{3} [18(1+3\delta) - 1]^2 + \frac{1+3\delta}{3}$
3	1 Quersteife in Mitte der Feldlänge 	$0,4 \leq \alpha \leq 1,4$	$\gamma^* = \frac{4 \left(\frac{4}{\alpha^2} - \frac{\alpha^2}{4} \right)}{\pi^2 \alpha \left(1 - \frac{\pi^2 \alpha^4}{12 \alpha^4 - 48} \right)}$
		$\alpha > 1,4$	Quersteife praktisch wirkungslos
4	1 Längssteife in Mitte der Feldbreite und 1 Quersteife in Mitte der Feldlänge 	$0,9 \leq \alpha \leq 1,1$	$\gamma_L^* = \frac{(1+\alpha^2)^2 [4(1+2\delta_L) - 1]}{2(1+\alpha^2)}$ wobei $\alpha = \frac{\gamma_Q}{\gamma_L} = \frac{J_Q}{J_L}$
Geradlinig über die Feldbreite verteilte Normalspannungen mit gegengleichen Randwerten			
5	1 Längssteife in Mitte der Feldbreite 		$\gamma^* = 1,3$
6	1 Längssteife im Abstand b/4 vom Druckrand 	$\alpha \leq 0,5$	$\gamma^* = 2,4 + 18,4\delta$
		$\alpha > 0,5$	$\gamma^* = (12 + 92\delta)(\alpha - 0,3)$ jedoch nicht mehr als $\max \gamma^* = 16 + 200\delta$
7	1 Längssteife im Abstand b/5 vom Druckrand 	$0,5 \leq \alpha \leq 1,0$	$\gamma^* = (21,3 + 112,6\delta)(\alpha - 0,1)$
		$\alpha > 1,0$	$\gamma^* = (32,0 + 168,9\delta)(\alpha - 0,4)$ jedoch nicht mehr als $\max \gamma^* = 50 + 200\delta$
8	1 Quersteife in Mitte der Feldlänge 	$0,6 \leq \alpha \leq 0,935$	$\gamma^* = 6,2 - 12,7\alpha + 6,5\alpha^2$
		$\alpha > 0,935$	Quersteife praktisch wirkungslos
Gleichmäßig verteilte Schubspannungen			
9	1 Längssteife in Mitte der Feldbreite 	$0,5 \leq \alpha \leq 2,0$	$\gamma^* = 5,4\alpha^2(2\alpha + 2,5\alpha^2 - \alpha^3 - 1)$
10	2 gleiche Längssteifen in den Drittelpunkten der Feldbreite 	$0,3 \leq \alpha \leq 1,0$	$\gamma^* = 12,1\alpha^2(4,4\alpha - 1)$

**) Beide Steifen müssen an der Kreuzungsstelle mit unverminderter Biegesteifigkeit durchgeführt oder gleichwertig gestoßen werden.

Tabelle 9 (Fortsetzung)

Belastung und Steifenanordnung		Gültigkeitsbereich	Mindeststeifigkeit
Gleichmäßig verteilte Schubspannungen			
11	1 Längssteife im Viertelpunkt der Feldbreite 	$0,5 \leq \alpha \leq 2,0$	$\gamma^* = 7,2 \alpha^2 (1 - 3,3 \alpha + 3,9 \alpha^2 - 1,1 \alpha^3)$
12	1 Quersteife in Mitte der Feldlänge 	$0,5 \leq \alpha \leq 2,0$	$\gamma^* = \frac{5,4}{\alpha} \left(\frac{2}{\alpha} + \frac{2,5}{\alpha^2} - \frac{1}{\alpha^3} - 1 \right)$
13	2 gleiche Quersteifen in den Drittelpunkten der Feldlänge 	$1,0 \leq \alpha \leq 3,3$	$\gamma^* = \frac{12,1}{\alpha} \left(\frac{4,4}{\alpha} - 1 \right)$
14	1 Quersteife im Viertelpunkt der Feldlänge 	$0,5 \leq \alpha \leq 2,0$	$\gamma^* = \frac{7,2}{\alpha} \left(1 - \frac{3,3}{\alpha} + \frac{3,9}{\alpha^2} - \frac{1,1}{\alpha^3} \right)$
15	1 Längssteife in Mitte der Feldbreite und 1 Quersteife in Mitte der Feldlänge ²⁹⁾ 	$0,5 \leq \alpha \leq 2,0$	$\gamma_Q^* = 6,0 \frac{(1 + \alpha^2)^2}{\frac{1}{\alpha} + \alpha^3}$ wobei $\epsilon = \frac{\gamma_Q}{\gamma_L} = \frac{J_Q}{J_L}$

ihren Enden biegesteif angeschlossen und an den Kreuzungsstellen nach Art der Trägerroste biegesteif verbunden werden.

Ri 18.1.3. Die Steifen können einseitig oder auf beiden Seiten des Bleches angeordnet werden. Liegt der Schwerpunkt des unverschwächten Steifenquerschnittes F in der Mittelebene des Bleches (mittige Anordnung, vgl. Bild 27 a), so ist bei der Berechnung der Biegesteifigkeit der Steife das auf die Schwerachse $z - z$ bezogene Trägheitsmoment $J = J_z$ des unverschwächten Steifenquerschnittes einzuführen. Liegt der Schwerpunkt der Querschnittsfläche F in der Entfernung e außerhalb der Mittelebene des Stegbleches (außermittige Anordnung, vgl. Bild 27 b), so darf bei der Berechnung der Biegesteifigkeit der Steife das Trägheitsmoment

$$J = J_z + F \left(e - \frac{t}{2} \right)^2 \text{ eingeführt werden.}$$

Ri 18.1.4. Bei der Bestimmung des Mindestwertes der Biegesteifigkeit, die eine Quer- oder Längssteife nach Abschnitt 18.1. und 18.2. der Vorschriften besitzen muß, um die ideale Beul-

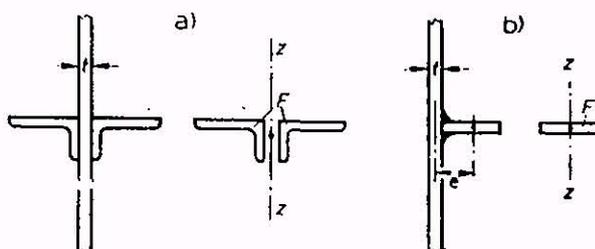


Bild 27

spannung des Stegblechfeldes bis zur idealen Beulspannung des stärksten beanspruchten (einspannungsfrei gelagert gedachten) Teilfeldes zu heben und demgemäß bei der Beuluntersuchung des

Stegbleches eine Unterteilung des Feldes in einspannungsfrei gelagerte Teilfelder zuzulassen, erhält man einen auf Grund idealisierender Voraussetzungen berechneten Mindestwert des Querschnittsträgheitsmomentes $J^* = \gamma^* \cdot \frac{b^3}{12(1 - \mu^2)} = 0,092 \cdot \gamma^* \cdot b \cdot t^3$.

Das nach Ri 18.1.3. berechnete Trägheitsmoment des Steifenquerschnittes muß demnach in jenen Fällen, in denen die erwähnte Unterteilung des Stegblechfeldes in einspannungsfrei gelagerte Teilfelder durchgeführt wird, der Bedingung $J \geq 0,092 \gamma^* b t^3$ genügen.

Hierbei bedeuten

a und b die Länge und die Breite des gegebenen, durch die Steife zu unterteilenden Stegblechfeldes [cm]

t die Dicke des Stegbleches [cm]

$\mu = 0,3$ die Querdehnungszahl des Baustahls

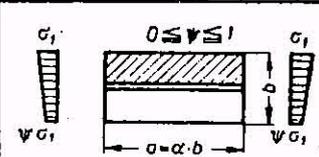
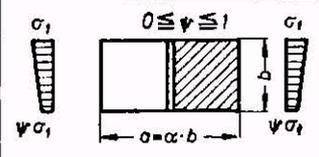
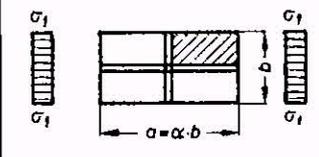
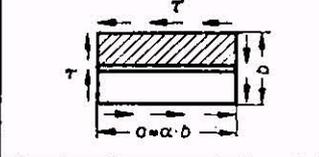
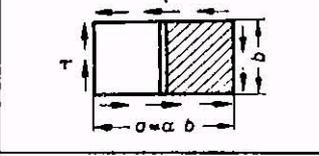
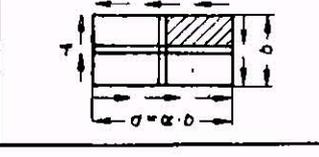
γ^* ein Beiwert, der von der Belastung und dem Seitenverhältnis $\alpha = a/b$ des Stegblechfeldes, von der Anordnung der Steife und bei (axial belasteten Steifen) auch von der Hilfsgröße

$$\delta = \frac{F}{b \cdot t} \text{ abhängt }^{29)}$$

F die unverschwächte Querschnittsfläche der Steife [cm]².

²⁹⁾ Vgl. S. Timoschenko, Eisenbau 1921, S. 147; E. Seydel, Ing.-Archiv 1933, S. 169; F. Schleicher, Bauing. 1934, S. 505, und 1939, S. 217; E. Chwalla, Vorbericht 2. Int. Kongr. IVBH, Berlin 1936, S. 957, und Stahlbau 1936, S. 161; R. Barbré, Bauing. 1936, S. 268, und Ing.-Archiv 1937, S. 117; M. Hampf, Stahlbau 1937, S. 16; H. Fröhlich, Bauing. 1937, S. 673; G. Knipp, Bauing. 1941, S. 257; R. Stiffel, Bauing. 1941, S. 367; A. Kromm, Stahlbau 1944, S. 81; E. Chwalla, Stahlbau 1944, S. 84; F. W. Bornscheuer, Diss. T. H. Darmstadt 1946.

Tabelle 10

	Belastung und Steifenanordnung	Gültigkeitsbereich	Beulwert k
1		$\alpha \leq \sqrt{1+2\gamma}$	$k = \frac{2}{0,95(\eta+1,1)} \cdot \frac{(1+\alpha^2)^2 + 2\gamma}{\alpha^2(1+2\delta)}$ ³¹⁾
		$\alpha > \sqrt{1+2\gamma}$	$k = \frac{4}{0,95(\eta+1,1)} \cdot \frac{1+\sqrt{1+2\gamma}}{1+2\delta}$ ³¹⁾
2		$0,4 \leq \alpha \leq 1,0$	$k = \frac{A - \sqrt{A^2 - B}}{1,43 \alpha^3 (\eta + 1,1)}$ ³²⁾ $A = 1,5 (1 + \alpha^2)^2 + 0,167 (9 + \alpha^2)^2 + 3,33 \alpha^3 \gamma$ $B = (1 + \alpha^2)^2 (9 + \alpha^2)^2 + 2 \alpha^3 \gamma [(1 + \alpha^2)^2 + (9 + \alpha^2)^2]$
3		$0,9 \leq \alpha \leq 1,1$	$k = \frac{(1 + \alpha^2)^2 + 2(\gamma_L + \gamma_Q \cdot \alpha^3)}{\alpha^2 (1 + 2\delta_L)}$ ³³⁾
4		$0,5 \leq \alpha \leq 2,0$	$k = \frac{4,93 (1 + \alpha^2)}{\alpha^2 \sqrt{\zeta}}$ ³⁴⁾ $\zeta = \frac{10,24 (1 + \alpha^2)^2 + 3,16 (1 + 9\alpha^2)^2 + 4,05 \gamma}{(1 + \alpha^2)^2 (1 + 9\alpha^2)^2 + 2\gamma (1 + \alpha^2)^2 + 2\gamma (1 + 9\alpha^2)^2} + \frac{10,24 (1 + \alpha^2)^2 + 0,41 (9 + \alpha^2)^2 + 13,11 \gamma}{(1 + \alpha^2)^2 (9 + \alpha^2)^2 + 2\gamma (9 + \alpha^2)^2 + 162\gamma (1 + \alpha^2)^2}$
5		$0,5 \leq \alpha \leq 2,0$	$k = \frac{4,93 (1 + \alpha^2)}{\alpha^2 \sqrt{\zeta}}$ $\zeta = \frac{10,24 (1 + \alpha^2)^2 + 0,41 (1 + 9\alpha^2)^2 + 13,11 \gamma \alpha^4}{(1 + \alpha^2)^2 (1 + 9\alpha^2)^2 + 162\gamma \alpha^2 (1 + \alpha^2)^2 + 2\gamma \alpha^2 (1 + 9\alpha^2)^2} + \frac{10,24 (1 + \alpha^2)^2 + 3,16 (9 + \alpha^2)^2 + 4,05 \gamma \alpha^2}{(1 + \alpha^2)^2 (9 + \alpha^2)^2 + 2\gamma \alpha^2 (9 + \alpha^2)^2 + 2\gamma \alpha^2 (1 + \alpha^2)^2}$
6		$0,5 \leq \alpha \leq 2,0$	$k = 2,60 \frac{1 + \alpha^4}{\alpha^3} \sqrt{(1 + \alpha^2)^2 + 2(\gamma_L + \alpha^3 \gamma_Q)}$ ³⁵⁾ für $\begin{cases} \gamma_L = \gamma_Q \\ \gamma_L = \frac{1}{2} \gamma_Q \end{cases}$ genauere Werte Bild 30 Bild 31

Ri 18.1.5. Bei Steifen, die planmäßig axial unbelastet sind (Tabelle 9, Reihe 3, 5 und 8 bis 15) oder deren Axialspannung kleiner als σ_1 ist (Tabelle 9, Reihe 1, 6 und 7), führt die Theorie in allen den Fällen, in denen die ideale Vergleichsspannung σ_{VKI} des versteiften Bleches die Proportionalitätsgrenze $\sigma_p = 0,8 \sigma_f$ überschreitet, zu einer Senkung des Beiwertes γ^* , die im weiteren unberücksichtigt bleibt; die Sicherheit wird dadurch in den genannten Fällen erhöht.

Ri 18.1.6. In Tabelle 9 sind für einfache Belastungsfälle und verschiedene Möglichkeiten der Steifenanordnung Näherungsbeziehungen für den Beiwert γ^* zusammengestellt. Eine Steife, die nach Ri 18.1.3. bis Ri 18.1.5. unter Berücksichtigung dieses Beiwertes bemessen ist, vermag die Beulspannung des Stegbleches praktisch bis auf jenen Wert zu heben, der dem durch Schraffur gekennzeichneten Teilfeld im Falle einer einspannungsfreien Lagerung aller vier Ränder entspricht. Besteht für die Teilfelder

verschieden große Beulgefahr, so gehört die Schraffur zu dem Teilfeld, für das die Beulgefahr am größten ist.

Ri 18.1.7. Wird das Blech gleichzeitig durch geradlinig verteilte Normalspannungen und gleichmäßig verteilte Schubspannungen belastet, so darf überschlägig $\gamma^* = \gamma_1^* \frac{\nu_{B1}}{\nu_{B1}} + \gamma_2^* \frac{\nu_{B2}}{\nu_{B2}}$ gesetzt werden.

Hierin bedeutet

- γ_1^* die Mindeststeifigkeit bei ausschließlicher Wirkung der Normalspannungen
- γ_2^* die Mindeststeifigkeit bei ausschließlicher Wirkung der Schubspannungen
- ν_{B1} bzw. ν_{B2} die nach Abschnitt 17.3. der Vorschriften zu berechnenden Beulsicherheitszahlen, die gelten würden, wenn das beulgefährdete Teilfeld nur durch die gegebenen Normalspannungen bzw. nur durch die gegebenen Schubspannungen belastet wäre
- ν_{B1} bzw. ν_{B2} die Beulsicherheitszahl bei gleichzeitiger Wirkung der gegebenen Normal- und Schubspannungen für dasjenige Teilfeld, das bei der zugehörigen Mindeststeifigkeit γ_1^* bzw. γ_2^* die jeweils größte Beulgefahr aufweist.

³¹⁾ Näherungslösung unter Verwendung der Lösungen von K. Torre, Stahlbau 1944, S. 45.

³²⁾ Näherungsweise nach der Energiemethode (mit den Halbwellenzahlen $m = 1$ u. 3 in der Längsrichtung und $n = 1$ in der Querrichtung) berechnet.

³³⁾ Vgl. H. Fröhlich, Bauing. 1937, S. 673.

³⁴⁾ Näherungsweise nach der Energiemethode (mit den Halbwellenzahlen $m = 1, 2, 3$ in der Längsrichtung und $n = 1, 2, 3$ in der Querrichtung) berechnet. Vgl. auch M. Hampf, Stahlbau 1937, S. 21.

³⁵⁾ Vgl. R. Krapfenbauer, Diss. Wien 1951.

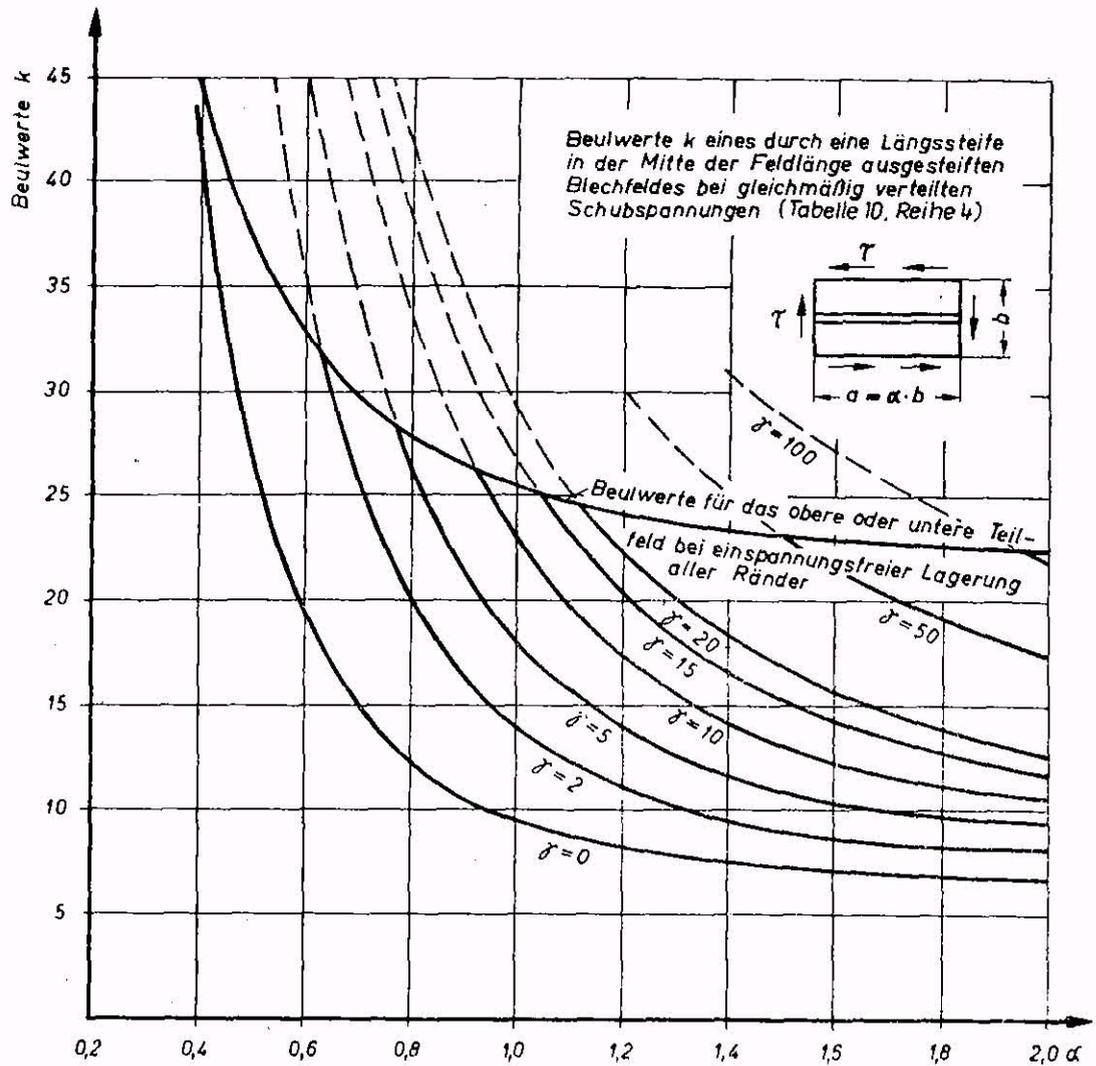


Bild 28

Ri 18.2. Beulspannung ausgesteifter Stegbleche

Ri 18.2.1. Bemisst man die Aussteifungen der Felder nicht nach den in Ri 18.1. angegebenen Mindeststeifigkeiten γ^* , sondern nach dem im Abschnitt 18.2. der Vorschriften mitgeteilten zweiten Weg, so ist der Beulwert k für das versteifte Feld zu berechnen und die im Abschnitt 17.4. der Vorschriften verlangte Beulsicherheit γ_B nachzuweisen. Hierbei sind die zu wählenden γ -Werte der Aussteifungen kleiner als deren Mindeststeifigkeiten γ^* . Für einige wichtige Belastungsfälle und Steifenanordnungen sind die Beulwerte k bei einspannungsfrei gelagerten Feldrändern aus der Tabelle 10 zu entnehmen. Die Abhängigkeit des Beulwertes k vom Seitenverhältnis α ist für einige Steifigkeiten γ in den Bildern 28 bis 31 dargestellt. Insbesondere kann der Beulwert k nach Reihe 6 der Tabelle 10 für die Sonderfälle $\gamma_L = \gamma_Q$ und $\gamma_L = 1/2 \gamma_Q$ genauer aus den Bildern 30 und 31 entnommen werden.

Es bedeuten

$$\gamma = \frac{J}{0,092 \cdot b \cdot t^3} \text{ und } \delta = \frac{F}{b \cdot t}, \text{ worin}$$

$a = \alpha \cdot b$ die Länge des Feldes [cm],

b die Breite des Feldes [cm],

t die Blechdicke [cm],

F die ungeschwächte Querschnittsfläche der Steife [cm²],

J das nach Abschnitt 18.1.3. berechnete Trägheitsmoment des ungeschwächten Steifenquerschnittes [cm⁴].

Für alle $\gamma \geq \gamma^*$ ist der Beulwert k nach Tabelle 6 der Vorschriften für das durch die Zwischensteife gebildete und durch Schraffur gekennzeichnete beulgefährdete Teilfeld zu berechnen.

Ri 18.2.2. Wird das durch eine elastische Zwischensteife verstärkte Blech nicht nur durch die über die Breite b geradlinig verteilten Druckspannungen (mit den Randwerten σ_1 und $\gamma \cdot \sigma_1$; $0 \leq \gamma \leq 1$), sondern zusätzlich noch durch gleichmäßig verteilte Schubspannungen τ belastet, so darf die Beuluntersuchung in erster Annäherung gleichfalls nach Abschnitt 17.1., 17.3. und 17.4. der Vorschriften durchgeführt werden. Die Einzelbeulspannungen σ_{ki} und τ_{ki} sind hierbei für das durch die elastische Zwischensteife verstärkte Blech nach Tabelle 10 zu berechnen.

Ist γ gleich oder größer als der nach Ri 18.1.7. überschlägig bestimmte Wert γ^* , so ist die Beuluntersuchung für das durch die Zwischensteife gebildete, einspannungsfrei gelagert gedachte Teilfeld durchzuführen.

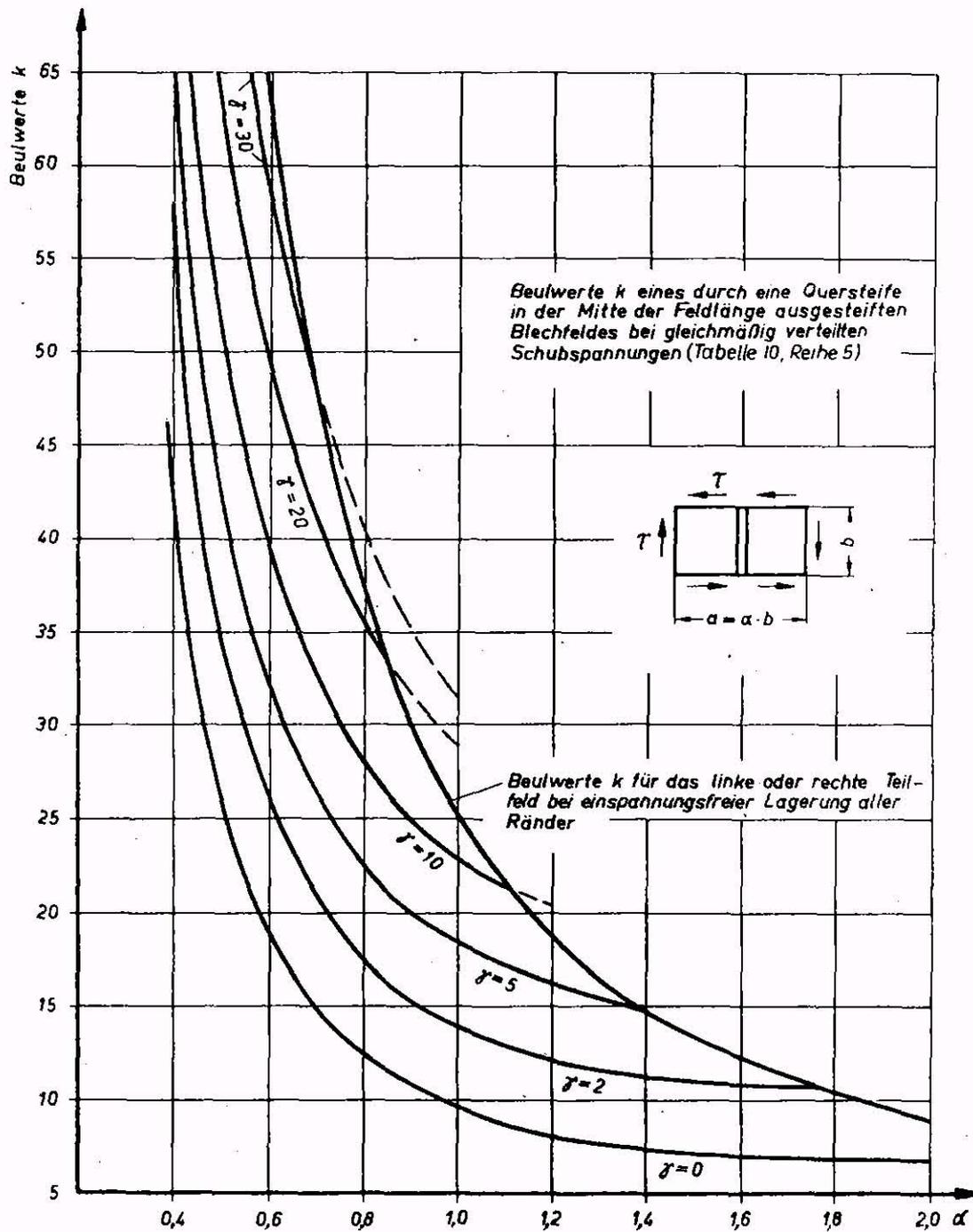


Bild 29

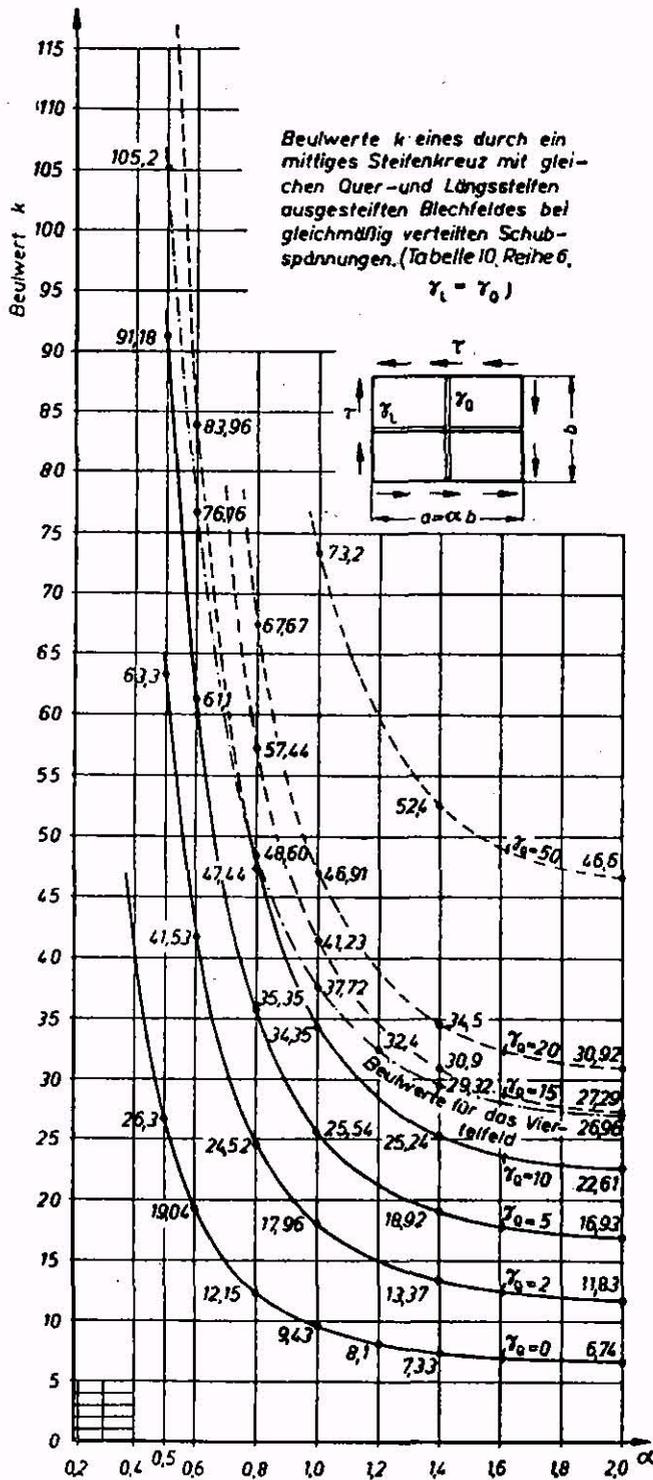


Bild 30

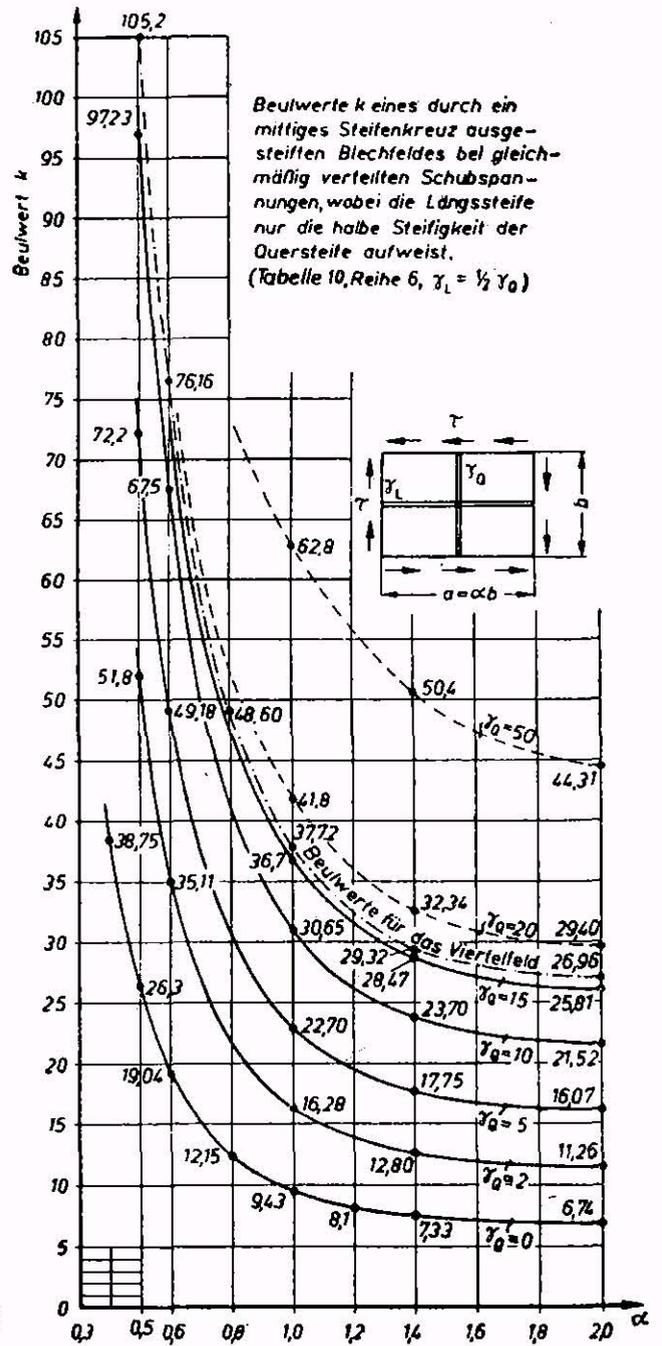


Bild 31

Hinweise:

Entstanden unter Berücksichtigung von DIN 4114 Bl. 2 Ausg. 2.53 x.

Änderungen gegenüber DIN: Redaktionell überarbeitet.

„Zeichen für Festigkeitsberechnungen — Formelzeichen — mathematische Zeichen — Maßeinheiten — Zeichen für Formstahl, Stabstahl und Bleche“ mit Beiblatt „Besondere Zeichen für Bauingenieurwesen“, siehe TGL 0-1350 (in Vorbereitung).

Am 1. 9. 1962 lag beim Amt für Standardisierung noch kein vergleichbarer GOST oder Fachbereichsstandard der UdSSR vor. Zur gegebenen Zeit wird in der „STANDARDISIERUNG“ bekanntgegeben, daß ein vergleichbarer GOST oder Fachbereichsstandard der UdSSR vorliegt.

x = 1. Berichtigung lt. H0 457

