

DIE BAUTECHNIK

19. Jahrgang

BERLIN, 1. August 1941

Heft 33

Die Standfestigkeit dünnwandiger frei stehender Röhren.

Von Oberingenieur G. Siegel VDI, Berlin-Karlshorst.

Alle Rechte vorbehalten.

1. Einleitung.

Dünnwandige frei stehende Röhren, z. B. in Gestalt von Schornsteinen, Säurefaltern und Behältern, zu errichten, stößt auf Schwierigkeiten, sobald gewisse Höhen überschritten werden.

Zwar kann man mit den üblichen Verfahren nachweisen, daß ausreichende Sicherheiten gegen Knicken der Röhre als Ganzes (sogenanntes Biegeknicken nach Euler) und gegen Erreichen der Quetschgrenze des Werkstoffes unter Einfluß des Eigengewichts vorhanden sind, jedoch scheut man sich vor jeder weiteren Wanddickenverringerung, um das Auftreten von Ausbeulungen zu vermeiden.

Das Schrifttum des Bauwesens bietet nur wenige allgemein zugängliche Unterlagen für eine sichere Vorausberechnung der örtlichen Beulfestigkeit dünner Wände und des Einflusses von Versteifungen. Im Flugzeugbau hingegen brachte der Übergang zum Schalenbau geradezu eine Hochflut von Veröffentlichungen und Untersuchungen über Beulfestigkeit und Steifigkeit dünnwandiger Zylinderschalen. Hier soll versucht werden, einen Überblick über die im Flugzeugbau gewonnenen Erkenntnisse zu geben, das für das Bauwesen Anwendbare herauszustellen und an einem Beispiel der Praxis die Brauchbarkeit dieser Hilfsmittel zu zeigen.

Dabei ist zu beachten, daß sich im Flugzeugbau die Wanddicken immer noch in wesentlich anderen Grenzen bewegen als im Bauwesen. Dort ist das Verhältnis Durchmesser zu Wanddicke $D/s = 3000$ keine Seltenheit oder Unmöglichkeit, während im Bauwesen $D/s = 1000$ ein bisher nur selten ausgeführter Ausnahmefall ist und im allgemeinen D/s unter 100 liegt.

Ein weiterer Unterschied besteht darin, daß man im Flugzeugbau erkannt hat, daß die reine Schale ohne jede Versteifung ungünstiger und auch im Gewicht unterlegen ist. Im Bauwesen dagegen versucht man aus Gründen der Einfachheit und Ersparnis an hochwertigem Werkstoff die reine Schale zu verwirklichen. Man baut also die Wandung aus Eisenbeton oder Mauerwerk und wird nur im Notfalle zur Versteifung durch Stahl- oder Leichtmetallträger greifen. Denn anscheinend spielt das Eigengewicht im Bauwesen keine so bedeutende Rolle wie im Flugzeugbau.

Es gibt jedoch Bauwerke, bei denen der Einfluß des Eigengewichts überaus ist. Darunter fallen die nachfolgend behandelten frei stehenden dünnwandigen Röhren, die weder äußere Lasten von Bedeutung, noch Windkräfte aufzunehmen haben, beispielsweise das Säurefutter in einem Schornstein. Für solche Fälle ist eine unmittelbare Übertragung der Erkenntnisse des Flugzeugschalenbaues möglich und angebracht.

2. Bezeichnungen.

- q Eigengewicht der Längeneinheit in kg/cm,
- Q_{kr} gefährliches (kritisches) Eigengewicht in kg,
- l Länge oder Höhe der Röhre in cm,
- r_a äußerer Halbmesser der Röhre in cm,
- r_i innerer Halbmesser der Röhre in cm,
- r mittlerer Halbmesser der Röhre $= \frac{r_a + r_i}{2}$,
- s Wanddicke in cm,
- b Plattenbreite oder Bogenlänge des Feldes zwischen zwei Längsversteifungen in cm,
- a Abstand zwischen zwei Querversteifungen in cm,
- J kleinstes Trägheitsmoment in cm^4 ,
- E Elastizitätszahl in kg/cm^2 ,
- $E' = d\sigma/d\varepsilon$ der Druckstauchungslinie in kg/cm^2 (s. unten),
- T Knickziffer (Knickmodul) in kg/cm^2 ,
- $\mu = \frac{1}{m}$ Querdehnungszahl (Poissonsche Zahl),
- σ_k Beul- oder Knickspannung in kg/cm^2 ,
- $\sigma_{0,2}$ Spannung der Quetschgrenze (0,2-Grenze) in kg/cm^2 ,
- $\sigma_{d(el)}$ Vorbeulspannung nach Donell im elastischen Bereich in kg/cm^2 ,
- $\sigma_{d(une)}$ Vorbeulspannung nach Donell im unelastischen Bereich in kg/cm^2 ,
- σ_p Knickspannung der an den Rändern gelenkig gestützten Platte in kg/cm^2 ,
- σ_R Beulspannung einer unversteiften zylindrischen Röhre in kg/cm^2 ,
- σ_E Euler-Knickspannung des unversteiften Streifens von der Länge l in kg/cm^2 ,
- λ Wellenlänge einer Beule oder Falte in cm.

3. Beanspruchung auf Druck durch Eigengewicht.

Um die Standfestigkeit beliebig geformter, dünnwandiger frei stehender Röhren zu ermitteln, muß eine doppelte Untersuchung stattfinden. Zunächst ist die Röhre als Ganzes zu betrachten und in herkömmlicher Weise ihre Knicksicherheit zu errechnen. Dabei ist es möglich, die Form der Röhre für bestimmte Sonderfälle genau zu berücksichtigen und bei beliebigen Formen gute Näherungsrechnungen, wie sie nachfolgend unter dem Abschnitt Biegeknicken erwähnt werden, anzuwenden.

Außerdem muß die örtliche Beulsteifigkeit der Wandung untersucht werden. Hierbei ist es vorläufig noch nicht möglich, die Form der Röhre hinreichend genau zu berücksichtigen. Die vorliegenden Unterlagen beschränken sich auf kreiszylindrische Schalen. Es müssen daher kleinere Abschnitte der Röhre als zylindrisch angenommen und als beiderseits eingespannte kurze Zylinderschalen angesehen werden. Wenn man dies in mehreren Querschnitten durchführt, insbesondere in Nähe der Gründung und bei Querschnittsänderungen, kann man mit guter Genauigkeit die örtliche Beulsteifigkeit ermitteln.

a) Biegeknicken.

Eine Untersuchung der Biegeknickfestigkeit nach Euler von Stäben verschiedenster Form ist bei Timoshenko [1]¹⁾ zu finden.

Sieht man eine Röhre als prismatischen Stab bei veränderlichem Druck (infolge Eigengewichts) an, der unten eingespannt und oben frei beweglich ist, dann ist nach A. G. Greenhill [2] die Differentialgleichung der Biegelinie (Abb. 1)

$$EJ \cdot \frac{d^3 y}{dx^3} = -q(l-x) \frac{dy}{dx}.$$

Die niedrigste Wurzel der allgemeinen Lösung wird mit

$$(1) \quad Q_{kr} = (q l)_{kr} = 7,83 \cdot \frac{EJ}{l^2}$$

angegeben.

Röhre als Kreiskegel
oder Umdrehungsparaboloid.

Die häufigste Abweichung von der zylindrischen Form wird die Röhre als Kreiskegelmantel sein. Bei Behältern wird mitunter auch die Form des Umdrehungsparaboloids erscheinen. Beide Formen lassen sich nach Dinnik [3] in ähnlicher Weise wie der prismatische Stab untersuchen, wenn die Trägheitsmomente der Querschnitte ausgedrückt werden können durch

$$J = J_0 \left(\frac{l-x}{l} \right)^m$$

und die Verteilung der axialen Belastung durch

$$q = q_0 \left(\frac{l-x}{l} \right)^n.$$

Dabei bezieht sich der Zeiger Null auf einen der beiden Endquerschnitte. Als Sonderfälle erkennt man:

- $m = 0$: Zylindermantel
 - $m = 1$: Kreiskegelmantel
 - $m = 2$: Mantel des Umdrehungsparaboloids
- } bei unveränderlicher
Wanddicke.

Die gefährliche Belastung oder das gefährliche Eigengewicht wird nach der Beziehung

$$(2) \quad Q_{kr} = \int_0^l q dx = x \cdot \frac{EJ}{l^2}$$

berechnet. Der Wert x wird Tafel I entnommen.

Bei überschlägigen Rechnungen kann angenommen werden, daß drei Zehntel des Eigengewichts am oberen Ende angreifen.

Tafel I. Wert x in Gl. (2).

$n \backslash m =$	0	1	2	3	4
0	7,87	5,78	3,67	—	—
1	16,1	13,0	9,87	6,59	—
2	27,3	23,1	18,9	14,7	10,2
3	41,3	36,1	30,9	25,7	20,2
4	—	52,1	45,8	39,5	33,0

¹⁾ Die Zahlen in [] beziehen sich auf das Schrifttumsverzeichnis am Schluß.

Sonderfall: Zylindrische Röhre mit Kreisringquerschnitt.

Nach Euler gilt für diesen am häufigsten vorkommenden Fall zur Berechnung der Knickspannung:

$$(3) \quad \sigma_k = \frac{E \pi^2 r^2}{2 l^2} \quad \text{in kg/cm}^2.$$

Darin ist der mittlere Halbmesser $r = \frac{r_a + r_i}{2}$.

Bei Röhren geringen Schlankheitsgrades oder aus einem Werkstoff, der nicht dem Hookeschen Gesetz folgt, muß in Formel (3) statt der Elastizitätszahl E die sogenannte Knickziffer (Knickmodul) T eingesetzt werden, also:

$$(3a) \quad \sigma_k = \frac{T \pi^2 r^2}{2 l^2} \quad \text{in kg/cm}^2.$$

Die Knickziffer T kann z. B. nach Engeßer-Karman bestimmt werden (siehe auch [4], S. 262):

$$(4) \quad T = \frac{4 E E'}{(\sqrt{E} + \sqrt{E'})^2}$$

E' bedeutet hierin die Neigung $d\sigma/d\varepsilon$ der Druckstauchungslinie, die die mit den Druckspannungen σ zunehmenden Stauchungen oder Kürzungen ε darstellt.

Eine entsprechende Berechnung unter Berücksichtigung der Knickziffer T kann natürlich auch mit Hilfe der Formeln (1) und (2) für andere Formen der Röhren vorgenommen werden.

b) Beulen.

Die auf Druck beanspruchte dünnwandige Röhre kann bereits vor dem Eintritt des Biegeknickens als Ganzes ihre Standfestigkeit und Festigkeit dadurch verlieren, daß die örtliche Wandspannung zu groß wird und ein Ausbeulen oder Faltenbildung eintritt.

Die zum Beginn dieses Ausbeulens gehörige Spannung in der Wandung wird als Beulspannung bezeichnet. Sie beträgt für eine zylindrische Röhre nach Timoshenko [1]:

$$(5) \quad \sigma_k = \frac{s E}{r \sqrt{3(1-\mu^2)}} \quad \text{in kg/cm}^2.$$

Die in dieser Formel auftretende Querdehnungszahl (Poissonsche Zahl) beträgt für

Metalle:	$m = 10/3$,	also	$\mu = 2/10$,
Gußeisen:	$m = 4$,		$\mu = 1/4$,
Granit:	$m = 5$,		$\mu = 1/5$,
jüngeren Beton:	$m = 8$,		$\mu = 1/8$.

Bei wachsendem Alter des Betons nähert sich m den Werten 5 bis 4. Für Klinkermauerwerk kann m zu 5 bis 6 angenommen werden.

Formel (5) trifft streng nur zu, wenn die Ausbeulungen symmetrisch zur Zylinderachse liegen, und gilt nur für einen langen Zylinder, auf den die Einspannverhältnisse keinen Einfluß haben und bei dem sich mehrere Ausbeulungen bilden können.

Das örtliche Ausbeulen tritt entweder in Gestalt ringförmiger Wülste auf, wobei alle Mantellinien sich in gleicher Weise wellenförmig verformen, oder es bilden sich Beulen, die auch die Schalenquerschnitte wellenförmig verändern.

Die Formel (5) gilt nur, solange die Länge der Röhre ein Vielfaches der halben Wellenlänge einer Ausbeulung in Achsenrichtung beträgt. Im Falle symmetrischen Ausbeulens zur Achsenrichtung wird eine halbe Wellenlänge [5]:

$$(6) \quad \frac{\lambda}{2} = 1,72 \sqrt{r s} \quad \text{in cm.}$$

Für Werkstoffe, die dem Hookeschen Gesetz nicht folgen, sowie im unelastischen Bereich ($\sigma_{kr} > \sigma_{0,2}$) muß die Knickziffer T berücksichtigt werden [Gl. (4)]. Dann wird

$$(6a) \quad \sigma_{kr} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{s}{r} \sqrt{\frac{E T}{1-\mu^2}} \quad \text{in kg/cm}^2 \quad \text{und}$$

$$(6b) \quad \frac{\lambda}{2} = 1,72 \sqrt{r s} \sqrt{\frac{T}{E}} \quad \text{in cm.}$$

Wird jedoch als Länge der kreiszylindrischen Röhre

$$l = \pi r \sqrt{\frac{r}{2s} \sqrt{3(1-\mu^2)}}$$

überschritten, dann gibt die Eulersche Knickformel (3) die Knickspannung für die Röhre an.

Der Einfluß der Einspannung ist gleichfalls von Timoshenko [1] untersucht worden. Im allgemeinen erhöht jede Einspannung den Wert der Beulspannung.

Wenn sich die einzelnen Punkte der Randlinie eines Endquerschnitts verschieben können, dann gilt folgende Beziehung:

$$(7) \quad \sigma_k = \frac{5}{6} \cdot \frac{E}{1-\mu^2} \cdot \frac{s^2}{4 r^2} \left[\frac{4}{3} \cdot \frac{l^2}{r^2} + 2(1-\mu) \right].$$

Bei sehr kurzen Röhren kann nach dieser Formel die Beulspannung kleiner werden als diejenige, die sich nach Formel (5) ergeben würde. Es kommt also bei kurzen, gedrunghenen Zylindern, die dünnwandig sind und frei stehen, auf eine gute Einspannung des unteren Randes im Grundkörper an.

Bei sehr kurzen Röhren mit

$$l \leq \pi \sqrt{\frac{4 r^2 s^2}{12(1-\mu^2)}}$$

gilt (s. [6]):

$$(8) \quad \sigma_k = \frac{E \pi^2}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{s}{l} \right)^2 \quad \text{in kg/cm}^2.$$

Gl. (8) stellt die Euler-Spannung für einen Streifen von der Länge l dar. Gl. (5) bis (8) für die Beulspannung setzen geometrisch genaue Rundheit der Röhren und gleichmäßige Beschaffenheit des Werkstoffs voraus. In der Praxis jedoch treten mehr oder minder große Abweichungen von diesen Voraussetzungen auf.

Versuche an dünnwandigen Stahlröhren, deren Rundheit der praktischen Herstellung durch Ziehen entspricht, ergaben, daß bei Spannungen erheblich unter der Beulgrenze bereits sogenannte Vorbeulen auftreten, ([6], S. 100).

$$(9) \quad \sigma_{\text{vorbeulen}} = 0,3 \text{ bis } 0,6 \sigma_k.$$

Man darf also praktisch nur 30% der Beulspannung nach Formel (5) bis (8) zulassen.

Nach Donell [7] tritt Vorbeulen bei einer Druckspannung σ_d auf, die sich nach folgenden Beziehungen bestimmen läßt.

a) Im elastischen Bereich:

$$(10) \quad \sigma_{d(el)} = 0,6 E \cdot \frac{s}{r} \cdot \frac{1 - 1,7 \cdot 10^{-7} (r/s)^2}{1 + 0,004 E/\sigma_{0,2}} \quad \text{in kg/cm}^2.$$

Diese Angabe ist durch Versuche für $r/s = 300$ bis 1500 nachgeprüft.

b) Im unelastischen Bereich (auch bei Werkstoffen, die dem Hookeschen Gesetz nicht folgen):

$$(10a) \quad \sigma_{d(une)} = \sqrt{\frac{4 E' E}{(1 + \sqrt{E'/E})^2}} \cdot \sigma_{d(el)} \quad \text{in kg/cm}^2.$$

$E' = d\sigma/d\varepsilon$ wird aus der Neigung der Druckstauchungslinie für ein Versuchsstück des gleichen Querschnitts gewonnen, wie oben bei Gl. (4) angegeben.

c) Einfluß von Versteifungen.

Reicht die Festigkeit und Steifigkeit einer unversteiften dünnwandigen Röhre nicht aus, dann wird man zu einer Längs- und Querversteifung der Röhre greifen, um sowohl die Gesamtknicksteifigkeit, den Druckquerschnitt als auch die örtliche Beulsteifigkeit zu erhöhen.

Man ist geneigt, eine Längsversteifung in Richtung der Erzeugenden als zunächst am wirkungsvollsten anzusehen. Die Natur hingegen beweist am Beispiel des Bambusrohres oder Getreidehalmes, daß auch eine Querversteifung allein zweckmäßig sein kann.

Tatsächlich läßt sich zeigen, daß je nach dem Verhältnis der Länge zum Durchmesser der Röhre die eine oder andere Versteifungsart vorzuziehen ist oder daß beide zugleich erforderlich sind.

α) Ausbeulen der Teilschale. Das gekrümmte Feld zwischen zwei Längs- und zwei Querversteifungen sei als Teilschale bezeichnet.

Nach Timoshenko [1] ergibt sich mit der Annahme frei drehbar gestützter Ränder:

$$(11) \quad \sigma_k = \frac{s}{r} \cdot \frac{E}{\sqrt{3(1-\mu^2)}} = \sigma_R \quad \text{in kg/cm}^2.$$

Dabei darf die Bogenlänge des Feldes zwischen den Versteifungen nicht kleiner sein als

$$b \geq 2 \pi \sqrt{\frac{r^2 s^2}{12(1-\mu^2)}}.$$

Man erkennt, daß es sich um dieselbe Gleichung wie Gl. (5) handelt, die sich auf die „Vollschale“, die ganze Röhre, bezieht. Dieser Wert, also die Beulspannung für eine unversteifte Röhre, soll mit σ_R bezeichnet werden [6].

Bei einer engeren Aufteilung in noch kleinere Felder, als die Bedingungsgleichung für b zuläßt, wird

$$(12) \quad \sigma_k = \left(\frac{s}{b} \right)^2 \frac{E \pi^2}{3(1-\mu^2)} + \frac{E}{4 \pi^2} \left(\frac{b}{r} \right)^2.$$

Darin ist

$$\left(\frac{s}{b} \right)^2 \frac{E \pi^2}{3(1-\mu^2)} = \sigma_P$$

die Knickspannung der an den Rändern gelenkig gestützten Platte von der Breite b .

Unter Verwendung von σ_R ergibt sich:

$$(13) \quad \begin{cases} \sigma_k = \sigma_P + \frac{\sigma_R^2}{4 \sigma_P}, & \text{wenn } \sigma_R \leq 2 \sigma_P \text{ oder} \\ \sigma_k = \sigma_R, & \text{wenn } \sigma_R \geq 2 \sigma_P \text{ wird.} \end{cases}$$

Die Art der Einspannung der Platte kann durch andere Werte für σ_P berücksichtigt werden. Dem Vorbeulen wird auch hier durch um 30 bis 60% verminderte Werte von σ_R , je nach dem Verhältnis r/s , Rechnung getragen.

β) Ausknicken der Vollschale. So wie die unversteifte Röhre als Ganzes ausknicken kann (Abschnitt 3a), so kann vor dem Beginn des örtlichen Beulens einer Teilschale die versteifte Schale als Ganzes zwischen zwei Querversteifungen ausknicken. Um dafür eine Grenz-

spannung zu ermitteln, wird der Querschnitt und die Biegesteifigkeit der Längs- und Querversteifungen gleichmäßig auf Länge und Umfang verteilt.

So wird in Richtung der Längsachse die mittlere Wanddicke:

$$(14) \quad s_z = s + \frac{F_L}{b} \text{ in cm,}$$

worin F_L der Querschnitt der Längsversteifung in cm^2 ,
 b der auf dem Bogen gemessene Abstand zwischen zwei Längsversteifungen in cm ist.

In Richtung über den Umfang wird die mittlere Wanddicke:

$$(15) \quad s_u = s + \frac{F_Q}{a} \text{ in cm,}$$

worin F_Q der Querschnitt der Querversteifung in cm^2 ,
 a der Abstand zwischen zwei Querversteifungen in cm ist.

Desgleichen werden die Biegesteifigkeiten EJ gleichmäßig über den Schalenmantel verteilt angenommen. Wenn

J_z in cm^4 das Trägheitsmoment eines Längsschnitts bedeutet, einschließlich desjenigen der zwischen zwei Längsversteifungen liegenden Wandquerschnittsfläche, bezogen auf den gemeinsamen Schwerpunkt und durch den Abstand der Längsversteifungen geteilt,

J_u in cm^4 das Trägheitsmoment eines Schnittes durch eine Querversteifung bedeutet, einschließlich der sogenannten mittragenden Breite der Wand, geteilt durch den Abstand der Querversteifungen,

dann kann man nach Dschou [8] im Falle von Längs- und Querversteifungen die kleinstmögliche gefährliche Druckspannung nach der Formel ermitteln:

$$(16) \quad \sigma_k = \frac{2}{r s_z} \sqrt{\frac{E_z J_z E_u J_u}{J_z/s_z + J_u/s_u} \cdot \frac{s_z}{s}}$$

E_z, E_u sind die Elastizitätsziffern der Versteifungswerkstoffe (gegebenenfalls unter Berücksichtigung des Wandwerkstoffes).

Sind Versteifungen nur in der Längsrichtung vorhanden, dann gilt:

$$(17) \quad \sigma_k = \frac{E}{\sqrt{3(1-\mu^2)}} \cdot \frac{s}{r} \sqrt{\frac{s}{s_z}} = \sigma_R \sqrt{\frac{s}{s_z}}$$

Bei Versteifung nur in der Umfangsrichtung gilt:

$$(18) \quad \sigma_k = \frac{E}{\sqrt{3(1-\mu^2)}} \cdot \frac{s}{r} \sqrt{\frac{s_u}{s}} = \sigma_R \sqrt{\frac{s_u}{s}}$$

Diese Beziehungen sind gültig, wenn die untersuchte Schale oder Teilschale so lang und breit ist, daß sich mehrere Beulen in der Umfangs- und Längsrichtung ausbilden können. Dies wird im allgemeinen für frei stehende dünnwandige Röhren, wie Schornsteine, Säurefutter, Behälter usw. zutreffen.

Ist jedoch die Röhre so kurz, daß sich nur in der Längsrichtung mehrere Beulen ausbilden können, wie es beispielsweise auch für das Zylinderstück zwischen zwei als starr anzusehenden Querversteifungen der Fall sein kann, dann gilt:

$$(19) \quad \sigma_k = \sigma_E + \sigma_R \sqrt{\frac{s}{s_z}}$$

Darin ist $\sigma_E = \frac{\pi^2 E J_z}{s_z l^2}$ (Euler-Spannung des versteiften Streifens von der Länge l).

Sind überhaupt nur Querversteifungen bei dieser kurzen Schale vorhanden, dann ist

$$(20) \quad \sigma_k = \sigma_E + \frac{\sigma_R^2}{\sigma_E} \cdot \frac{s_u}{s}$$

Darin ist $\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{s}{l}\right)$ (Euler-Spannung des unverteiften Streifens von der Länge l).

Ist die Röhre lang und schmal, so daß bei Längs- oder Querversteifung nur in der Längsrichtung mehrere Beulen auftreten können, dann gilt unter der Voraussetzung gelenkiger Lagerung der Längswände:

$$(21a) \quad \sigma_k = \sqrt{\sigma_R^2 \cdot \frac{s}{s_z} + \sigma_e^2} \text{ bei Längsversteifung,}$$

$$(21b) \quad \sigma_k = \sqrt{\sigma_R^2 \cdot \frac{s_u}{s} + \sigma_e^2} \text{ bei Querversteifung.}$$

Darin ist $\sigma_e = \frac{2\pi^2 E}{s_z b^2} \sqrt{J_z J_u}$.

Die für die Praxis wichtigen Folgerungen aus diesen von Dschou [8] abgeleiteten Beziehungen sind:

1. Bei einer genügend langen und breiten Röhre kann eine wesentliche Erhöhung der Knickfestigkeit nur durch gleichzeitige Längs- und Querversteifung erzielt werden.
2. Bei einer kurzen Schale bringen Längsversteifungen wesentlich mehr als Querversteifungen.

3. Bei langen, schmalen Schalen (Röhren) erhöhen Querversteifungen die Knickfestigkeit ebenso, wie Längsversteifungen es tun würden (Beispiel des Getreide- oder Schachtelhalmes).

Bei langen, nicht zu dünnwandigen Röhren kann eine ganz andere Art des Verlustes der Steifigkeit auftreten, wenn keine Querversteifungen vorhanden sind. Bei Biegung, insbesondere auch bei ausmittiger Druck, platten sich die Querschnitte mehr und mehr ab und klappen schließlich zusammen. Nach Heck [9] gilt für derartige Schalen von zylindrischer oder schwach elliptischer Form:

$$(22) \quad \sigma_k = 0,3 \cdot \frac{E}{\sqrt{1-\mu^2}} \cdot \frac{s}{r} \sqrt{\frac{s}{s_m}}$$

Darin entspricht s_m der mittleren Wanddicke s_z , wenn Längsversteifungen vorhanden sind.

4. Zusammenfassung.

Bei zylindrischen Röhren sowie bei Röhren, die nicht zylindrisch sind oder veränderliche Wanddicke haben, wird die gefährliche Spannung des Biegeknickens nach Abschnitt 3a ermittelt.

Sodann wird die Beulspannung wie bei zylindrischen Schalen unter Annahme einer mittleren Wanddicke berechnet. Das Vorbeulen ist hierbei zu berücksichtigen. Es empfiehlt sich die Nachprüfung der Beulspannung in mehreren Querschnitten. Der Einspannungschnitt in der Nähe des Grundkörpers kann als kurze Röhre unter der höchsten auftretenden Druckspannung infolge Eigengewichts angesehen werden.

Der Einfluß von Längs- und Querversteifungen ist in Tafel 2 zusammengestellt.

Form	Art der Aussteifung	Biegeknicken (Eulerfall)	Beulen (einschließlich Vorbeulen)	Abplatten	Bemerkungen
Fall 1 lang und breit	a.) ohne	bei $l = \pi r \sqrt{\frac{E}{3(1-\mu^2)}}$ $\sigma_k = \frac{\pi^2 E I}{l^2}$	$\sigma_k = \frac{0,3 E s}{r \sqrt{1-\mu^2}}$	$\sigma_k = 0,3 \frac{E}{r \sqrt{1-\mu^2}}$	$\sigma_k = \frac{0,3 E}{r \sqrt{1-\mu^2}}$
	b.) längs	$\sigma_k = \frac{\pi^2 E I}{l^2}$	$\sigma_k = \sigma_R \sqrt{\frac{s}{s_z}}$	$\sigma_k = 0,3 \frac{E}{r \sqrt{1-\mu^2}} \sqrt{\frac{s}{s_z}}$	$s_m = s_z$
	c.) quer	"	$\sigma_k = \sigma_R \sqrt{\frac{s_u}{s}}$	nicht maßgebend	"
	d.) längs u. quer	"	$\sigma_k = \frac{E}{r} \sqrt{\frac{s_z J_z + s_u J_u}{J_z/s_z + J_u/s_u}}$	"	"
Fall 2 kurz	a.) ohne	nicht maßgebend	oder bei $l = \pi r \sqrt{\frac{E}{3(1-\mu^2)}}$ gilt: $\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{s}{l}\right)$	"	"
	b.) längs	"	$\sigma_k = \sigma_E + \sigma_R \sqrt{\frac{s}{s_z}}$	"	$\sigma_k = \frac{\pi^2 E I_z}{s_z l^2}$
	c.) quer	"	$\sigma_k = \sigma_E + \frac{\sigma_R^2}{\sigma_E} \cdot \frac{s_u}{s}$	"	$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{s}{l}\right)$
	d.) längs u. quer	"	wie bei 2a.	"	"
Fall 3 lang und schmal	a.) ohne	$\sigma_k = \frac{\pi^2 E I}{l^2}$	nach Donell (Gl. 10)	$\sigma_k = 0,3 \frac{E}{r \sqrt{1-\mu^2}}$	"
	b.) längs	"	$\sigma_k = \sqrt{\sigma_R^2 \frac{s}{s_z} + \sigma_e^2}$	$\sigma_k = 0,3 \frac{E}{r \sqrt{1-\mu^2}} \sqrt{\frac{s}{s_z}}$	$s_m = s_z$
	c.) quer	"	$\sigma_k = \sqrt{\sigma_R^2 \frac{s_u}{s} + \sigma_e^2}$	nicht maßgebend	$\sigma_k = \frac{2\pi^2 E}{s_z b^2} \sqrt{J_z J_u}$
	d.) längs u. quer	"	wie bei 3b.	"	"

Bei Baustoffen, die nicht dem Hooke'schen Gesetz folgen, und beim Überschreiten der Quetschgrenze ist die Knickziffer zu berücksichtigen.

Versuchsergebnisse, die sich auf dünnwandige Blechzylinder mit und ohne Versteifungen beziehen, sind im Schrifttum des Flugzeugbaues reichlich vorhanden und bestätigen die Gültigkeit der ermittelten Formeln hinreichend [6], [11], [12]. Dagegen fehlen noch Versuche mit Baustoffen, wie Beton, Eisenbeton, Mauerwerk usw. Insbesondere müßte untersucht werden, ob und wann bei solchen Baustoffen mit Vorbeulen zu rechnen ist.

5. Berechnungsbeispiel.

Das 100 m hohe Säurefutter eines Schornsteins für Abgase mit einer Temperatur von weniger als 100° C soll als frei stehende Röhre aus verputztem Mauerwerk ausgeführt werden. Die verwendeten sehr harten Klinker (Keracid) ergeben eine durchschnittliche Wanddicke von 12 cm. Ihr Einheitsgewicht beträgt 2100 kg/m³, ihre Druckbruchfestigkeit 1250 kg/cm². Da dieser Baustoff eine wesentlich höhere Druckfestigkeit als Beton zeigt, wird als Poissonsche Zahl $m = 5$ angenommen, ein Wert, der etwa zwischen Beton und Granit liegt. Es ist jedoch möglich, daß durch die welchen Mortelfugen die Poissonsche Zahl etwas erhöht wird.

Der freie Innendurchmesser des Säurefutters soll 5 m betragen. Folgende Fragen sollen untersucht werden:

- a) Welche Standsicherheit ist vorhanden?
- b) Könnte das Säurefutter auch durch eine geschweißte Blechröhre von 5 mm Wanddicke ersetzt werden, wenn es möglich wäre, sie durch einen säurefesten Anstrich zu schützen?

Zu a):

Das Eigengewicht des Säurefutters beträgt:

$$G = V \cdot 2100 = \pi \cdot 5,12 \cdot 0,12 \cdot 100 \cdot 2100 = 405\,000 \text{ kg.}$$

Nach Gl. (1) wird das gefährliche Eigengewicht für eine zylindrische Röhre:

$$Q_{kr} = 7,83 \cdot \frac{KJ}{l^2}$$

Die Knickziffer T muß berücksichtigt werden, da Mauerwerk nicht dem Hookeschen Gesetz folgt.

Nach Gl. (4) berechnet sich die Knickziffer zu:

$$T = \frac{4EE'}{(\sqrt{E} + \sqrt{E'})^2} = \frac{4 \cdot 170\,800 \cdot 143\,800}{(\sqrt{170\,800} + \sqrt{143\,800})^2} = 156\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Das Trägheitsmoment des Ringquerschnitts ergibt sich zu:

$$J = \frac{\pi}{64} (D^4 - d^4) = \frac{\pi}{64} (5,24^4 - 5,0^4) = 6,14 \text{ m}^4$$

Nunmehr kann die gefährliche Last ermittelt werden:

$$Q_{kr} = 7,83 \cdot \frac{156 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2 \cdot 6,14 \text{ m}^4}{100^2 \text{ m}^2} = 7500 \text{ t}$$

Die Knickspannung beträgt somit, wenn der Querschnitt

$$F = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) = \frac{\pi}{4} (5,24^2 - 5^2) = 1,9 \text{ m}^2 \text{ ist:}$$

$$\sigma_k = \frac{Q_{kr}}{F} = \frac{7500}{1,9} = 3940 \text{ t/m}^2 \text{ bzw. } 394 \text{ kg/cm}^2$$

Infolge des Eigengewichts tritt als höchste Druckspannung im untersten Querschnitt auf:

$$\sigma_D = \frac{G}{F} = \frac{405\,000}{19\,000} = 21,4 \text{ kg/cm}^2$$

Die Sicherheit gegen Biegeknicken der Röhre als Ganzes beträgt somit

$$S = \frac{394}{21,4} = 18,4$$

Das Säurefutter wird nunmehr auf Ausbeulen untersucht. Zunächst kann es als lange und breite Röhre angesehen werden, die die Ausbildung mehrerer Beulen in Längs- und Umfangsrichtung zuläßt (s. Tafel 2, Fall 1).

Unter Berücksichtigung des Vorbeulens und des nicht vollkommen elastischen Baustoffs, für den $m = 5$ angenommen wird, ergibt sich als Vorbeulspannung [Gl. (6a) u. (9)] mit $T = 156\,000$, $r = \frac{524 + 500}{4} = 256 \text{ cm}$ und $s = 12 \text{ cm}$:

$$\sigma_k = \frac{0,3}{\sqrt{3}} \cdot \frac{s}{r} \sqrt{\frac{EK}{1-\mu^2}} = \frac{0,3}{1,73} \cdot \frac{12}{256} \sqrt{\frac{170\,800 \cdot 156\,000}{1-1/25}} = 1355 \text{ kg/cm}^2$$

Der unterste Teil des Säurefutters wird als kurze Röhre aufgefaßt, die durch das Eigengewicht des oberen Teiles eingespannt ist. Als Länge wird der Grenzwert angenommen, bis zu dem sich eine halbe Wellenlänge einer Ausbeulung erstrecken würde. Nach Gl. (6b) ist:

$$\frac{\lambda}{2} = 1,72 \sqrt{rs} \sqrt{\frac{K}{E}} = 1,72 \sqrt{256 \cdot 12} \sqrt{\frac{156\,000}{170\,000}} = 93,4 \text{ cm}$$

Setzt man also $l = 94 \text{ cm}$, dann beult die Wand aus bei

$$\sigma_k = \frac{T \pi^2}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{s}{l}\right)^2 = \frac{156\,000 \pi^2}{12 \cdot 24/25} \left(\frac{12}{94}\right)^2 = 2145 \text{ kg/cm}^2$$

²⁾ Die Werte $E = 170\,800$ und $E' = 143\,800$ sind entnommen aus Boerner, Statische Tabellen. Berlin 1940, Wilh. Ernst & Sohn.

Diese Spannung liegt höher als die Beulspannung für den langen und breiten Zylinder.

Maßgebend wird also die Biegeknickspannung, d. h., es kann die Standfestigkeit des Säurefutters als 18,4fach bezeichnet werden.

Zu b:

Als Werkstoff für eine Ausführung als geschweißte Blechröhre wird St 37.12 mit einer Streckgrenze von 2400 kg/cm^2 gewählt ($\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$).

Eigengewicht: $G = 5 \pi \cdot 0,005 \cdot 100 \cdot 7850 = 61\,700 \text{ kg}$.

$$J = \frac{\pi}{64} (5,01^4 - 5,00^4) = 0,246 \text{ m}^4$$

$$F = \pi D s = \pi \cdot 500,5 \cdot 0,5 = 786 \text{ cm}^2$$

Mit $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ wird das gefährliche Eigengewicht:

$$Q_{kr} = 7,83 \cdot \frac{2,1 \cdot 10^6 \cdot 0,246}{100^2} = 405,0 \text{ t}$$

somit die Sicherheit gegen Biegeknicken:

$$S = \frac{405,0}{61,7} = 6,55$$

Die Druckspannung im untersten Querschnitt infolge Eigengewichts beträgt:

$$\sigma_D = \frac{61\,700}{786} = 78,5 \text{ kg/cm}^2$$

Vorbeulen tritt auf bei ($m = 10/3$):

$$\sigma_k = 0,3 \cdot \frac{0,5}{250,25} \cdot \frac{2,1 \cdot 10^6}{\sqrt{3(1-0,3^2)}} = 761 \text{ kg/cm}^2$$

Die halbe Wellenlänge einer Ausbeulung wird nach Gl. (6):

$$\frac{\lambda}{2} = 1,72 \sqrt{rs} = 1,72 \sqrt{250,25 \cdot 0,5} = 19,25 \text{ cm}$$

Die Beulspannung einer kurzen Röhre von der Länge $19,25 \text{ cm}$ beträgt (Tafel 2, Fall 2):

$$\sigma_k = \frac{2,1 \cdot 10^6 \pi^2}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{0,5}{19,25}\right)^2 = 1300 \text{ kg/cm}^2$$

Maßgebend wird also für die Blechröhre die Biegeknickspannung. Die Standsicherheit beträgt: $S = 6,55$.

Dieser Wert ist ausreichend.

6. Schrifttum.

- [1] Timoshenko, Handbuch d. phys. u. techn. Mech., IV. Bd., Lfg. 1, S. 81 ff. Leipzig 1929, Barth.
- [2] A. G. Greenhill, Cambridge Phil. Soc. Proc. 4, 1881.
- [3] A. Dinnik, Berichte des Berginstitutes in Jekaterinoslaw, 1915.
- [4] Wagner-Klimm, Bauelemente des Flugzeuges. München 1940, R. Oldenbourg.
- [5] Heck u. Ebner, Luftfahrtforschung, Bd. 11 (1935), Nr. 8, S. 219.
- [6] Ebner, Luftfahrtforschung, Bd. 14 (1937), Lfg. 3, S. 93 bis 115.
- [7] Donell, Trans. Americ. Soc. mech. Engr., Bd. 56 (1934), Nr. 11.
- [8] Dschou, Luftfahrtforschung, Bd. 11 (1935), Nr. 8, S. 233.
- [9] Heck, Luftfahrtforschung, Bd. 14 (1937), Lfg. 3, S. 137.
- [10] H. Wagner, Luftfahrtforschung, Bd. 13 (1936), Nr. 9, S. 281.
- [11] Kromm, Luftfahrtforschung, Bd. 15 (1938), Nr. 10/11, S. 517.
- [12] Schapitz, Luftfahrtforschung, Bd. 14 (1937), Lfg. 3, S. 129.
- [13] Kappus, Drillknicken zentrisch gedrückter Stäbe mit offenem Profil im elastischen Bereich. Luftfahrtforschung, Bd. 14 (1937), Lfg. 9, S. 444.

Alle Rechte vorbehalten.

Schiffshebewerk mit flachem, waagrechttem Schwimmkörper.

Von Oberingenieur Böttcher, VDI, Duisburg.

In einer früheren Abhandlung¹⁾ ist der Entwurf eines neuartigen Schiffshebewerks mit flachem, waagrecht liegendem Schwimmer besprochen und an Hand der Ergebnisse von Versuchen an einem Modell im Maßstab 1:50 gezeigt worden, daß die dem Entwurf zugrunde liegenden Überlegungen richtig sind. Die weitere Untersuchung der Ausbildungsmöglichkeiten für ein solches Hebewerk führte zu zwei neuen Entwürfen, die noch mancherlei zusätzliche Vorteile bringen. Beide Entwürfe sind für das 1500-t-Schiff vorgesehen.

Bei dem ersten Entwurf (Abb. 1) ist der Trogträger unter dem Trog, zwischen Trog und Schwimmkörper, angeordnet. Die Höhe des Trägers entspricht der Hubhöhe. Er führt sich mittels Laufrollen an Laufschienen, die im Bereich der Tauchgrube an den Wänden der Grube und oberhalb der Grube an besonderen Führungsgerüsten angebracht sind. Wie die Abbildung zeigt, handelt es sich nicht um einen Träger im eigentlichen Sinne, sondern nur um Stützen oder Steifen, die zwischen Trog und Schwimmkörper angeordnet sind. In einem oder mehreren Feldern werden die Stützen, um waagerechte Verschiebungen zwischen Schwimmer und Trog zu vermeiden, durch Gitterwerk miteinander verbunden. Seitlich neben der Tauchgrube schließt sich ein flaches Becken an, das mit

der Tauchgrube in Verbindung steht. Die Führungsgerüste auf dieser Seite der Tauchgrube lassen sich wegnehmen. Das Becken hat eine etwas größere Breite und Länge als der Schwimmkörper. Seine Oberkante schneidet mit der Oberkante der unteren Haltung ab. Die Tiefe des Beckens ist um ungefähr 1 m größer als der Tiefgang des Schwimmkörpers. Der Schwimmer hat bei leerem Trog einen Freibord, entsprechend dem Gewicht des Wasserinhalts des Trägers. Der Schwimmkörper kann entweder auf der unteren Haltung durch einen besonderen abschließbaren Kanal in das Becken gebracht werden oder, falls man den Kanal vermeiden will, kann der Schwimmkörper unmittelbar im Becken gebaut werden. Das Becken kann während des Aufbaues gegen die Tauchgrube durch eine wegnehmbare Wand abgeschlossen werden, so daß die Herstellung der Tauchgrube nicht behindert wird. Ist der Träger mit dem Trog fertig zusammengebaut und die Tauchgrube fertiggestellt, wird die Trennwand zwischen Becken und Tauchgrube entfernt und der ganze bewegliche Teil, nach Anfüllen der Tauchgrube mit Wasser bis zur Oberkante der unteren Haltung, seitlich über die Tauchgrube geschoben. Dann wird die Tauchgrube bis zum betriebsmäßigen Wasserstand leergepumpt, wobei sich auch gleichzeitig das Becken entleert. Hierauf werden die Führungsgerüste auf der Beckenseite aufgestellt und der Träger durch Einbau der Laufräder an die Führungen

¹⁾ Bautechn. 1938, Heft 38, S. 489.

angeschlossen und gleichzeitig der Schwimmkörper in beiden Richtungen durch das Hub- oder Fahrwerk genau waagrecht eingestellt. Nun wird der Trog mit Wasser gefüllt, bis der Schwimmkörper ganz eingetaucht ist. Durch das Fahrwerk wird der Schwimmkörper dann so weit gesenkt, daß der Wasserstand im Trog mit dem Wasserstand der oberen Haltung übereinstimmt. Der Schwimmkörper ist hierbei ungefähr 0,5 m unter Wasseroberfläche. Der Trog wird an die obere Haltung gelegt, die Tore werden geöffnet, und das Hebewerk ist betriebsfertig.

Ein besonderer Vorteil der Anwendung des Beckens liegt darin, daß der Träger mit dem leeren Trog zwecks Instandsetzung oder Erneuerung des Anstrichs in das Becken gebracht und hier durch Entleeren des Beckens gedockt werden kann. Das geschieht am besten während der Stilllegung des Schiffsbetriebes im Winter.

Steht der Trog an der unteren Haltung, so sollen die oberen Trägergurte noch nicht in das Wasser der Tauchgrube eintauchen, und bei Stellung des Troges an der oberen Haltung soll der untere Troggurt noch nicht aus dem Wasser der Tauchgrube austreten. Während des Betriebes des Hebewerks tritt also nur durch die Pfosten und Schrägen eine Änderung des Auftriebes auf.

Bei der Ausführung nach Abb. 1 hat der Schwimmkörper ungefähr die gleiche Länge wie der Trog. Die Anfertigung der Grube bei wasserundurchlässigem Boden bereitet keine Schwierigkeiten. Die Führungsgerüste können auf dem Boden des Beckens, wenn gewünscht, fahrbar gemacht werden, so daß sie nach Lösen der Verankerung leicht verschoben werden können.

Hat man es mit nachgiebigem oder mit wasserundurchlässigem Boden zu tun, so kommt eine Ausführung nach Abb. 2 in Frage. Diese Anordnung eignet sich auch besonders für Hubwerke von größerer Hubhöhe. Wie die Abbildung zeigt, ist hier der Schwimmkörper nur so lang, daß er zwischen den fest eingebauten Stützen hindurchgeht. Der Schwimmkörper wird hierbei so breit gehalten, daß er dieselbe Wasserverdrängung erreicht bei gleicher Höhe wie der Schwimmkörper nach Abb. 1. Die größere Breite gewährleistet gleichzeitig eine größere Standsicherheit des Schwimmkörpers beim Aufbau der Stützen und des Trogträgers mit dem Trog. Der Trogträger liegt bei dieser Anordnung neben dem Trog. Beim Einschwimmen geht der Trog mit Träger ohne weiteres über die festen Führungsgerüste weg. Um eine möglichst billige Tauchgrube zu erhalten, könnte der Schwimmer im Querschnitt kreis- oder ellipsenförmig ausgeführt werden, wodurch dann in die Wände der Tauchgrube nur Druck käme, so daß also Eiseneinlagen für die Wände nicht erforderlich wären. Das Biegemoment bei der flachen Grube ist bei der Ausführung nach Abb. 2 nur halb so groß wie bei der Ausführung nach Abb. 1.

Bei beiden Entwürfen hat die Tauchgrube senkrechte Wände; ihre Baumaße sind so gewählt, daß ringsherum zwischen Grubenwand und den Wänden des Schwimmkörpers ein Spalt von ungefähr 1 bis 1,3 m Weite vorhanden ist. Beim Bewegen des Schwimmkörpers wird das Wasser durch diesen Spalt von der einen Seite des Schwimmkörpers auf die andere Seite gedrückt. Durch die hierbei an den Wänden entstehende Reibung wird verhindert, daß der Trog und der Schwimmkörper bei selbsttätiger Bewegung eine zu große ungewollte Geschwindigkeit annehmen. Die Bewegung soll nur wenig schneller als beim gewöhnlichen Betrieb sein. Es ist daher eine besondere Sicherheitsvorrichtung für den Fall, daß der Trog leerläuft, überflüssig. Auch bei Beschädigung des Schwimmkörpers und Eindringen von Wasser besteht keine Gefahr; denn der Trog kehrt in beiden Fällen in seine Endlagen oben oder unten mit der annähernd gleichen Geschwindigkeit wie beim gewöhnlichen Betrieb zurück und hebt sich beim Leerlaufen langsam und ohne Stoß aus dem Wasser. Bei Außerbetriebsetzung des Hebewerks werden die Fahrbremsen gelüftet, damit sich der Trog leicht in Bewegung setzen kann.

Bei Zwei- oder Mehrschwimmerhebewerken kann der Trog beim Leerlaufen oder bei Beschädigung eines Schwimmers in jeder beliebigen Stellung zwischen den Haltungen festgehalten werden und kann nicht wieder bewegt werden, bevor der Übelstand behoben ist, was unter Umständen Wochen oder sogar Monate dauern kann. Während dieser Zeit steht die Sicherheitsvorrichtung immer unter Druck von 3500 t, während bei der Einschwimmerbauweise der Trog an der oberen oder unteren Haltung steht und keine Belastung der Führungsgerüste hervorruft. Die besonderen Vorteile des neuen Einschwimmerhebewerks mit waagrecht liegendem Schwimmer seien nachstehend nochmals zusammengefaßt.

1. Fortfall einer besonderen Sicherheitsvorrichtung, da der Trog schon bei teilweise auslaufendem Wasser (ungefähr $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{10}$ seines Inhalts) selbsttätig in die obere Stellung fährt und der Schwimmkörper um so viel aus dem Wasser austaucht, als Wasser aus dem Trog ausgelaufen ist. Hierbei kommt der Trog völlig stoßfrei zur Ruhe und hebt sich nur langsam weiter aus dem Wasser bis zur vollen Entleerung.

2. Als Antrieb können reine Rädergetriebe mit Zahnstangen verwendet werden. Der Wirkungsgrad dieses Triebwerks ist mindestens doppelt so hoch wie ein Antrieb mit Spindeln. Dadurch wird der höhere Kraftverbrauch zur Überwindung des Widerstandes, der durch das Strömen des Wassers durch den Schlitz am Schwimmkörper beim Bewegen des Troges entsteht, ausgeglichen.

3. Der Schwimmkörper wird durch den Trog waagrecht geführt und in dieser Lage durch die Ringwellenleitung gehalten, infolgedessen sind innerhalb des Schwimmkörpers keine besonderen Schottwände

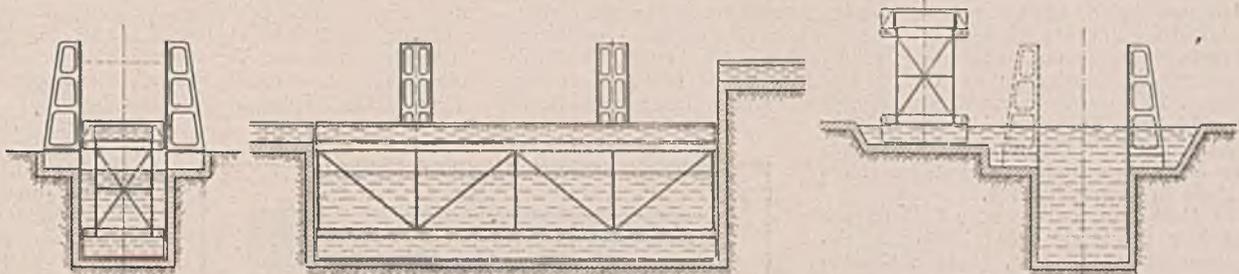


Abb. 1. Schiffshebewerk mit flachem, langem Schwimmkörper.

erforderlich. Etwa eindringendes Wasser verteilt sich gleichmäßig im ganzen Schwimmkörper, so daß auch bei Verletzung des Schwimmkörpers keine Krängungsmomente auftreten. Der Trog geht langsam nach unten und setzt sich in der Trogkammer auf Stützen auf.

4. Infolge Fortfalls der Sicherheitsvorrichtung haben die seitlichen Stützvorrichtungen keine Kräfte aufzunehmen, während bei Anordnung einer besonderen Sicherheitsvorrichtung in die Stütz- und Führungsgerüste eine lotrechte Kraft von ungefähr 3500 t geleitet wird. Diese ungeheure Kraft muß durch die Spindelmutter auf die Spindel, durch das Spindelagere und durch entsprechend starke Verankerungen auf entsprechend schwere Gründungskörper übertragen werden. Es nimmt also an dieser Übertragung eine große Anzahl von Bauteilen teil. In jedem dieser Teile kann unter Umständen ein Bruch entstehen, der dann zur vollständigen Zerstörung des Hebewerks führen wird.

5. Die Sicherheitsvorrichtung bei einem Schiffshebewerk mit senkrechten Schwimmern verursacht schätzungsweise einen Kostenaufwand von 1 Mill. RM.

6. Wenn wasserundurchlässiger Boden vorhanden ist, braucht die Tauchgrube des Hebewerks nur leicht mit Beton ausgekleidet zu werden, da in diesen Wänden, wenn die Tauchgrube mit Wasser gefüllt ist, nur sehr geringe Kräfte auftreten.

7. Bei lotrechten Schwimmern müssen die Schwimmschächte mit gußeisernen Tübbings ausgekleidet werden, wozu schätzungsweise 1000 t Gußeisen erforderlich sind, während bei der Tauchgrube für den flachen Schwimmer überhaupt kein Eisen für die Wände erforderlich ist.

8. Die Tauchgrube für den waagerechten Schwimmer ist verhältnismäßig flach, während bei zwei lotrechten Schwimmern sehr tiefe Schwimmschächte erforderlich sind. Diese Schwimmschächte haben im unteren Teil sehr hohen Wasserdruck auszuhalten, wodurch die Schwimmer sehr schwer werden.

9. Der flache Schwimmkörper kann bei dem Entwurf nach Abb. 1 schon während des Baues der Tauchgrube auf einer Werft fertiggestellt und dann auf dem Wasserwege zum Hebewerk befördert werden. Nach Anfüllen der Tauchgrube und der Trogkammer mit Wasser kann der

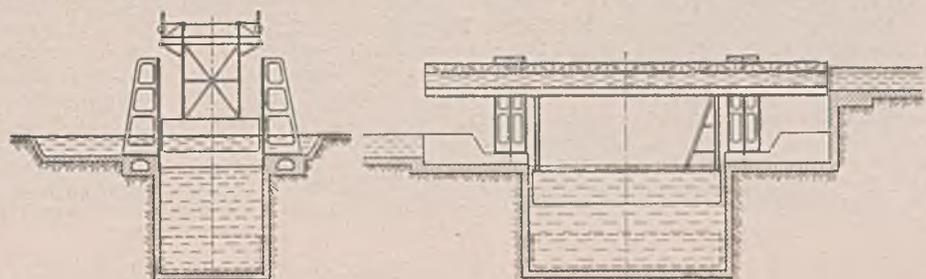


Abb. 2. Schiffshebewerk mit flachem, kurzem Schwimmkörper.

Schwimmkörper durch die untere Haltung eingeführt und in das seitliche Becken gebracht werden. Nach Einbringen des Schwimmkörpers und nach dem Aufbau des Troges mit den Stützen wird der Schwimmkörper seitlich über die Tauchgrube gebracht, dann wird die Trogkammer wieder entleert und das Wasser in der Tauchgrube auf den betriebsmäßigen Wasserstand gebracht. Auf die umgekehrte Weise kann der Schwimmkörper zum Ausbessern ausgebaut werden.

10. Bei lotrechten Schwimmern kann mit dem Aufbau der Schwimmer erst nach Fertigstellung der Schwimmschächte und der Trogkammer begonnen werden. Die Bauzeit verkürzt sich für das ganze Hebewerk mit waagrechttem Schwimmer um wenigstens 12 bis 15 Monate.

11. Der Gesamtpreis des Hebewerks mit waagrechttem Schwimmkörper ist schätzungsweise 1,5 bis 2,0 Mill. RM niedriger als bei einem Hebewerk mit lotrechten Schwimmern. Bei den heutigen Preisen dürfte der Unterschied noch höher werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Friedrich Wilhelm Otto Schulze zum Gedächtnis.

Nach kurzem Krankenlager verstarb am 7. Juni d. J. in Danzig-Langfuhr der verdienstvolle Hochschulprofessor Geheimer Regierungsrat Dr.-Ing. e. h. F. W. Otto Schulze.

Am 13. August 1868 in Wriezen a. d. O. geboren, bestand er nach dem Besuch der Technischen Hochschule Berlin im Jahre 1891 die Prüfung als Regierungsbauführer des Bauingenieurfaches mit Auszeichnung. 1896 erhielt er im Schinkel-Wettbewerb den ersten Preis und den Staatspreis. Im gleichen Jahre wurde er nach bestandener zweiter Staatsprüfung zum Regierungsbaumeister ernannt. Als solcher war er bei staatlichen Wasser- und Hafengebäuden in Stettin und Swinemünde tätig und vom Jahre 1902 ab als Hilfsarbeiter im Ministerium der öffentlichen Arbeiten in Berlin beschäftigt. Anfang 1904 wurde er zum Wasserbauinspektor ernannt und noch im Herbst des gleichen Jahres als ordentlicher Professor auf den Lehrstuhl für Wasserbau an die neugegründete Technische Hochschule in Danzig berufen.

Nach diesem glänzenden Aufstieg fand er hier in Danzig sein eigentliches Betätigungsfeld, denn F. W. Otto Schulze war der geborene Hochschullehrer. In klarer Vortragsweise verstand er es, in seinen zahlreichen Hörern die Liebe und Begeisterung für die großen Aufgaben seines Lehrfaches, des See- und Hafengebäues, zu wecken und zu fördern und ihnen eine sichere theoretische Grundlage für ihren späteren Beruf zu vermitteln. Der Verstorbene war aber nicht nur ein hervorragender Lehrer, sondern ebenso sehr ein aufrichtiger Freund der Jugend, die den festen Charakter und das kerndeutsche Wesen dieses vortrefflichen Mannes und Meisters seines Faches sehr rasch erkannte und ihm stets in tiefer Liebe und Verehrung zugetan war.

Während seiner Tätigkeit als Hochschullehrer arbeitete F. W. Otto Schulze an seinem dreibändigen Werk über „See- und Hafengebäude“, das er in den Jahren 1911, 1913 und 1936 bei Wilh. Ernst & Sohn erscheinen ließ. Das Werk hat in Fachkreisen die beste Aufnahme gefunden und den Namen des Verfassers weit über Deutschlands Grenzen hinaus bekanntgemacht. Ferner arbeitete er mit an dem „Handbuch für Eisenbetonbau“, dem Werk von Tolkmitt über „Bauleitung und Bauführung“ sowie an Luegers „Lexikon der gesamten Technik“. Auch die Errichtung und erste Betreuung der Wasserbauversuchsanstalt auf dem Gelände der Danziger Hochschule sind das Werk des Verstorbenen.

Mehrere Studienreisen führten ihn ins Ausland, so nach Italien, Ungarn, Ägypten und den Balkanländern. Ferner nahm er an den internationalen Schiffahrtkongressen in Mailand, Petersburg und Philadelphia teil. Bei den internationalen Hafengebäudewettbewerben in Helsingborg und Trelleborg wurden seine Entwürfe angekauft.

Neben seiner umfangreichen beruflichen Tätigkeit stellte F. W. Otto Schulze seine reichen Kenntnisse und Erfahrungen auch jederzeit bereitwillig in den Dienst der Allgemeinheit, insbesondere der Stadtgemeinde und der ehemaligen Freien Stadt Danzig. Viele Jahre gehörte er der Stadtverordnetenversammlung und verschiedenen Fachausschüssen an. Während der Abtrennung Danzigs vom Reich war er in den Jahren 1924 und 1925 parlamentarischer Senator der Danziger Regierung. Umfangreich war auch seine Tätigkeit in mehreren technischen Vereinen.



In den Jahren 1919 bis 1923 leitete F. W. Otto Schulze als Rektor die Geschicke der Technischen Hochschule in Danzig, und in dieser Zeit leistete er ihr große Dienste. Es waren die Jahre der schweren Kämpfe um die Erhaltung der Technischen Hochschule Danzig für das Deutschtum. Vorbildlich meisterte er hier seine Aufgabe durch seinen weitschauenden Blick und sein schnelles, entschlossenes Handeln. So gründete er damals die „Gesellschaft der Freunde der Technischen Hochschule Danzig“, die dem umbrandeten Bollwerk des Deutschtums im Osten stärkste Unterstützung zuteil werden lassen konnte. Daneben rief er die „Deutsche Studentenschaft der Technischen Hochschule Danzig“ ins Leben, mit deren Hilfe es möglich wurde, den polnischen Einfluß fast restlos zu unterdrücken. Durch diese und andere kluge Maßnahmen gelang es ihm, die stark gefährdete Danziger Hochschule als Bildungsstätte deutschen Geistes und deutscher Kultur unversehr zu erhalten und ihre reibungslose Rückgliederung ins Deutsche Reich zu ermöglichen. Das soll ihm unvergessen sein!

Den Weg zu Adolf Hitler fand F. W. Otto Schulze trotz seines vorgeschrittenen Lebensalters verhältnismäßig früh. Seine Teilnahme an dem Parteitag in Nürnberg im Jahre 1937 bedeutete für ihn ein großes Erlebnis, und ebenso war der Festakt in dem ehrwürdigen Danziger Artushof mit der bedeutsamen Führerrede am 19. September 1939 nach Beendigung des Polenfeldzugs nach seinen eigenen Worten die größte Felerstunde seines Lebens.

Am 1. Oktober 1937 wurde F. W. Otto Schulze in seinem 70. Lebensjahre von seinen Verpflichtungen als Hochschullehrer entbunden. Sein unermüdlicher Fleiß aber ließ ihn auch jetzt noch nicht ruhen. So schrieb er auf Wunsch der Studentenschaft u. a. die umfangreiche Geschichte der Danziger Technischen Hochschule. Dieses Werk konnte er wenige Tage vor seinem leider viel zu frühen Tode noch vollenden.

Bei den großen Verdiensten des Verstorbenen konnten Anerkennungen und Ehrungen aller Art nicht ausbleiben. Von den vielen Auszeichnungen, die ihm zuteil wurden, seien nur genannt die Verleihung des Roten-Adler-Ordens IV. Kl. im Jahre 1908 sowie verschiedener Kriegsdorden im Weltkriege, ferner die Verleihung des Charakters als Geheimer Regierungsrat im Jahre 1917, die Würde eines Dr.-Ing. e. h. durch die Technische Hochschule Berlin im Jahre 1924 und schließlich seine Ernennung zum Ehrenmitglied des Berliner Architekten- und Ingenieur-Vereins und der Hafentechnischen Gesellschaft in Hamburg.

F. W. Otto Schulzes große Verdienste um die Danziger Hochschule und die ihm anvertraute Jugend wurden in der Trauerfeier am 11. Juni d. J. vom Rektor der Danziger Hochschule, Professor Dr. Pohlhausen, nochmals eindrucksvoll gewürdigt. Um den Verlust dieses hervorragenden Menschen und allzeit bewährten Lehrers der Jugend trauern nicht nur seine treue Gattin und langjährige Lebensgefährtin mit ihren Kindern, sondern auch ein großer Kreis von Freunden, Kollegen, früheren Schülern und Bekannten, die ihrem unvergeßlichen F. W. Otto Schulze ein ehrendes Andenken bewahren werden weit über das Grab hinaus. Bruns.

Vermischtes.

Neuausgabe der Normblätter DIN 1072 — Straßenbrücken, Belastungsannahmen — und DIN 1073 — Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken. Der Reichsverkehrsminister hat mit Runderlaß vom 13. Mai d. J. — W 2. T 3. 188 das neue Normblatt DIN 1073 und mit Runderlaß vom 13. Juni d. J. — W 2. T 3. 233 das neue Normblatt DIN 1072 für seinen Geschäftsbereich eingeführt. Er weist darauf hin, daß in DIN 1072 die wichtigste Änderung die Einführung der Belastungsannahme für das 40-t-Raupenfahrzeug ist und daß auch fertige Entwürfe für neue Brücken der Klasse I gegebenenfalls danach umzurechnen sind, auch wenn sie schon werkstattfertig ausgearbeitet sind. Für DIN 1073 hebt der Runderlaß die folgenden Abweichungen der Neuausgabe von der früheren Fassung (September 1931) hervor:

In § 3 sind die für die Fließgrenze von St 37 und St 52 anzunehmenden Werte von 2400 und 3600 kg/cm² angegeben.

§ 4 des alten Normblattes ist fortgefallen, da eine entsprechende Bestimmung über die Wahl des Werkstoffes in DIN 1079, § 3, enthalten ist.

In § 5, Ziffer 6, ist im dritten Absatz nicht mehr von Haupt- und Zusatzspannungen die Rede, sondern von Spannungen, die von den Haupt- und Zusatzkräften herrühren.

In § 6 ist an Stelle der Bezeichnung „Stoßzahl“ die Bezeichnung „Schwingbeiwert“ getreten. Dieser Schwingbeiwert ist in Abhängigkeit von der Sprenzahl der Brücke gebracht und wird nach Tafel I oder Bild 14 ermittelt.

In § 7 ist vorgeschrieben, daß bei Tragwerken mit mehr als zwei Hauptträgern diese durch lastverteilende Querverbände zu verbinden sind und das Tragwerk als Trägerrost zu berechnen ist.

In den Tafeln 2 und 3 sind die Angaben über St 48 fortgelassen.

§ 10 und 11 sind vorläufig unverändert übernommen worden; sie werden nach Erscheinen des Normblattes DIN 4114 — Knick- und Beulvorschriften — durch die Vorschriften dieser Norm ersetzt.

In § 12 sind Vorschriften über die Berücksichtigung von ausmittliger Anschlag der Windverbandstäbe an den Gurtungen hinzugekommen.

Der von den Stützen handelnde § 13 ist neu hinzugefügt.

In § 14 sind unter Ziffer 1 Angaben über den Werkstoff bei Niet- und Schraubenverbindungen gebracht. Ferner ist im ersten Absatz der Lochleibungsdruck allgemein auf das Zweifache der zulässigen Zug- und Biegebeanspruchung der anzuschließenden Teile beschränkt.

In § 15 ist im vierten Absatz neu hinzugekommen, daß für die Schubspannung T_{zul} der Stege und Stegbleche von Trägern das 0,6-fache der zulässigen Zug- und Biegebeanspruchung anzunehmen ist.

In § 17 ist Bild 25 des alten Normblattes fortgelassen.

In § 20 ist die zulässige Durchbiegung von Tragwerken allgemein auf $1/500$ der Stützweite festgesetzt.

Der Tiberdurchstich bei Spinaceto. Der Bau eines neuen Wasserflughafens auf dem Gelände der Weltausstellung erforderte die Beseitigung einer der vielen Krümmungen des Tiber. Die wesentlichen Merkmale des Planes sind: Länge des neuen Durchstichs 1290 m, Verkürzung des alten Flußlaufes etwa 2700 m, Breite zwischen der Achse der beiderseitigen Uferdeiche 220 m, Breite in Niedrigwasserhöhe 75 m. Dieses Maß entspricht der gleichbleibenden Breite der schiffbaren Flußstrecke zwischen Rom und dem Meere. Die Sohle des Durchstichs liegt auf $-1,5$, Gelände auf $+6,50$ und die Deichkrone auf $+13,50$ m. Das außergewöhnliche Hochwasser vom 18. Dezember 1937 führte zu einer Unterbrechung der Bauarbeiten sowie zu einigen Planänderungen, die im wesentlichen in der Vergrößerung des Deichabstandes auf 400 m und in der Erhöhung der Deichkrone auf $+14,00$ m bestanden. Insgesamt sind 1,3 Mill. m³ Erde teils mit staatlichen Baggern, teils mit Hand bewegt und durchschnittlich 4 km weit befördert worden.

Der Verbindung der Via del Mare mit dem neuen Wasserflughafen dient eine 360 m lange und 13 m breite

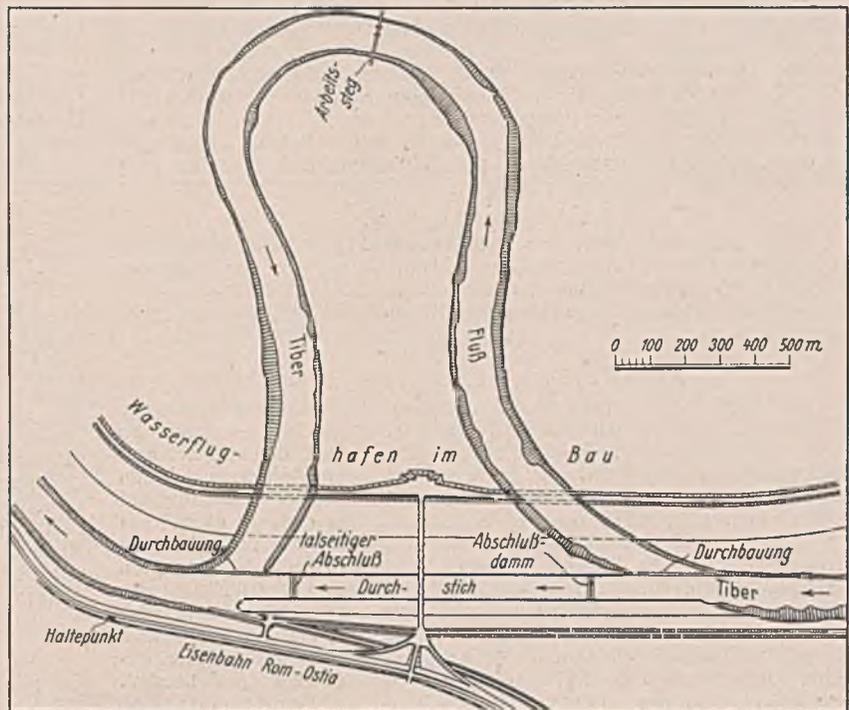


Abb. 1. Tiberdurchstich bei Spinaceto.

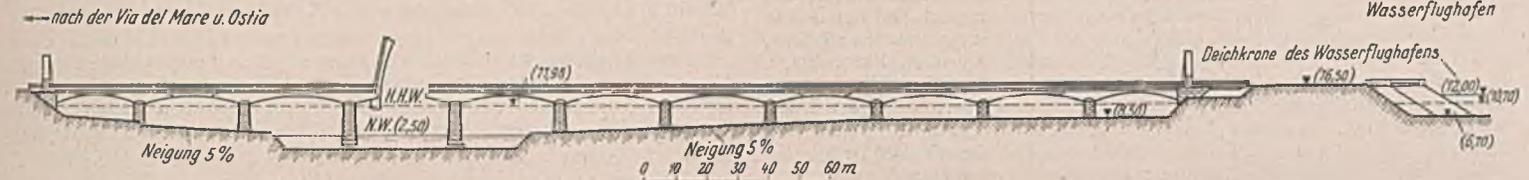


Abb. 2. Querschnitt des neuen Durchstiches mit der Verbindungsbrücke nach dem Wasserflughafen.

Straßenbrücke (Abb. 2). Zum Schutze gegen Auswaschungen bei Hochwasser erhielten die Böschungen des Durchstichs eine oberhalb der Niedrigwasserlinie 1 m dicke Basaltsteinverkleidung. Die Ausführung der Arbeiten erforderte 400000 Arbeitstage und einen Kostenaufwand von 19 Mill. Lire. Am 12. August 1940 konnte der Wasserflughafen in Gegenwart des Duce eingeweiht werden (Ann. Lav. Pubb., Oktober 1940, S. 937 bis 941).

Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Haller VDI,
Tübingen.



Abb. 3.

Arbeitssteg über den Tiber für die Beförderung des Baggerguts.

Zuschriften an die Schriftleitung.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

Grundsätzliches über die Berechnung von Spundwänden.

Einigen Behauptungen des Aufsatzes¹⁾ von Professor Dr.-Ing. v. h. E. Jacoby muß widersprochen werden.

Zu Abschnitt 3, S. 89.

1. Die Summe der lotrechten Kräfte muß Null sein, wenn überhaupt ein Gleichgewichtszustand erreicht werden soll. Es ist wohl denkbar, daß die lotrechten Kräfte an sich gleich Null sind, daß also keine Wandreibung auftritt, wie es bei den Buchholz'schen Ankerplatten der Fall ist. Bei einer eingerammten Wand mit außermittiger seitlicher Belastung (Abb. 1) sucht der Gleitkeil vor der Wand (in der Belastungsrichtung) die Wand nach oben herauszuheben.

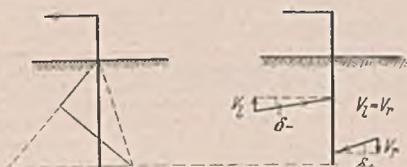


Abb. 1.

Dieser Bewegung wirkt aber die Reibung am unteren Wandende entgegen. Der Erdwiderstand vor der Wand ist aufwärts, der Widerstand hinter der Wand abwärts gerichtet. Infolgedessen tritt vor der Wand eine Erhöhung, hinter der Wand eine Verminderung des Erdwiderstandes ein. Für den Gleichgewichtszustand muß die Summe der lotrechten Teilkräfte gleich Null sein.

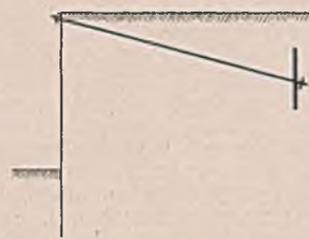


Abb. 2.

2. Wieso die Vernachlässigung der Wandreibung die Annahme ebener Gleitflächen berichtigt, ist nicht einzusehen. Auch bei gekrümmten Gleitflächen ergeben sich bei Reibungsböden durch Wandreibung Erhöhungen des Erdwiderstandes bis auf das Doppelte. Derartige bedeutende Erhöhungen zugunsten der Sicherheit zu vernachlässigen, wäre Verschwendung, zumal in der heutigen Zeit, in der jeder Baustoff voll ausgenutzt werden soll.

¹⁾ Bautechn. 1941, Heft 8, S. 88.

3. Die Wandreibung zu vernachlässigen, nur um die Berechnung zu vereinfachen, ist nur dann gerechtfertigt, wenn dadurch das Ergebnis nur unwesentlich beeinflusst wird, wie dies etwa beim Erddruck (tätigen Erddruck) der Fall ist. Für Erdwiderstand ist die Vereinfachung nicht vertretbar.

4. Es trifft nicht zu, daß die Wandreibung den Erdwiderstand stets vergrößert. Es gibt in der Praxis oft Fälle, bei denen eine Verminderung des Erdwiderstandes berücksichtigt werden muß. Beispielsweise wird vor einer Ankerwand nach Abb. 2 der Erdwiderstand infolge des nach oben gerichteten Ankerzuges verringert.

Zu Abschnitt 4, S. 90.

5. Die Schlußfolgerung, daß sich bei einer tiefer gerammten Wand die Bruchsicherheit der Wand verringern kann, widerspricht der Erfahrung. Es gibt in Wirklichkeit keine starren Wände. Die Gleichungen 1 bis 3 sind also auf Voraussetzungen aufgebaut, die der Wirklichkeit nicht ganz gerecht werden.
Dr. Blum, Dortmund.

Erwiderung des Verfassers.

Zu 1 und 4. Der nach der klassischen Erddrucklehre bestimmte Erddruck ist nicht der wirklich auftretende, sondern ein Grenzwert. So ist der Erdwiderstand der Grenzwert des Widerstandes, den das Erdreich einer seitlichen Verschiebung der Wand entgegenzusetzen kann. Wenn man eine Wand nach oben herauszieht, so kommt der Erdwiderstand nicht zur Wirkung, sein Grenzwert ändert sich aber dadurch nicht. Bei schräg nach oben gerichtetem Ankerzug widersteht der Erdwiderstand der waagerechten, die Reibung zwischen Wand und Erde der lotrechten Teilkraft des Ankerzuges. Wenn der Winkel zwischen der Richtung des Ankerzuges und der Senkrechten auf die Ankerplatte größer ist als der Reibungswinkel, so ist Gleichgewicht nicht möglich, und die Platte wird sich heben. Auch in anderen Fällen kann es vorkommen, daß die lotrechten Teilkräfte der Erddrücke nicht für sich im Gleichgewicht sind. Zum Beispiel ist bei einer verankerten Wand die Summe der tätigen Erddruckkräfte größer als der widerstehende Erddruck. Wenn die Kräfte unter dem Reibungswinkel angesetzt werden, so ist hier die Summe der lotrechten Teilkräfte des tätigen und des widerstehenden Erddrucks nicht Null. Gleichgewicht wird hier nur dadurch erreicht, daß der Boden einen Eindringungswiderstand entgegensetzt. Es ist auch durchaus möglich, daß eine Wand nach Abb. 1 der Zuschrift sich nach oben hin bewegt.

Zu 2. Denkt man sich eine vom Fußpunkt der Wand ausgehende kreisförmige Gleitfläche, deren Mittelpunkt in der Fortsetzung der Wand nach oben liegt, so findet bei einer Vorwärtsbewegung der Wand und des vor ihr längs der Gleitfläche gleitenden Erdkörpers keine gegenseitige Verschiebung von Erdkörper und Wand gegeneinander statt, und auch bei rauher Wand kann die Reibung zwischen Wand und Erde keinen Einfluß auf den Erdwiderstand haben.

Zu 3. Wenn eine Wand oder Platte sich zusammen mit dem Erdkeil, den sie auf einer beliebigen Gleitfläche vor sich her hinaufschleibt, nach oben bewegen kann — was überhaupt nur bei Vorhandensein von Reibung zwischen Wand und Erde möglich ist (wie bei Buchholz' Versuchen mit Ankerplatten, bei denen die Wandreibung keineswegs Null ist) —, so kommt diese Reibung für die Berechnung des Erdwiderstandes nicht zur Wirkung. Infolgedessen darf sie auch nicht in Rechnung gestellt werden. Das wird bei leichten Bohlwerken meist der Fall sein. Das, und nicht die Vereinfachung der Rechnung ist der Grund, weshalb ich auch beim Erdwiderstand die günstige Wirkung der Reibung zu vernachlässigen empfehle, wobei ich ausdrücklich die Fälle ausnehme, bei denen man Grund zur Annahme hat, daß die Reibung zwischen Wand und Erde mit Sicherheit auftritt. Daß nebenbei die Rechnung bequemer wird, ist eine angenehme Begleiterscheinung.

Zu 5. möchte ich bemerken, daß es schwer sein dürfte, aus Erfahrungen zu beweisen, daß sich das Biegemoment nicht vergrößert, wenn die Wand tiefer gerammt wird, als mindestens erforderlich. Es gibt gewiß keine vollkommen starren Wände, es gibt aber nachgiebige Bodenarten, deren Zusammendrückungen, verglichen mit den Durchbiegungen der Wand, so überwiegen, daß die Wand praktisch als starr angesehen werden kann. Die Gleichungen 1 bis 3 sind auf Voraussetzungen aufgebaut, die fraglos nicht alle der Wirklichkeit entsprechenden Umstände erfassen, die aber gerade dadurch eine willkommene Sicherheit bieten.
Jacoby.

Der Einsender hat von einer Erwiderung abgesehen.

Die Schriftleitung.

Grundsätzliches über die Berechnung von Spundwänden.

Professor Dr.-Ing. e. h. Jacoby schreibt in Bautechn. 1941, Heft 8, S. 88, die klassische Erddrucklehre liefere „den möglichen Größtwert des tätigen (aktiven) und den möglichen Kleinstwert des widerstehenden (passiven) Erddrucks“.

Diese Ausdrucksweise ist geeignet, zu dem übrigens noch mancherorts eingebürgerten Irrtum zu verführen, daß man mit einer Erddruckberechnung nach der klassischen Erddrucklehre unfehlbar auf der sicheren Seite bleibe. Demgegenüber ist folgendes festzustellen:

Der tätige Erddruck wird nach der klassischen Erddrucklehre als Lösung einer Größtwertaufgabe bestimmt, nämlich als Erddruck bei derjenigen ebenen Gleitfläche, die unter anderen angenommenen ebenen Gleitflächen den größten Erddruck liefert. So wenig aber der Schwerkraft die Möglichkeit gegeben ist, einem Körper eine Beschleunigung in anderer Richtung als geradlinig zum Erdschwerpunkt hin zu erteilen, so wenig ist es einer der anderen angenommenen Gleitflächen, die nicht den „Größtwert des Erddrucks“ liefern, gegeben, sich auszubilden. Die anderen Gleitflächen sind also nicht möglich und die Größtwertgleitfläche ist — immer nach der klassischen Erddrucklehre — die einzig mögliche,

also die maßgebende. Von den nach der klassischen Erddrucklehre als Lösung der Größtwertaufgabe bestimmten Werten abzuweichen, ist dem wirklichen Erddruck möglich, wenn die bei der Berechnung nach der klassischen Erddrucklehre als bekannt und gleichbleibend anzusetzenden Größen des Raumgewichts und der Reibungswinkel sich ändern oder der Grenzzustand des Gleichgewichts nicht eingetreten ist. Wird unterstellt, daß Raumgewicht und Reibungswinkel für ruhende Belastung richtig angesetzt sind, so sind Abweichungen des wirklichen Erddrucks von den nach der klassischen Erddrucklehre bestimmten Werten nur nach oben (z. B. durch zeitweilige Reibungsherabsetzung infolge von Erschütterungen oder mangels Erreichen des Grenzzustandes des Gleichgewichts) möglich. Was Jacoby den möglichen Größtwert des tätigen Erddrucks nennt, ist also in Wirklichkeit der notwendige Mindestwert.

Noch folgenschwerer als beim tätigen ist diese irreführende Ausdrucksweise beim widerstehenden Erddruck. Hier handelt es sich nicht um den möglichen Kleinstwert, wie Jacoby schreibt, sondern um den möglichen Größtwert. Dieser Größtwert wird überall dort nicht erreicht, wo die Wandbewegung nicht genügt, um den widerstehenden Boden so weit zu verdichten, daß sich die Gleitfläche bis zur Bodenoberfläche ausgebildet. Dieser Umstand ist denn auch im weiteren Aufsatz bei der Berechnung der Rammtiefe unberücksichtigt geblieben.

Sollten sich die von Jacoby gebrauchten Ausdrücke „Größtwert des angreifenden“ und „Kleinstwert des widerstehenden Erddrucks“ nur darauf beziehen, daß die klassische Erddrucklehre reinen Reibungsboden voraussetzt und die Haftung (Kohäsion) bindiger Böden, die allerdings den tätigen Erddruck vermindert und widerstehenden vergrößern kann, außer Betracht läßt, so bedürfte das eines besonderen Hinweises.

Dr.-Ing. Schütte.

Erwiderung.

Die klassische Erddrucklehre sucht die Kraft E_a festzustellen, die von der Wandseite angesetzt werden muß, um einen durch einen beliebigen Schnitt abgetrennten Erdkeil am Abrutschen zu verhindern. Von allen denkbaren Schnitten wird derjenige (der Einfachheit halber ebene) Schnitt ermittelt, für den sich die größte Kraft E_a ergibt, wenn der Gegenstand des unterhalb des Schnittes befindlichen Erdreichs unter einem gewissen Reibungswinkel und die Bindung mit $C = 0$ angenommen werden. Umgekehrt lautet beim Erdwiderstand die Aufgabe, daß ein durch einen (ebenen) Schnitt abgetrennter Erdkeil durch eine von außen auf ihn wirkende Kraft F_p längs dieser Schnittfläche verschoben und derjenige Schnitt bestimmt werden soll, der die kleinste dazu erforderliche Kraft F_p ergibt, wieder unter der Voraussetzung, daß in der Gleitfläche die Reibung voll zur Wirkung kommt. Der von Dr. Schütte angeführte Fall, daß der Grenzzustand des Gleichgewichts nicht eingetreten ist, daß also die Reibung in der Gleitfläche nicht voll zur Wirkung kommt, würde bedeuten, daß auf den gegen Abrutschen zu stützenden Erdkeil von seiten der Wand eine größere Kraft wirkt, als das Gleichgewicht erfordert. Der Erdkeil leistet also einen Widerstand, und es kann nicht mehr von „tätigem“ Erddruck gesprochen werden. Daraus folgt, daß der größtmögliche „tätige“ Erddruck die nach der klassischen Erddrucklehre bestimmte Kraft E_a ist. Bei weiterem Anwachsen der seitens der Wand auf den Erdkeil wirkenden Kraft wird die Wand so lange vorgehen, bis endlich der Grenzwert des Widerstandes erreicht ist, bei dem wieder die volle Reibung in der Gleitfläche vorhanden ist. Die klassische Erddrucklehre liefert von allen denkbaren (ebenen) Schnitten denjenigen, für den dieser Grenzwert der kleinste ist, d. h. sie liefert den Kleinstwert des widerstehenden Erddrucks. Der wirkliche Erddruck kann von diesen errechneten Werten nach oben oder nach unten abweichen, wenn die gemachten Voraussetzungen in Wirklichkeit nicht zutreffen, wenn z. B. die Bindung $C > 0$ ist oder die Reibung durch irgendwelche Umstände herabgesetzt sein sollte, oder der Boden künstlich verdichtet wird, was einer zusätzlichen Belastung gleichzusetzen ist, ganz abgesehen davon, daß krumme und gebrochene Schnitte (Gleitflächen) größere tätige und kleinere widerstehende Erddrucke ergeben können. Durch meine von Dr. Schütte bemängelte Ausdrucksweise, die im übrigen nicht von mir eingeführt, sondern auch sonst im Fachschrifttum anzutreffen ist, habe ich gewiß nicht die Auffassung vertreten wollen, daß die Anwendung der klassischen Erddrucklehre sich stets im Sinne einer größeren Sicherheit auswirken müßte. Im Gegenteil empfehle ich, allen Ungewißheiten durch Einführung von Sicherheitszahlen zu begegnen.
Jacoby.

Die Aussprache wird hiermit im Einvernehmen mit dem Einsender geschlossen.
Die Schriftleitung.

Berichtigung.

In dem Aufsatz Dr.-Ing. Haefner, Die Abdichtung von Ingenieurbauwerken unter Verwendung dünner Blechbänder, in Heft 26/27, S. 286, ist in den Anmerkungen 1 und 7 auf S. 286 u. 291 eine Abhandlung von Schäfer, Mißerfolge bei der Grundwasserabdichtung, genannt, und zwar versehentlich ohne nähere Angabe. Die Abhandlung ist in Asph. Teer 1940, Heft 1 (Sonderdruck, Verlag Knorre & Co., K.G.) erschienen.

INHALT: Standfestigkeit dünnwandiger frei stehender Röhren. — Schiffshebewerk mit flachem, wassergerechtem Schwimmkörper. — Friedrich Wilhelm Otto Schulze zum Gedächtnis. — Vermischtes: Neuausgabe der Normblätter DIN 1072 und DIN 1073. — Der Tiberdurchbruch bei Spinaeto. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Berichtigung.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.