DER BAUINGENIEUR

15. Jahrgang 21. Dezember 1934 Heft 51/52

STABILITÄTSPROBLEME VOLLWANDIGER STAHLTRAGWERKE. ÜBERSICHT UND AUSBLICK[1].

Von Prof. Dr.-Ing. Ferd. Schleicher, Hannover.

Übersicht: Anwendung der Theorie der Beulung von ebenen Rechteckplatten im Stahlbau. Knickbedingungen bei Beanspruchung durch Druck, Biegung, exzentrischen Druck, Schub oder Biegung und Schub u. a. m. Beulung im unelastischen Bereich, Sicherheitsgrad. Einfluß der Einspannung. Ziel der Stabilitätsuntersuchung.

I. Geschichtliches. Die ersten uns überlieferten Erfahrungen über die Beulung vollwandiger eiserner Tragwerke hängen mit dem Bau der Britanniabrücke zusammen. R. Stephenson, der leitende Ingenieur der Chester and Holyhead Eisenbahn, hatte den Gedanken, über den Menai eine Kettenbrücke mit einem röhrenförmigen Versteifungsbalken zu bauen, groß genug, daß der Zug durch die tunnelartige Röhre fahren könnte. Er zog 1845 den Kesselfabrikanten W. Fairbairn heran, um sein Urteil über die Idee abzugeben. Es wurde ein Versuchsprogramm vereinbart, um die Ausführbarkeit einer solchen Röhrenbrücke zu prüfen. Die Versuche, bei denen auch der Theoretiker E. Hodgkinson mitwirkte, sind für unser Gebiet grundlegend geworden. Sie hatten das Ziel, die Tragfähigkeit von röhrenförmigen Balken zu bestimmen. Es wurden zuerst kreisförmige und elliptische Querschnitte geprüft, dann rechteckige und Röhren mit zellenförmigen Gurten. Der Bruch trat meist durch Falten der Bleche auf der Druckseite ein, bei Biegungsspannungen, die je nach der verhältnismäßigen Dicke der Bleche mehr oder weniger hinter der „Druckfestigkeit" der verwendeten Kesselbleche zurückblieben. Das Beulen wurde als der Knickung von Druckstäben entsprechend erkannt. Fairbairn erkannte bereits, daß eine genügend hohe Biegungsspannung auf wirtschaftliche Weise nicht durch Vergrößerung der Gurtplattendicke zu erreichen ist, sondern durch andere Maßnahmen, er kam so allmählich zu den ausgeführten zellenförmigen Gurten.

Die Abmessungen der Zellengurte wurden mit Rücksicht auf die Stabilität festgelegt. Die Stegbleche wurden verhältnismäßig leicht gewählt, da als ihre Aufgabe nur betrachtet wurde, „die beiden Gurte in ihrem gegenseitigen Abstand zu halten, weil diese das Bestreben hätten, sich einander zu nähern". Eine klare Vorstellung über die von den Stegen aufzunehmenden Schubspannungen war noch nicht vorhanden. Hodgkinson versuchte die Erscheinungen des Beulens theoretisch zu erfassen. Es ist heute verständlich, daß er zu keinem Ergebnis kommen konnte.

Den Höhepunkt der Versuche bildete die Erprobung eines Modelles mit 23 m Stützweite. Es war möglich, die Dicke der Bleche so anzugeben, daß der Unterschied zwischen Knickspannung und Druckfestigkeit unwesentlich war. Ergebnis der mehr als zweijährigen Versuche war, daß der Röhrenbalken allein genügte. Da die Steinpylone schon fertig waren, als man sich entschloß, die Ketten wegzulassen und eine Balkenbrücke zu bauen, ergab sich bei der 1850 fertiggestellten Britanniabrücke das bekannte Bild.

Für uns ist wichtig, daß die Erscheinung des Beulens von Blechen erkannt und die Bedingungen untersucht wurden, unter denen sie eintritt. Die Versuche gaben die Grundlage für spätere Bemessungsregeln, z. B. für die Mindestdicke der Stege von gedrückten Stäben, wonach die freie Breite etwa das 15- bzw. 30-fache der Blechdicke nicht überschreiten darf, je nachdem das Blech auf einer oder auf beiden Seiten gesäumt ist. Auf die Versuche von Fairbairn gehen auch die ersten Formeln für die Mindestdicke der Stegbleche von gebogenen Vollwandträgern zurück.

[1] Nach einem Vortrage des Verfassers auf der wissenschaftlichen Tagung 1934 des Deutschen Stahlbau-Verbandes in Berlin.

II. Elastische Stabilität. Wir betrachten das Verhalten eines elastischen Systems in stabiler Gleichgewichtslage bei kleinen Störungen. Z. B. ein gerader Stab, der durch Druckkräfte mittig belastet ist und den wir etwas ausbiegen, schwingt mit sinusförmiger Biegungslinie, wenn er freigelassen wird. Die Schwingungen werden immer kleiner, bis er schließlich wieder in der Ausgangslage zur Ruhe kommt. Voraussetzung dafür ist, daß die Spannungen die Elastizitätsgrenze nicht erreichen.

Ganz anders ist das Verhalten eines labilen Systems. Wird der labile Gleichgewichtszustand gestört, dann zeigt das System nach Aufhören der Störung kein Bestreben, in den Ausgangszustand zurückzukehren. In gewissen Fällen stellt sich ein neuer stabiler Gleichgewichtszustand ein, der von der Höhe der Belastung und den elastischen Eigenschaften abhängt. In anderen Fällen nehmen die Ausbiegungen so stark zu, daß Biegungsbruch eintritt.

Im Gegensatz zum stabilen Gleichgewicht, wo ein vollkommen elastisches System für einen bestimmten Belastungszustand immer nur eine einzige Gleichgewichtslage besitzt, sind für jeden über der Stabilitätsgrenze, dem sog. Verzweigungspunkte des elastischen Gleichgewichts, liegenden Lastzustand mindestens zwei Gleichgewichtslagen möglich. Die Annäherung an diesen Punkt erkennt man daran, daß die Dauer der Schwingungen, mit denen eine Störung ausklingt, immer größer, in der Grenze unendlich groß wird. Den Vorgang des Wechselns der Gleichgewichtslagen heißen wir Knicken. Bei Platten und Schalen sprechen wir mit Rücksicht auf die Form der Labilitätserscheinungen von Beulen.

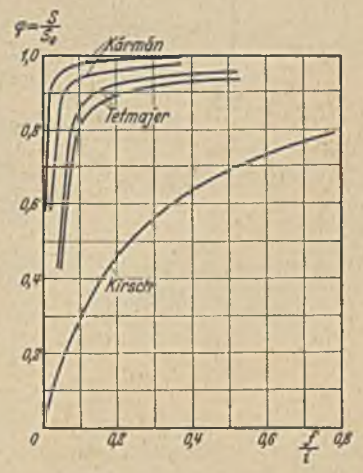

Abb. 1.
Ausbiegung f von schlecht und gut gerichteten Druckstäben, Se = Eulerlast, i = Trägheitshalbmesser. (Nach R. Mayer, vgl. Fußnote 19, Abb. 59.)

Störungen des theoretischen Zustandes sind bei Bauwerken immer vorhanden, wenn man auch darauf achtet, sie in Planung und Ausführung möglichst klein zu halten. Man vgl. Abb. 1 u. 2. Es wird also selten vorkommen, daß ein Druckstab über der Knicklast noch gerade bleibt. Wir sprechen auch in jenen Fällen von Knicken bzw. Beulen, in denen beim Wechseln von der labilen zur stabilen Gleichgewichtslage ein Biegungsbruch eintritt, bevor die neue stabile Lage erreicht ist [2].

Zu jeder über der Knicklast S_e liegenden Kraft S gehören ganz bestimmte stabile Gleichgewichtszustände des ausgebogenen Stabes, außerdem ist, jedoch labil, die gerade Form möglich. Von „unendlich großen Ausbiegungen" ist keine Rede, ihr Anwachsen erfolgt allerdings so schnell, daß die Biegungsspannungen sofort ein Vielfaches der Knickspannung betragen (vgl. Abb. 3).

Betrachten wir noch das Knicken bei Spannungen über der Proportionalitätsgrenze σ_P. Wie Engesser gezeigt hat, kann

[2] Man vgl. Geckeler: Handbuch der Physik, Band VI, Berlin 1928, S. 277.

man auch dafür die Knickspannung aus der Euler-Gleichung berechnen, wenn man für $\lambda < \lambda_P$ statt E den Knickmodul T einsetzt. Für praktische Zwecke genügt es, T als Funktion von λ allein aufzufassen. Die Zusammenhänge sind bekannt.

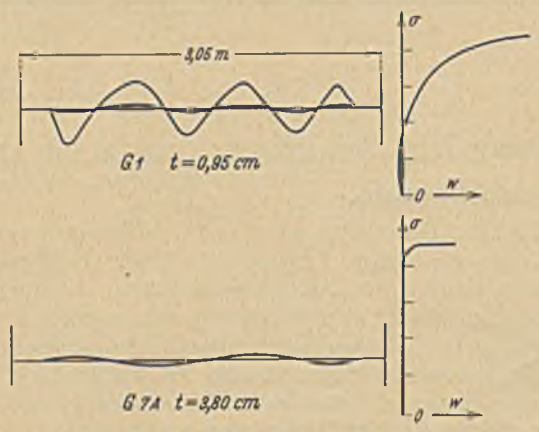

Abb. 2.
Ausbeulung von schlecht und gut gerichteten Rechteckplatten als Funktion der Druckspannung. (Nach Versuchen von Chase, vgl. Fußnote 15, S. 124.)

Bei Spannungen $\sigma_K^{el} < \sigma_P$ kehrt der Stab bei genügend kleinen Störungen nach der Entlastung vollkommen in die gerade Form zurück. Wenn $\sigma_K > \sigma_P$ ist (wobei wir σ_P bei dehnbarem Stahl angenähert mit der Elastizitätsgrenze σ_E zusammenfallen lassen können), ist das nicht mehr so. Mit jeder Ausbiegung sind dann auch bleibende Verbiegungen verbunden. Wir wollen für $\sigma_K^{pl} > \sigma_P$ wie praktisch üblich (im Gegensatz zum sog. elastischen Knicken mit $\sigma_K^{el} < \sigma_P$), von Knicken im unelastischen Bereich sprechen.

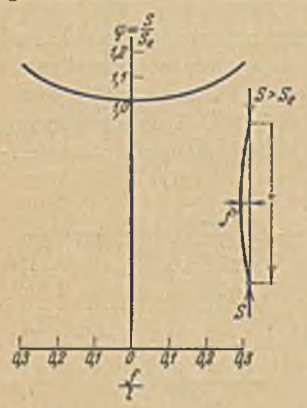

Abb. 3.
Ausbiegung f eines Druckstabes für über der Eulerlast Se liegende Druckkräfte S. Spannungen unter der Proportionalitätsgrenze.

Man beachte, daß es sich um sehr verschiedene Dinge handelt. Jeder Stab erleidet für Spannungen $\sigma > \sigma_E$ auch bei kleinen Ausbiegungen bereits bleibende Formänderungen, selbst wenn die mittlere Druckspannung σ noch um einen größeren Betrag unter der zugehörigen Stabilitätsgrenze σ_K^{pl} liegt. Das Verhalten bei Spannungen über der Proportionalitätsgrenze hängt stark von den elastischen Eigenschaften des Baustoffes ab, insbesondere von der Dehnungs-Spannungslinie $\varepsilon = \varepsilon(\sigma)$. Ich verweise auf Arbeiten von Chwalla, Roš u. a.

Wir beschränken uns im folgenden auf Bauteile aus dehnbarem Stahl mit ausgeprägter Fließgrenze σ_F (St 37 oder St 52). Wenn ein solcher Stab gerade bis an die Fließgrenze beansprucht ist, sind keine Reserven vorhanden. Ausbiegungen finden keinen nennenswerten Widerstand und sind im wesentlichen bleibend. Wenn die mittlere Druckspannung über der Fließgrenze liegt, ist keine stabile Gleichgewichtslage möglich. Spannungszustände an der Fließgrenze sind labil.

Die Abhängigkeit zwischen der Stabschlankheit λ und der Knickspannung σ_K ist durch die Theorie von Engesser-Kármán oder durch Versuche gegeben. Für unsere deutschen Verhältnisse ist sie durch die Knickspannungslinie der BE festgelegt.

III. Stabilität ebener Platten. Nachstehendes bezieht sich auf die Stabilität ebener Rechteckplatten mit und ohne Versteifungen. Die Stabilität der für den Stahlbau ebenfalls wichtigen gekrümmten Schalen wird nicht behandelt, ebenfalls nicht das Kippen, d. i. der Fall, bei dem der Druckgurt eines Biegeträgers seitlich ausweicht. Wir setzen voraus, daß Kippen durch geeignete Maßnahmen ausgeschlossen ist. Wir betrachten schließlich nur die kleinsten Knicklasten, die i. d. R. allein praktisches Interesse haben.

Die nachstehende Übersicht will weniger Neues geben, als die Grundlagen und die für den Stahlbau wichtigsten Ergebnisse der Forschungsarbeit über Plattenbeulung in leichtverständlicher und für die praktische Anwendung bequemer Form darstellen. Die Anwendung der Theorie der Plattenbeulung gestaltet sich in den ausführlich behandelten Fällen ebenso einfach wie die der Eulerschen Knickformel. Die Literatur ist sehr umfangreich. Trotzdem sind noch viele Lücken vorhanden, die bei der praktischen Anwendung stören.

Wir betrachten rechteckige Platten von der Dicke t, der Breite b, die Länge $a = \alpha\, b$ soll beliebig sein. Die kritische Spannung kann in allen Fällen in der Form

$$\sigma_K = k\sigma_e \tag{1}$$

dargestellt werden, analog für Schub und zusammengesetzte Spannungszustände. Die „Euler-Spannung" ist für Baustahl (mit $E = 2100\ t/cm^2$, $\mu = 0{,}3$)

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2 = 1898\left(\frac{t}{b}\right)^2 \tag{2}$$

oder genügend genau

$$\sigma_e = 1900\,(t/b)^2 \text{ in } t/cm^2. \tag{2a}$$

Die vom Belastungsfall und dem Seitenverhältnis α der Platte abhängigen kritischen Werte $k = \varphi_K$ usw. ergeben sich beim Fehlen von Massenkräften als Eigenwerte der Differentialgleichung für die Ausbiegungen w

$$\frac{\partial^4 w}{\partial \xi^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial \xi^2 \partial \eta^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial \eta^4} + \pi^2\left(\psi\frac{\partial^2 w}{\partial \xi^2} + 2\chi\frac{\partial^2 w}{\partial \xi\,\partial \eta} + \psi\frac{\partial^2 w}{\partial^2 \eta}\right) = 0. \tag{3}$$

Die Spannungen sind bestimmt durch

$$\sigma_x = -\varphi\sigma_e, \qquad \sigma_y = -\psi\sigma_e, \qquad \tau_{xy} = \tau = -\chi\sigma_e \tag{4}$$

(Druckspannungen φ, $\psi > 0$), und die Koordinaten durch $x = \xi\, b$, $y = \eta\, b$.

Bryan verwendet das Energiekriterium der Knicksicherheit [3,4]. Er vergleicht die Formänderungsarbeit W der Platte beim Recken in ihrer Ebene mit der Biegungsarbeit V beim Ausbeulen. Wenn $V < W$ ist, liegt labiles Gleichgewicht vor. Timoschenko, dem wir die meisten Ergebnisse auf unserem Gebiete verdanken, hat diese Methode weiterentwickelt und für die versteifte Platte ausgebaut.

IV. Rechteckplatten mit gleichmäßigem Druck. Auf die ganze Plattenbreite wirken gleichgroße Druckspannungen, die vier Ränder sind gelenkig gelagert. Die kleinsten Knickspannungen nach Bryan [3]

$$k = \varphi_K = \left(\frac{\alpha}{m} + \frac{m}{\alpha}\right)^2 \tag{5}$$

sind in Abb. 4 als Funktion des Seitenverhältnisses $\alpha = a/b$ dargestellt. $m = 1, 2, \ldots$ ist die Beulenzahl nach der Längsrichtung.

Es ist danach zulässig, die Beulspannung für alle Platten $\alpha > 0{,}7$ gleich

$$k = 4 \tag{6}$$

zu setzen, so daß für Baustahl mit genügender Genauigkeit gilt

$$\sigma_K = 7600\,(t/b)^2 \text{ in } t/cm^2. \tag{6a}$$

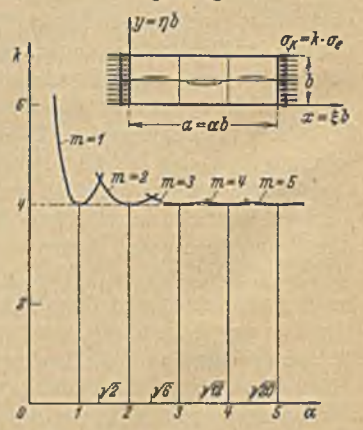

Abb. 4.
Kleinste Beulspannung der gleichmäßig gedrückten Rechteckplatte.

[3] Bryan, G. H.: Stability of a Plane Plate under Thrusts in its own Plane, Proc. London Math. Soc. 22 (1891) S. 54.

[4] Reissner, H.: Energiekriterium der Knicksicherheit. Z. angew. Math. Mech. 5 (1925) S. 475.

Nach BE ist bei der Knickuntersuchung, für St 37 wie für St 52, $\sigma_P = 2{,}073$ t/cm². Folglich gilt Gl. (6a) für Stahlplatten mit einer Breite von $b > 60\,t$ ohne Abminderung. Bei größerer Plattendicke ist $\sigma_K^{el} > \sigma_P$, wir kommen in den unelastischen Bereich.

Abb. 5 zeigt einige Beispiele für „starre" Steifen. Quersteifen ändern die Knickspannung praktisch nicht, solange ihr Abstand nicht wesentlich kleiner wird als die Breite. Das

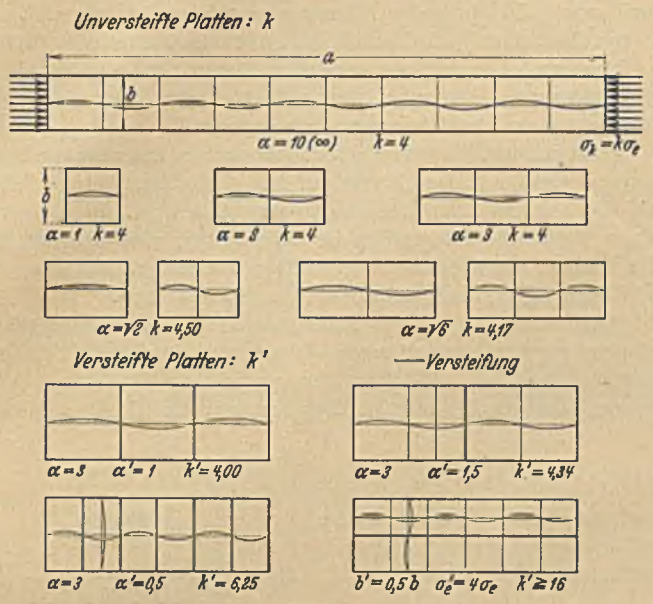

Abb. 5.
Beispiele der Beulspannungen von unversteiften und versteiften Platten.

günstigste Verhältnis, nämlich $k = 4{,}50$, wird bei länglichen Platten $\alpha > 1$ erreicht, wenn $\alpha = \sqrt{2}$ ist. Bei quadratischen Platten hat man denselben Wert $k = 4$, wie für die unendlich lange Platte. Wenn die Steifen in einem Abstand sitzen, der die Hälfte der Breite ist, wird $k = 6{,}25$, d. h. gegenüber der unendlich langen Platte nur das 1,56fache. Quersteifen sind eben kein geeignetes Mittel, um die Knickspannung zu heben. Durch eine Längssteife steigt die Knickspannung auf den vierfachen Wert $k = 16$. Die Einspannung an den Steifen kann in der Regel vernachlässigt werden [5]. Die Drehung erfolgt praktisch wie bei schneidenförmiger Lagerung [6].

Platten mit Längssteifen wurden von Timoschenko untersucht [7].

Auch dafür läßt sich die Knickspannung nach Gl. (1) darstellen. k ist im Grenzfall der „starren" Längssteife der Wert für $b' = b/2$, also bei quadratischen Beulen $k = 16$, für Beulen vom Seitenverhältnis 1,41 oder 0,71 steigt k bis auf $k = 18$ an. $k = 16$ bzw. 18 ist das Zeichen dafür, daß die Längssteife genügt, da die Platte dann für sich allein beult, ohne daß die Steife an der Biegung teilnimmt. Eine weitere Verstärkung der Steife bringt keine Erhöhung der Knickspannung mehr, wenn auch ein kleiner Überschuß in der Steife erwünscht ist.

Ist der Mindestwert $B = EJ$ nicht erreicht, so liegt die Knickspannung zwischen der für die unversteifte Platte und der für „starre" Steife. Alle Zwischenwerte kommen vor. Die Steife wird von Timoschenko mit zum Querschnitt gerechnet, sie nimmt also an der Aufnahme der Druckspannungen teil, was tatsächlich auch meist der Fall ist. Für ihre Beurteilung werden eingeführt: das Verhältnis der Biegungssteifigkeit $B = EJ$ der Steife und der Platte $b\,D$, nämlich $\gamma = \frac{B}{D\,b}$ und das entsprechende Verhältnis für die Flächen $\delta = \frac{F}{t\,b}$.

[5] Schnadel, G.: Knickung von Schiffsplatten. Werft Reed. Hafen 11 (1930) S. 462.

[6] Erlemann, G.: Knickerscheinungen bei verschiedenartig versteiften Platten. Jb. schiffbautechn. Ges. 34 (1933) S. 519 und Diskussion Schnadel dazu S. 530.

[7] Timoschenko, S.: Über die Stabilität versteifter Platten. Eisenbau 12 (1921) S. 147.

Für Baustahl ist die Biegungssteifigkeit der Platte

$$D = \frac{E\,t^3}{12\,(1-\mu^2)} = 192{,}2\ t^3 \text{ (in tcm)}. \tag{7}$$

Die Knickspannungen der Rechteckplatten mit mittlerer Längssteife sind in Abb. 6 (Zahlentafel II von Timoschenko) [7] dargestellt. Es sind die Werte für $\gamma = 5$ und 25 gezeichnet, beide für die Flächenverhältnisse $\delta = 0{,}05$ und 0,20. Die Knickspannung ist bei gleichem $B = E\,J$ um so höher, je kleiner F ist.

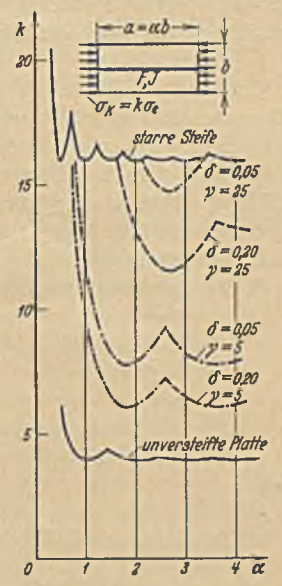

Abb. 6. Beulspannungen von Rechteckplatten mit mittlerer Längssteife.

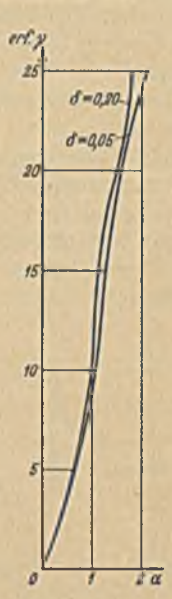

Abb. 7. Mindeststeifigkeiten „starrer" Längsrippen.

Wie groß muß B für eine gegebene Platte mindestens sein, damit die Knickspannung der Platte mit der halben Breite erreicht wird? Für den von Timoschenko untersuchten Bereich ergeben sich die in Abb. 7 dargestellten Mindestwerte γ. Ähnliche Zusammenhänge gelten für zwei und mehr Längssteifen.

Viel geringer ist die Wirkung von Quersteifen, da das Seitenverhältnis α von geringem Einfluß ist (man vgl. Abb. 5). Timoschenko hat einige Mindestwerte γ für eine und drei „starre" Quersteifen berechnet [7]. Für eine mittlere Quersteife ist $B = 0$, wenn $\alpha = 1{,}414$ ist, da die Platte von der halben Länge $\alpha' = 0{,}71$ bei der gleichen Spannung ausbeult. Die Mindestwerte B steigen schnell mit abnehmendem α. Die Fläche F ist ohne Bedeutung, da die Steife normal zur Kraftrichtung liegt.

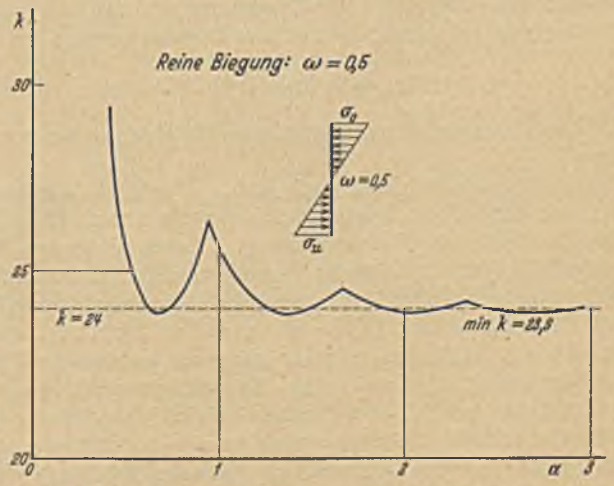

Abb. 8. Kritische Randspannung $\sigma_{oK} = k\,\sigma_e$ bei reiner Biegung.

V. Rechteckplatten mit Biegung oder exzentrischem Druck. Für Beulung durch Biegung ohne Querkraft hat Timoschenko ähnliche Rechnungen durchgeführt [7], die Abhängigkeit $k = k(\alpha)$ ist in Abb. 8 dargestellt

Danach kann man für alle Platten $\alpha > 0{,}5$ mit genügender Genauigkeit

(8) $$k = 24$$

setzen, d. h. für Baustahl (bei Seitenverhältnissen $\alpha > 0{,}5$)

(8 a) $$\sigma_{0K} = 45\,400\,(t/b)^2 \text{ in t/cm}^2.$$

Der Fehler beträgt höchstens 8%, und zwar für das Seitenverhältnis $\alpha =$ rd. 0,95, für das der Übergang von einer auf zwei Beulen stattfindet. Die Proportionalitätsgrenze wird für eine Stegblechhöhe $b = 148\,t$ erreicht, für kleinere Höhen hat man unelastische Beulung.

Diese Zahlen gelten für „starre" Quersteifen. Die zugehörigen Kleinstwerte der Steifigkeit B sind noch nicht bekannt, ebenso nicht die Wirkung einer Längssteife im Bereich der Biegungsdruckspannungen. Die Grenzwerte der kritischen Randspannung für starre Steifen können für diesen Fall angegeben werden, wenn man die Zahlentafel XI von Timoschenko[7] für exzentrischen Druck heranzieht und die elastische Einspannung im Zugteil vernachlässigt. Die Abhängigkeit der Knickspannung von der die

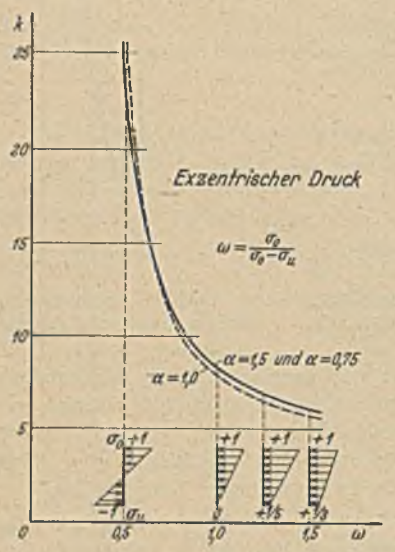

Abb. 9. Kritische Randspannungen $\sigma_{0K} = k\,\sigma_e$ und $\sigma_{uK} = \frac{\omega - 1}{\omega}\,k\,\sigma_e$ bei exzentrischem Druck.

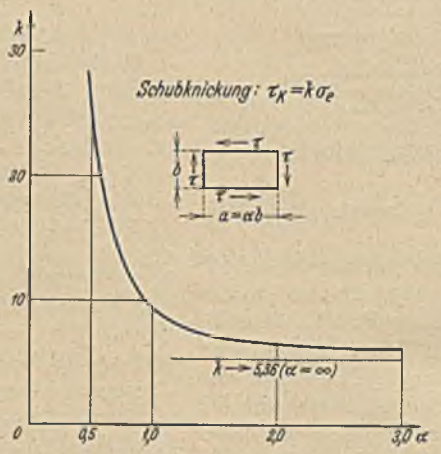

Abb. 10. Schubbeulung.

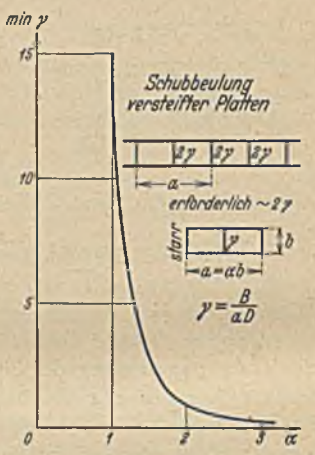

Abb. 11. Mindeststeifigkeit der Pfosten bei Schubbeulung.

Ungleichmäßigkeit der Spannungsverteilung kennzeichnenden Größe $\omega = \frac{\sigma_o}{\sigma_o - \sigma_u}$ ist in Abb. 9 dargestellt. Für exzentrischen Druck $\omega \geqq 1$, d. h. solange keine Zugspannungen auftreten, ist es praktisch genügend genau, die mittlere Druckspannung

$$\sigma_m = \sigma_o\left(1 - \frac{0{,}5}{\omega}\right)$$

mit der Knickspannung für gleichmäßigen Druck $\sigma_K = 4\,\sigma_e$ zu vergleichen.

Bei Vollwandbalken sind nach Abb. 8 Pfosten in einem Abstand gleich der halben Stegblechhöhe praktisch noch ohne Einfluß auf die Größe der Knickspannung. Pfosten allein sind kein geeignetes Mittel, um die kritische Biegungsrandspannung zu heben, dies ist auf wirtschaftliche Weise nur durch Längssteifen möglich.

VI. Rechteckplatten unter Schubbeanspruchung. Auf eine gelenkig gelagerte rechteckige Platte wirken Schubspannungen $\tau = -\chi\sigma_e$. Die kritischen Werte $\chi_k = k$ sind (nach Zahlentafel VI von Timoschenko[7]) in Abb. 10 dargestellt. Die kritische Schubspannung für $\alpha = 1$ mit $k = 9{,}42$ ist 1,75 mal größer, als der Grenzwert für die unendlich lange Platte $k = 5{,}36$ nach Southwell und S. Skan. Die Werte k für kurze Platten $\alpha < 1$ können nach

(9) $$k(\alpha) = \frac{k\,(1/\alpha)}{\alpha^2}$$

berechnet werden, z. B. für $\alpha = 0{,}5$ hat man

$$k\,(0{,}5) = 6{,}6/0{,}5^2 = 26{,}4.$$

Die Knickspannung einer Platte $\alpha = 2$ wird durch eine starre Quersteife auf das 1,43fache gehoben, durch drei Steifen auf das 4,0fache. Soll die Quersteife bei der Beulung nicht mit gebogen werden, dann muß ein von α abhängender Mindestwert B vorhanden sein, der mit abnehmendem α schnell zunimmt. Man vgl. Abb. 11 (nach Zahlentafel VIII von Timoschenko[7]), welche gilt, wenn nur die mittlere Quersteife elastisch ist. Wenn alle Pfosten elastisch sind, empfiehlt Timoschenko in erster Annäherung den doppelten Wert $2\,\gamma$ zu nehmen, worin u. E. eine gewisse überschüssige Sicherheit der Pfosten enthalten sein dürfte[8].

Für durch Längsrippen versteifte Platten ist die Abhängigkeit nicht bekannt. Für sehr lange Platten mit Längssteifen hat Timoschenko Näherungswerte gegeben[7].

Es ist schwer, die kritische Schubspannung einer langen Platte entsprechend der halben Breite auf den vierfachen Wert zu heben, weil die erforderliche Steifigkeit sehr groß wird. Man muß in diesem Falle die Längssteife in Zwischenpunkten unterstützen. Hier bleiben, wie überhaupt bei Platten mit einem Rost aus Quer- und Längssteifen, noch viele Fragen zu beantworten.

Mit Rücksicht auf das Aussehen oder aus wirtschaftlichen Gründen werden Aussteifungen oft nur auf einer Seite des Stegbleches vorgesehen. Bei der Biegung solcher Steifen wirkt ein gewisser Blechstreifen mit der Rippe zusammen. Timoschenko hat für diese Fälle vorgeschlagen, das Trägheitsmoment J der Steife auf die in der Oberfläche des Bleches liegende Achse zu beziehen. Ich empfehle diesem Vorschlage zu folgen.

VII. Biegung und Schub. Vor kurzem hat O. Stein eine Untersuchung für den Fall von gleichzeitig wirkenden Biegungs- und Schubspannungen veröffentlicht[9]. Die angenäherten Werte Steins für die zusammengehörigen Randspannungen σ_{0K} und Schubspannungen τ_K sind für die Seitenverhältnisse $\alpha = 0{,}2$—$1{,}5$ in Abb. 12 u. 13 dargestellt. Zum Vergleich sind die Werte von Timoschenko für die Teilbelastungen eingetragen[10]. Die

[8] Nachtrag. Nach Abschluß der vorliegenden Arbeit erhielt ich Kenntnis von einem soeben erschienenen Aufsatz Timoschenko, S.: Stability of the Web of Plate Girders. Engineering 138 (1934) S. 207. Diese Ausführungen vor der Amer. Soc. Civil Eng. und der Amer. Soc. Mech. Eng. in Chicago, Ill., berühren sich teilweise mit Vorliegendem. Timoschenko gibt darin die neu berechneten Werte γ_2 für die Mindeststeifigkeiten der Pfosten unter Schubspannungen an, wenn zwei Quersteifen elastisch sind. Danach ist $\gamma_2 = 1{,}08$—$1{,}16$ des Wertes γ_1 für eine einzige Steife. Für Träger mit vielen elastischen Pfosten empfiehlt Timoschenko auch hier den Wert $2\,\gamma_1$.

[9] Stein, O.: Die Stabilität der Blechträgerstehbleche im zweiachsigen Spannungszustand. Stahlbau 7 (1934) S. 57.

[10] Nachtrag. In dem in [8] genannten neuen Aufsatz teilt Timoschenko die Knickspannungen für den kurz vorher von Stein behandelten Fall der Beulung einer Rechteckplatte durch Biegungs- und Schubspannungen mit. Er gibt die Kurven $\sigma_{0K}\left(\alpha, \frac{\tau}{\tau_K}\right)$ für die Seitenverhältnisse $\alpha = 0{,}5$; 0,8 und 1,0. Die Abminderung der kritischen Randspannung σ_{0K} ist nach Timoschenko durchweg mehrere Prozent kleiner

verdienstvolle Arbeit von Stein muß jedoch noch kontrolliert und verbessert werden, da sie unzulässige Ungenauigkeiten enthält [11].

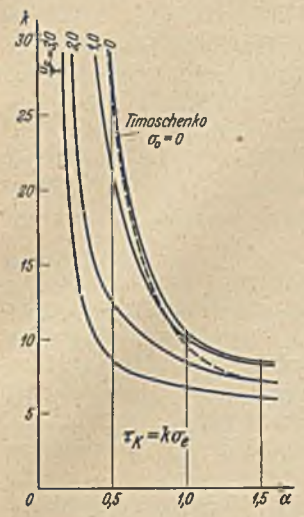

Abb. 12. Kritische Schubspannung $\tau_K = k\sigma_e$ bei gleichzeitiger Biegung.

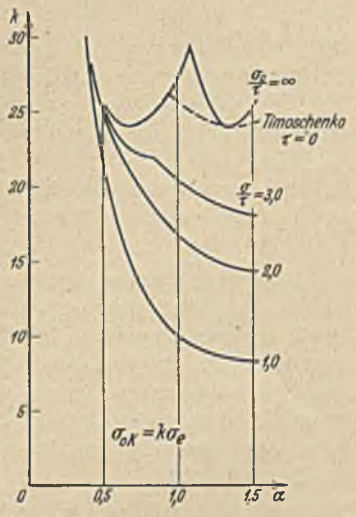

Abb. 13. Kritische Biegungsrandspannung $\sigma_{oK} = k\,\sigma_e$ bei gleichzeitigem Schub.

Die Untersuchung von Stein kann auf Vollwandbalken angewendet werden, die durch starre Pfosten ausgesteift sind. Wir betrachten zwei Fälle: Belastungsfall 1. Es wirken nur Schubspannungen. Belastungsfall 2. Es wirken nur Biegungsspannungen. Die Werte für diese Teilbelastungen werden im folgenden durch einen * gekennzeichnet.

Wenn Biegung und Schub gleichzeitig wirken, sind beide kritische Werte kleiner. Die Abminderung hängt vom Verhältnis der Spannungen σ/τ ab. Wir betrachten die vorhandene Schubspannung τ in Bruchteilen der Knickspannung τ_K^* nach Belastungsfall 1. $\tau = \chi^* \tau_K$. Darin ist χ^* der reziproke Wert der Beulungssicherheit, die vorhanden wäre, wenn τ allein wirkt. Je nach der Größe von χ^* nimmt die kritische Biegungsrandspannung von σ_{oK}^* auf $\sigma_{oK} = \varrho^* \sigma_{oK}^*$ ab, für $\chi^* = 1$ beult die Platte infolge der Schubspannungen allein. Der Zusammenhang ist in Abb. 14 gezeigt. Sinngemäß kann die kritische Schubspannung $\tau_K^* = \chi^* \tau_K$ abgelesen werden, wenn gleichzeitig Biegungsspannungen $\sigma_o = \varrho^* \sigma_{oK}^*$ vorhanden sind. Wir können aus Abb. 14 folgende Schlüsse ziehen:

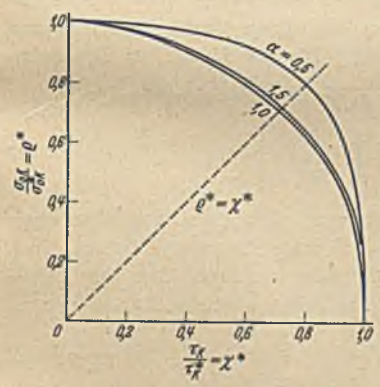

Abb. 14. Gegenseitige Abhängigkeit der Beulungsspannungen bei Biegung und Schub.

Ist für Schub allein zweifache Sicherheit vorhanden, $\chi^* = 0,5$, so ist die zugehörige kritische Biegungsspannung einer quadratischen Platte nach Stein um 15% kleiner, als ohne Berücksichtigung der gleichzeitig wirkenden Schubspannungen. Umgekehrt ist die kritische Schubspannung für $\alpha = 1$ um 12% kleiner, wenn Biegungsspannungen von der halben Größe $\varrho^* = 0,5$ des für sich allein kritischen Wertes σ_{oK}^* vorhanden sind. Man kann danach die Belastungsfälle 1 und 2 in erster Annäherung je für sich allein betrachten.

Andere Verhältnisse liegen bei Blechträgern vor, die ein Rost aus starren Pfosten und Längsrippen versteift. Für die Teilbelastungen 1 und 2 wurden die Knickspannungen ohne Rücksicht auf die gegenseitige Abhängigkeit und bei Vernachlässigung der elastischen Einspannung in den Nachbarfeldern (nach Timoschenko) berechnet und für einige Beispiele von quadratischen Feldern in Abb. 15 eingeschrieben.

Anordnung a. Die Beulung durch Schub ist gefährlicher, als die durch Biegung. Wenn die Schubspannung zufällig 0,37 der Biegungsspannung ist, kommen beide Belastungsfälle gleichzeitig an die Knickgrenze und die tatsächliche Sicherheit ist wegen $\varrho^* = \chi^*$ nur 0,71 der angenähert berechneten. Es ist also Vorsicht in der Anwendung der näherungsweisen Stabilitätsuntersuchung notwendig.

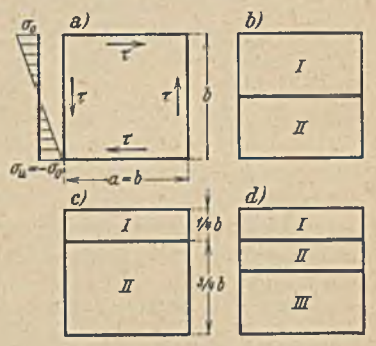

Abb. 15. Beispiele der Beulungsspannungen versteifter Platten bei Biegung und Schub.

a) $\tau_K^* = 9,42\,\sigma_e$, $\sigma_{oK}^* = 25,6\,\sigma_e$

b) Feld I: $\tau_K^* = 26,4\,\sigma_e$, $\sigma_{oK}^* = 31\,\sigma_e$

Feld II: $\tau_K^* = 26,4\,\sigma_e$, σ_{oK}^* versteift.

c) Feld I: $\tau_K^* \approx 95\,\sigma_e$, $\sigma_{oK}^* = 85\,\sigma_e$

Feld II: $\tau_K^* = 13,3\,\sigma_e$, $\sigma_{oK}^* \gg 85\,\sigma_e$.

d) Feld I: $\tau_K^* \approx 95\,\sigma_e$, $\sigma_{oK}^* = 85\,\sigma_e$

Feld II: $\tau_K^* \approx 95\,\sigma_e$, $\sigma_{oK}^* = 256\,\sigma_e$

Feld III: $\tau_K^* = 26,4\,\sigma_e$, σ_{oK}^* versteift

Anordnung b. Im Vergleich zu a. ist die kritische Biegungsspannung auf das 1,2fache gehoben, die Schubspannung auf das 2,8fache. Die gegenseitige Beeinflussung der Werte τ_K^* und σ_{oK}^* ist nicht bekannt. Man kann jedoch einen ähnlichen Zusammenhang wie Abb. 14 annehmen.

Anordnung c. Feld I ist vorwiegend durch Druck belastet. Da die Schubspannungen zurücktreten, erfolgt fast keine Abminderung von σ_{oK}^*. Sinngemäß für die Schubspannungen in Feld II.

Anordnung d. Hier sind die für Beulung durch Schub bzw. Druck maßgebenden Plattenfelder deutlich getrennt. Eine gegenseitige Beeinflussung der kritischen Werte findet nicht statt. Die Annäherungsmethode der unabhängigen Stabilitätsuntersuchungen trifft hier wie für c. sehr gut zu.

Störend ist, daß man über die gegenseitige Beeinflussung der Teilbelastungen nicht mehr weiß. Im unklaren sind wir auch über die erforderlichen Biegungssteifigkeiten des stützenden Rostes. Man muß sich in der Praxis bisher mit Näherungsüberlegungen helfen, bei denen man die Erkenntnisse für reinen Druck oder Schub mit geeigneten Vereinfachungen auf die oben besprochenen Fälle überträgt.

VIII. Weitere Knickbedingungen. Bryan hat auch die Stabilität einer an allen Rändern gelenkig gelagerten Rechteckplatte untersucht [3], die mit dem Hauptspannungszustand

$$\sigma_x = -\varphi\sigma_e, \quad \sigma_y = -\psi\sigma_e, \quad \tau = 0 \tag{10}$$

belastet ist. Die Knickbedingung lautet

$$\varphi_K + \left(\frac{\alpha n}{m}\right)^2 \psi_K = \left(\frac{m}{\alpha} + n^2 \frac{\alpha}{m}\right)^2 \qquad (m, n = 1, 2 \ldots). \tag{11}$$

Wir beschränken uns auf Belastungsfälle $\varphi \geq 0$, d. h. daß in der Längsrichtung keine Zugspannungen auftreten. Für einen gegebenen Wert ψ ist der kleinste kritische Längsdruck ($n = 1$)

$$\min \varphi_K = 2\,(1 + \sqrt{1 - \psi}) \;, \tag{12}$$

---

als nach Stein. Z. B. für die quadratische Platte ist die Abminderung von σ_{oK} für $\tau = 0,5$ bzw. $0,8\,\tau_K^*$ nach Timoschenko gleich 92 bzw. 70%, gegenüber 85 bzw. 62% nach Stein. Die Schlußfolgerungen werden durch diese Unterschiede, die zunächst noch nicht erklärt werden können, nicht geändert. Nach den Zahlen von Timoschenko wäre die Annäherungsmethode der getrennten Stabilitätsuntersuchungen für die oben genannten Fälle noch besser zutreffend. Leider führt Timoschenko in diesem Übersichtsaufsatz eine neue Bezeichnung ein. Sein „k" muß mit 1,216 multipliziert werden, um unser „k" zu erhalten.

[11] Vergleich für reinen Schub und reine Biegung mit $\sigma_e = 1900\,(t/b)^2$:

Seitenverhältnis α =	0,2	0,3	0,4	0,5	1,0	1,2	1,5
τ_K (Stein) : τ_K (Timosch.) =	1,55	1,33	1,13	1,08	1,10	1,14	1,18
σ_{oK} (Stein) : σ_{oK} (Timosch.) =	—	—	1,01	1,004	1,06	1,02	1,045

Es liegt in der Energiemethode begründet, daß die angenäherten Knickspannungen zu groß sind. Diese Unterschiede sind noch aufzuklären, ebenso die Widersprüche zwischen Abb. 2 bzw. dem Text und den Zahlentafeln Steins.

mit der Beulenlänge

$$\lambda = \frac{\alpha}{m} = \frac{1}{\sqrt[4]{1-\psi}}. \tag{13}$$

Für lange Streifen ist $\psi_K^* = 1$ (Eulerfall). Z. B. für $\psi_K = 0{,}5$ ist $_{\min}\varphi_K = 3{,}41$ statt $\varphi_K^* = 4{,}00$, für Zugspannungen $\psi_K = -0{,}5$ ergibt sich $_{\min}\varphi_K = 4{,}45$. Die gegenseitige Abhängigkeit von φ_K und ψ_K ist aus Abb. 16 ersichtlich.

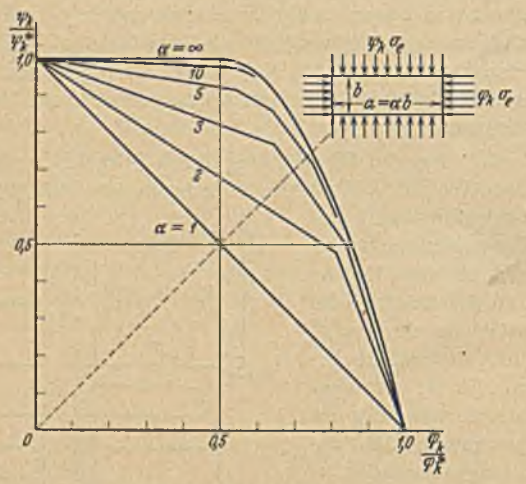

Abb. 16. Beulung durch Druck in beiden Richtungen.

Zu erwähnen ist weiter eine Lösung von Bryan[12] für durchlaufende Platten (Abb. 17), mit der „schiefen Hauptspannung" σ_1. Für $\beta < 30^0$ ist die Knickbedingung

$$\sigma_{1K} = 4\,\sigma_e. \tag{14}$$

Die Biegungsmomente b_y an den Rippen sind von Null verschieden, die Lösung gilt also nicht für einzelne gelenkig gelagerte Streifen.

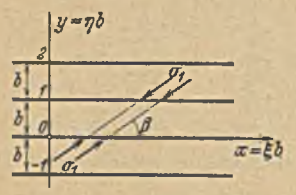

Abb. 17.
Platte mit Längssteifen unter „schiefem Druck".

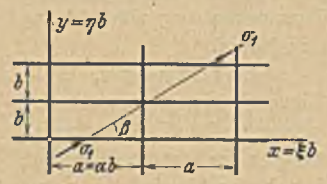

Abb. 18.
Platte mit rechteckigem Rost unter „schiefem Druck".

Für Winkel $30^0 < \beta < 90^0$ ist der kritische Querdruck unabhängig von der Hauptspannungsrichtung β gleich der Eulerspannung

$$\sigma_{yK} = -\sigma_e, \quad \text{entsprechend} \quad \sigma_{1K} = \frac{-\sigma_e}{\sin^2\beta}. \tag{15}$$

Die beiden anderen zugehörigen Spannungskomponenten

$$\sigma_{xK} = -\sigma_e \operatorname{ctg}^2\beta \quad \text{und} \quad \tau_K = -\sigma_e \operatorname{ctg}\beta$$

haben für diese Lösung von Bryan keinen Einfluß auf die Stabilitätsgrenze. Diese Lösung gilt auch für einzelne gelenkig gelagerte Plattenstreifen. Allerdings ist in diesem Falle die Grenze des Gültigkeitsbereiches von β unbekannt. Der Inhalt der obigen Knickbedingung für σ_{1K}

$$\psi_K = 1, \quad \text{mit} \quad \varphi_K < 3 \quad \text{und} \quad \chi_K < 1{,}732 \tag{15a}$$

stimmt im wesentlichen mit Gl. (11) überein, denn daraus erhält man für $m = 1$, $n = 1$,

$$\psi_K = 1, \quad \varphi_K = 2 + \frac{1}{\alpha^2}. \tag{11a}$$

Auch Platten mit einem starren rechtwinkligen Rost sind von Bryan[12] untersucht worden. Für die durchlaufenden Plattenfelder a · b (Abb. 18) gilt unabhängig von β die Knickbedingung

$$\sigma_{1K} = 4\,\sigma_e\left(1 + \frac{1}{\alpha^2}\right). \tag{16}$$

Der Gültigkeitsbereich β dieser Lösung ist nicht bekannt. Die Einspannungsmomente an den Rippen sind von Null verschieden.

Die Lösungen Bryans zeigen, daß es Fälle gibt, in denen sich die überlagerten Spannungskomponenten nicht beeinflussen.

Wegen der Knickbedingungen für Platten, die an einem Rand frei sind, verweisen wir auf die Arbeiten von Chwalla, Hartmann, Reissner, Rode, Timoschenko, Westergaard u. a.

Besonders hinzuweisen ist auf die Arbeiten von G. Schnadel[13], der die Spannungsumlagerung nach Überschreitung der Beulungsgrenze, sowie die zusätzlichen Spannungen infolge der Ausbeulungen, und zwar auch für unsymmetrische Fälle, studiert hat. Schnadel verdanken wir auch eine Untersuchung des versteifenden Einflusses der im Schiffbau üblichen Plattenstöße. Ähnliche Untersuchungen für die Verhältnisse des Brückenbaus wären erwünscht.

IX. Unelastische Beulung. Die obigen Ergebnisse der Theorie der Plattenbeulung gelten nur, wenn die Proportionalitätsgrenze nicht überschritten wird. Ist diese Bedingung erfüllt, so können sie als ebenso gut gesichert gelten, wie die Eulerformel im elastischen Bereich. An der Gültigkeit der Differentialgleichung ist kein Zweifel, es wäre höchstens in einzelnen Fällen zu untersuchen, wieweit die Randbedingungen erfüllt sind.

Über die Beulung im unelastischen Bereich wurde am Pariser Kongreß 1932 für Brücken- und Hochbau ausführlich gesprochen. Es steht danach fest, daß die z. B. in den Büchern von Bleich wiedergegebene Theorie der unelastischen Beulung nicht mit der Wirklichkeit übereinstimmt, so daß von ihrer Anwendung abzuraten ist.

Die Knickspannung wird unter der Annahme einer unbegrenzten Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes berechnet. Liegt dieser Wert σ_K^{el} (bei allgemeinen kritischen Spannungszuständen sinngemäß die Vergleichsspannung für die Höhe der Beanspruchung σ_{gK}^{el}) über σ_P, so ermittelt man die Vergleichsschlankheit

$$\lambda = \pi\sqrt{\frac{E}{\sigma_{gK}^{el}}} \tag{17}$$

eines Druckstabes, der nach Euler eine gleichhohe Knickspannung hat, und damit den Knickmodul T nach Engesser-Kármán.

Die Formänderung von Baustahl ist auch über der Fließgrenze σ_F quasi-isotrop. Nach dem heutigen Stande unserer Kenntnis ist deshalb zu setzen[14 15 16]

$$\sigma_{gK}^{pl} = \frac{T}{E}\,\sigma_{gK}^{el}. \tag{18}$$

Der Knickmodul T hängt von λ ab. Bei der Plattenbiegung ist aber auch die Änderung der Querzahl μ von Bedeutung. Für die plastischen Formänderungen von Baustahl ist $\mu = 0{,}5$, gegen 0,3 im elastischen Bereich. Chwalla hat vorgeschlagen[14], diese Änderung zu vernachlässigen. Man kann dann die Knickspannung für Platten nach Gl. (18) genau wie für Stäbe abmindern, wobei man auf der sicheren Seite bleibt. Die Bedeutung des Einflusses von μ wäre noch zu untersuchen.

Statt des Weges über die Vergleichsschlankheit λ kann man auch eine Tabelle benutzen, in der σ_K^{pl} als Funktion von σ_K^{el} dargestellt ist. Die Rechnung fordert keine neuen Hilfsmittel, der

[12] Bryan, G. H.: On the buckling and wrinkling of plating when supported on parallel ribs or on a rectangular framework. Proc. London math. Soc. 25 (1894) S. 141.

[13] Schnadel, G.: Über die Knickung von Platten. Jb. schiffbautechn. Ges., 1929, S. 170. Knickung von Schiffsplatten. Werft Reed. Hafen 11, (1930), S. 461. Die Überschreitung der Knickgrenze bei dünnen Platten. Verh. 3. intern. Kongr. Techn. Mech. Stockholm 1930, Teil III, S. 73.

[14] Chwalla, E.: Bericht über die II. int. Tagung für Brückenbau und Hochbau. Wien 1929, Diskussion, S. 321.

[15] Schleicher, F.: Diskussionsbeitrag zum Schlußbericht des Pariser Kongresses 1932. Int. Verein. Brückenbau Hochbau 1934, S. 131.

[16] Roš-Eichinger: desgl. S. 144.

Knickmodul braucht gar nicht berechnet zu werden. Legen wir die Knickspannungslinien der BE zugrunde, so wird die Fließgrenze z. B. für gleichmäßigen Druck gemäß $\lambda = 1{,}65\ b/t$ mit $b = 36\ t$ erreicht. Größere Dicke hat für Stahl mit einer Knickspannungslinie nach BE keinen Nutzen.

Es ist notwendig, eine Bemerkung über die Höhe der Beanspruchung durch allgemeine Spannungszustände einzuschalten. Die sog. ideelle Hauptspannung σ_i, z. B. für einen Spannungszustand σ, τ [17]

$$(19) \qquad \sigma_i = +0{,}35\,\sigma + 0{,}65\sqrt{\sigma^2 + 4\,\tau^2}\ , \qquad (\mu = 0{,}3),$$

ist für Baustahl bis 50% und mehr falsch und deshalb unbedingt zu verlassen. Die in unzähligen Versuchen bestimmte Fließgrenze stimmt mit einer Streuung von wenigen Hundertteilen mit der Theorie der konstanten Gestaltänderungsarbeit überein [18]. Für Schubbeanspruchung ist $\tau_F = 0{,}577\ \sigma_F$. Der gleiche Zusammenhang kann für die Proportionalitätsgrenze angenommen werden. $\tau_{zul} = 0{,}8\ \sigma_{zul}$ ist also im Verhältnis zu σ_{zul} eigentlich zu hoch, wenn man gleiche Sicherheit gegen Fließen anstrebt. Damit ist jedoch nichts über die Scherspannung in Nietverbindungen gesagt.

Für einen zweiachsigen Spannungszustand σ_x, σ_y, τ ist die Vergleichsspannung

$$(20) \qquad \sigma_g = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x\,\sigma_y + \sigma_y^2 + 3\,\tau^2}.$$

σ_{gK} tritt an die Stelle des kritischen Spannungszustandes. Insbesondere für die Fließgrenze gilt $\sigma_{gK} = \sigma_F$.

Als Beispiel für die Abminderung im unelastischen Bereich sei die erste der von Stein [9] betrachteten Brücken benutzt. Vorhandene Spannungen (St. 37):

$$\tau = 0{,}575,\ \sigma_0 = 1{,}400\ t/cm^2,$$

Beulspannungen:

$$\tau_K = 1{,}27,\ \sigma_{0K} = 3{,}10\ t/cm^2.$$

Vergleichsspannung für den vorhandenen Spannungszustand:

$$\sigma_g = \sqrt{1{,}40^2 + 3 \cdot 0{,}575^2} = 1{,}72\ t/cm^2,$$

für die kritische Belastung

$$\sigma_{gK}^{el} = \sqrt{3{,}10^2 + 3 \cdot 1{,}27^2} = 3{,}80\ t/cm^2.$$

Diese Beanspruchung liegt weit über der Proportionalitätsgrenze. Die Vergleichsschlankheit $\lambda = \pi\sqrt{\frac{2100}{3{,}80}} = 73{,}7$ fällt in den Übergangsbereich, so daß (BE, S. 60) wird

$$\sigma_{gK}^{pl} = 2{,}8905 - 0{,}008175 \cdot 73{,}7 = 2{,}29\ t/cm^2.$$

Die Beulungssicherheit ist $\nu = 2{,}29/0{,}85 \cdot 1{,}72 = 1{,}57$, nicht 2,22fach, wie von Stein angegeben. Der Sicherheitsgrad ist ausreichend, trotzdem die zulässige Biegungsspannung ohne Rücksicht auf die Schubspannung voll ausgenutzt ist.

Aus diesem Beispiel wird die Bedeutung der Proportionalitätsgrenze klar. Für St. 52 ist der Wert $\sigma_P = 2{,}073\ t/cm^2$ nach BE kleiner als σ_{zul}. Nach den vorliegenden Knickversuchen bestünde wohl die Möglichkeit, für St. 52 einen höherliegenden Grenzpunkt σ_P anzunehmen, was nach obigem zu empfehlen wäre.

Nietverschwächungen sind bei Stabilitätsuntersuchungen nicht zu berücksichtigen. Für die Beulung sind die Mittelwerte der Spannungen maßgebend, nicht die örtlichen Spannungserhöhungen an den Nietnähten. Die Biegungsrandspannung beträgt deshalb im Durchschnitt nur etwa $\sigma_0 = 0{,}85\ \sigma_{zul}$. Sie ist auf die ganze Trägerlänge in gleicher Höhe vorhanden, wenn die Gurtplatten der Momentenlinie angepaßt sind. Den Einfluß von Nietverschwächungen auf die Knickfestigkeit von Druckstäben hat A. Föppl untersucht [19]. Durch Nietschäfte ausgefüllte Bohrungen hatten keinen feststellbaren Einfluß, selbst große offene Querschnittsverschwächungen sind von geringer Bedeutung. Z. B. vermindert eine auf $^1/_{10}$ der Stablänge vorhandene Schwächung auf $J_n = 0{,}80\,J$ die Knicklast nur um 5%. Es ist deshalb richtig, auch bei der Stabilitätsuntersuchung von Vollwandtragwerken mit den unverschwächten Querschnitten zu rechnen.

Obige Betrachtungen gelten, wenn der Spannungszustand an allen Stellen gleich ist. Für inhomogene Spannungszustände, die sich mit der Stelle ändern, wie bei Biegung, gelten andere Zusammenhänge. Da bei inhomogenen Spannungszuständen ein Spannungsausgleich eintritt, wenn die Proportionalitätsgrenze überschritten wird, sind die obigen Knickbedingungen nicht mehr genau gültig. Ich empfehle, in solchen Fällen die Spannungsabminderung vorläufig für die am stärksten beanspruchte Stelle durchzuführen. Man bleibt dann auf der sicheren Seite.

X. Sicherheitsgrad. Bei Biegung ist die Sicherheit gegen Fließen in den verschwächten Querschnitten auf der Zugseite nach BE gleich 1,71. Auf der Druckseite ist sie etwas größer, weil die Niete keinen Einfluß haben, nämlich etwa 2,0fach bei 0,15 Nietabzug. Bei ausgenutzten Schubspannungen ist die tatsächliche Sicherheit gegen Fließen unter Schub (Gleiten) allein etwa $0{,}577 \cdot 2{,}40/0{,}80 \cdot 1{,}40 \cdot 0{,}85$, d. h. nicht ganz 1,5fach. Größere Sicherheit gegen Fließen ist nur möglich, wenn die Spannungen die zulässige Grenze nicht erreichen.

Da bei der 1,71fachen Belastung (Hauptkräfte) bereits bleibende Durchbiegungen eintreten, ist eine Beulungssicherheit $\nu = 1{,}71$ als vollkommen ausreichend zu betrachten. Die Gründe, die bei Stäben eine mit λ anwachsende Sicherheit empfehlen, haben für Platten ein viel geringeres Gewicht. Bauwerke, die so entworfen wurden, haben sich gut bewährt [20].

Zwei in allen Einzelheiten ähnliche Bauteile werden unter dem gleichen Spannungszustand labil. Wir wollen die Wirkung der großen Stegblechhöhen und der neuen Baustähle an einem Beispiel verfolgen. Ein 2 m hoher Träger aus St. 37 habe ein 15 mm starkes Stegblech. Die kritische Biegungsspannung ist $\sigma_{0K}^{pl} = 2{,}16\ t/cm^2$. Um für einen Träger von 4 m Höhe und ähnlichen Verhältnissen die gleiche Knickspannung zu haben, müßte man auch die Stegblechdicke verdoppeln auf 30 mm. Praktisch würde man höchstens $t = 20$ mm wählen, wofür $\sigma_{0K}^{el} = 1{,}14\ t/cm^2$ ist. Für die größere Brücke würde man St. 52 nehmen, d. h. man hätte auch noch um die Hälfte höhere Spannungen. An diesem Mißverhältnis kann durch engere Pfostenteilung so gut wie nichts verbessert werden. Nur Längssteifen können dies auf wirtschaftliche Weise. Wie dies am besten geschieht, ist von Fall zu Fall zu entscheiden.

XI. Einspannung. Die betrachteten Knickbedingungen gelten für Rechteckplatten, die an allen vier Rändern gelenkig gestützt sind. Durch starre Einspannung könnte die Knickspannung wesentlich gehoben werden. Es muß aber darauf hingewiesen werden, daß die Einspannung von viel kleinerem Einfluß ist, als bei der Stabknickung.

1. Rechteckplatte mit gleichmäßigem Druck und starrer Einspannung an den Längsrändern [21].

min $k = 7{,}0$ (gegenüber 4,0 bei gelenkiger Lagerung).

2. Rechteckplatte mit gleichmäßigem Druck und starrer Einspannung an den Querrändern [22]. Bei längeren Platten ist die Einspannung der Querränder fast ohne Einfluß auf die Knickspannung.

Für $\alpha = \infty$ ist	$k = 4{,}00$	(gegenüber	4,00)
3	4,41	"	"
2	4,85	"	"
1	6,74	"	"

[17] Förster: Taschenbuch für Bauing., 3. Auflage, Berlin 1920, S. 216 oder Hütte: 25. Auflage, Berlin 1925, S. 650.

[18] Schleicher, F.: Über die Sicherheit gegen Überschreiten der Fließgrenze bei statischer Beanspruchung. Bauing. 9 (1928) S. 253.

[19] Mayer, R.: Die Knickfestigkeit. Berlin 1921 S. 85.

[20] In seiner neuen Arbeit [8] bezeichnet Timoschenko bei Beanspruchung durch Schubspannungen eine Beulungssicherheit von 1,5 als ausreichend, allerdings im Vergleich mit den zulässigen Spannungen im verschwächten Querschnitt. Dem entspricht eine tatsächliche Sicherheit von etwa $1{,}5/0{,}85 = 1{,}77$. Für reine Biegung geht er bei nur durch Pfosten versteiften Trägern bis auf 1,25, entsprechend 1,47 herab. Auf die Spannungsabminderung über der Proportionalitätsgrenze nimmt Timoschenko in dieser Arbeit keine Rücksicht.

[21] Reissner, H.: Über die Knicksicherheit ebener Bleche. Zbl. Bauverw. 1909, S. 93.

[22] Schleicher, F.: Die Knickspannungen von eingespannten rechteckigen Platten. Mitt. Forsch.-Anst. Gutehoffnungshütte 1 (1931), Heft 8.

3. Langer Streifen mit Schubbeanspruchung [23]. Für starr eingespannte Längsränder ist k = 8,99 (gegen 5,36 bei gelenkiger Lagerung).

Vor Überschätzung der Einspannung ist zu warnen. In vielen praktischen Fällen kann von einer stärkeren Einspannung kaum die Rede sein. Wenn z. B. der Gesamtquerschnitt einschließlich der einspannenden Teile bis an die Fließgrenze belastet ist, können offenbar an den Plattenrändern keine Einspannungsmomente aufgenommen werden, da Drehungen ohne Widerstand erfolgen. Die Zusammenhänge sind noch näher zu untersuchen. Prüfung durch Versuche wäre erwünscht.

XII. Versuchsergebnisse. Versuche mit sehr kleinen Plattendicken sind für den Vergleich mit der Theorie nur brauchbar, wenn die Modelle mit großer Genauigkeit gearbeitet sind. Es sei auf einen Versuch verwiesen, die Wirkung von anfänglichen Ausbiegungen der Platten rechnerisch zu erfassen [24].

Nach Modellversuchen von F. Bollenrath [25] ist die Beulenlänge bei unelastischer Beulung ebenso groß, wie im elastischen Bereich, was unsere Ausführungen [15] über die unelastische Beulung bestätigt. Versuche mit Stahlplatten liegen in geringer Zahl vor. Sie zeigen, daß die Fließgrenze als Knickspannung ungefähr für die von der Theorie angegebenen Verhältnisse erreicht wird [26]. Aufschlüsse über versteifte Platten sind von Versuchen zu erwarten, die von schiffbautechnischer Seite an der Danziger Technischen Hochschule durchgeführt werden [27].

Viele Fragen sind noch zu klären, von denen manche nur durch neue Versuche beantwortet werden können. Da die Labilitätserscheinungen von vollwandigen Tragwerken ungemein vielgestaltig sind, sind die Randbedingungen sehr sorgfältig zu beachten. Der Verdrehungswiderstand der Saumwinkel dürfte meist ohne größere Bedeutung sein. Andere offene Fragen wurden schon früher erwähnt. Neue Fragen, die sich bei der geschweißten Bauweise von Vollwandtragwerken ergeben, harren noch ganz der Lösung.

XIII. Ziel der Stabilitätsuntersuchung. Man könnte fragen, weshalb eigentlich die „verwickelten Stabilitätsuntersuchungen?" Die Tragfähigkeit vollwandiger Stahltragwerke ist ja mit dem Ausbeulen des Stegbleches noch nicht erschöpft. Die Bruchlast kann beträchtlich über der Beulungslast liegen. Z. B. im Flugzeugbau verwendet man vollwandige Träger mit sehr dünnen Stegblechen. Die Bruchlast solcher zweckmäßig gebauter Träger mit wellblechförmig ausgebeultem Steg ist ein vielfaches der Ausbeullast. Z. B. als Tragflächenhaut benutzt man von vornherein Wellbleche. Die Zusammenhänge sind für Schubbeanspruchung u. a. von H. Wagner, Bergmann und Reissner, C. Schmieden, E. Seydel untersucht. Von diesen Arbeiten sind interessante Anregungen zu entnehmen, die Schlußfolgerungen können aber wohl nicht auf den Stahlbau übertragen werden.

Von den vollwandigen Tragwerken des Stahlbaues müssen wir gleiches verlangen, wie von Druckstäben, daß sie nämlich unter den vorkommenden Belastungen nicht ausknicken. Die Erfahrung hat gezeigt, daß die Sicherheit ohne Bedenken kleiner sein kann, als bei Druckstäben.

Man begegnet noch einer Auffassung über durch Pfosten versteifte Blechträger, die aus der Zeit stammt, wo man noch keine Klarheit über die Aufnahme der Querkräfte hatte: Das Stegblech beult bei verhältnismäßig kleiner Belastung. Der darüber liegende Belastungsanteil wird durch ein fachwerkähnliches Gebilde übertragen. Die Querkraft wird von schrägen Stegblechstreifen als Zugdiagonalen und den Steifen als Druckpfosten aufgenommen, die durch die Querkraft auf Knickung belastet und entsprechend bemessen werden. Die Zugdiagonalen haben „reichlichen Querschnitt, so daß sich eine besondere Untersuchung erübrigt". Gegen diese Auffassung ist einzuwenden [28]:

1. Die Spannungsumlagerung wird bei der Berechnung in keiner Weise berücksichtigt. Die Mehrbelastung der Gurtungen ist oft von unzulässiger Größe.

2. In den „Knotenpunkten" sind die Stabkräfte der Pfosten und Diagonalen an die Gurtungen anzuschließen. Die stark beanspruchten Halsniete sind der Mehrbelastung durch die Kräfteumlenkung meist nicht gewachsen.

3. Die Kräfteverteilung nach dem Ausbeulen des Stegbleches ist unklar. Die Auffassung bedeutet einen Rückfall in die Zeit vor Einführung der statisch klaren Fachwerksysteme.

4. Die Ausbiegungen erreichen leicht die Größenordnung der Stegblechdicke. Zusätzliche Biegungsspannungen und bleibende Verbiegungen sind die Folge. Bei starker Belastung können die Ausbeulungen sichtbar werden und, wenn sie auch vielleicht ungefährlich sind, zu Beunruhigung der Benutzer des Bauwerks führen.

5. Zu stärksten Bedenken würden die Nachteile Anlaß geben, wenn das Bauwerk Wechselspannungen aufzunehmen hat.

Nach der Auffassung erhält man also ein schlechtes Fachwerk mit unklarer Kräfteverteilung, ein wellblechähnliches Stegblech, das mit überbeanspruchten Nieten angeschlossen ist. Die vollwandige Bauweise ist eigentlich nur vorgetäuscht.

Es dürfte kein Zweifel bestehen, daß der im Brückenbau allein mögliche Weg ist, Ausbeulungen des Stegblechs zu vermeiden. Mit gleichgroßem Baustoffaufwand lassen sich im Stahlbau einwandfreie Vollwandtragwerke herstellen, wenn man das Material besser verteilt und Stegbleche und Aussteifungen nach den besprochenen Verfahren untersucht. Der Grundgedanke der Stabilitätsuntersuchung muß sein, die Stegbleche so zu bemessen und auszusteifen, daß sie unter allen vorkommenden Belastungen eben bleiben. Die Bleche sind zur Aufnahme der Schubspannungen ja auch gut geeignet. Wird aber die ganze Querkraft im Stegblech übertragen, dann haben die Pfosten keinerlei Anteil an der Kräfteübertragung. Ihre einzige Aufgabe ist, die ebene Form der Bleche zu sichern, evtl. auch Kräfte einzuleiten. Die Spannungen entsprechen dann auch in guter Annäherung der Rechnung. Die Fortschritte des 20. Jahrhunderts im Bau von stählernen Vollwandtragwerken waren nur auf dieser Grundlage möglich. Noch größere Leistungen werden erst recht darauf aufbauen müssen.

XIV. Schluß. Wir haben gesehen, daß sich die Festlegung des Querschnittes und vieler Einzelheiten — wenigstens bei wirtschaftlicher Bauweise — nicht von der Stabilitätsuntersuchung trennen läßt und daß man Bauwerke aus St. 52 besonders im Auge behalten muß, weil man nicht alle an St. 37 gesammelten Erfahrungen darauf übertragen kann. Ähnliches gilt für außergewöhnliche Stegblechhöhen. Die Kunst ist, besonders die hohen Vollwandbalken so zu konstruieren, daß bei genügender Stabilität der Konstruktionszuschlag für nicht tragende Aussteifungen und die dazu gehörige Nietarbeit möglichst klein bleibt. Da die Praxis mit den elegantesten transzendenten Knickbedingungen nicht viel anfangen kann, ist es die Aufgabe der Wissenschaft, die zur bequemen Berechnung noch fehlenden Hilfsmittel für alle Belastungsfälle in ebenso einfacher Form bereit zu stellen, wie in den besprochenen Beispielen.

Die Ergebnisse der Theorie der Plattenbeulung sind dabei nicht nur für den Bau von hohen Vollwandträgern notwendig, sondern sie können auch für mittlere Blechbalken und selbst für vollwandige Querträger schwerer Brücken in viel höherem Maße als bisher nützlich sein.

---

[23] Southwell, R. V. and S. Skan: On the stability under shearing forces of a flat elastic strip. Proc. Roy. Soc., London (A), 105, (1924), S. 582.

[24] Schleicher, F.: Stabilität leicht gekrümmter Rechteckplatten. Abh. Int. Verein. Brückenbau u. Hochbau, Bd. 1, Zürich 1932, S. 433.

[25] Bollenrath, F.: Ausbeulerscheinungen an ebenen auf Schub beanspruchten Platten. Diss. Techn. Hochschule. Aachen 1928.

[26] Schleicher, F.: Vgl. [15], S. 123 u. 151.

[27] Erlemann, G.: Knickerscheinungen an verschiedenartig versteiften Platten. Jb. schiffbautechn. Ges. 34 (1933) S. 514.

[28] Man vgl. Timoschenko, Fußnote 7.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Anwendung der filtrierenden Steindämme im Wasserbau und Eisenbahnbau.

Die Bemühungen des Sowjetrussischen Bauwesens, die mangelnden Baustoffe — Eisen und Zement — durch Holz und Stein zu ersetzen, haben die Einführung so mancher neuartiger Bauweise zur Folge gehabt. Neuerdings versucht man an Stelle der Betondämme bzw. der Steindämme mit Betonüberfällen die sog. filtrierenden Steindämme zu verwenden.

Der erste Steindamm dieser Bauart wird gegenwärtig im Rahmen der Wasserkraftanlage Uljba gebaut. Diese im Altajgebirge (Südsibirien) auf dem Fluß Uljba gelegene, für die Stromversorgung der benachbarten Ridder-Erzgruben bestimmte Anlage, weist die aus der Abb. 1 ersichtliche Anordnung[1] auf. Der Fluß Uljba wird durch die Flüsse Gromotucha und Tichaja gebildet; letzterer wird durch einen Damm aufgestaut und durch den 1,4 km langen Druckstollen mit anschließender 8,3 km langer hölzerner Druckrohrleitung nach dem Krafthaus an der Uljba abgeleitet. Bei einem Nutzgefälle von 155 m und einer Normalabflußmenge von 14,2 m³/sec, werden hier drei Francis-Turbinen zu 13 000 PS aufgestellt. Die Regulierung des Abflusses wird durch ein Regulierungs- und Absitzbecken gesichert, das im Oberlauf des Flusses Gromotucha (etwa 1000 m oberhalb des Uljbawerkes und rd. 50 km von diesem entfernt) erbaut wird.

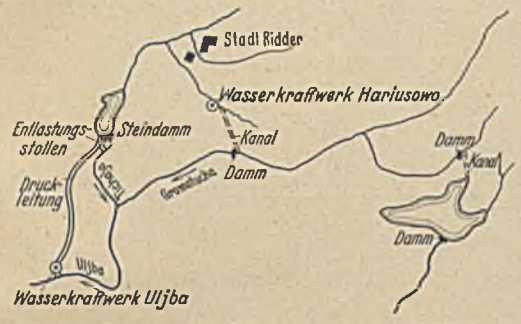

Abb. 1. Schema der Wasserkraftanlage Uljba.

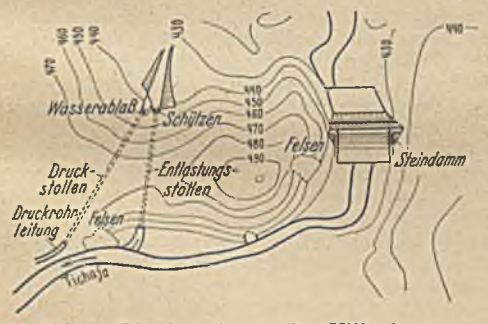

Abb. 2. Die Anordnung des Uljbadammes.

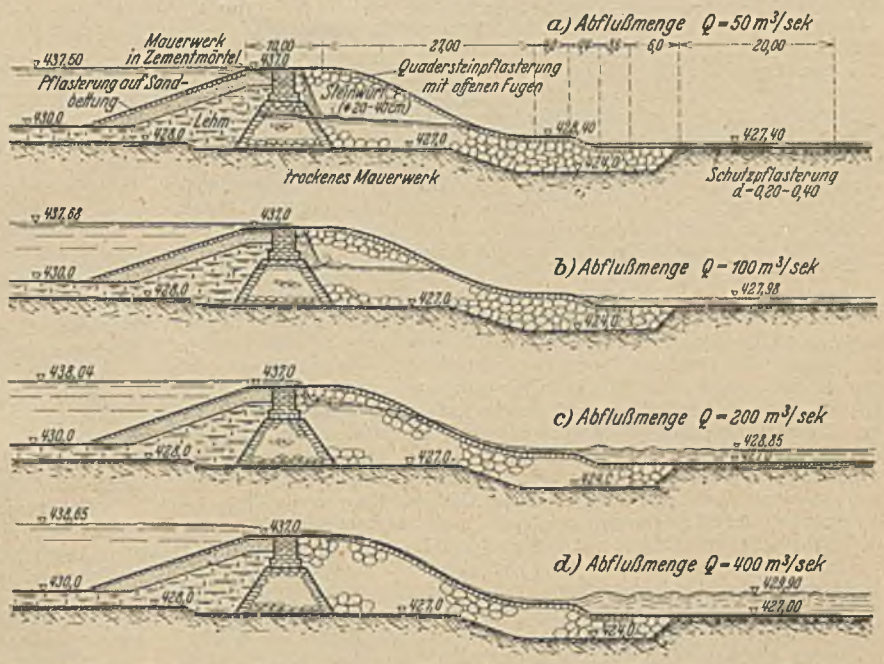

Abb. 3. Der filtrierende Steindamm des Wasserkraftwerkes Uljba (die Abflußbedingungen bei verschiedenen Abflußmengen sind auf Grund der Versuchsergebnisse angegeben).

Zur Ableitung des Hochwassers (Q_{max} = 400—450 m³/sec) sollte neben dem ursprünglich vorgesehenen Erddamm ein Hochwasserüberfall (in Eisenbeton) für eine Wassermenge von 175—200 m³/sec und ein parallel zum Druckstollen laufender Entlastungsstollen für 250 m³/sec errichtet werden. Da, abgesehen von beständigem Zementmangel, die Erbauung des Hochwasserüberfalles auch auf geologische Schwierigkeiten stieß, beschloß die Bauleitung, an Stelle des Erddammes einen filtrierenden Steindamm ohne Hochwasserüberfall, jedoch unter Beibehaltung des Entlastungsstollens zu errichten (vgl. Abb. 2); die gewählte Anordnung versprach eine Ermäßigung des Baukostenbetrages um etwa 25% und gestattete die Ableitung des Hochwassers längs der ganzen Abflußöffnung (110 m). Die Konstruktion des Steindammes wurde von Prof. N. Pusyrewskij (Leningrad) vorgeschlagen und im Laboratorium des wissenschaftlichen Forschungsinstitutes für Hydrotechnik, Leningrad, eingehend untersucht. Wie aus Abb. 3 ersichtlich, handelt es sich um einen kombinierten Erd- und Steindamm mit gemauertem Kern. Der aus großen Steinen (20—40 cm Durchmesser) bestehende, filtrierende unterwasserseitige Teil des Dammes ist mit schweren (bis zu 4 t Gewicht) trocken verlegten Stein- (bzw. Beton-) Blöcken (Durchmesser 0,90—1,50 m) verkleidet. Bei dem Ansteigen des Wasserspiegels über die Dammkrone sickert das Wasser in den unterwasserseitigen Teil durch und tritt durch die breiten offenen Fugen der Dammverkleidung ins Freie. Die Modellversuche[2] haben gezeigt, daß hierbei eine bedeutende Energievernichtung und sehr ruhiges Abfließen des Wassers erzielt wird (vgl. Abb. 3 b—3 c). Selbst bei restloser Ableitung der größten theoretisch möglichen Hochwassermenge von 450 m³/sec, wenn die Höhe der Wasserschicht an der Dammkrone 1,8 m erreicht[3], dürften, wie aus der Abb. 3 c ersichtlich, keinerlei Störungen des Wasserabflusses bzw. Kolkbildungen auftreten. Nach der im Sommer 1934 bevorstehenden Fertigstellung der Wasserkraftanlage Uljba werden diese Ergebnisse der Modellversuche einer sorgfältigen Überprüfung unterworfen; insbesondere soll dabei die Frage der günstigsten Verkleidungsart für den unterwasserseitigen Dammteil untersucht werden.

Abgesehen von der vorstehend beschriebenen Steindammkonstruktion, die im Bewährungsfalle eine ziemlich weite Verbreitung (z. B. als spiegelregulierender Damm für größere Wasserspeicher nach Abb. 4) finden dürfte, werden die filtrierenden Dämme seit 1928 mit gutem Erfolg auch als Ersatz für Eisenbahndurchlässe angewandt. Zum ersten Male wurden derartige Dämme, deren Anordnung aus Abb. 5 hervorgeht, bei dem Bau der Turkestan-Sibirischen Eisenbahn (1928—1931) und bei den Umbauten an der Murmanbahn (1931—1933) benutzt. Sorgfältige Beobachtung dieser Dämme im Betrieb bestätigte die Ergebnisse der vorangegangenen Modellversuche; der Durchfluß des Wassers durch den filtrierenden Dammteil erfolgte anstandslos, wobei eine Teilung des Wasserstromes in mehrere kleinere Wasserstrahlen eintrat. Die anfänglich befürchtete Versandung, bzw. Verschlämmung der Dämme wurde bisher in keinem Falle festgestellt; etwaige Sand-, bzw. Schlammbeimengungen des Wassers sind (wahrscheinlich infolge gewisser Turbulenzströmungen im Steinbewurf) restlos fortgespült worden[4]. Auch ein Durchfrieren der Dämme trat bisher, trotz stellenweise sehr rauher kli-

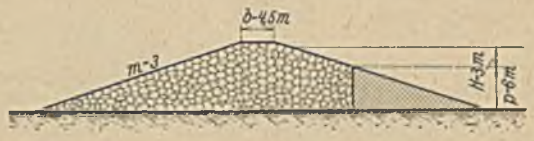

Abb. 4. Spiegelregulierender Damm für größere Wasserspeicheranlagen (Bei Überschreitung einer bestimmten Höhe sickert ein Teil des Überschußwassers durch den filtrierenden Dammteil ab.)

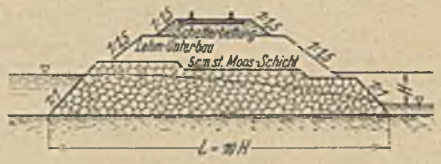

Abb. 5. Filtrierende Steindämme der Murmanbahn.

[1] Vgl. „Gidrotechnitscheskoje Stroiteljstwo" (1932), Heft 7.

[2] Vgl. „Description of Laboratories of the State Scientific Research Institute of Hydrotechnics", Leningrad 1933 (russ.).

[3] Dieser Fall tritt nur bei etwaiger Außerbetriebsetzung des Entlastungsstollens ein.

[4] Bei den Modellversuchen wurde der Sandgehalt des durchfließenden Wassers bis zu 22% (nach Gewicht) gesteigert, ohne daß eine Versandung des Dammodells eintrat.

matischer Verhältnisse nirgends ein, da die Temperatur im Damminneren auch im strengsten Winter erheblich höher blieb als die Außentemperatur.

Angesichts der bisherigen durchweg günstigen Erfahrungen mit den filtrierenden Eisenbahndämmen sollen sie auch auf der neuen Güterschleppbahn Moskau—Donezbecken angewandt werden, obwohl bei dem Bau dieser wichtigen Bahnlinie äußerst strenge Bauvorschriften gelten. Eine endgültige Klärung aller Anwendungsmodalitäten der filtrierenden Dämme kann jedoch erst von den gegenwärtig im Gang befindlichen abschließenden Versuchen des Leningrader Forschungsinstitutes für Hydrotechnik erwartet werden. Dipl.-Ing. K. A. Pohl.

Pfeilergründung der Mississippibrücke bei New Orleans.

Im Anschluß an den Bericht in Heft 1/2 ds. Jahrganges des „Bauingenieur" wird nachstehend auf einige Einzelheiten der Pfeilergründung dieses Brückenbauwerkes verwiesen.

Vier Strompfeiler sind bis zu einer Tiefe von rd. 52 m unter M. W. gegründet bei offenen Wassertiefen bis 27 m unter Verwendung von Senkkasten, die von künstlichen Sandinseln aus abgesenkt wurden. Vor Herstellung der Sandinseln wurden große mit Steinen beschwerte Flechtwerkmatten von 76 m Breite und bis 150 m Länge an den einzelnen Pfeilerstellen zum Schutze der leicht beweglichen Flußsohle gegen Auskolkungen verlegt. Hierauf erfolgte die Rammung von Pfahlgerüsten, die eine Kreisfläche von 34 bzw. 37 m ⌀ umschlossen, wobei kieferne Rammpfähle von rd. 40 m Länge Verwendung fanden, die etwa 7,5 m tief eingerammt wurden. Die Herstellung eines Blechmantels als äußere Begrenzung der künstlichen Sandinsel war der nächste Arbeitsvorgang. Die Errichtung des Blechmantels, der bei zwei Pfeilern eine Höhe von 30 m erreichte, erfolgte in einzelnen Horizontalringen aus jeweils zwölf Teilstücken; die Höhe der einzelnen Blechringe schwankte zwischen 0,75 und 3,0 m, die Mindeststärke der Bleche betrug ½". Der Aufbau des Blechmantels erfolgte mit Hilfe schwimmender Derricks und unter Verwendung von zwölf Turmgerüsten, an denen die Blechmantelstücke abgelassen wurden. Sobald der Blechmantel auf der Flechtwerkmatte aufsaß, wurde diese im Innern des Mantels entfernt, nachdem sie mit Hilfe eines schweren Fallmeißels durchschlagen war. Die Füllung des Blechmantels mit Sand geschah durch zwei große Drehkräne mit 2¼ m³ Greiferkörben und 26 m Ausladung bei 12 t Tragfähigkeit. Die Eisenbetonsenkkasten, die von den Sandinseln abgelassen wurden, haben folgende Abmessungen: Höhe 41,2 m, Länge 31,2 m, Breite 19,8 m; sie weisen zellenförmigen Querschnitt auf mit 5 × 3 Zellen. Die Außenwände sind 1,30 m stark, die Zwischenwände 1,22 m. In allen Wänden sind im Abstand von rd. 1,0 m 8" starke senkrechte Röhren angeordnet zur Einpressung von Druckwasser bzw. zur Durchführung von Meißelbohrungen zur Beseitigung von Hindernissen; bis jetzt hat sich aber die Benutzung der Röhren nicht als notwendig erwiesen. Bei der Herstellung der Senkkästen wurde eiserne Gleitschalung verwendet. Die Absenkung der Senkkasten erfolgte durch Ausbaggern der Zellen mittelst Greiferkränen und unter ständigem Hochführen des Betons in Schichten von 3,0 m Höhe, wobei auf möglichst gleichen Innen- und Außenwasserstand geachtet wurde, um Aufbrüche in der Sohle zu vermeiden. Das Ausbaggern erfolgte bis etwa 1,5—2,0 m unter die Schneiden. In der Endstellung wurde zunächst der Sohlenbeton in den neun mittleren Kammern eingebracht und darauf in den sechs Endzellen; seine Stärke beträgt rd. 7,50 m. Die Einbringung des Sohlenbetons erfolgte unter Wasser in 52 m Wassertiefe unter Verwendung von vier Stück 60 m langen Schüttrohren 10" ⌀, deren Ende dauernd in den Beton eintauchte.

Wie aus der Abb. 1 hervorgeht, ist der eigentliche Pfeilerschaft wesentlich schmäler (7,50 m) als der Senkkasten (19,50 m); der untere Block ruht auf den oben verstärkten Mittelrippen des Senkkastens auf. Die äußeren Zellen des Senkkastens wurden nur mit Holz abgedeckt, um das Eindringen von Sand und Schlamm zu verhindern. Der Aufbau des Pfeilerschaftes, soweit er unter Wasser liegt, erfolgte im Schutze eines

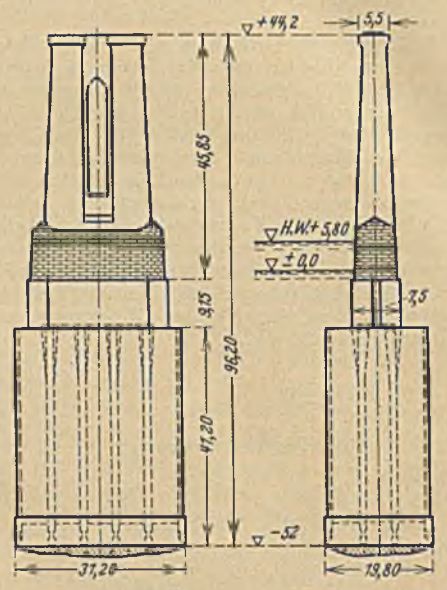

Abb. 1. Pfeiler der Mississippibrücke bei New Orleans.

hölzernen Fangdammes von 15 m Höhe, der auf den Senkkasten aufgesetzt wurde.

Mit der Ausbaggerung der Sandfüllung der künstlichen Insel wurde sofort nach Schließen des Fangdammes begonnen mit Hilfe des Derricks auf dem Gerüst, während die Entfernung des Blechschutzmantels unter Verwendung schwimmender Derrickkrane erfolgte. Die Flußsohle innerhalb des Mantels, wo die Flechtmatte entfernt worden war, wurde dann durch eine Steinschüttung befestigt.

An Baugerät kam bei diesem Bau u. a. zur Verwendung: Dampfkesselanlage mit Ölfeuerung für Erzeugung von Licht- und Kraftstrom, zwei Derrickkrane, eine Zementpumpe für das Entladen der Zementkähne, zwei Betonmischer 1,5 m³ mit 75 m³/Stundenleistung, ein Betonierungsturm von 36,5 m Höhe, eine Hochdruckpumpenanlage, die ursprünglich für die Brunnenabsenkung beschafft worden war, dann aber nach Umbau für die Sandbaggerung verwendet wurde.

(Nach Eng. News Record. 10. Mai 1934. Vol. 112, Nr. 19.)

W. Lydtin.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Durch Vorstandsbeschluß vom 4. Juli 1934 wurde der Baudirektor der Emschergenossenschaft, Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Ramshorn, zum Geschäftsführer des Lippeverbandes bestellt. Zu seinem Stellvertreter wurde Regierungsbaumeister a. D. Drape ernannt.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 48 vom 29. November 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 5 c, Gr. 10/01. H 133 985. Günter Herrmann, Lüdinghausen i. W. Stempelschuh für hölzerne Grubenstempel. 11. XI. 32.

Kl. 5 c, Gr. 10/01. L 81 193. Herbert Lenz, Dortmund. Nachgiebiger Stempel für den Grubenausbau. 19. V. 32.

Kl. 20 h, Gr. 10. L 84 417 De Limon, Fluhme & Co., Düsseldorf. Einrichtung zum Schmieren der Spurkränze von Schienenfahrzeugen. 5. IX. 33.

Kl. 20 i, Gr. 5/01. V 30 341. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Gehäuse für den Spitzenverschluß von aufschneidbaren Weichen; Zus. z. Anm. V 29 133. 25. I. 34.

Kl. 20 i, Gr. 11/01. Sch 103 051. Scheidt & Bachmann, Rheydt i. Rhld. Kontaktvorrichtung, insbes. für Weichen und Signalantriebe. 29. XII. 33.

Kl. 20 i, Gr. 11/02. V 29 445. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Gleismeldeeinrichtung. 25. IV. 33.

Kl. 20 i, Gr. 31. V 29 733. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Erzielung gleicher Kontaktlängen bei Schienenkontakten, Radtastern o. dgl. 14. VII. 33.

Kl. 20 k, Gr. 10. R 90 322. Friedrich Kurt Richter, Dresden. Fahrleitungskreuzung mit Beidrähten für elektrischen Straßenbahnbetrieb mit Schleifbügelstromabnehmern. 5. IV. 34.

Kl. 65 a¹, Gr. 8. D 64 262. Deutsche Werke Kiel Akt.-Ges., Kiel. Vorrichtung zum Entfernen von auf der Wasseroberfläche von Hafenbecken o. dgl. schwimmenden Verunreinigungen, insbes. Öl. 19. IX. 32.

Kl. 81 c, Gr. 6. S 105 363. James McConnell Sanders, London; Vertr.: Dr. K. Th. Hegel, Pat.-Anw., Berlin W 8. Verfahren zur Verhinderung des Anhaftens des Asphaltes am Mantel von eisernen oder stählernen Behältern. 8. VII. 32. Großbritannien 23. VII. 31 u. 8. II. 32.

Kl. 84 a, Gr. 3/14. V 29 415. Fa. J. M. Voith, Heidenheim a. d. Brenz.

Bewegliches Wehr mit einer selbsttätigen Aufsatzklappe. 15. IV. 33.

Kl. 84 c, Gr. 3. Sch 102 997. Dipl.-Ing. Erwin Schnitter, Loon-Plage, Frankr., Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Einrichtung zum Absenken von Druckluftsenkkästen. 21. XII. 33.

Kl. 84 d, Gr. 1/03. A 68 917. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig. Schaufelradbagger mit Rückfallrinne. 11. III. 33.

Kl. 85 b, Gr. 3/01. O 17 108. Dr. Georg Ornstein, Berlin. Einrichtung zur Regelung der Zufuhr von Chlor oder ähnlichen Wasserreinigungsmitteln zu strömendem Wasser oder Abwasser. 2. II. 28.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 49 vom 6. Dezember 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 5 b, Gr. 41/20. A 68 747. Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig. Verfahren zum Aufschließen von Tagebauen mittels einer Abraumgewinnungs- und -förderanlage. 23. II. 33.

Kl. 5 c, Gr. 9/20. T 43 341. Alfred Thiemann, Dortmund. Nachgiebige Einsteckverbindung von Grubenausbau-Rahmenteilen aus Profileisen; Zus. z. Pat. 595 995. 11. XII. 33.

Kl. 19 c, Gr. 2/01. V 29 616. Ansbert Emil Vorreiter, Bad Kissingen. Fahrbahn für Straßen, insbes. für Autostraßen. 13. VI. 33.

Kl. 19 c, Gr. 6/20. A 67 299. Aktiengesellschaft der Holler'schen Carlshütte bei Rendsburg, Carlshütte b. Rendsburg. Gitterrost für Straßendecken u. ähnl. Bodenbeläge. 1. X. 32.

Kl. 20 h, Gr. 1. S 107 787. Sperry Products, Inc., Brooklyn, New York, U. S. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Bertram u. Dipl.-Ing. K. Lengner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Vorrichtung zum Aufspüren von Fehlstellen in einem länglichen elektrischen Leiter, insbes. in verlegten Eisenbahnschienen; Zus. z. Anm. S 104 765. 9. I. 33. V. St. Amerika 9. I. 32.

Kl. 20 k, Gr. 9/02. A 71 381. Allgemeine Elektricitäts-Ges., Berlin. Fahrleitung mit nachspannbarem Tragseil. 19. IX. 33.

Kl. 37 b, Gr. 3/05. W 85 712. Adele Wellen, geb. Schündelein, Düsseldorf-Oberkassel. Abdeckgitter. 20. IV. 31.

Kl. 37 d, Gr. 36/03. G 82 613. Gebr. Glittenberg, Velbert i. Rhld. Drahtspannvorrichtung. 10. V. 32.

Kl. 65a[1], Gr. 8. A 71 086. Allgemeine Baugesellschaft Lenz & Co., Berlin. Schwimmende Arbeitsbühne. 4. VIII. 33.

Kl. 80 a, Gr. 51. Sch 98 613. Carl Schröder sen., Viersen i. Rhld. Vorrichtung zur Herstellung von mit Drahtgewebe oder Einlage sonstiger Art versehenen Putzträgern o. ähnl. Baukörpern; Zus. z. Pat. 590 797. 15. VIII. 32.

Kl. 80 b, Gr. 1/05. B 164 026. Dr. Büchtemann & Co. G. m. b. H., Hamburg. Abbindebeschleuniger für Mörtel und Beton. 26. I. 34.

Kl. 80 b, Gr. 1/09. F 77 141. Carl Fabritz u. Elise Heye, geb. Schulz, Königsberg i. Pr. Verfahren zur Herstellung von porösen Baukörpern. 22. II. 34.

Kl. 80 b, Gr. 25/06. J 43 070. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Verfahren zur Herstellung von Teeremulsionen für Straßenbau- und Holzimprägnierung. 20. XI. 31.

Kl. 80 b, Gr. 25/06. R 84 781. Wilhelm Reiner, Berlin-Zehlendorf. Verfahren zur Erhöhung der Haftfestigkeit und Bindekraft von Dispersionen oder Emulsionen von Teer oder Bitumen. 28. IV. 32.

Kl. 81 e, Gr. 124. P 69 020. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock. Umladeanlage, bestehend aus einer Eisenbahnwagen-Kippvorrichtung, einem Aufgabeband und einem (z. B. ins Schiff) niedertragenden stetigen Förderer. 26. II. 34.

Kl. 84 a, Gr. 6/01. B 151 900. Robert Blom, Paris; Vertr.: S. Goldberg, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Rechen für Einlaufbauwerke von Wasserkraftanlagen. 4. IX. 31.

Kl. 84 b, Gr. 2. S 9.30. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Vorrichtung zum Anzeigen der Schräglage des Troges eines Schiffshebewerkes. 22. XI. 30.

Kl. 84 c, Gr. 2. C 52.30. Cie Intle Des Pieux Armés Frankignoul, Sté. Ame., Lüttich, Belgien; Vertr.: R. Brede u. E. Hammersen, Pat.-Anwälte, Köln. Verfahren zur Herstellung von Ortpfählen aus Beton. 30. V. 30.

Kl. 84 d, Gr. 2. K 129 164. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Im Hochschnitt baggerndes Abbaugerät. 22. II. 33.

Kl. 84 d, Gr. 2. M 117 389. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Mehreckiger Antriebsturas für Laschenketten von Eimerkettenbaggern. 27. X. 31.

Kl. 85 c, Gr. 6/06. M 113 413. Dipl.-Ing. Richard Mensing, Neustadt a. d. H. Vorrichtung zum Aussieben von festen Bestandteilen aus Flüssigkeiten. 8. I. 31.

Kl. 85 d, Gr. 12. V 28 603. Vereinigte Armaturen-Gesellschaft m. b. H., Mannheim. Schutzmantel für Oberflurwasserpfosten; Zus. z. Pat. 470 266. 5. IX. 32.

Kl. 85 d, Gr. 12. V 29 607. Vereinigte Armaturen-Gesellschaft m. b. H., Mannheim. Oberflurwasserpfosten mit Schutzmantel; Zus. z. Pat. 470 266. 12. VI. 33.

Kl. 85 e, Gr. 2. St 50 513. M. Streicher, Eisen- und Stahlgießerei. Dampfkesselfabrik, Stuttgart-Cannstatt. Kesselwagen mit Einrichtung zum Entleeren von Sinkkästen, Gruben u. dgl. 13. II. 33.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Schnabel, F.: Deutsche Geschichte im 19. Jahrhundert. II. Band: Erfahrungswissenschaften und Technik 1934. Verlag Herder & Co., Freiburg i. Br. 500 Seiten. Größe 23,5 × 15 cm. Preis in Leinen geb. RM 11,40.

Der Historiker, der seit Jahren an der Karlsruher Technischen Hochschule wirkt, widmet den III. Band seiner deutschen Geschichte des 19. Jahrhunderts, das in der Geschichte als das Jahrhundert der Technik gelten wird, den Erfahrungswissenschaften und der Technik. Vom Standpunkte des Ingenieurs ist es zu begrüßen, daß ein der Technik Fernstehender, der allerdings als Lehrer an einer Technischen Hochschule mancherlei Einblicke in deren Geist gewinnen konnte, sich bemüht, dem technischen Zeitalter gerecht zu werden und dessen geschichtliche Grundlagen darzustellen. Schnabel bezeichnet seine Arbeit als Wagnis, fügt aber mit Recht hinzu, daß eine Geschichte des 19. Jahrhunderts Lebensgebiete wie Naturwissenschaften und Technik nicht ausschließen dürfe.

Die ersten Abschnitte sind Hegel und seiner Zeit, den Geschichtswissenschaften und den Naturwissenschaften gewidmet, weil sie das Fundament für die großen technischen Leistungen, insbesondere Deutschlands, bilden. Der 4. Abschnitt, die Hälfte des III. Bandes ist der Technik gewidmet. Hier bespricht Schnabel die Einteilung des technischen Zeitalters, ausgehend von der industriellen Revolution in England und den Anfängen der modernen Technik in Deutschland, Belgien und der Schweiz. In fesselnder Weise schildert der Verfasser die mit der Ausbreitung der Technik verbundene Wandlung des äußeren und inneren Lebens des Menschen und der Völker in ihren Beziehungen zueinander.

Schnabel sucht einigen großen deutschen Technikern gerecht zu werden, sieht aber mehr die Schattenseiten der Technik als deren kulturellen Werte, die allerdings bisher nur in geringem Maße zur Geltung kommen konnten. Menschen außerhalb der Technik, unberührt von deren inneren Werten, bestimmten das Tempo und die Richtung. Der Techniker war ihr Objekt. Wird das im kommenden Zeitalter anders werden? Der wahre Ingenieur wünscht es und muß es hoffen.

Berufene mögen über den Historiker Schnabel urteilen; für den Techniker ist sein Buch ungemein anregend und lehrreich. E. P.

Kersten, C.: Der Eisenbetonbau, ein Leitfaden für Schule und Praxis. Sechste umgearbeitete und erweiterte Auflage. Teil III: Rechnungsbeispiele aus dem Hochbaugebiet mit Anhang. Berechnung des Durchlaufbalkens. VIII/218 Seiten und 240 Textabb. Größe 12,5 × 19 cm. Preis geheftet RM 6,— in Leinen geb. RM 6,80, Beton- und Eisen-Abonnentenpreis gültig 1934, Leinen RM 6,20. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.

Der Verfasser bezeichnet sein Buch für den Unterricht an höheren technischen Lehranstalten, zum Selbststudium und zum Gebrauch in der Praxis bestimmt. Diesen Zweck erfüllt die neue Auflage wie die bisherigen. Selbstverständlich legt der Verfasser den Rechnungsbeispielen die amtlichen Bestimmungen vom Jahre 1932 zugrunde.

Die Kerstenschen Bücher gehören zu denjenigen, die in der deutschen Fachwelt des Eisenbetonbaues bisher immer ihren Platz behaupten konnten, was auch von der neuen Auflage zu erwarten ist. E. P.

Lötzbeyer, Ph.: Theorie und Praxis der Tafeln und des Tafelrechnens. 64 S. mit 21 Abb. Verlag L. Ehlermann, Dresden 1934. Preis geb. RM 3,20.

Das Büchlein verfolgt einerseits das Ziel, den Benutzern von Tafeln das Tafelwesen und Tafelrechnen zu vertiefen und zu beleben, andrerseits will es eine Lücke in der mathematischen Literatur ausfüllen, da ein leichtfaßliches Büchlein über dieses Gebiet bisher fehlte. Es kann festgestellt werden, daß dem Verfasser die Erreichung des gestellten Zieles vollkommen geglückt ist. Bei dem zunehmenden Gebrauch von Tafelwerken in der Technik wird das Büchlein auch für den Ingenieur von großem Nutzen sein und kann auf das Wärmste empfohlen werden. Th. Pöschl.

Knipping-Gölz-Mittmeyer: Der Straßenbau der Vereinigten Staaten von Amerika. Unter Berücksichtigung der Nutzanwendung für Deutschland. 15,5 × 23 cm. VIII/278 S. mit 201 Textabb., 4 Tafeln und 39 Zusammenstellungen. Verlag von Julius Springer Berlin 1934. Preis geb. RM 28,50.

Die vielen Berichte, die über den Straßenbau in USA. in den letzten Jahren gebracht worden sind, werden hier noch einmal zusammen-

gefaßt, aus dem einschlägigen amerikanischen Schrifttum ergänzt und manche Lücke geschlossen. Da der Erfolg des amerikanischen Straßenbaues ebensosehr in den technischen, wie in den finanziellen und organisatorischen Maßnahmen beruht, war es angebracht, daß dieses Buch nach kurzer Beschreibung der geographischen Lage von USA., seiner Bevölkerung und Wirtschaft die Verwaltung und Finanzierung des Straßenbaues eingehend behandelt. Im Abschnitt Planung und Entwurf werden auch die Verkehrzählungen und ihre Auswertung gebracht. Der IV. Abschnitt ist ganz den Straßendecken gewidmet. Der Anwendung der Maschinen wird ein breiter Raum gewährt. Wie weit die amerikanischen Erfahrungen auf die deutschen Verhältnisse angewendet werden können, war bei Erscheinen dieses Buches größtenteils wohl schon geklärt, so daß es in dieser Hinsicht nicht viel Neues bringt. Sein Wert liegt in der zusammenhängenden Darstellung und zuverlässigen Berichterstattung, die es ermöglicht, jederzeit sich ein zutreffendes Bild von den amerikanischen Verfahren zu machen. Zahlreiche Abbildungen, meist Lichtbilder, belegen den Text wirkungsvoll.

Dr. Neumann.

Presser, S.: Die Fahrbahnbefestigung der Reichs- und Landstraßen in Wort und Bild. Lehrbuch für den praktischen Straßenbau. 142 S. mit 155 Abb. auf 25 Tafeln. 24 × 16 cm. Union Deutsche Verlagsgesellschaft Berlin. 1934. Preis kart. RM 6,50, in Ganzleinen geb. RM 8,50.

Das Buch ist als Lehrbuch gedacht und bringt daher die über die Straßenbefestigung bekannten Dinge in neuer Bearbeitung. Die für eine solche Schrift erforderlichen technischen Zeichnungen werden auf besonderen Bildtafeln, die in einer Tasche am Schluß des Buches untergebracht sind, beigegeben und durch gute anschauliche Lichtbilder von Baustellen und Bauvorgängen erläutert. Die Schwierigkeit, die mit einer solchen Behandlung verbunden ist, daß die Abbildungen nur dann genügend ausgewertet werden, wenn im Text hinreichend auf sie hingewiesen wird, ist nicht überall befriedigend gelöst. Im übrigen entspricht die Darstellung dem gegenwärtigen Stande des Landstraßenbaues und ist daher als Lehrbuch gut zu verwenden.

Dr. Neumann.

NEUERSCHEINUNGEN.

Hütte: Des Ingenieurs Taschenbuch. 26. neubearbeitete Auflage. III. Band. Herausgegeben vom Akademischen Hütte-Verein, E. Vi in Berlin. Lieferung 2, XXIII 1204 Seiten mit zahlreichen Textabb. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1934. Preis in Lwd. geb. RM 7,— mit Lederdecke RM 8,50 (1. u. 2. Lieferung zus. RM 14,— bzw. RM 15,50).

In Ergänzung zu der 1. Lieferung erscheint die 2. Lieferung als Abschluß mit einem vollständigen Inhalts- und Sachverzeichnis.

(Siehe Besprechung im „Bauingenieur" Heft 3/4 1934.) E. P.

Büttner und Masur: Planung, Einrichtung, Bewirtschaftung und Bau von Jugendherbergen. Handbuch der Jugendpflege, Heft 11. 22×14,5 cm. V/92 Seiten mit 81 Abbildungen. Verlagsgesellschaft R. Müller m. b. H., Eberswalde, 1934. Preis RM 3,20.

Wolf und Hotz: Merkbuch für Bausachverständige. Herausgegeben vom Reichsstand des deutschen Handwerks, Berlin. 15×20,5 cm. 95 Seiten. Verlagsgesellschaft R. Müller m. b. H., Eberswalde 1934. Preis RM 1,20.

Vespermann: Verwendung von Hart- und Weich- sowie künstlichen Gesteinen bei neuzeitlichen Straßendecken. 80 Seiten, Größe 18,5 × 13 cm. Preis RM 2,— Union Deutsche Verlagsgesellschaft Zweigniederlassung Berlin SW 19, Krausenstr. 35—36.

Reichle, Meinck, Kisker: Über Fettabscheider in der Grundstücksentwässerung und ihre Prüfung. 48 Seiten, 12 Abbildungen, 3 Tafeln. Größe 16 × 23,5 cm. Preis RM 3,—. Neue Folge, Band 5 Städtebau u. Straßenbau. Schriftenreihe des Lehrstuhls für Städtebau und Städt. Tiefbau, Techn. Hochschule Berlin. Carl Heymanns Verlag, Berlin.

Lötzbeyer: Der Rechenschieber und sein Gebrauch, in Beruf, Schule und Leben mit neuer Stellenzahlbestimmung. RM 0,50. 15 × 21 cm. 32 Seiten mit 45 Abb. Gebr. Wichmann m. b. H., Berlin NW 7 1934.

C. R. Young & K. B. Jackson: The relative Rigidity of welded and riveted connections. 134 Seiten und eine Anzahl Abb. 17× 26 cm. Reprinted form the Canadian Journal of Research 1934.

Belastungen und Beanspruchungen im Hochbau (Stahl, Holz u. Mauerwerk). 13. berichtigte und mit neuen Erlassen versehene Ausgabe, Sept. 1934. 60 Seiten, 5 Textabb. Format 30 × 21 cm. Preis: Einzelpreis geheftet RM 2,—; Partienpreis: 10 Stück RM 19,—, 25 Stück RM 45,—, 50 Stück RM 82,—, 100 Stück RM 150,— und Postgeld.

Der Lippeverband im Rechnungsjahr 1933 (vom 1. April 1933 bis 31. März 1934) von Baudirektor Dr.-Ing. Ramshorn. Lippeverband Dortmund. 12 S. 21 × 29 cm.

Merinsky, J. K.: Handbuch der Gebäudelehre (Profanbau). 18 × 24 cm. VIII/784 S. Verlag Franz Deuticke, Leipzig und Wien. Preis RM 20,—; geb. RM 23,—.

Handbuch für Eisenbetonbau. Herausgegeb. von F. Emperger. Bd. IV. 4. neubearbeitete Auflage, 1. Lieferung. Verlag Wilh. Ernst u. Sohn, Berlin 1934. Preis geh. RM 6,60.

Besprechung nach Abschluß der Lieferung.

Baukostenermittlung. Kosten von Hochbauten und damit zusammenhängenden Leistungen. Umbauter Raum von Hochbauten, Vergleichsübersicht. Sonderdruck aus: „Zentralblatt der Bauverwaltung vereinigt mit Zeitschrift für Bauwesen". Herausgegeb. im Preuß. Finanzministerium. 54. Jahrg. Verlag Wilh. Ernst und Sohn, Berlin. 21 × 29,5 cm. 12 S. Einzelpreis: RM 0,80. Partiepreise: 10 Stück RM 7,50, 25 Stück RM 18,—, 50 Stück RM 33,—, 100 Stück RM 60,—.

Die Straße und was zur Straße gehört. Herausgegeb. von Dyckerhoff und Widmann A.-G. 24 × 25 cm. 54 S. 1934.

Forschungsheft 368. Beilage zu „Forschung auf dem Gebiete des Ingenieurwesens". Ausgabe B Bd. 5. Sept./Okt. 1934. Mechanische Schwingungen im Maschinenbau. Die Umkehrung der linearen mechanischen Schwingungsgebilde. Von Dr.-Ing. F. Bielitz. Schwingungen von Blockfundamenten. Von Dr.-Ing. L. Maduschka. VDI. — Mit 77 Abb. und 3 Zahlentafeln. VDI-Verlag G.m.b. H. Berlin 1934.

Proefnemingen op Kolommen van Beton en gewapend Beton. Von ir. N. J. Rengers. 30 × 21 cm. 45 S. mit mehreren Abbildungen und Tabellen. Overdrukt uit het Weekblad „De Ingenieur" 1933 nos. 27—31—40—48, Beton 1—2—4—6 en 1934 nos. 1—9—27, Beton 1—3—7.

Publication from the Departement of Civil and Sanitary Engineering Massachusetts Institute of Technology. Mechanics of Hydraulic-Fill Dams by G. Gilboy. The Application of Theories of Elasticity and Plasticity to Foundation Problems by L. Jürgenson. The Shearing Resistance of Soils by L. Jürgenson. Reprinted from Journal of the Boston Society of Civil Engineers. Nr. 3. Juli 1934. 15,5 × 23 cm. 283 S.

Schjodt, R.: Einspannung durch Torsion. det Kgl. Norske Videnskabens Selskabs Skrifter 1934. Nr. 8. 15,5 × 23 cm. 69 S. Trondheim, Kommission Hos. F. Bruns Bokhandel 1934.

Mitteilungen des Forschungsinstitutes für Maschinenwesen beim Baubetrieb der Technischen Hochschule Berlin. Herausgeber Prof. Dr. G. Garbotz unter Mitarbeit von Dr.-Ing. A. Bonwetsch, Dr.-Ing. G. Graßmann, Dipl.-Ing. W. Haack, Dipl.-Ing. T. v. Rothe. Sonderheft D. 29, 5 × 21 cm. 244 S. Berlin 1934. Im Selbstverlag des Institutes. Inhalt: Not der Wissenschaft — Not des Volkes. Die neuere Entwicklung der Straßenbaumaschinen und Vorrichtungen. Die Maschinen und Geräte im deutschen Straßenbau. Maschinelle Hilfsmittel des neuzeitlichen Straßenbaus. Mensch und Maschine im Straßenbau. Untersuchungen an einer Betonpumpe. Die Betonpumpe. Neuere französische Kanalbauprojekte und Kanalbauten. Zeitgemäße Fragen im Baumaschinenwesen. Untersuchungen an Backensteinbrechern.

Rothe, W.: Bilanzkritische Studien auf dem Gebiete der Stahlbaufabriken. Insbesondere als Beitrag zum Problem des Betriebsvergleichs. 14,5 × 20,5 cm. 194/XII Seiten. Druck und Verlag D. Meininger, Neustadt a. d. Haardt (Rheinpfalz). Preis: 4,50 RM.

Werkmeister, P.: Vermessungskunde III. Trigonometrische und barometrische Höhenmessung, Tachymetrie und Topographie. 3. Auflage. 144 S. mit 63 Figuren. Sammlung Göschen Bd. 862. Verlag Walter de Gruyter & Co., Berlin und Leipzig 1934. Preis in Leinen geb. 1,62 RM.

Besprechung siehe Band I, Jg. 1932, Seite 145.

Bau-Wettbewerbe. Heft 71: Fünf Wettbewerbe evangelischer Kirchen. Herausgeber: Architekten R. K. d. b. K. Emil Deines und Friedrich Heidt. 23,5 × 32 cm. 4 Seiten Text und 24 S. Abb. der Entwürfe. Verlag G. Braun, Karlsruhe i. Baden. 1934. Preis: einzeln 1,80 RM.

TECHNIKA ŚL.

Für den Inhalt verantwortlich: Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. — Verlag von Julius Springer in Berlin W 9.
Druck von Julius Beltz in Langensalza.

BIBLIOTEKA GŁÓWNA
Politechniki Śląskiej
P. 269/1934
Druk: Drukarnia Gliwice, ul. Zwycięstwa 27, tel. 230 49 50