

ZULÄSSIGE LAST UND SICHERHEITSGRAD.

Von Dr. techn. Ing. **Erich Friedrich**, Dresden.

Übersicht: Im ersten Teil wird gezeigt, daß die in DIN 4110 für die Berechnung der zulässigen Gebrauchslast angegebene Formel im Widerspruch mit den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton steht und man nach Rechnung und Versuch ganz verschiedene Sicherheitsgrade wählt.

Im zweiten Teil wird ein Vorschlag gemacht, wie man die verschiedenen Sonderbewehrungen im Eisenbetonbau prüfen soll, um aus der Prüfung die Eignung des Stahles für den Eisenbetonbau abzuleiten.

Um über die Wirkungsweise neuer Baustoffe und Bauarten Aufschluß zu erhalten und um danach zu entscheiden, innerhalb welcher Grenzen dieser Baustoff oder diese Bauart für die Praxis geeignet ist, ist die Prüfung unerlässlich. Um aber die Prüfung nur auf das unbedingt notwendige Maß auszudehnen, ist in DIN 4110 vorgesehen, daß Belastungsversuche von Bauarten nicht erforderlich sind, wenn deren Brauchbarkeit und Zuverlässigkeit durch statische Berechnungen mit Sicherheit nachgewiesen werden kann. Rechnung und Versuch können so in gewissen Fällen bei der Zulassung neuer Bauweisen nebeneinander bestehen. Unter allen Umständen muß danach getrachtet werden, daß sowohl nach Rechnung wie nach Versuch die gleiche Sicherheit erhalten wird. An einem Beispiel wird gezeigt werden, daß es nach den Vorschriften vorkommen kann, daß z. B. für Steineisendecken, die aus der Prüfung sich errechnenden zulässigen Gebrauchslasten kleiner sind, als die Gebrauchslasten, die sich nach den Bestimmungen errechnen lassen. Dies ist ein Zustand, der beseitigt werden muß. Die Prüfung soll zumindest gleiche oder etwas höhere Gebrauchslasten ergeben, als die Rechnung, weil die Prüfung das einwandfreieste Mittel zur Einhaltung der geforderten Sicherheit ist. Es liegt darin auch ein gewisser Anreiz zur Prüfung, wenn der Prüfungsantragsteller durch die Prüfung, die ihm erhebliche Kosten verursacht, etwas höhere Gebrauchslasten erreicht, als sich nach der Rechnung ergeben würden. Durch die Prüfung werden außer für die besondere Bauart auch noch vielfach allgemeine Erkenntnisse gewonnen, und sie trägt so zum Fortschritt bei.

Im folgenden sollen zwei Punkte besprochen werden, in denen die bestehenden Vorschriften noch ergänzt werden müssen.

1. Zulässige Last und Sicherheitsgrad für auf Biegung beanspruchte Bauteile.

a) Die bestehenden Vorschriften.

Die vom Sachverständigen-Ausschuß für einheitliche Prüfung von Baustoffen im Sächs. Ministerium des Innern ausgearbeiteten „Grundsätze für das Verfahren zur Zulassung besonderer Baustoffe und Bauarten“ vom 2. Januar 1934, enthalten (in § 12 Ziffer 1) zur Ermittlung der zulässigen Gebrauchslast für die auf Biegung beanspruchten Bauteile folgende Formel:

$$(1) \quad P_{zul} = \frac{B - 2g}{3}$$

In dieser Formel ist: P_{zul} = Gebrauchslast (Auflast + Verkehrslast) in kg/m^2 ,
 B = Bruchlast durch den Versuch festgestellt in kg/m^2 ,
 g = Eigenlast des geprüften Bauteiles in kg/m^2 .

Diese Formel ist auch in DIN 4110, Technische Bestimmungen für die Zulassung neuer Bauweisen (Teil A, Ziffer 3, Ausgabe 1934) enthalten.

Die Formel ist vor etwa 15 Jahren erstmals in den Grund-

sätzen aufgenommen worden. Nach dieser Formel sind auch die zulässigen Gebrauchslasten für Steineisendecken zu ermitteln.

b) Bei einer Steineisendecke ergab sich die zulässige Gebrauchslast, ermittelt aus der Bruchlast nach Formel (1) zu:

$$P_{zul} = 403 \text{ kg/m}^2,$$

während die Rechnung nach den bestehenden Bestimmungen

$$P'_{zul} = 565 \text{ kg/m}^2$$

ergibt. Die zulässige Gebrauchslast nach Rechnung ist größer als nach der Prüfung.

Der Grund liegt darin, daß für die Rechnung ein anderer Sicherheitsgrad ν gefordert wird, als nach der Prüfung. Die zulässige Stahlspannung wird nach den bestehenden Bestimmungen zu

$$\sigma_{e \text{ zul}} = \frac{\sigma_s}{2}$$

gewählt, worin σ_s die Streckgrenze des Stahles ist. (Für $\sigma_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$ wird $\sigma_{e \text{ zul}} = 1200 \text{ kg/cm}^2$). Der Sicherheitsgrad ist demnach

$$\nu = 2.$$

Nach Formel (1) ist aber der Sicherheitsgrad

$$\nu = 3$$

oder die zulässige Stahlspannung für $\sigma_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$ wäre $\sigma_{e \text{ zul}} = 800 \text{ kg/cm}^2$.

Die Streckgrenze des Stahles, der beim Versuch verwendet wurde, muß etwa 2700 kg/cm^2 gewesen sein, da die rechnermäßige Stahlspannung für die zulässige Last 903 kg/cm^2 ist. Die Streckgrenze ist aber ziemlich großen Schwankungen unterworfen, so daß es notwendig erscheint, die aus der Prüfung ermittelten Gebrauchslasten auf den unteren Wert der Schwankung der Streckgrenze, also auf $\sigma_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$, zu beziehen. In den überwiegenden Fällen ist der Stahl für den Bruch maßgebend und nicht der Beton (bzw. Ziegel und Mörtel). In den Grundsätzen ist wohl die genaue Prüfung des Betons vorgesehen, die Stahlprüfung aber für nicht erforderlich erachtet. Die Stahlprüfung muß aber noch mit aufgenommen werden. Dabei genügen einfache Zerreißversuche, um die Streckgrenze zu bestimmen.

Genau festzulegen ist jene Last, die Bruchlast genannt wird. Wenn die Streckgrenze des Stahles erreicht ist, zeigen die bei der Prüfung angebrachten Durchbiegehuren dauerndes Einsinken des Versuchskörpers an. Die Last, bei der dies eintritt, ist die Bruchlast, da sie, dauernd aufgebracht, zum Bruch des Körpers führt. Nach Erreichen der Streckgrenze wird das Druckgebiet verkleinert und dies führt schließlich zur Zerstörung der Druckzone. Dieser Vorgang braucht aber einige Zeit, und es muß deshalb auch bei der Prüfung entsprechend vorgegangen werden.

Bei der Auswertung der Versuchsergebnisse kann man die Tragsmomentenlinie bestimmen. Der Ausdruck

$$(2) \quad T = \frac{M}{bh^2}$$

(M = Moment, b = Breite, h = rechnermäßige Nutzhöhe) ist vom Querschnitt unabhängig und dem Bewehrungsgehalt μ verhältnismäßig

$$(3) \quad T = c \cdot \mu,$$

damit können Decken mit verschiedener Höhe miteinander verglichen werden, dies gilt jedoch nur, wenn die Streckgrenze des

Stahles für den Bruch maßgebend ist. Für Steineisendecken, bei der die Mindestziegfestigkeit 175 kg/cm² betragen muß, liegt die Grenze bei etwa $\mu = 1,3\%$. Für höheren Bewehrungsgehalt ist die T- μ -Linie eine Parabel. Für Leichtbeton und Bimsbeton ist bereits für kleinere μ -Werte die Grenze erreicht, von der an der Beton für den Bruch maßgebend ist. Diese Grenze muß dann durch den Versuch bestimmt werden.

Zusammenfassend ist zu sagen:

1. Bei auf Biegung beanspruchten, bewehrten Bauteilen ist die Bruchursache festzustellen und der Bewehrungsgehalt anzugeben. Außer der Bruchlast ist auch die Streckgrenze des Stahles σ_s durch den Versuch zu bestimmen.

2. Die zulässige Gebrauchslast errechnet sich zu:

$$(4) \quad P_{zul} = \frac{B-g}{2} \cdot \frac{2400}{\sigma_s}$$

wenn die Streckgrenze des Stahles für den Bruch maßgebend ist (zweifache Sicherheit).

3. In den übrigen Fällen kann dreifache Sicherheit, nach Formel (1), verlangt werden.

2. Der Sicherheitsgrad von Sonderbewehrungen im Eisenbetonbau.

Wie schon in dem eben besprochenen Fall der Steineisendecke zu sehen war, ist in den überwiegenden Fällen im Eisenbetonbau der Stahl für den Bruch maßgebend. Der Sicherheitsgrad von Eisenbetonbauten hängt also in allen diesen Fällen von der Güte des Stahles ab. Der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton hat in der Sitzung am 20. Januar 1935 die zulässigen Spannungen für Sonderbewehrungen festgelegt. Es besteht aber noch keine Vorschrift darüber, in welcher Weise ein Sonderstahl geprüft werden muß, damit der Sonderstahl als Bewehrung zugelassen werden kann. So wird vielfach die Prüfung des Stahles allein, ohne Verbindung mit Beton, für ausreichend angesehen.

Zunächst ist die Spannungs-Dehnungs-Linie des Stahles anzugeben. Aus dieser Linie kann die Streckgrenze bestimmt werden, oder, wenn diese nicht angegeben werden kann, jene Spannung, die an die Stelle der Streckgrenze zu treten hat. Die Festsetzung, daß die Streckgrenze bei 0,2% der bleibenden Dehnung bzw. 0,4% der Gesamtdehnung anzunehmen ist, wird nicht für alle Stähle aufrecht erhalten werden können.

Um aus der Prüfung Schlüsse auf das Bauwerk zu ziehen, und um die Bedingungen aus den Versuchen abzuleiten, die einzuhalten sind, damit stets die gleiche Sicherheit im Bauwerk gewährleistet werden kann, ist die Prüfung des Sonderstahles in Verbindung mit Beton unerläßlich.

Die Prüfung hat drei Aufgaben zu erfüllen:

a) die Bewehrungsgrenzen zu bestimmen, innerhalb welcher die Streckgrenze für den Bruch maßgebend ist,

b) die Fähigkeit des Stahles zur Übernahme von Druckspannungen anzugeben,

c) die Haftfähigkeit des Stahles im Beton zu untersuchen. Es sollen diese drei Fragen kurz behandelt werden.

a) Die Bewehrungsgrenzen.

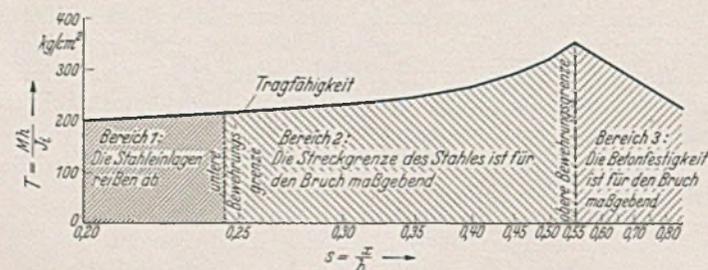


Abb. 1. Tragfähigkeitslinie von Eisenbetonquerschnitten (T-s-Linie).

Um die drei Bereiche, die durch die Bewehrungsgrenzen getrennt werden sollen, allgemein darzustellen, ist in Abb. 1 die Tragfähigkeitslinie dargestellt. Als Ordinate wird die Tragfähigkeit

$$(5) \quad T = \frac{M \cdot h}{J_1}$$

aufgetragen, als Abszisse der auf die Einheit bezogene Nulllinienabstand $s = \frac{x}{h}$. Die Tragfähigkeit T ist von der Querschnittsform und von den Querschnittsabmessungen unabhängig¹.

α) Die untere Bewehrungsgrenze.

Bei sehr niedrigem Bewehrungsgehalt kann es eintreten, daß der gesamte Formänderungsvorrat des Bewehrungsstahles ausgenutzt wird, ohne daß der Beton auf der Druckseite zerstört wird, die Zugseisen reißen ab (Bereich 1). Der Bewehrungsgehalt (bzw. für nicht Rechtecke jener s-Wert) bei der dies gerade nicht mehr eintritt und der wesentlich von der Bruchdehnung des Stahles abhängig ist, ist durch den Versuch zu bestimmen. Beim Stahl St 37 liegt die untere Bewehrungsgrenze bei $s = 0,1^2$, sie liegt aber viel höher bei sprödem Stahl. In diesem Bereich ist nicht die Streckgrenze, sondern die Zugfestigkeit für den Bruch maßgebend.

β) Die obere Bewehrungsgrenze.

An den Bereich 1 schließt sich der hauptsächlich im Eisenbetonbau verwendete Bereich 2 an, in dem nach Erreichen der Streckgrenze des Stahles das Druckgebiet durch die großen Dehnungen des Stahles sehr stark eingengt wird, der Beton auf der Druckseite zerstört wird und den Bruch herbeiführt. An den Bereich 2 schließt sich der Bereich 3 mit sehr starker Bewehrung auf der Zugseite an. Hier tritt der Bruch durch Überwinden der Festigkeit des Betons ein, während die Spannungen in den Stahleinlagen noch unterhalb der Streckgrenze liegen. Die Grenze zwischen den beiden Bereichen 2 und 3 soll durch den Versuch bestimmt werden. Sie hängt von der Streckgrenze und Elastizitätszahl des Stahles und von der Festigkeit des Betons ab. Sie liegt für Handelsstahl und für Beton mit $W_b = 160 \text{ kg/cm}^2$ bei etwa $s = 0,55$.

b) Der Sonderstahl als Druckbewehrung.

Der Sonderstahl wird noch darauf zu untersuchen sein, ob er fähig ist, auch Druckspannungen aufzunehmen, ob er also auch zur Bewehrung von Säulen verwendet werden kann. Dagegen wird die Frage, ob er als Druckbewehrung bei auf Biegung beanspruchten Eisenbetonkörpern verwendet werden kann, nicht so sehr zu untersuchen sein, weil ja die rechnermäßigen Spannungen der Druckbewehrung klein sind. Außerdem nehmen die bisherigen Rechenverfahren von auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbauteilen gar keine Rücksicht darauf, daß der Beton keine ausgeprägte Fließgrenze hat und vor Eintritt des Bruches sehr stark verformbar ist. Deshalb wird nach den bisherigen Verfahren schon bei viel kleineren s-Werten als der Versuch ergibt, die Festigkeit des Betons als maßgebend angesehen, und daher war auch bei niedrigen Bewehrungsgehalten bereits eine Druckbewehrung erforderlich. Tatsächlich trägt aber diese Druckbewehrung nichts zur Einhaltung der erforderlichen Sicherheit bei. Die im Bereich der negativen Momente angebrachten geschlossenen Bügel können hingegen geeignet sein, die Verformbarkeit des Betons zu erhöhen.

c) Die Haftfähigkeit des Stahles im Beton.

Die dritte Frage, die bei der Prüfung des Stahles zu untersuchen ist, ist die Haftfähigkeit. Um die Haftfähigkeit zu bestimmen, werden einseitig eingespannte Balken mit Momentangriff am geeignetsten sein. (Frei aufliegende Träger sind nicht geeignet, da dort Moment und Querkraft gleichzeitig auftreten. Solche Versuchskörper wurden bisher verwendet.) Das angreifende Moment M, bei welchem das Gleiten der Stahleinlagen eintritt und die Länge λ bis zum Riß (bzw. die Oberfläche u · λ, worin u der Umfang der Bewehrungseisen ist) geben ein Maß für die Haftfähigkeit.

Die übrige Prüfung des Stahles soll noch Aufschluß geben über die Schweißbarkeit des Eisens, über die Fähigkeit, das Eisen kalt zu biegen, über das Rosten und über die Veränderung der Streckgrenze bei höherer Temperatur.

Mit diesen Grundlagen ist es möglich, eine Zulassung des Sonderstahles auszusprechen.

¹ Friedrich, E.: Über die Tragfähigkeit von Eisenbetonquerschnitten. Beton u. Eisen 35 (1936) S. 150.

² Stüssi, G.: Über die Sicherheit des einfach bewehrten Eisenbetonrechteckbalkens. Bd. 1 d. „Verhandlungen der Intern. Vereinig. f. Brücken u. Hochbau“. Zürich 1932.

3. Prüfung von Stahl auf der Baustelle.

Wenn die Streckgrenze des Stahles gewährleistet wird, kann die Prüfung auf der Baustelle sehr eingeschränkt werden. Eine genaue Bestimmung der Streckgrenze auf der Baustelle ist nicht möglich, und eine genäherte Bestimmung ist deshalb nicht zweckmäßig, weil auf Grund einer genäherten Bestimmung der Stahl niemals zurückgewiesen werden kann. Die Brinellsche Kugeldruckprobe gibt nicht die Streckgrenze an, sondern die Bruchfestigkeit; ist daher für den Eisenbetonbau nicht geeignet.

4. Schlußwort.

Die bestehenden Vorschriften haben sich aus einer Zeit her

entwickelt, in der man Spannung und Dehnung streng nach der Elastizitätstheorie annahm. Unsere Baustoffe, besonders der Beton, aber auch manche Sonderstähle gehorchen nicht dem Geradliniengesetz. In neuerer Zeit wird gefordert, daß die Sicherheit eines Bauwerkes gegen Bruch möglichst an allen Stellen gleich ist. Der Forderung nach gleichmäßiger Sicherheit kann durch Wahl von „zulässigen Spannungen“ und Bemessung nach der Elastizitätstheorie nicht Rechnung getragen werden. An Stelle der zulässigen Spannungen treten im Verbundbau neue Größen. Die bestehenden Vorschriften müssen auf die neue Forderung hin, nach gleichmäßiger Sicherheit, abgeändert werden.

DAS AUSKNICKEN DER ECKSTIELE VON GITTERMASTEN.

Von Dr.-Ing. Hans Bleich, Wien.

Inhaltsübersicht: Es wird die Knicklast der Eckstiele von Gittermasten mit Hilfe eines Näherungsansatzes bestimmt. Das Ergebnis wird für verschiedene Felderzahlen in einer Zahlentafel zusammengestellt.

Einen bemerkenswerten und wichtigen Fall eines räumlichen Knickproblems stellen die abwechselnd gestützten Eckstiele der Leitungsmaste, Abb. 1, dar. Diese Eckstiele sind, wie dies Abb. 2 deutlich erkennen läßt, abwechselnd je in der einen bzw. anderen Schenkelebene gestützt. Die Frage geht nun dahin, mit welcher Knicklänge die Eckstiele derartiger Masten zu berechnen sind. Das hier vorliegende, keineswegs einfache Stabilitätsproblem läßt sich, wie wir zeigen werden, in einfacher und anschaulicher Weise erledigen.

Es ist bekannt, daß man in einzelnen Fällen ebener Stabilitätsprobleme durch zweckmäßige Annahme der Verformungslinien

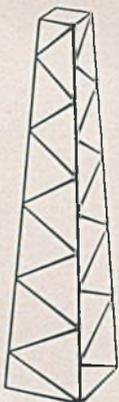


Abb. 1.

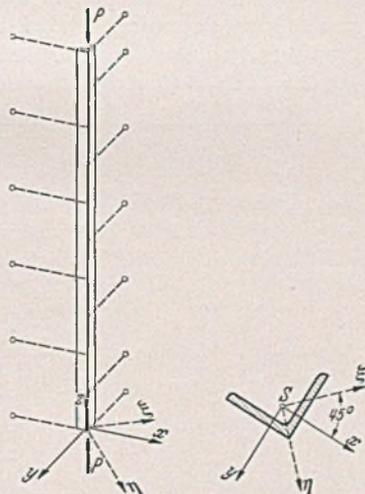


Abb. 2.

im Knickzustande zu gut stimmenden Näherungslösungen gelangen kann. Ein ähnlicher Weg soll auch hier eingeschlagen werden, indem wir für die Projektionen der räumlichen Verformungslinie der Stabachse auf die Hauptachsebenen des Stabes Sinuslinien annehmen. Es erweist sich nämlich als möglich, diese Linien so auszuwählen, daß die eigenartigen Stützbedingungen des Problems erfüllt werden. Es bleibt hierbei noch die Wahl eines Parameters frei, der die Anzahl der Halbwellen, in der der Stab ausknickt, beschreibt. Der Parameter wird schließlich so bestimmt, daß von den möglichen Knickfällen jener mit der kleinsten Knickkraft, als der für die Berechnung maßgebende, bestimmt wird.

Der Stab von der Gesamtlänge L sei durch die Stützung in n Felder der gleichen Länge l geteilt. Die Endpunkte seien festgehalten.

Wir wählen zunächst ein Koordinatensystem x, y, z derart, daß x und y parallel zu den Winkelschenkeln liegen, während z in die Stabachse fällt.

Die Rand- und Stützbedingungen lauten daher:

An den Enden: $z = 0, L$ $x = y = 0$

$$(1) \left\{ \begin{array}{l} \text{Für die ungeradzah-} \\ \text{ligen Stützpunkte} \\ \text{Für die geradzah-} \\ \text{ligen Stützpunkte} \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} z = (2k - 1)l \\ y = 0 \\ z = 2kl \\ x = 0 \end{array} \right\} (k = 1, 2, 3, \dots)$$

Wir gehen nun auf ein zweites Koordinatensystem ξ, η über, Abb. 2, wobei ξ und η mit den Querschnittshauptachsen zusammenfallen, während z unverändert bleibt. Da eine Drehung des Koordinatensystems um 45° stattgefunden hat, so ist

$$(2) \quad x = \frac{1}{\sqrt{2}}(\xi + \eta), \quad y = \frac{1}{\sqrt{2}}(-\xi + \eta).$$

Die Randbedingungen (1) lauten in dem neuen Koordinatensystem:

$$\left. \begin{array}{l} (3a) \quad \text{für } z = 0, L \quad \xi = \eta = 0 \\ (3b) \quad \text{für } z = (2k - 1)l \quad -\xi + \eta = 0 \\ (3c) \quad \text{für } z = 2kl \quad \xi + \eta = 0 \end{array} \right\} (k = 1, 2, 3, \dots)$$

Die Knickbiegeline sei nun durch die räumliche Kurve

$$(4) \quad \xi = \sin \psi \frac{z}{l}, \quad \eta = \sin(\pi - \psi) \frac{z}{l}$$

definiert. Dieser Ansatz genügt, wie man ohne weiteres erkennt, der Randbedingung (3a), wenn $\psi = \frac{i\pi}{n}$ und i ganzzahlig ist. Es bleibt dann noch übrig, die Erfüllung von (3b, c) zu überprüfen. Zu diesem Zwecke berechnen wir

$$-\xi + \eta = -\sin \psi \frac{z}{l} + \sin(\pi - \psi) \frac{z}{l} = 2 \cos \frac{\pi z}{2l} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2} - \psi\right) \frac{z}{l},$$

$$\xi + \eta = \sin \psi \frac{z}{l} + \sin(\pi - \psi) \frac{z}{l} = 2 \sin \frac{\pi z}{2l} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} - \psi\right) \frac{z}{l}$$

Da nun $\cos \frac{\pi}{2}(2k - 1) = 0$ und $\sin \frac{\pi}{2} \cdot 2k = 0$ ist, so ist damit erwiesen, daß der Ansatz (4) allen Bedingungen (3) genügt.

Die Knickkraft P, welche zur Biegeline (4) gehört, wird am einfachsten aus der Bedingung

$$(5) \quad A_i - A_a = 0$$

gewonnen, wobei A_a die Arbeit der äußeren Kräfte, A_i die Formänderungsarbeit der inneren Kräfte bedeutet. Die Ausdrücke für die Arbeiten A_i und A_a lauten bei Biegung um beide Hauptachsen

$$(6) \quad \left\{ \begin{array}{l} A_i = \frac{EJ_\xi}{2} \int_0^L \left(\frac{\partial^2 \xi}{\partial z^2}\right)^2 dz + \frac{EJ_\eta}{2} \int_0^L \left(\frac{\partial^2 \eta}{\partial z^2}\right)^2 dz, \\ A_a = \frac{P}{2} \int_0^L \left[\left(\frac{\partial \xi}{\partial z}\right)^2 + \left(\frac{\partial \eta}{\partial z}\right)^2 \right] dz. \end{array} \right.$$

Setzt man in (6)

$$\begin{aligned} \frac{\partial \xi}{\partial z} &= \frac{\psi}{l} \cos \psi \frac{z}{l}, & \frac{\partial^2 \xi}{\partial z^2} &= -\frac{\psi^2}{l^2} \sin \psi \frac{z}{l}, \\ \frac{\partial \eta}{\partial z} &= \frac{\pi - \psi}{l} \cos(\pi - \psi) \frac{z}{l}, & \frac{\partial^2 \eta}{\partial z^2} &= -\left(\frac{\pi - \psi}{l}\right)^2 \sin(\pi - \psi) \frac{z}{l}, \end{aligned}$$

ein, und beachtet, daß infolge $\psi = \frac{i\pi}{n}$

$$\int_0^L \sin^2 \psi \frac{z}{l} dz = \int_0^L \cos^2 \psi \frac{z}{l} dz = \int_0^L \sin^2 (\pi - \psi) \frac{z}{l} dz$$

$$= \int_0^L \cos^2 (\pi - \psi) \frac{z}{l} dz = \frac{L}{2}$$

ist, so erhält man

$$A_i = \left[\frac{E J_\xi \psi^4}{4 l^4} + \frac{E J_\eta (\pi - \psi)^4}{4 l^4} \right] L,$$

$$A_a = \frac{\psi^2 + (\pi - \psi)^2 P L}{4 l^2}.$$

Aus der Gl. (5) ergibt sich daher

$$(7) \quad P = \frac{E [J_\xi \psi^4 + J_\eta (\pi - \psi)^4]}{l^2 [\psi^2 + (\pi - \psi)^2]}$$

wobei $\psi = \frac{i\pi}{n}$, $i = 1, 2, 3, \dots, n - 1$ eingesetzt werden kann.

Für jeden Wert von i erhält man aus Gl. (7) eine mögliche Knicklast P , deren Kleinstwert P_k noch zu bestimmen bleibt.

Führt man in Gl. (7) das Verhältnis $J_\xi : J_\eta$ ein, so erhält man durch Differentiation dieser Gleichung nach ψ jenen Wert ψ für welchen P ein Minimum wird. Man gewinnt so für ψ die Gleichung 5. Grades

$$J_\xi [2 \psi^3 (\pi - \psi)^2 + \pi \psi^4] - J_\eta [2 \psi^2 (\pi - \psi)^3 + \pi (\pi - \psi)^4] = 0.$$

Das Verhältnis $J_\xi : J_\eta$ ist beim gleichschenkligen Winkel nur wenig veränderlich und kann unabhängig von der Schenkelbreite mit dem Mittelwerte 3,9 angenommen werden. Aus Gl. (8) folgt damit $\psi = 0,369\pi$. Nun kann aber ψ nur die Werte $\frac{i\pi}{n}$ annehmen, wobei

n die Felderzahl bedeutet. Um den kritischen Wert P_k zu erhalten, hat man daher den dem absoluten Minimum nächstliegenden Wert ψ in Gl. (7) einzusetzen.

2 feldriger Stab. $n = 2$. In diesem Falle ist dieser nächstliegende Wert $\psi = \frac{\pi}{2}$ und damit

$$P_k = \frac{E (J_\xi + J_\eta) \pi^2}{2 \cdot (2l)^2}.$$

Führt man das Trägheitsmoment $J_x = \frac{1}{2} (J_\xi + J_\eta)$ ein, wobei J_x das auf eine zum Winkelschenkel parallele Achse bezogene Trägheitsmoment bedeutet, so ist

$$P_k = 1,00 \frac{E J_x \pi^2}{(2l)^2}.$$

3 feldriger Stab. $n = 3$. Die kritische Knicklast ergibt sich für $\psi = \frac{1}{3}\pi$ auf dem gleichen Wege wie vor zu

$$P_k = 0,718 \frac{E J_x \pi^2}{(2l)^2}.$$

In gleicher Weise wurden für andere Felderzahlen die Knicklasten P_k bestimmt. Das Ergebnis lautet

$$(8) \quad P_k = \alpha \frac{E J_x \pi^2}{(2l)^2}.$$

Felderzahl n . . .	2	3	4	5	6	7	8	∞
Beiwert α in Gl. (8)	1,00	0,718	0,860	0,718	0,718	0,760	0,703	0,701

Um ein anschauliches Bild der Biegelinie zu geben, ist in Abb. 3 die Knickbiegelinie für den Fall $n = 6$ dargestellt. Für diesen Fall ist $\psi = \frac{\pi}{3}$. Die Projektionen der Biegelinien auf die Hauptachsebenen $\xi - z$, $\eta - z$ sind 2- bzw. 4 wellige Sinus-

linien, die Projektionen auf die Ebenen der Winkelschenkel $x - z$ bzw. $y - z$ unregelmäßige Wellenlinien. In den Projektionen $x - z$ und $y - z$ sind auch die Stützungen eingetragen.

Das hier behandelte Knickproblem wurde bereits auf strengem Wege, allerdings mit außerordentlich vielmehr Rechenarbeit ge-

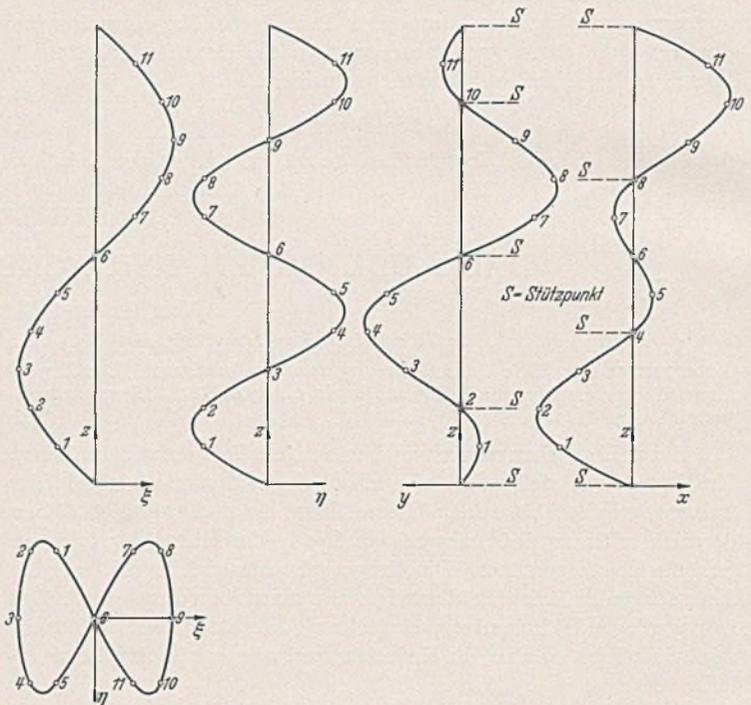


Abb. 3.

löst¹. Das hier gewonnene Ergebnis stimmt mit den Ergebnissen der genauen Rechnung sehr gut überein. So erhält Girkmann:

Felderzahl n . . .	2	3	4	5	6
$\alpha =$	0,983	0,717	0,859	0,717	0,717

Eine Näherungslösung der Aufgabe wurde von Eggenschwyler versucht². Eggenschwyler erhält im Falle unendlicher Felderzahl in unserer Bezeichnungweise

$$P_k = 0,986 \frac{\pi^2 E J_x}{(2l)^2}.$$

Der bedeutende Unterschied gegenüber dem in der vorliegenden Arbeit gefundenen genaueren Werte

$$P_k = 0,701 \frac{\pi^2 E J_x}{(2l)^2}$$

entsteht durch die Wahl der Knickbiegelinie. Eggenschwyler wählt willkürlich als Knickbiegelinie eine Schraubenlinie. Diese Linie ist allerdings als Sonderfall $\psi = \pi/2$ auch in unserem Ansatz (4) enthalten. Die vorstehende Berechnung zeigt aber, daß die kleinste Knickkraft für $\psi = 0,369\pi$ erreicht wird. Die von Eggenschwyler bestimmte Knickkraft entspricht zwar einem tatsächlichen Knickfall, liefert jedoch nicht die kritische, d. i. die kleinste Knickkraft. Mit Rücksicht auf den großen Unterschied, die Ergebnisse Eggenschwylers sind um etwa 40% zu günstig, muß vor ihrer Verwendung gewarnt werden.

¹ Girkmann, K.: Die Knickfestigkeit der Eckstäbe von Raumtragwerken mit ebenen Knoten. Z. VDI 1928 und unabhängig hiervon F. Bleich und H. Bleich: Die Stabilität räumlicher Stabverbindungen. Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1928.

² Eggenschwyler, A.: Das schraubenförmige Knicken der Eckpfosten von Gittermasten. Stahlbau 1932.

PORENZIFFER UND PORENWASSERDRUCK IN TONEN.

Von Dr.-Ing. Leo Rendulic, Berlin.

Übersicht: Die vorliegende Arbeit gibt die Grundlagen für die Berechnung allgemeiner Porenwasserströmungen in Tonen, die als Folge von Laständerungen auftreten. Das entsprechende eindimensionale Problem, die Parallelströmung, wurde von K. v. Terzaghi vor Jahren bearbeitet und gelöst^{1,2}. Die Behandlung des Problems der allgemeinen Porenwasserströmung stellt somit eine Weiterentwicklung der Terzaghischen Theorie des hydrodynamischen Spannungsausgleiches dar.

Eine nähere Beschäftigung mit Tonen zeigt, daß diese Bodenarten aus den verschiedensten Mineralbestandteilen zusammengesetzt sind. Nach Untersuchungen, die am Mineralogischen Institut der Universität Oslo ausgeführt wurden³, bestehen z. B. die norwegischen Tone aus

12,0 bis 17,68% schuppenförmiger Mineralbestandteile wie Chlorit, Talk, Muskowit, Biotit,

4,53 bis 13,83% stenglicher Mineralbestandteile wie Hornblende, Epidot usw. und

60,74 bis 72,67% gedrungener Mineralbestandteile wie Feldspat, Quarz, Apatit, Ilmenit, Rutit und Limonit.

Jüngere Untersuchungen in Deutschland erschließen die Zusammensetzung von Tonen mit Hilfe von Röntgenstrahlen. Diese qualitative Untersuchungsmethode weist in den meisten deutschen Tonen das Vorhandensein von Kaolinit, Montmorillonit und Halloysit nach^{4,5}.

Zur chemisch-mikroskopischen Untersuchung kommen noch die häufig ausgeführten Sieb- und Schlämmanalysen, welche uns Aufschluß über die mengenmäßige Verteilung der einzelnen Korngrößen geben.

Wenn wir auch von manchen Tonarten nicht genau wissen, welche Mineralien an ihrem Aufbau beteiligt sind, das eine steht immer fest und kann jederzeit durch das einfache Verfahren der Schlämmanalyse festgestellt werden: Jeder Ton besteht aus kleinsten Bestandteilen mineralischer Natur. Wie die einzelnen Quarkörner in ihrer Anhäufung zum Sandhaufen werden, bilden die kleinsten festen Bestandteile im großen betrachtet, unsere Tone.

Die Hohlräume, welche bei einem aus kleinsten Einzelindividuen bestehenden Ganzen vorhanden sein müssen, sind bei den Tonen mehr oder weniger vollständig mit Wasser ausgefüllt. Die Unterschiede im Verhalten natürlicher Tonlager bei baulichen Eingriffen gegenüber ähnlichen Eingriffen in natürlich gelagerten Sandböden sowie die Überraschungen, die uns der Ton bei den verschiedensten Untersuchungen immer wieder bietet, kann man zum größten Teil dem Porenwasser des Tons zuschreiben.

Trachtet man nach richtigem Verständnis für das Verhalten tonartiger Böden, will man sich soweit in das Material einleben, daß man Vorhersagen über die Folgen einer baulichen Maßnahme in Tonböden treffen kann, dann ist es unerläßlich sich mit der Rolle des Porenwassers im Ton zu beschäftigen. In technischer Hinsicht interessieren uns ausschließlich die Folgen von Spannungsänderungen in Böden. Jeder bauliche Eingriff in gewachsenem Boden erzeugt Änderungen des Spannungszustandes in der Umgebung der Eingriffsstelle und diese Änderungen sind es, welche Bauwerksetzungen, Grundbruch, Rutschungen und ähnliche Folgen hervorrufen. Es ist deshalb vor allem nötig, Klarheit über das Wesen von Spannungszuständen in Zweiphasensystemen zu schaffen.

¹ Terzaghi, K. v.: Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig und Wien 1925.

² Terzaghi, K. v.: Settlements of Buildings due to progressive Consolidation of Individual Strata. J. Math. Physics, VIII (1929).

³ Goldschmid, V. M.: Undersøkelse over lersedimenter. Beretning om Nordiske Jordbrugs forskeres Kongres i Oslo 1926. Nordisk Jordbrugs forskning 4. bis 7. Heft.

⁴ Endell, K., U. Hofmann und E. Maegdefrau: Über die Natur des Tonanteils im Rohstoffen der Deutschen Zementindustrie. Zement 24 (1935) S. 625.

⁵ Seifert, R., J. Ehrenberg, B. Tiedemann, K. Endell, U. Hofmann, D. Wilms: Bestehen Zusammenhänge zwischen Rutschneigung und Chemie von Tonböden? Berlin 1935, Eigenverlag der Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau.

Totale und wirksame Spannungen.

Wir betrachten der Einfachheit halber einen endlich großen Würfel aus Ton, der an seinen Begrenzungsflächen durch reine Normaldrücke beansprucht wird. Die Spannungen an einer Begrenzungsfläche seien vollständig gleichmäßig verteilt und für je zwei einander gegenüberliegende Flächen untereinander gleich. Der angenommene äußere Kraftangriff ist also von der Art, daß er in jedem Punkt im Inneren des Würfels den gleichen Spannungszustand mit Hauptachsen parallel zu den Würfelfachsen erzeugen würde, wenn das Würfelmaterial homogen wäre. Im körnigen Material des Tons, dessen Porenräume mit Wasser ausgefüllt sind, können wir dagegen das Auftreten eines homogenen Spannungszustandes nicht erwarten.

Betrachten wir zunächst die Spannungen im Porenwasser, das wir uns als ideale reibungslose Flüssigkeit vorstellen. Eine solche Flüssigkeit kann nur schubspannungsfreie, allseitige Drücke übertragen, also Spannungszustände mit untereinander gleichen Hauptspannungen. Es herrscht also in jedem Punkt des Porenwassers ein hydrostatischer Druck p . Befindet sich das Porenwasser in vollständiger Ruhe, dann wächst dieser Druck p wegen der Schwerkraft, die auf das Wasser einwirken, nach der Tiefe zu linear an. Wählen wir eine beliebige horizontale Vergleichsebene, dann ist

$$p = w + \gamma z,$$

worin γ das spezifische Gewicht des Wassers und z den lotrechten, nach unten zu positiv gerechneten Abstand des betrachteten Punktes von der Vergleichsebene bedeutet. w ist der hydrostatische Druck des Porenwassers in allen Punkten unserer Vergleichsebene. Je nach der Wahl der waagerechten Vergleichsebene kann w verschiedene Werte annehmen. Der Vergleichsebene und somit dem Wert w kommt in dieser allgemeinen Darstellung keine physikalische Bedeutung zu.

Gäben wir dem Porenwasser Gelegenheit aus den Würfelflächen abzufließen, dann würden nach einer gewissen Zeit, die das Porenwasser braucht um den neuen Gleichgewichtszustand zu erreichen, die Porenwasserdrücke überall im Inneren des Tonkörpers um einen Betrag w_0 abnehmen. Den neuen Gleichgewichtszustand in der Porenflüssigkeit nennen wir den „natürlichen Porenwasserdruck“. Wir legen nun unsere waagerechte Vergleichsebene so in den Raum, daß der natürliche Porenwasserdruck der Gleichung

$$p = \gamma \cdot z$$

genügt. Man erkennt daraus, daß bei natürlichen Tonlagern diese Vergleichsebene mit dem Spiegel des Grundwasserstandes zusammenfällt, denn in allen ihren Punkten ist $p = 0$. In dieser besonderen Festlegung der Vergleichsebene besitzt also auch der Wert w_0 in der Gleichung

$$p = w_0 + \gamma z$$

eine physikalisch genau zu definierende Bedeutung, der wir durch die Bezeichnung „Porenwasserüberdruck“ am besten gerecht werden. Ist dieser Porenwasserüberdruck w_0 von Null verschieden und geben wir dem Ton die Möglichkeit, das überschüssige Porenwasser abzugeben, dann wird solange Porenwasserströmung vorhanden sein, bis $w_0 = 0$ geworden ist. Die Zerlegung des ganzen Porenwasserdruckes in den Porenwasserüberdruck w_0 und den natürlichen Porenwasserdruck $\gamma \cdot z$ ist uns durch dieses Verhalten des Tons vorgezeichnet.

Wird unser Tonwürfel, den wir zur Untersuchung der Spannungszustände in Zweiphasensystemen betrachten, von einer Gummimembrane derart eingeschlossen, daß kein Porenwasser aus den Seitenflächen abfließen kann, dann wird im allgemeinen ein von $w_0 = 0$ verschiedener Porenwasserüberdruck im Inneren des Würfels vorherrschen. Über die Größe dieses Überdruckes können wir aber bei der vorliegenden Problemstellung keine Aussagen machen. Sie hängt von Umständen ab, die erst später zur Erörterung kommen.

Weitaus unübersichtlicher sind die Spannungsverhältnisse in der festen Phase des Tons. Um uns die Verhältnisse hier deutlich zu machen, greifen wir ein einzelnes Korn aus dem Inneren des Würfels heraus. Abb. 1 soll dieses Korn in vergrößertem Maßstab darstellen. In den Punkten, in welchen dieses Teilchen die Nachbarkörner berührt, werden Berührungskräfte P_1, P_2, P_3 usw. auf das Einzelkorn übertragen. Außer diesen konzentrierten Kräften greifen an das Korn noch das Eigengewicht an, weiter an der ganzen Oberfläche des Teilchens der konstante Porenwasserüberdruck w_0 und der nach der Tiefe linear zunehmende natürliche Porenwasserdruck γz . Alle diese an das Korn angreifenden Kräfte bilden ein Gleichgewichtssystem. Um den Spannungszustand im Inneren des Teilchens kennenzulernen, zerlegen wir diese Kräfte in drei Kräftegruppen, von denen jede für sich ein Gleichgewichtssystem bildet.

1. Der an das Teilchen angreifende gleichmäßige Oberflächen-
druck w_0 , vom Porenwasserüberdruck herrührend, bildet für sich allein ein Gleichgewichtssystem. Im Inneren des Körpers wird durch diese äußere Druckwirkung in jedem Punkt ein hydrostatischer Druckzustand von derselben Größe w_0 erzeugt.

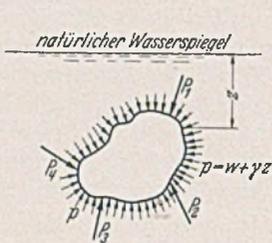


Abb. 1.

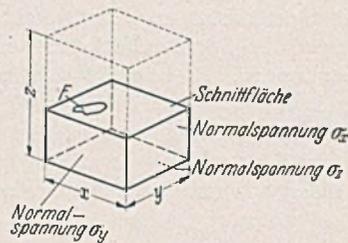


Abb. 2.

2. Der nach der Tiefe zunehmende Oberflächendruck γz steht mit einem Teil des Korngewichtes im Gleichgewicht. Es sei V das Volumen des Kornes, γ das spezifische Gewicht des Wassers und γ' das spezifische Gewicht der Festsubstanz. Die Volumskraft $\gamma' V$ hält diesen Oberflächendrücken genau das Gleichgewicht. Auch hier läßt sich der Spannungszustand, welcher unter der Einwirkung dieser Gleichgewichtskräfte entsteht, feststellen. In jedem Punkt des Korninneren entsteht ein hydrostatischer Druckzustand von der Größe γz .

Durch das erste und zweite Gleichgewichtssystem entstehen also im Inneren des Festteilchens dieselben Spannungen, die vorhanden wären, wenn an Stelle der Festsubstanz Porenwasser träte.

3. Das dritte Gleichgewichtssystem bilden die Berührungskräfte P_1, P_2 usw. mit dem verbleibenden Rest des Teilchengewichtes von der Größe $V(\gamma' - \gamma)$. Daß diese Kräftegruppe ein Gleichgewichtssystem bildet, ist die einzige Aussage, die wir über die Berührungskräfte machen können. Ihre Zahl, Größe und Richtung hängt vollständig von der zufälligen Lagerung im Würfelinneren ab. Es ist deshalb auch nicht möglich, den durch die Berührungskräfte im Einzelkorn erzeugten Spannungszustand zu ermitteln.

Im Inneren des Probewürfels herrscht also unter der Einwirkung aller äußeren Kräfte ein hydrostatischer Spannungszustand von der Größe $w_0 + \gamma z$, sowohl in der Porenflüssigkeit als auch in der Festsubstanz. Diesem hydrostatischen Druckzustand überlagert sich noch ein Spannungszustand, welcher bloß in der Festsubstanz vorhanden ist. Er wirkt sehr regellos, wie wir zuvor bei Betrachtung des Einzelkorns erkannt haben. Um Ordnung in diese Regellosigkeit zu bringen, müssen wir auf die Erfassung der tatsächlich vorhandenen Zusatzspannungen in der festen Phase verzichten und den Begriff der mittleren oder durchschnittlichen Spannung einführen.

Wir denken uns den betrachteten Würfel von den Seitenlängen X, Y und Z durch einen ebenen Schnitt parallel zur Begrenzungsfläche $X \cdot Y$ in zwei Teile zerlegt. Diese gedachte Trennungsfläche führt zum Teil durch Porenwasser, zum Teil durch feste Substanz. Als äußere Kräfte ließen wir an die Würfelflächen gleichmäßig verteilte Normaldrücke angreifen und bezeichnen jetzt mit σ_x den Druck auf die beiden Flächen $Y \cdot Z$, mit σ_y den Druck auf $X \cdot Z$ und mit σ_z den Druck auf die Begrenzungsflächen $X \cdot Y$ des Wür-

fels. In der Schnittfläche wirkt als innere Spannung zunächst ein gleichmäßig verteilter Druck von der Größe $p = w_0 + \gamma z$. Er rührt von dem hydrostatischen Spannungszustand her, welcher sich lückenlos über das ganze Toninnere verteilt. In den Teilen der Schnittfläche, welche durch feste Substanz führen, wirken außerdem noch Normal- und Schubspannungen. Die Resultierende dieser Festsubstanzspannungen läßt sich aus einer Gleichgewichtsbetrachtung bestimmen. Sie steht normal auf der Schnittfläche und besitzt die Größe $X \cdot Y (\sigma_z - p)$. Eine gleichmäßig über die ganze Schnittfläche verteilte Normalspannung von der Größe $\sigma_z - p$ besitzt dieselbe Resultierende.

Wir betrachten deshalb diesen gleichmäßigen Spannungszustand als Ersatz für den im unendlich Kleinen regellos verlaufenden Spannungszustand in der Festsubstanz. Durch diese Betrachtung haben wir gewissermaßen die Unregelmäßigkeiten im wirklichen Spannungszustand in der Festsubstanz geglättet. Wir betrachten einen mittleren oder durchschnittlichen Spannungszustand.

Der mittlere durch die Festsubstanz übertragene Druck für einen beschränkten Teil der Schnittfläche, etwa der Fläche F in Abb. 2 wird bis auf Beträge höherer Kleinheitsordnung derselbe sein, wie der mittlere Spannungszustand für die ganze Schnittfläche von der Größe $X \cdot Y$. Bei kleiner werdendem Flächenausschnitt F werden die Unterschiede anwachsen. Der Begriff der mittleren Spannung hat bloß einen Sinn, wenn man ihn an Flächenelemente anwendet, welche im Verhältnis zu den Abmessungen der einzelnen Tonkörner groß sind.

Wir fassen unsere Erkenntnis über das Wesen der Spannungen im Ton zusammen und konstatieren, daß wir zwischen dreierlei Arten von Spannungen unterscheiden müssen. Es sind das:

1. Der Porenwasserdruck p . Er ist ein hydrostatischer, schubspannungsfreier Spannungszustand, welcher sich ungeachtet der Bezeichnung Porenwasserdruck, die sich dafür eingebürgert hat, gleichmäßig über Porenwasser und Festsubstanz verteilt. Wie bereits gezeigt, läßt sich dieser Porenwasserdruck auf natürliche Weise in den Porenwasserüberdruck w_0 und den natürlichen Druckzustand des Porenwassers zerlegen.

2. Der Spannungszustand, welcher allein durch die feste Phase des Tons übertragen wird. Wir betrachten dabei keine wirklichen, sondern mittlere oder durchschnittliche Spannungszustände, wie sie an den Begrenzungsflächen von Würfeln wirksam sind, deren Abmessungen groß sein sollen im Vergleich zu den Korndurchmessern. Für diesen Spannungszustand wollen wir mit Terzaghi die Bezeichnung „Wirksamer Spannungszustand“ gebrauchen.

3. Die Summe aus Porenwasserdruck und wirksamen Spannungszustand ergibt schließlich den „totalen Spannungszustand“.

Sei p der Porenwasserdruck, $\bar{\sigma}_x, \bar{\sigma}_y, \bar{\sigma}_z, \bar{\tau}_{xy}, \bar{\tau}_{xz}$ und $\bar{\tau}_{yz}$ der totale Spannungszustand und schließlich $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{xz}$ und τ_{yz} der wirksame Spannungszustand in einem Punkt eines beliebigen Tonvorkommens, dann besteht die Beziehung:

$$(1) \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_x = \sigma_x + p & \bar{\tau}_{xy} = \tau_{xy} \\ \bar{\sigma}_y = \sigma_y + p & \bar{\tau}_{xz} = \tau_{xz} \\ \bar{\sigma}_z = \sigma_z + p & \bar{\tau}_{yz} = \tau_{yz} \end{cases}$$

Ein Grundgesetz der Tonmechanik.

Bei allen Untersuchungen, welche das Verhalten von Tonen unter der Einwirkung von Spannungen behandeln, wirft sich nach dem Ergebnis des vorigen Abschnittes die Frage auf, welcher der drei Spannungszustände, Porenwasserdruck, wirksamer oder totaler Spannungszustand für das Verhalten des Tons maßgebend ist.

Um diese Frage zu beantworten, betrachten wir nochmals die Abb. 1. Dort sind alle Kräfte dargestellt, welche auf das Einzelkorn einwirken. Sie lassen sich, wie zuvor gezeigt wurde, in drei Kräftegruppen zerlegen von welchen jede für sich ein Gleichgewichtssystem bildet. Es bestehen aber zwischen ihnen wesentliche

Unterschiede. Sowohl der allseitige Oberflächendruck w_0 , als auch der vom natürlichen Porenwasserdruck γz erzeugte Oberflächendruck müssen als aktive Kraftangriffe betrachtet werden, zum Unterschied von den passiv wirkenden Berührungskräften. Wir erkennen das an folgendem Gedankenexperiment:

Lassen wir von außen eine neue Kraft an das Teilchen angreifen, dann sind nur die Berührungskräfte durch Änderung ihrer Richtung und Größe an der Aufrechterhaltung des Gleichgewichts beteiligt. Die Nachbarpartikel setzen jedem Versuch einer Lageänderung passiven Widerstand entgegen. An der Größe des aktiven Oberflächendruckes ändert sich hingegen gar nichts. Ähnlich verhält es sich, wenn unser Teilchen aus irgend welchen Gründen eine Lage- oder Gestaltsänderung vorgenommen hat. Es müssen sich dann die Berührungskräfte entsprechend der neuen relativen Lage des Kornes zu seinem Nachbarpartikel ändern, während der Druck des Porenwassers auf die Oberfläche unverändert bleibt.

Aus dieser Betrachtung können wir den Schluß ziehen, daß eine Gestalts- oder Lageänderung eines Teilchens seine Ursache nur in den Berührungskräften haben kann, denn der Oberflächendruck p bleibt nach wie vor ungeändert.

In Abb. 3 wird ein schuppenförmiger oder stengeliger Mineralbestandteil des Tons betrachtet. P_1, P_2 und P_3 seien die Berührungskräfte, welche von den Nachbarpartikeln übertragen werden. Es ist ohne weiteres ersichtlich, daß eine kleine Änderung der Berührungskräfte in ihrer Richtung oder Größe ganz erhebliche Verbiegungen zur Folge haben kann. Der allseitige Porenwasserdruck p , der außerdem noch auf das Korn einwirkt, hat dagegen auf die Gestalt des Teilchens gar keinen Einfluß, wenn wir die vereinfachende Voraussetzung treffen, daß die Poissonsche Ziffer der Festsubstanz $n = 2$ beträgt.

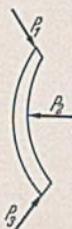


Abb. 3. Jede Formänderung des Tons, ob es sich nun um eine Verdichtung des Materials oder um eine sog. Fließerscheinung handelt, hat ihre Ursache zweifellos in Gestaltsänderungen der Einzelteilchen bzw. in Änderungen der gegenseitigen Lage der Teilchen. Wie wir gezeigt haben, kann der Porenwasserdruck Gestalt und Lage der Einzelkörner in keiner Weise beeinflussen. Für diese Veränderungen im Inneren des Tonkörpers (Verdichtung und Fließen) sind allein die Berührungskräfte von Korn zu Korn verantwortlich.

Diese Berührungskräfte mit den von ihnen am Korn erzeugten Spannungszuständen haben wir früher durch einen mittleren Spannungszustand, den wirksamen Spannungszustand ersetzt. Mit Hilfe dieses Begriffes wollen wir nun das Grundgesetz der Tonmechanik formulieren. Es lautet:

Das mechanische Verhalten eines Tones (Formänderungen, Festigkeitsgrenzen usw.) hängt einzig und allein von den wirksamen Spannungen des Tons ab.

Die Kenntnis der totalen Spannungen allein gibt uns also keine Möglichkeit, das mechanische Verhalten von Tonen zu verstehen.

Zusammenhang zwischen Porenziffer und Spannungszustand.

Bei der Untersuchung des Wesens der Spannungen im Inneren des Tonwürfels mußten wir der Größe des Porenwasserdruckes einen unbestimmten Wert beilegen, da wir den Porenwasserüberdruck nicht kannten. Mit den dort getroffenen Voraussetzungen war es uns nicht möglich, diesen Wert festzustellen. Wir wollen jetzt daran gehen, auch diese Frage zu klären. Die Wichtigkeit einer Klärung liegt auf der Hand. In den meisten Fällen wird der wirksame Spannungszustand im Ton nicht bekannt sein, sondern nur der totale Spannungszustand, welcher uns aber über das mechanische Verhalten des Tons keinen Aufschluß geben kann. Erst nach Kenntnis der Größe des Porenwasserdruckes gelingt es mittels der Gleichungen 1 die wirksamen Spannungen aus den totalen zu ermitteln.

Eine nähere Beschäftigung mit dieser Frage zeigt, daß zwischen dem Porenwasserüberdruck w_0 und der Porenziffer ϵ eine enge Beziehung besteht. Wir werden uns deshalb zunächst mit der

Abhängigkeit der Porenziffer vom wirksamen Spannungszustand beschäftigen müssen. An die Spitze der Untersuchung setzen wir die vereinfachende Voraussetzung, daß das Material vollständig isotrop ist, d. h., daß alle Richtungen untereinander vollständig gleichwertig sind. Diese Voraussetzung ist bei Tonen im allgemeinen nicht erfüllt. Die Anisotropie wirkt sich jedoch hauptsächlich bei den linearen Formänderungen infolge von Spannungsänderungen aus, dürfte aber auf die Porenziffer keinen Einfluß haben.

Als Folge dieser Voraussetzung müssen alle wirksamen Spannungszustände, welche sich nur durch ihre Orientierung voneinander unterscheiden, die also durch eine einfache Verdrehung ineinander übergeführt werden können, dieselbe Porenziffer ϵ erzeugen. Die Richtungen der Hauptspannungsachsen verlieren in diesem Zusammenhang ihre Bedeutung. Wesentlich sind einzig und allein die Hauptspannungsgrößen. Die Porenziffer ϵ kann als Funktion der drei Hauptspannungsgrößen allein betrachtet werden. Man braucht nicht alle sechs Komponenten des allgemeinen Spannungstensors in Rechnung zu stellen. Darin liegt der Vorteil der Voraussetzung eines isotropen Materials.

Die Erfahrung, die wir beim Experimentieren gewonnen haben, lehrt uns, daß für ein und dasselbe Bodenmaterial die Porenziffer keine eindeutige Funktion des wirksamen Spannungszustandes ist. Setzen wir ein gestörtes Material von hoher Ausgangsporenziffer unter einen allseitigen Druck, dann erhalten wir eine höhere Gleichgewichtsporenziffer als bei Wiederholung des Versuches mit demselben Ton bei geringerer Ausgangsporenziffer. Gleichfalls bekannt ist die Tatsache, daß die Porenziffer eines Tons nach Entlastungen niemals denselben Betrag erreicht wie bei einer direkten Belastung.

Die Beantwortung der Frage nach der Gleichgewichtsporenziffer unter einem bestimmten wirksamen Spannungszustand hängt also wesentlich von der Vergangenheit des Tons ab. Für einen bestimmten Boden mit einer bestimmten Belastungsvergangenheit besitzt aber die Porenziffer unter einem wirksamen Spannungszustand mit den Hauptspannungsgrößen σ_1, σ_2 , und σ_3 einen ganz bestimmten eindeutigen Wert. Das ist eben die Porenziffer, die sich einstellen wird und die man experimentell ermitteln kann. Darüber hinaus ist aber auch die Änderung der Porenziffer $d\epsilon$ eindeutig, wenn wir eine einmalige Änderung der Hauptspannungen um die kleinen Beträge $d\sigma_1, d\sigma_2$ und $d\sigma_3$ durchführen, denn wir betrachten ja nicht die Gesamtheit der möglichen Porenziffern für Tone mit verschiedenen Vergangenheiten, sondern einen besonderen Ton mit einer ganz bestimmten Vergangenheit. Nach den Regeln der Infinitesimalgeometrie besteht zwischen $d\epsilon$ und den sehr kleinen Änderungen der Hauptspannungsgrößen ein linearer Zusammenhang:

$$(2) \quad d\epsilon = \frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_1} d\sigma_1 + \frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_2} d\sigma_2 + \frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_3} d\sigma_3.$$

Die Erfahrungen, welche wir beim Arbeiten mit Tonen gesammelt haben, lehren uns aber, daß die Gl. (2) nicht unbeschränkt gültig ist. Die Funktion $\epsilon = f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, welche in diesem besonderen Fall den Zusammenhang zwischen Porenziffer und wirksamen Spannungszustand in der Umgebung des betrachteten Spannungstensors herstellt, muß eine Unstetigkeit besitzen, so daß die partiellen Ableitungen je nach der Richtung nach der wir differenzieren, zwei Werte aufweisen. Es besteht also für denselben Punkt noch eine zweite Gleichung:

$$(3) \quad d\epsilon = \left(\frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_1} \right) d\sigma_1 + \left(\frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_2} \right) d\sigma_2 + \left(\frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_3} \right) d\sigma_3.$$

Den ganzen Bereich von Wertetrippeln $d\sigma_1, d\sigma_2$ und $d\sigma_3$ für welche die Gl. (2) angewendet werden muß, wollen wir als Belastungsvorgänge bezeichnen, während wir der Gesamtheit aller Wertetrippeln, für welche Gl. (3) gültig ist, die Bezeichnung Entlastungsvorgänge beilegen. Durch diese Zweiteilung aller Spannungsänderungen in Belastungs- und Entlastungsvorgänge werden wir den Erfahrungen gerecht, welche wir im Kompressionsversuch mit behinderter Seitenausdehnung und im allseitigen Druckversuch in der Ölzelle gesammelt haben. Bei den Versuchen im Odometer und in der Ölzelle bei allseitigen Druck ist von vornherein klar,

was unter Belastung und Entlastung zu verstehen ist, weil bei diesen Versuchen nur eine einzige veränderliche Spannungsgröße vorhanden ist. Bei dreiaxigen Spannungszuständen, wo Änderungen von drei Hauptspannungsgrößen auftreten können, wird der Versuch entscheiden müssen, was als Belastung und Entlastung bezeichnet werden muß. Unsere Definition der Belastungs- und Entlastungsvorgänge in dreiaxig beanspruchten Tonen geht deshalb nicht von den Änderungen der Hauptspannungskomponenten aus, sondern von den Gl. (2) und (3), deren Koeffizienten $\frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_1}$, $\frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_2}$, $\frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_3}$ bzw. $\left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_1}\right)$, $\left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_2}\right)$ und $\left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_3}\right)$ versuchstechnisch ermittelt werden müssen.

Falls wir in unserer Annahme recht haben, daß für ein bestimmtes Material unter einem bestimmten wirksamen Spannungszustand mit der Gleichgewichtsporenziffer ε die Gl. (2 bzw. (3) die Beziehung zwischen Änderung der Porenziffer bei sehr kleinen Änderungen des wirksamen Spannungszustandes eindeutig beherrschen, dann sind wir in der Lage, Aussagen über die Größe bzw. Änderung des Porenwasserdruckes bei einer Änderung des totalen Spannungszustandes zu machen.

Angenommen, wir hätten eine Tonprobe einem totalen Spannungszustand mit den Hauptspannungsgrößen σ_1 , σ_2 und σ_3 ausgesetzt. Der Porenwasserüberdruck sei uns bekannt und habe den Wert $w = 0$. Es handelt sich also dabei um eine Tonprobe, welche die Möglichkeit hatte ihr überschüssiges Porenwasser abzugeben und dabei lang genug unter der Einwirkung dieses Spannungszustandes stand, um vollständig zu konsolidieren. Im Porenwasser dieser Probe herrscht überall der natürliche Porenwasserdruck. Weiter setzen wir als bekannt voraus die Größe der Gleichgewichtsporenziffer ε_0 , die unter dem Einfluß dieser wirksamen Spannungen entstanden ist und die beiden Gl. (2) und (3), welche die Änderung der Porenziffer als Funktion der Änderung der wirksamen Hauptspannungsgrößen für das betrachtete Material darstellen.

Wir ändern nun plötzlich den totalen Spannungszustand um einen sehr kleinen Betrag. Dabei werden sich im allgemeinen auch die Hauptspannungsrichtungen etwas verdrehen. Wegen der vorausgesetzten Isotropie des Materials brauchen wir uns jedoch darum nicht zu kümmern. Wir stellen bloß die Änderungen $\Delta \sigma_1$, $\Delta \sigma_2$ und $\Delta \sigma_3$ der Hauptspannungsgrößen fest und legen uns die Frage vor, wie dadurch der Porenwasserdruck, die wirksamen Spannungen und die Porenziffer beeinflusst werden.

Eine Änderung der Porenziffer, das wurde bereits früher erwähnt, bedingt notwendig eine Änderung des Gehaltes an Porenwasser und demnach das Entstehen von Porenwasserströmungen. Eine plötzliche, schlagartige Änderung in der Porenziffer kann nicht eintreten. Für die erste Zeit nach Änderung des totalen Spannungszustandes ist also sicher $\Delta \varepsilon = 0$ zu setzen.

Aus Gl. (2) ergibt sich daraus für die Änderungen des wirksamen Spannungszustandes die Bedingungsgleichung:

$$(4) \quad \Delta \varepsilon = 0 = \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_1} \Delta \sigma_1 + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_2} \Delta \sigma_2 + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_3} \Delta \sigma_3.$$

Wir leiten uns aus den Gl. (1) die neuen Gl. (5) ab, welche für die Änderungen der Spannungsgrößen gelten müssen.

$$(5) \quad \begin{aligned} \Delta \sigma_1 &= \Delta \bar{\sigma}_1 - \Delta w^* \\ \Delta \sigma_2 &= \Delta \bar{\sigma}_2 - \Delta w \\ \Delta \sigma_3 &= \Delta \bar{\sigma}_3 - \Delta w \end{aligned}$$

Aus Gl. (4) und (5) erhält man:

$$0 = \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_1} (\Delta \bar{\sigma}_1 - \Delta w) + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_2} (\Delta \bar{\sigma}_2 - \Delta w) + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_3} (\Delta \bar{\sigma}_3 - \Delta w),$$

daraus:

$$(6) \quad \Delta w = \frac{\frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_1} \Delta \bar{\sigma}_1 + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_2} \Delta \bar{\sigma}_2 + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_3} \Delta \bar{\sigma}_3}{\frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_1} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_2} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_3}} = \frac{\Delta \bar{\varepsilon}}{\frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_1} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_2} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_3}}.$$

* Aus Gl. (1) ergibt sich zunächst $\Delta \sigma_1 = \Delta \bar{\sigma}_1 - \Delta p$ oder $\Delta \sigma_1 = \Delta \bar{\sigma}_1 - (\Delta w + \Delta \gamma \cdot z)$. Der natürliche Porenwasserdruck bzw. die Lage des natürlichen Grundwasserspiegels werden durch irgendeine Änderung des Spannungszustandes nicht beeinflusst, so daß also $\Delta \gamma \cdot z = 0$ ist.

Mit $\Delta \bar{\varepsilon}$ bezeichnen wir die Änderung der Porenziffer, die sich bei Möglichkeit eines Porenwasserabflusses nach vollständiger Konsolidation einstellen muß. Zu diesem Zeitpunkt sind nämlich die Änderungen der totalen Spannungen und die Änderungen der wirksamen Spannungen untereinander gleich und die Gl. (2) liefert:

$$\Delta \bar{\varepsilon} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_1} \Delta \bar{\sigma}_1 + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_2} \Delta \bar{\sigma}_2 + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_3} \Delta \bar{\sigma}_3.$$

Die Konsolidation dauert immer eine gewisse Zeit, während der die Porenziffer von ihrem ursprünglichen Wert ε zum neuen Gleichgewichtswert $\varepsilon + \Delta \bar{\varepsilon}$ übergeht. In einem Zeitpunkt vor Beendigung der Konsolidation besitzt die Porenziffer den Wert $\varepsilon + \Delta \varepsilon$ der zwischen den beiden Grenzwerten ε und $\varepsilon + \Delta \bar{\varepsilon}$ liegt. Zu diesem Zeitpunkt gilt also die Gleichung:

$$\Delta \varepsilon = \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_1} \Delta \sigma_1 + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_2} \Delta \sigma_2 + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_3} \Delta \sigma_3,$$

die sich unter Verwendung der Gl. (5) wie folgt umformen läßt:

$$\Delta \varepsilon = \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_1} (\Delta \bar{\sigma}_1 - \Delta w) + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_2} (\Delta \bar{\sigma}_2 - \Delta w) + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_3} (\Delta \bar{\sigma}_3 - \Delta w)$$

daraus:

$$(7) \quad \Delta w = \frac{\frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_1} \Delta \bar{\sigma}_1 + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_2} \Delta \bar{\sigma}_2 + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_3} \Delta \bar{\sigma}_3 - \Delta \varepsilon}{\frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_1} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_2} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_3}} = \frac{\Delta \bar{\varepsilon} - \Delta \varepsilon}{\frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_1} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_2} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_3}}.$$

Die Gl. (7) zeigt, daß während des Konsolidationsvorganges der Porenwasserdruck von seinem Anfangswert Gl. (6) dem Betrag $w = 0$ zustrebt. Der Endzustand ist erreicht, wenn die tatsächlich vorhandene Porenziffer $\varepsilon + \Delta \varepsilon$ den Wert $\varepsilon + \Delta \bar{\varepsilon}$ erlangt hat, wenn also die Konsolidation beendet ist.

In Gl. (7) ist $\Delta \bar{\varepsilon}$ eine konstante unveränderliche Größe, die von der einmalig durchgeführten und dann konstant gehaltenen Änderung $\Delta \bar{\sigma}_1$, $\Delta \bar{\sigma}_2$ und $\Delta \bar{\sigma}_3$ der totalen Spannungen abhängt. Dagegen ist $\Delta \varepsilon$ während der Konsolidation ein veränderlicher Wert, welcher vom jeweils vorhandenen wirksamen Spannungszustand abhängt. Eine Differenziation der Gl. (7) nach der Zeit liefert also den folgenden Ausdruck:

$$(8) \quad \frac{\partial w}{\partial t} = - \frac{\frac{\partial \varepsilon}{\partial t}}{\frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_1} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_2} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma_3}}.$$

In den Gl. (6), (7) und (8) sind die partiellen Ableitungen der Porenziffer nach den Hauptspannungskomponenten experimentell zu ermittelnde Werte. Die Änderungen $\Delta \bar{\sigma}_1$, $\Delta \bar{\sigma}_2$ und $\Delta \bar{\sigma}_3$ sind vorgegebene Größen. Mit Aufstellung dieser Gleichungen haben wir also die Aufgabe, welche wir uns eingangs gestellt haben, wenigstens für kleine Änderungen der totalen Spannungen gelöst.

Die allgemeine Form der Differenzialgleichung des hydrodynamischen Spannungsausgleichs.

Es wurde bereits mehrfach erwähnt, daß eine Änderung der Porenziffer des Tons notwendig eine Strömung des Porenwassers erzeugt. Bei der mathematischen Behandlung des Problems der Porenwasserströmung wollen wir eine vereinfachende Annahme treffen, wie sie ähnlich in der Elastizitätstheorie und in der Theorie der Wärmeströmung auch vorgenommen wird.

Eine Porenzifferänderung findet in der Natur so statt, daß in die Volumeneinheit der Tonmasse mehr feste Substanz hineingedrückt wird als ursprünglich vorhanden war. Die einzelnen Festteilchen machen dabei Relativverschiebungen mit. Ihr gegenseitiger Abstand wird bei einer Verdichtung verkleinert, bei einem Schwellen vergrößert. Diese Gestaltsänderung des Körpers ergibt für die Behandlung der Strömung des Porenwassers sehr große Schwierigkeiten. Es ändern nämlich während des Strömungsvorganges unter anderen auch diejenigen Flächen, an welchen gewisse Grenzbedingungen zu erfüllen sind, ständig ihre Lage im Raum. Um diesen Schwierigkeiten zu entgehen, ersetzen wir den tatsächlichen Verdichtungsvorgang durch einen gedachten, bei welchem diese

Gestaltsänderungen nicht auftreten. Wir betrachten beim Verdichtungsprozeß nur die Verminderung der Porenziffer als wesentlich, denn diese erzeugt die Porenwasserströmung. Beim fiktiven Verdichtungs Vorgang wollen wir diese Verminderung durch eine Volumsvergrößerung der Festsubstanz erreichen. Wir führen dabei die fiktive Volumsvergrößerung der einzelnen Teilchen im Ton so durch, daß sämtliche Gestaltsänderungen des wirklichen Verdichtungsprozesses rückgängig gemacht werden. Eine Untersuchung der Porenwasserströmung in unserem fiktiven Ton ist nun bedeutend einfacher als eine Untersuchung der wirklichen Porenwasserströmung. Der Fehler der dabei begangen wird ist wegen der Kleinheit der auftretenden Gestaltsänderungen unbedeutend. Porenvolumen \bar{n} und Porenziffer $\bar{\epsilon}$ des fiktiven Tons sind selbstverständlich von n und ϵ des wirklichen Tons verschieden. Vor Beginn des Verdichtungsprozesses und somit vor Auftreten von Gestaltsänderungen ist $\bar{\epsilon}_0 = \epsilon_0$ und $\bar{n}_0 = n_0$.

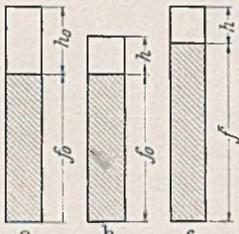


Abb. 4.

Abb. 4 zeigt in a das Verhältnis von Festsubstanz f_0 zu Hohlraum h_0 vor Beginn der Verdichtung. In b hat sich nach begonnener Verdichtung der Hohlraum im wirklichen Ton auf h verringert. Die Festsubstanz f_0 ist unverändert geblieben. c zeigt den fiktiven Ton im gleichen Verdichtungsstadium. Die Festsubstanz hat ihr Volumen auf f vergrößert, die Hohlräume betragen wie zuvor h . Mit dieser Bezeichnung ist:

$$\begin{aligned} \epsilon_0 &= \frac{h_0}{f_0}, & \epsilon &= \frac{h}{f_0}, & \bar{\epsilon} &= \frac{h}{f}, \\ n_0 &= \frac{h_0}{h_0 + f_0}, & n &= \frac{h}{h + f_0}, & \bar{n} &= \frac{h}{h + f}, \end{aligned}$$

dabei ist $h + \bar{f} = h_0 + f_0$; demnach

$$\bar{n} = \frac{h}{h_0 + f_0} = \frac{\frac{h}{f_0}}{1 + \frac{h_0}{f_0}} = \frac{\epsilon}{1 + \epsilon_0}.$$

Wir betrachten das Porenwasser im Ton als ideale, volumsbeständige Flüssigkeit. Diese Voraussetzung wollen wir nun in eine mathematische Formel kleiden. Zu diesem Zweck denken wir uns aus der Flüssigkeit ein beliebiges, unendlich kleines Parallelepiped mit den Seitenlängen dx , dy und dz herausgeschnitten. Die Strömungsgeschwindigkeit habe die Komponenten v_x , v_y und v_z . Das spezifische Gewicht des Wassers sei γ . In die eine Begrenzungsfläche des Parallelepipeds mit den Seiten dx und dy tritt in der Zeiteinheit dt Flüssigkeit vom Gewicht

$$G_1 = dx \cdot dy \cdot v_z \cdot \gamma \cdot dt$$

in das Innere des Parallelepipeds ein. Aus der gegenüberliegenden Begrenzungsfläche tritt in derselben Zeiteinheit

$$G_1 + \Delta G_1 = dx \cdot dy \cdot \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) \gamma \cdot dt$$

aus. Die Differenz

$$\Delta G_1 = dx \cdot dy \cdot dz \cdot \frac{\partial v_z}{\partial z} \cdot \gamma \cdot dt$$

gibt das Gewicht der Wassermenge an, welche durch die eine Begrenzungsfläche $dx \cdot dy$ aus dem Inneren des Parallelepipeds mehr abströmte, als durch die gegenüberliegende hereinkam. Ebenso gibt

$$\Delta G_2 = dx \cdot dy \cdot dz \cdot \frac{\partial v_x}{\partial x} \cdot \gamma \cdot dt$$

den Verlust an Wassergewicht durch die beiden Begrenzungsflächen $dy \cdot dz$ und

$$\Delta G_3 = dx \cdot dy \cdot dz \cdot \frac{\partial v_y}{\partial y} \cdot \gamma \cdot dt$$

den Verlust durch die beiden Flächen $dx \cdot dz$ an.

Insgesamt ist also bei der gegebenen Geschwindigkeitsverteilung aus dem Innern des Parallelepipeds

$$(9a) \Delta G_1 + \Delta G_2 + \Delta G_3 = dx \cdot dy \cdot dz \left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) \cdot \gamma \cdot dt.$$

an Wassergewicht verlorengegangen.

Ist das Parallelepiped von Wasser vollständig ausgefüllt (eine Voraussetzung, die bei den Tonen nicht erfüllt ist, da ein Teil des Parallelepipeds durch Festsubstanz ausgefüllt ist, dann kann bei einer Strömung kein Wassergewicht aus dem Würfel verloren gehen. Das spezifische Gewicht des Wassers ist unveränderlich, da wir eine ideale Flüssigkeit voraussetzen.

Als wichtige Bedingung für die Verteilung des Geschwindigkeitsvektors v_x , v_y und v_z erhalten wir

$$(9b) \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0.$$

Diese Gl. (9b) ist unter dem Namen Kontinuitätsgleichung in der Hydrodynamik bekannt. Für die Porenwasserströmung kann sie aber in dieser Form keine Gültigkeit besitzen. Das Porenwasser füllt die Hohlräume des Tons jederzeit vollständig aus. Das wollen wir als grundlegende Annahme für die Behandlung der Porenwasserströmung voraussetzen. Der Anteil an Hohlräumen in der Volumseinheit ändert sich jedoch mit dem wirksamen Spannungszustand und beträgt bei unserem fiktiven Material

$$H = dx \cdot dy \cdot dz \cdot \bar{n} = dx \cdot dy \cdot dz \cdot \frac{\epsilon}{1 + \epsilon_0}.$$

Das Gewicht der in der Volumseinheit enthaltenen Wassermenge beträgt

$$G = dx \cdot dy \cdot dz \cdot \frac{\epsilon}{1 + \epsilon_0} \gamma.$$

Wir sehen, daß dieses Gewicht eine Funktion der Porenziffer ϵ und somit eine veränderliche Größe ist. In der Zeiteinheit nimmt das Gewicht des Wasserinhalts der Volumseinheit um den Betrag

$$\Delta G = dx \cdot dy \cdot dz \cdot \frac{1}{1 + \epsilon_0} \cdot \frac{\partial \epsilon}{\partial t} \cdot dt \cdot \gamma \quad (\text{Gewichtszunahme})$$

zu.

In Verbindung mit Gl. (9a) ergibt sich daraus nach Kürzung von $dx \cdot dy \cdot dz \cdot dt \cdot \gamma$:

$$(9c) \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = - \frac{\partial \epsilon}{\partial t} \cdot \frac{1}{1 + \epsilon_0}.$$

Das ist die allgemeine Kontinuitätsgleichung der Porenwasserströmung, die für einen besonderen Fall (Parallelströmung) zuerst von Terzaghi aufgestellt wurde.

Der Zusammenhang zwischen Strömungsgeschwindigkeit und Porenwasserdruck wird durch das Darcysche Gesetz hergestellt:

$$(10) \begin{cases} v_x = k \cdot \frac{\partial w}{\partial x} \\ v_y = k \cdot \frac{\partial w}{\partial y} \\ v_z = k \cdot \frac{\partial w}{\partial z} \end{cases}$$

In diesem empirischen Gesetz, welches sich sehr gut bewährt hat, bedeuten die v_x , v_y und v_z wiederum die Komponenten der Strömungsgeschwindigkeit und k die Durchlässigkeitsziffer, eine Konstante, welche die Strömungswiderstände des Bodens charakterisiert.

Durch Zusammenziehung der Gl. (8) und (9c) erhält man:

$$\frac{1}{1 + \epsilon_0} \left(\frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_1} + \frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_2} + \frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_3} \right) \frac{\partial w}{\partial t} = \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z}$$

eliminiert man aus dieser letzten Gleichung mit Hilfe des Darcy-

* In der Literatur findet man auch andere Ableitungen dieser Gleichung^{6,7}.

⁶ Terzaghi, K. v. und O. K. Fröhlich: Theorie der Setzungen in Tonschichten. Franz Deuticke, Leipzig und Wien, 1936.

⁷ Rendulic, L.: Der hydrodynamische Spannungsausgleich in zentral entwässerten Tonzylindern. Wasserwirtschaft und Technik, Wien 3 (29) (1935) S. 250.

schen Gesetzes Gl. (10) die Komponenten der Strömungsgeschwindigkeit, dann erhält man die Differenzialgleichung für die Verteilung des Porenwasserüberdruckes w:

$$(11a) \quad \frac{1}{1 + \epsilon_0} \left(\frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_1} + \frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_2} + \frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_3} \right) \frac{\partial w}{\partial t} = k \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right).$$

Diskussion und Lösung der Differenzialgleichung.

Die partiellen Differenzialquotienten $\frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_1}$, $\frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_2}$ und $\frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_3}$ sind zeitlich unveränderliche Größen. Sie hängen, wie bereits erwähnt, von der Vergangenheit des Tons und vom herrschenden wirksamen Spannungszustand ab. Desgleichen ist ϵ_0 , die Gleichgewichtsporenziffer unter dem wirksamen Spannungszustand vor Beginn der Porenwasserströmung von der Zeit unabhängig. Wir dürfen aber nicht übersehen, daß diese Größen im allgemeinen Funktionen des Ortes sein werden, da die wirksamen Spannungen vor Beginn der Porenwasserströmung ortsveränderlich sind. In der Differenzialgleichung sind sie als vorgegebene Funktionen zu betrachten, denn sie hängen nur vom Zustand vor Beginn der Porenwasserströmung ab.

Wir müssen demnach, um an eine Lösung der Differenzialgleichung herantreten zu können, die räumliche Verteilung von

$$\frac{1}{1 + \epsilon_0} \left(\frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_1} + \frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_2} + \frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_3} \right)$$

aufsuchen und in die Differenzialgleichung einführen. Setzen wir

$$\frac{1}{1 + \epsilon_0} \left(\frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_1} + \frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_2} + \frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_3} \right) = f(x, y, z),$$

dann lautet die Gl. (11)

$$(11b) \quad f(x, y, z) \frac{\partial w}{\partial t} = k \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right).$$

Eine wesentliche Vereinfachung für die Lösung der Gl. (11b) ergibt sich, wenn man die Lösung in der Form

$$(12) \quad w = F(x, y, z) \cdot T(t)$$

ansetzt und in die Differenzialgleichung einführt. Die partielle Differenzialgleichung zerfällt dann in eine gewöhnliche Differenzialgleichung

$$\frac{T'(t)}{T(t)} = -\rho$$

für den zeitlichen Faktor der Lösung und in eine partielle Differenzialgleichung für den räumlichen Faktor:

$$(13b) \quad \frac{k}{f(x, y, z) \cdot F(x, y, z)} [F''(x, y, z)_x + F''(x, y, z)_y + F''(x, y, z)_z] = -\rho.$$

Die Lösungen T(t) und F(x, y, z) der Teilgleichungen (13a) und (13b) in Gl. (12) eingesetzt, ergeben die raumzeitliche Verteilung des Porenwasserdruckes.

Mit Hilfe der Gl. (10) kann man daraus die raumzeitliche Verteilung der Strömungsgeschwindigkeit des Porenwassers ableiten.

Wegen unserer Voraussetzung, daß vor Beginn der Porenwasserströmung kein hydrostatischer Überdruck im Porenwasser vorhanden war, ist der Wert w der Lösung Gl. (12) identisch mit Δw der Gl. (7). Bezeichnen wir mit ϵ_0 die Porenziffer vor Beginn der Strömung, dann besitzt die Porenziffer während der Konsolidation den Wert:

$$(14) \quad \epsilon = \epsilon_0 + \Delta \epsilon = \epsilon_0 - \Delta w \left(\frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_1} + \frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_2} + \frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma_3} \right) + \Delta \bar{\epsilon}.$$

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Amerikanische Talbrücken besonderer Bauart.

(Holz mit Eisenbeton.)

In den letzten Jahren wurden in den Vereinigten Staaten mehrfach Talbrücken für Landstraßen in folgender Weise ausgeführt:

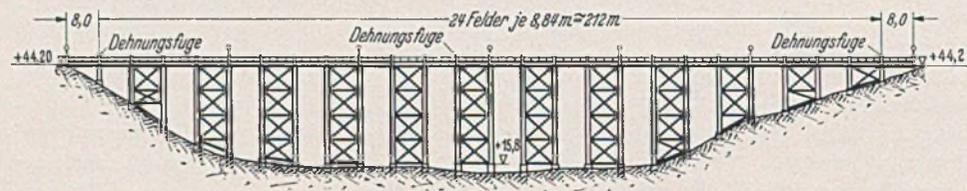


Abb. 1. Aufriß.

Gegliederte Gitterstützen aus Holz, die paarweise durch gekreuzte Streben zusammengefaßt sind (Abb. 1 u. 2) tragen eine Fahrbahn, die aus einer Verbundkonstruktion von hölzernen Längsträgern mit einer Eisenbetonplatte besteht. Die Holzbalken und die Platte sollen als Plattenbalken zusammenwirken. Zu diesem Zweck sind die Enden der Längsträger mit Einkerbungen versehen (Abb. 3) und außerdem über die ganze Länge mit Schienennägeln besetzt, die bei 18 cm Länge rd. 10 cm tief im Holz sitzen. Die Kerben und die in den Beton hineinreichenden Nägel sollen die zwischen Platte und Balken auftretenden Schubkräfte aufnehmen.

Nach den vorgenommenen Versuchen soll ein gutes Zusammenwirken von Holzbalken und Eisenbetonplatte gewährleistet sein. Die Tragfähigkeit sei dabei doppelt so groß, wie die der beiden Einzelteile. Auch unter wiederholten bzw. wechselnden Belastungen soll die Kon-

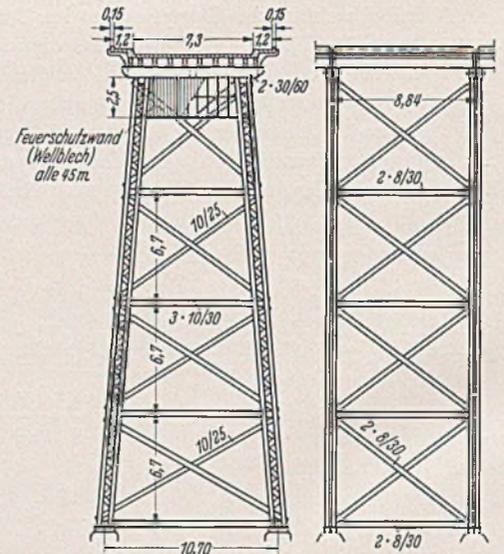


Abb. 2. Querschnitt und Seitenansicht eines Stützenpaares.

struktion sich bewährt haben. Daraufhin sind über 100 Brücken mit einer derartigen Fahrbahn gebaut worden.

Die Stützen sind bei den zuletzt errichteten Brücken, wie sie Abb. 4 darstellt, mittels geschlitzter Ringdübel von 10 cm Ø hergestellt worden, während früher (1934) noch Knotenbleche aus Stahl zur Verbindung der einzelnen Stäbe verwendet wurden. Neben Holzstützen fanden auch leichte Eisenbetonstützen Verwendung.

Die Wirtschaftlichkeit derartiger Brücken beurteilen die Amerikaner nach folgenden Gesichtspunkten: Ein Bauwerk kostet in der vorbeschriebenen Ausführung etwa halb soviel wie ein entsprechendes massives Bauwerk. Die Lebensdauer des letzteren wird mit 80 Jahren angenommen, während man für die Holzbrücke eine Dauer von 30—35 Jahren als sicher erreichbar zugrunde legt, da sämtliche Holzteile vor dem Zusammenbau (d. h. nach erfolgter Bearbeitung) mit Teeröl ge-

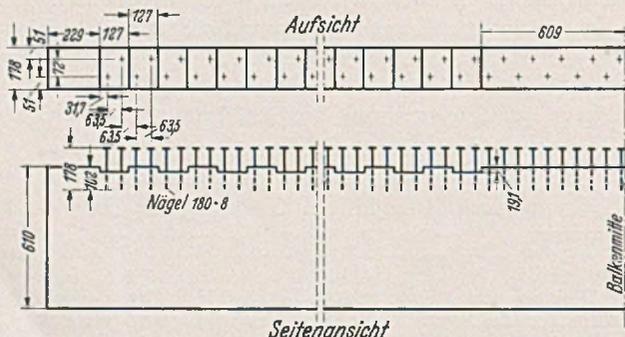


Abb. 3. Längsträger aus Holz mit Kerben und Nägeln zur Aufnahme der Schubkräfte zwischen Eisenbetonplatte und Holzbalken.

tränkt werden. Damit werden die gesamten Jahreskosten (Verzinsung, Abschreibung und Unterhaltung) für die Holzbrücke mit Betonfahrbahn trotz der höheren Unterhaltungskosten geringer, als für ein entsprechendes massives Bauwerk. (Nach Engng. News Rec. 113 [1934] S. 429 und 117 [1936], S. 197.)
H. S i m o n s, Hannover.

Wasserabmessens infolge des Zusammenwirkens mehrerer Teile kompliziert, besonders wenn der Zufluß des abgemessenen Wassers in die Mischtrommel in Verbindung mit der Beschickung für die festen Bestandteile ausgelöst wird.

An den Betonmischern der Jos. Vögele AG. wird die Wasserabmeßvorrichtung durch eine drehbare Trommel gebildet (Abb. 1). Die eine Drehachse ist hohl und dient zur Zuführung des Wassers aus einer Druckwasserleitung oder einem hochliegenden Behälter. Die Trommel

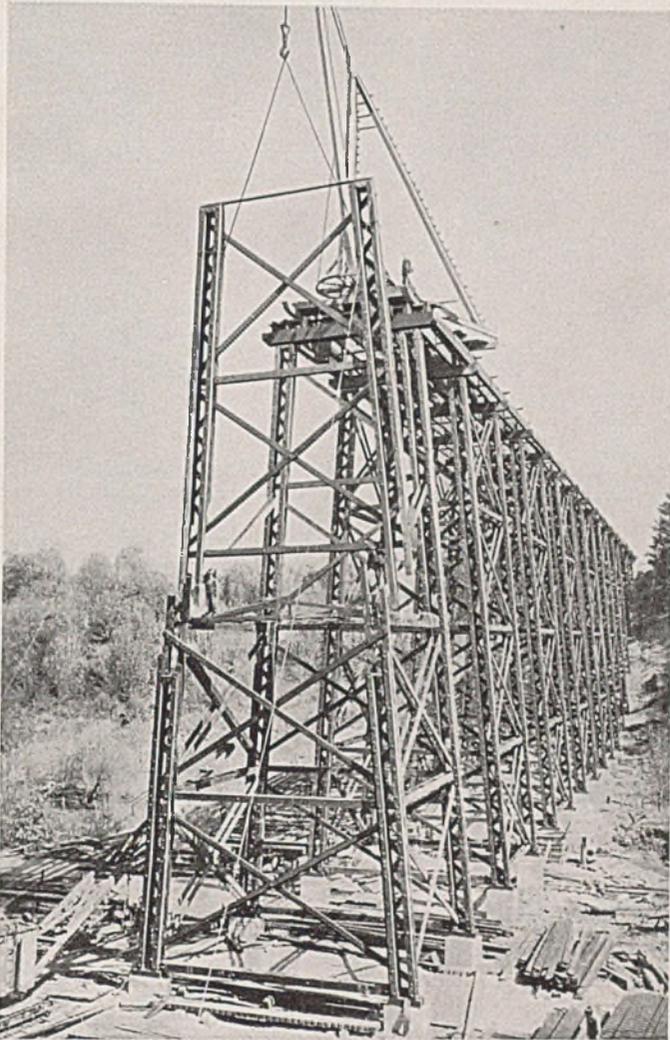
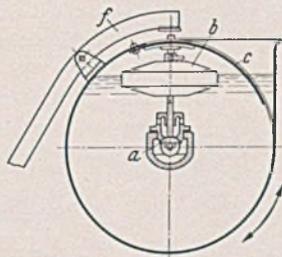


Abb. 4. Zusammenbau der Holzstützen mit Hilfe eines Derricks.

Wasserabmessungsvorrichtungen für Betonmischer.

Bei der Verarbeitung größerer Betonmengen kommt es darauf an, daß die Beschaffenheit des Betons immer dieselbe bleibt. Ebenso wenn man die Zuschläge und den Zement durch Abmeßvorrichtungen in gleichbleibenden Mengenverhältnissen den Mischtrommeln zuführt, muß auch das Anmachwasser bei jeder Trommelfüllung in gleichbleibendem Verhältnis zugegeben werden. Die großen Betonmischer, die heute haupt-

Abb. 1. Wasserabmeßeinrichtung mit drehbarer Trommel. a Absperrventil, b Schwimmer, c Blech zur Verkleinerung der Ausflußöffnung, f Ventilöffner.



sächlich beim Betonstraßenbau verwendet werden, sind daher mit Wasserabmeßvorrichtungen versehen, mit denen die Gewähr besteht, daß unabhängig von der Aufmerksamkeit des Bedienungsmannes die Wassermenge stets gleich bleibt.

Die meisten Wasserabmeßvorrichtungen bestimmen die Menge des Anmachwassers nach dem Rauminhalt; seltener ist die Bestimmung nach dem Gewicht. Praktisch ist es gleichgültig, ob die Wassermenge nach dem Rauminhalt oder nach dem Gewicht gemessen wird. Auf jeden Fall muß aber die Wassermenge leicht und zuverlässig in verschiedenen Größen einstellbar sein. Teils sind die Bauarten der Wasserabmeßvorrichtungen verhältnismäßig einfach, teils ist aber auch der Vorgang des

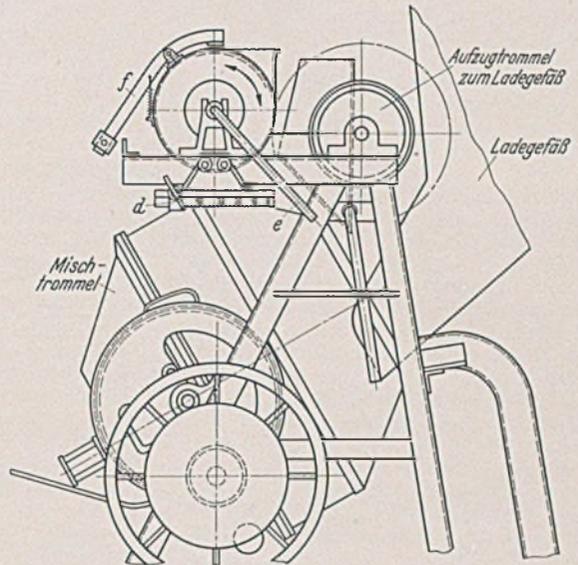
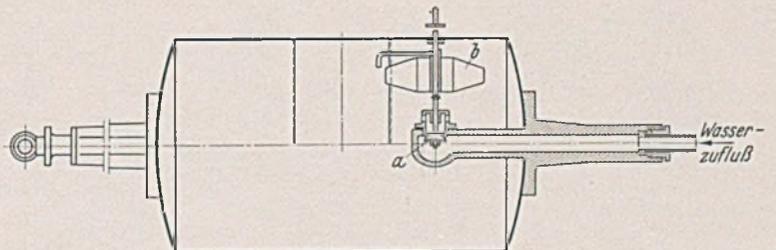


Abb. 2. Wasserabmeßvorrichtung am Mischer. d Anschlag zum Einstellen der Wassermenge, e Bedienungshebel zum Drehen der Abmeßtrommel, f Ventilöffner.

füllt sich mit Wasser, bis der nicht ohne weiteres verstellbare Schwimmer b das Absperrventil a anhebt und den Wasserzufluß unterbricht. Der Mischtrommel wird das Wasser durch Drehen der Abmeßtrommel in einem Winkel bis höchstens 90° zugeführt. In der Mitte der Abmeßtrommel ist eine Entleeröffnung angebracht, in die ein Blech c eingesetzt ist. Dieses Blech verkleinert die Ausflußöffnung, damit bei raschem Drehen der Abmeßtrommel nicht mehr Wasser herausgeschleudert wird als beabsichtigt ist. Die gewünschte Wassermenge wird durch einen Anschlag d (Abb. 2), der auf einer Skala verschiebbar ist, eingestellt. Durch den Anschlag wird dann die Drehbewegung der Abmeßtrommel, die durch den Bedienungshebel e geschieht, begrenzt, so daß aus der Auslauföffnung nur eine gewisse Wassermenge ausfließen kann. Ist das Wasser ausgeflossen, wird die Abmeßtrommel wieder zurückgedreht. Da der Wasserdruck in der Zuleitung das Absperrventil a (Abb. 1) geschlossen hält und der Schwimmer b nicht von selbst absinken kann, muß das Absperrventil a durch Anheben des Ventilöffners f von Hand geöffnet werden.

Ohne Schwimmer, aber auch nach dem Rauminhalt arbeitet die Wasserabmeßvorrichtung an den Betonmischern von Gauhe, Gockel & Cie. GmbH. In der Wasserzuleitung zur feststehenden Abmeßtrommel (Abb. 3) ist ein Dreiwegehahn eingeschaltet, der durch den Bedienungshebel b zunächst so gestellt wird, daß das Wasser in die Abmeßtrommel fließt und diese vollständig füllt. Oben an der Abmeßtrommel befindet sich ein Entlüftungsventil c, das sich sofort schließt, sobald es vom Wasser berührt wird. In die Betonmischtrommel läßt man das



Wasser durch Drehen des Dreiwegehahnes a fließen. Um eine gleichbleibende Wassermenge einzustellen, befindet sich im Innern der Abmeßtrommel ein rohrartiger Abflußstutzen e, der um die Mittellinie der Abmeßtrommel von außen durch den Handhebel d gedreht werden kann. Das Wasser fließt dann nur bis zur eingestellten Höhe (W oder W_1) aus der Abmeßtrommel heraus. Das Entleeren dauert etwa 20 sek.

Nach einem ähnlichen Grundsatz ist die Wasserabmeßvorrichtung an den Mixern von Otto Kaiser gebaut (Abb. 4). In der Wasserzuleitung befindet sich auch wieder ein Dreiwegehahn a und in der Abmeßtrommel ein drehbares Rohr b, das von außen durch den Handhebel c verstellt wird. Zum Ausfließen kommt auch die Wassermenge vom

oberen Rand der Abmeßtrommel bis zur Mündung des Rohres b. — Meistens werden an einem Betonmischer zwei solche Abmeßvorrichtungen angebracht (Abb. 5), die aus dem Behälter a gespeist werden. An die Rohre, die für den Zu- und Abfluß des Wassers nach den Abmeßtrommeln c dienen, ist aber ein Vierwegehahn f angeschlossen. Das Wasser fließt dann gleichzeitig vom Behälter a nach der Abmeßvorrichtung 1 und von der Abmeßvorrichtung 2 nach der Mischtrommel

hebel a (Abb. 6) über das Gestänge b das Auslaufventil der Wasserabmeßvorrichtung c. Wird der Ladekübel nach der Abgabe seines Inhaltes in die Mischtrommel wieder gesenkt, so bewegt er den Hebel a in die entgegengesetzte Richtung, wodurch die Wasserzuleitung nach der Abmeßvorrichtung freigegeben wird. Beim Öffnen der Wasserzuleitung durch das Gestänge b wird das Zulaufventil d durch die Stange e nach unten gedrückt (Abb. 7) und gleichzeitig das Auslaufventil f ge-

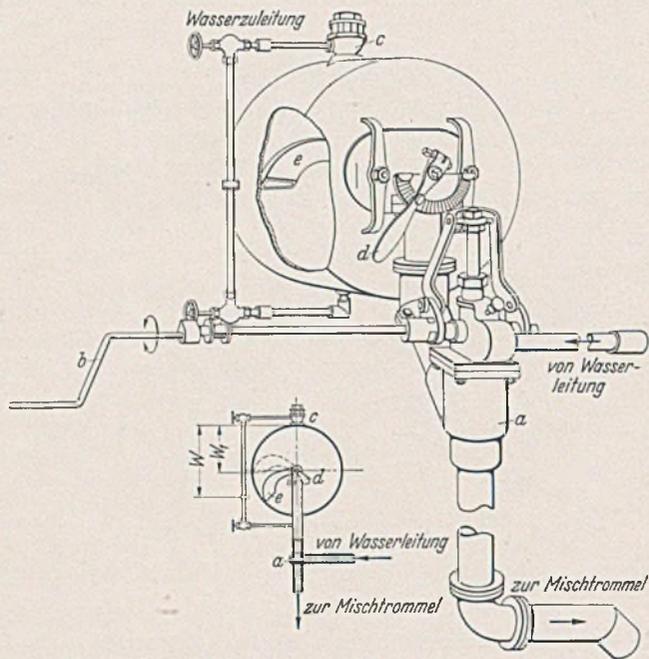


Abb. 3. Wasserabmeßvorrichtung mit verstellbarem Auslaufrohr. a Dreiweghahn, b Bedienungshebel, c Entlüftungsventil, d Einstellhebel für die Wassermenge, e Abflußstutzen. W_1 , W Beispiele einstellbarer Wassermengen.

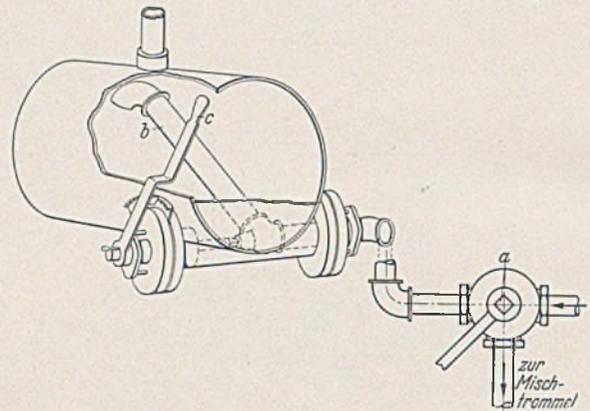


Abb. 4. Wasserabmeßvorrichtung mit verstellbarem Abflußrohr. a Dreiweghahn, b drehbares Abflußrohr, c Handhebel zum Verstellen des Abflußrohres.

schlossen. Damit das Einlaufventil d so lang offenbleibt, bis in den Abmeßbehälter die nötige Wassermenge zugeflossen ist, legt sich die Klinke g des drehbaren Sperrwinkelhebels h auf den Anschlag i an der Ventilstange e. Die Klinke g liegt solange auf, bis der aufsteigende Schwimmer k die Schwimmerstange l hebt und durch den Bund m den Winkelhebel h nach oben drückt, wodurch die Ventilstange e frei-

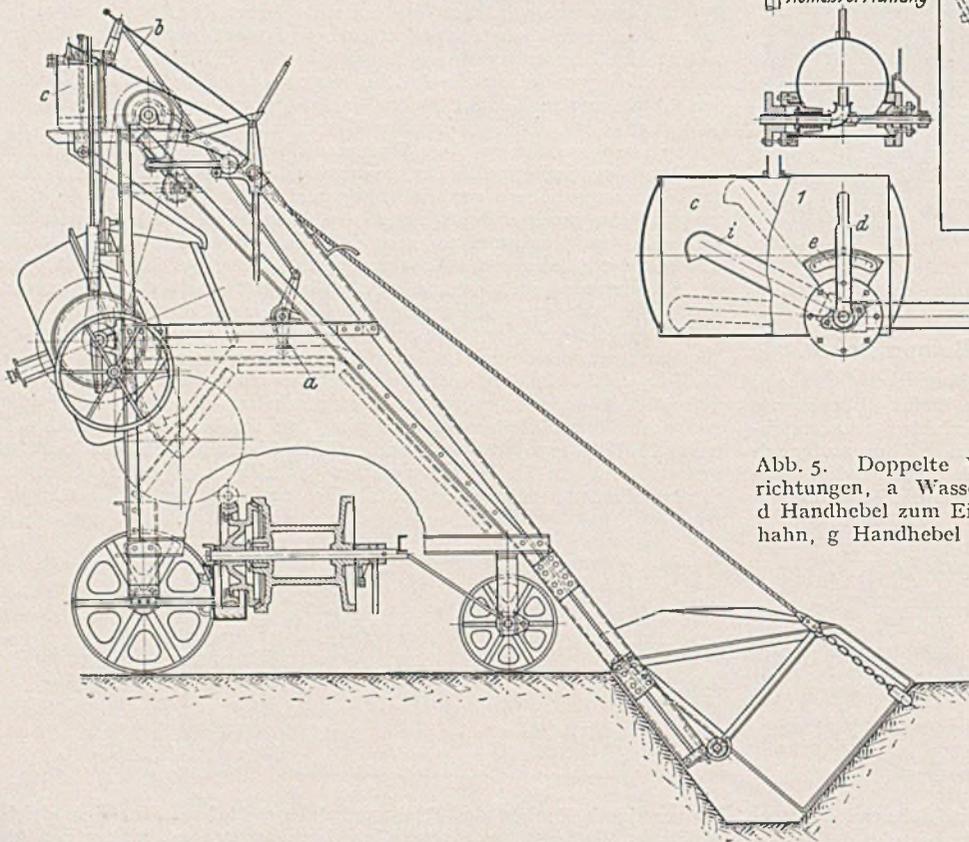


Abb. 5. Doppelte Wasserabmeßvorrichtung. 1: 2 Wasserabmeßvorrichtungen, a Wasserbehälter, b Absperrventil, c Abmeßtrommeln, d Handhebel zum Einstellen der Wassermengen, e Skalen, f Vierwegehahn, g Handhebel zum Drehen des Vierwegehahnes, h Hahnkükken, i Abflußrohre, k Überlaufrohre.

oder umgekehrt, je nach der Stellung des Handhebels g, der auf das Hahnkükken h aufgesteckt ist. Damit der Behälter a nicht überfließt, ist in der Wasserzuleitung ein mit einem Schwimmer versehenes Absperrventil b eingebaut. Etwa zuviel den Abmeßtrommeln c zufließendes Wasser gelangt durch die Rohre k in den Behälter a zurück.

Mengenmäßig und mit Schwimmer, aber mit selbsttätiger Auslösung, arbeitet die Wasserabmeßvorrichtung an den Mixern von Carl Peschke. Kurz vor der oberen Endstellung öffnet der Ladekübel mit den festen Betonbestandteilen durch Anschlag am Steuerungs-

gegeben wird und sich das Einlaufventil d schließt. Der Winkelhebel l mit der Klinke g wird durch die Blattfeder n auf den Anschlag i gedrückt. Das Einstellen der zufließenden Wassermenge geschieht durch Verändern der Lage des Bundes m. Damit besonders bei größerer Wassermenge die Abmeßvorrichtung richtig arbeitet, darf der Ladekübel nicht sofort wieder gesenkt werden. Es würde sonst das Auslaufventil vorzeitig geschlossen werden und ein Rest Wasser im Behälter zurückbleiben.

Gewichtsmäßig wird das Anmachwasser den festen Betonbestandteilen an den Mixern des Hüttenwerkes Sonthofen zugegeben.

Abb. 6. Betonmischer mit selbsttätiger Wasserabmeßvorrichtung. a Steuerungshebel, b Steuergestänge, c Abmeßvorrichtung.

Die Abmeßtrommel a (Abb. 8), deren Drehachse auf beiden Seiten in den senkrecht geführten Aufhängungen b_1 und b_2 gelagert ist, ist zum Teil von der Ummantelung e umgeben, damit beim raschen Drehen der Trommel das aus der Ausflußöffnung k austretende Wasser nicht weggeschleudert werden kann. An die eine senkrechte Aufhängung b_1 ist über den Winkelhebel g die Stange l angeschossen, die den Wasserzuleiterschlauch f nach rechts oder links verschiebt. Je nach der Größe

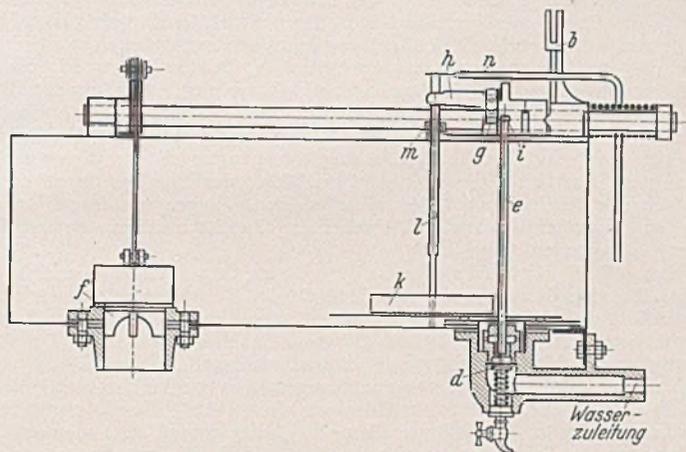


Abb. 7. Schnitt durch die selbsttätige Wasserabmeßvorrichtung. d Zulaufventil, e Ventilstange, f Auslaufventil, g Klinke, h Sperrhebel, i Anschlag an der Ventilstange, k Schwimmer, l Schwimmlange zum Anheben des Sperrhebels h, n Blattfeder zum Andrücken der Klinke g an den Anschlag i.

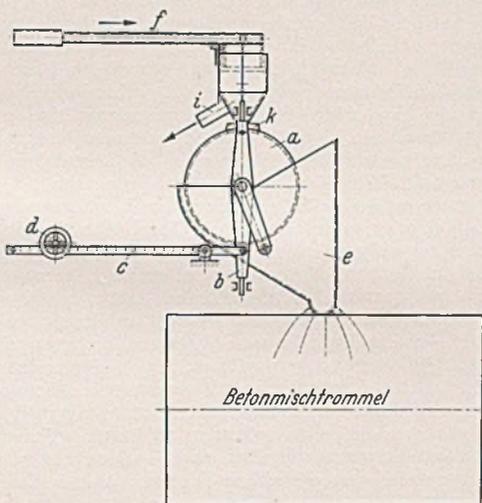


Abb. 8. Vorrichtung zum Abmessen des Wassers nach Gewicht. a Abmeßtrommel, b_1 ; b_2 senkrecht bewegliche Aufhängungen, c Wiegebalken, d verschiebbares Gewicht zum Einstellen der Wassermenge, e Ummantelung zum Auffangen des aus der Abmeßtrommel austretenden Wassers, f Wasserzuleiterschlauch, g Winkelhebel, h Einfülltrichter, i Überlauftrichter, k Ausflußöffnung der Abmeßtrommel, l Verbindungsstange.

der Verschiebung fließt das dauernd zuströmende Wasser entweder in den Einfülltrichter h, aus dem es in die Abmeßtrommel gelangt, oder in den Überlauftrichter i, aus dem es seitlich abgeführt wird. An die Aufhängung b_1 ist unten der Wiegebalken c angeschlossen, auf dem durch das verschiebbare Gewicht d die abzuwiegende Wassermenge eingestellt wird. Diese Einrichtung arbeitet ohne Hähne oder Ventile, dafür geht aber während des Entleerens der Abmeßtrommel stets eine gewisse Wassermenge verloren.

Nach dem Gewicht wird auch das Wasser an den Gegenstrommischern von Gustav Eirich GmbH abgemessen. Die Abmeßtrommel a (Abb. 9) ist außermittig um die Zapfen b am Gestell d drehbar. In die Trommel fließt das Wasser durch den Anschlußstutzen c, der an die Zuleitung durch einen beweglichen Schlauch angeschlossen ist und ein Einlaßventil enthält. Aus der Abmeßtrommel fließt das Wasser durch die Auslaufstutzen e aus, die mit Auslaufkegelventilen versehen sind. Die Einstellung der abzumessenden Wassermenge geschieht durch den verschiebbaren und feststellbaren Anschlag f am Hebel g, auf dem sich das Laufgewicht h hin- und herbewegen kann. Am Ende des geraden Stückes des Hebels g ist der feste Anschlag i angebracht. Die Drehbewegung der Abmeßtrommel a wird durch den Hebel k und den Kupplungshebel der Aufzugwinde für den Beschickkübel des Mixers verbunden, so daß beim Einrücken der Aufzugwinde die Abmeßtrommel in die Füllstellung gedreht wird und das Laufgewicht h bis an den Anschlag f rollt. Durch diese Drehbewegung öffnet sich das Einlaßventil im Anschlußstutzen c, während sich gleichzeitig die Auslaßventile in den Auslaufstutzen e schließen. Damit die Auslaßventile auf alle Fälle geschlossen werden, sind die Kegel der Ventile durch Ketten mit dem Gestell d verbunden, die die Kegel bei der Drehung der Trommel auf ihren Sitz ziehen. Sobald die in die Trommel zugeflossene Wassermenge mit dem Laufgewicht h ins Gleichgewicht kommt und das Gewicht der Wassermenge etwas überwiegt, dreht sich die Trommel infolge der außermittigen Lagerung, wodurch die Auslaufstutzen e senkrecht nach

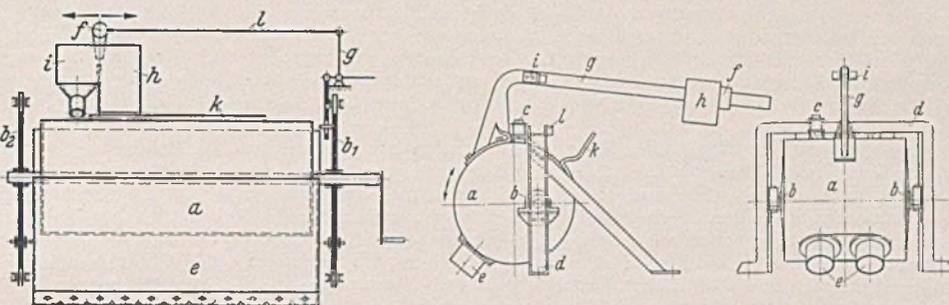


Abb. 9.

Abb. 9. Nach dem Grundsatz des Gleichgewichtes arbeitende Wasserabmeßvorrichtung. a Abmeßtrommel, b außermittige Drehzapfen, c Anschlußstutzen, d Gestell, e Auslaufstutzen, f verschiebbarer Einstellanschlag, g Laufgewichtshebel, h Laufgewicht, i fester Anschlag, k Begrenzungshebel für die Drehbewegung der Abmeßtrommel a, l zugehöriger Anschlag.

unten zu liegen kommen, und sich die Auslaufkegelventile öffnen. Mit dem Beginn der Drehbewegung der Trommel schließt sich auch das Einlaßventil. In dieser Lage bleibt die Abmeßtrommel stehen, bis die Winde für den Beschickaufzug wieder eingerückt und die Abmeßtrommel dadurch in die Füllstellung zurückgedreht wird. — Die Meßgenauigkeit der Abmeßvorrichtung ist sehr groß. Die Fehlergrenze liegt bei $\pm 1\%$.
Fr. Riedig, Zeulenroda-Unt. Haardt.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Die Holztagung 1936 in Berlin.

Am 27. und 28. November fand in Berlin die Holztagung 1936 statt, veranstaltet vom Fachausschuß für Holzfragen beim VDI und vom Deutschen Forstverein. In den vier Fachsitzungen wurden folgende Fragen behandelt: Holzigenschaften, Holzvergasung, Sperrholz und Holzschutz. Aus den zahlreichen Vorträgen sei nachstehend das für den Bauingenieur Wichtigste kurz berichtet:

1. Prof. Dr. Kollmann gab eine zusammenfassende Darstellung über die Schlag- und Dauerfestigkeit von Hölzern, die ja auch im Bauwesen (z. B. bei Funktürmen) wichtig sein kann. Die Bruchbilder beim Schlagbiegeversuch lassen erkennen, ob ein Holz als spröde (kurzfaseriger, glatter Bruch) oder als zäh (langfaseriger Bruch mit Splitterbildung) zu bezeichnen ist. Für die Durchführung der Versuche sind eingehende Vorschriften ausgearbeitet worden (Deutschland: DIN DVM C 3008, Frankreich). Zwischen Bruchschlagarbeit und Druckfestigkeit ist eine klare Beziehung noch nicht erkennbar geworden, eher dagegen zwischen ihr und der Zugfestigkeit. Auch die Abhängigkeit vom Raumgewicht ist noch nicht gesetzmäßig zu erfassen, ebenso wenig der Einfluß der Jahresringbreite und des Spätholzanteiles. Die Feuchtigkeit

hat auf die Schlagfestigkeit — im Gegensatz zu den sonstigen Festigkeitswerten — keinen wesentlichen Einfluß. Groß ist dagegen der Einfluß des Standortes (Bodenart). Die Unterschiede in der Schlagfestigkeit werden aus dem Feinbau des Holzes (steiler oder flacher Verlauf der Fibrillen) erklärt. Interessant ist, daß nach englischen Versuchen bei ruhender Belastung die Zerstörung des Holzes in den Sekundärlamellen erfolgt, bei dynamischen Beanspruchungen dagegen in der Mittellamelle. Erhöhung über 120° vermindert die dynamische Festigkeit bedeutend.

Über die Dauerfestigkeit von Holz wurden 1916 in England, 1927 in Amerika und 1930 in der DVL (Kraemer) Versuche vorgenommen und Prüfverfahren ausgearbeitet. Die Dauerbiegefestigkeit beträgt etwa 30–37% der statischen Biegefestigkeit. Beachtlich ist der Einfluß der Holzfeuchtigkeit auf die Dauerfestigkeit, während der Einfluß von Kerben gering und eine gesetzmäßige Abhängigkeit noch nicht erkennbar ist.

2. Die Zusammenhänge zwischen Wuchsbedingungen und Raumgewicht der Hölzer behandelte Dr. Trendelenburg. Standort (Bodenart), Aufzucht, Rasse usw. haben einen bedeutenden Einfluß auf das Raumgewicht und seine Verteilung innerhalb des Stammes, und damit auf die Festigkeitseigenschaften und die Verwend-

barkeit. Mit Hilfe der Großzahlforschung gelingt es, Gesetzmäßigkeiten aufzufinden und wichtige Hinweise, sowohl für die Forstwirtschaft, wie auch für die Holzverbraucher, zu geben¹.

3. Dr.-Ing. habil. Stoy berichtete über die abgeschlossenen und laufenden Normungsarbeiten über Holz und Holzbau. Nach einem geschichtlichen Rückblick über die Entstehung der bekannten DIN 1052 und DIN 1074 und der „B.H.“ wurde besonders auf die Normung der Holzquerschnitte (DIN 4070—4072) hingewiesen, die zur Einsparung von Holz beitragen kann, wenn sie allseitig beachtet wird, ferner auf die seit dem 1. Oktober d. J. eingeführte „Verordnung über die Aushaltung, Messung und Sortenbildung des Holzes in den deutschen Forsten“ („Reichs-Homa“), die der Sortierung des Rohholzes gilt und auch dem Holzverarbeitenden Bauingenieur bekannt sein muß.

DIN 1052 wird zur Zeit neu bearbeitet, vor allem hinsichtlich der Berechnung gegliederter Druckstäbe und der Holzverbindungsmitel. An Stelle des J_w -Verfahrens soll eine neue Berechnungsweise eingeführt werden, die von der Knicklast der Einzelstäbe ausgeht und dem Einfluß der Verbindung, der Spreizung usw. durch einen, aus Versuchen ermittelten Beiwert Rechnung trägt. Für die Bemessung von Nagelverbindungen wird der Vorschlag von Stoy² zugrunde gelegt werden.

Für die Prüfung von Holzverbindern sind einheitliche Vorschriften (als Ergänzung der DVM-Normen) zu erwarten. Zu DIN 1052 sollen besondere Erläuterungen, ähnlich denen für die Eisenbeton-Bestimmungen, herausgegeben werden.

Vor einer Überspannung der Güteforderungen wurde gewarnt, soweit diese Forderungen nicht dem vorliegenden Zweck entsprechen. Besonders kann ästiges und baumkantiges Holz vielfach für bestimmte Zwecke, für die es heute noch zurückgewiesen wird, verwendet werden.

4. Prof. Graf machte aus einer demnächst zu erwartenden größeren Veröffentlichung Angaben über die Gesichtspunkte, nach denen die Güte der Bauhölzer beurteilt werden sollte: Holzart, Fällzeit, Wuchs, Art des Einschnittes, Feuchtigkeitsgehalt, Fehler im Anlieferungszustand, Abweichungen vom Sollmaß. Bis jetzt fehlen hierüber eindeutige Festlegungen, die bei deutschen Hölzern auch praktisch durchführbar sind, in unseren Bestimmungen. An dem Beispiel des Faserverlaufes und der Ästigkeit zeigte der Vortragende, wie man Bedingungen in Zukunft so festsetzen kann, daß sie sowohl den Ansprüchen an die Sicherheit, wie auch den Gegebenheiten des deutschen Holzes entsprechen.

5. Aus den Vorträgen über Sperrholz seien zunächst einige Verwendungsmöglichkeiten von Sperrholz im Bauwesen genannt, auf die Dr.-Ing. habil. Mörathl hinwies: kunstharzverleimte Sperrplatten werden neuerdings in den Vereinigten Staaten zu Hausbauten gebraucht, wo sie sich gut bewährt haben sollen, da ja kunstharzverleimte Sperrhölzer nicht nur wasserfest sind, sondern auch dieser Leim (im Gegensatz zu den tierischen und pflanzlichen Leimen) nicht von Pilzen angegriffen und zerstört wird; im Ingenieurholzbau bieten sie Möglichkeiten zur Herstellung vollwandiger Binder; schließlich wurde auf die Verwendung von Sperrholz für Betonschalungen in den Vereinigten Staaten verwiesen.

Von allgemeinem Interesse werden einige Angaben aus einem Vortrag über Holz im Flugzeugbau sein, den Ing. Benz hielt: Auch heute noch ist Holz ein wichtiger Baustoff für Flugzeuge, vor allem für Sport- und kleine Übungsflugzeuge. Holzflugzeuge sind billiger und können schneller hergestellt werden, besonders wenn es sich um kleine Serien handelt, während beim Großserienbau Metall zur Zeit überlegen ist. Zweckmäßig ist oft die Gemischtbauweise. So hat z. B. das Rekord-Flugzeug He 70 (Heinkel) Flügel und Leitwerke aus Holz und einen Rumpf aus Leichtmetall (Schalenbauweise). Der Flugzeugbau mit seinen hohen Anforderungen an den Baustoff hat ganz wesentlich dazu beigetragen, die Vergütung des Holzes (Sperrholz, Schichtholz, hochwertige Verleimung usw.) und auch die Untersuchungsverfahren weiter zu entwickeln. Durch die Anwendung der Kunstharz-Verleimung („Kaurit“ und „Tego-Film“) und die Verbesserung der Schälmaschinen konnte hochwertiges Buchensperrholz und Buchenschichtholz erzeugt werden, welches das Birkenperrholz vollwertig zu ersetzen vermag (Birke wird in der Hauptsache eingeführt). Dem deutschen Buchenholz ist damit ein weiteres Absatzgebiet geschaffen. Buchenschichtholz, bestehend aus 15 Lagen je Zentimeter Dicke, mit Tegofilm verleimt, weist z. B. folgende Festigkeitseigenschaften auf: Zugfestigkeit 1400 kg/cm², Biegefestigkeit 1500 kg/cm², Druckfestigkeit 800 kg/cm², Raumgewicht 0,8 g/cm³, $E = 130000$ kg/cm². Durch entsprechende Verfahren lassen sich noch beträchtliche Steigerungen erzielen, so z. B. bei einem Raumgewicht von 1,35 eine Zugfestigkeit von 3000 kg/cm², eine Biegefestigkeit von 3500 kg/cm² und eine Druckfestigkeit von 1500 kg/cm². Auch eine spanlose Verformung ist neuerdings gelungen: Tragflügelrippen werden — ähnlich wie aus Metallblech — aus Buchensperrholz in Gesenken gepreßt; Abfälle können zum Teil dafür verwendet werden. Dabei ergibt sich bei gleicher Festigkeit eine Ersparnis an Gewicht von 30%, an Kosten von 50%. Auch eine gute Verleimung von Holz mit Metall ist durch Verwendung von Kunstharzen ermöglicht worden. Als Festigkeit der Leim-

fuge wurden 180—220 kg/cm² angegeben. Anwendung: Metallkanten von Holzpropellern.

6. Oberbaurat Hespeler berichtete über die Schäden, die der Hausbock verursacht, und über seine Bekämpfung. Der Hausbock (*Hylotrupes bajulus*, zu den Bockkäfern gehörend) hat sich in den letzten 2—3 Jahrzehnten von Dänemark her in erheblichem Umfang in Deutschland (besonders in Norddeutschland) ausgebreitet und gefährdet durch den Fraß seiner Larven in bedrohlichem Maße die Dachstühle (zum Teil auch die Balkenlagen) unserer Häuser. Eine straff durchgeführte Bekämpfung und Vorbeugung durch staatliche und private Maßnahmen ist daher erforderlich. In Hamburg und Lübeck haben sich z. B. die Brandkassen der Bekämpfung angenommen; die Versicherung gegen den Hausbock ist in Hamburg durch Gesetz verordnet. Die Bekämpfung geschieht durch Vergasung (Blausäure), Heißluft-Behandlung oder chemische Abtötung. Vorbeugung ist möglich durch geeignete Anstriche. Frühzeitige Ermittlung des Befalles durch entsprechende Nachschau ist besonders wichtig. Wegen weiterer Einzelheiten sei auf eine demnächst erscheinende, zusammenfassende Arbeit des Vortragenden hingewiesen.

7. Über Brandschutzdecken aus Holz berichtete Dipl.-Ing. Erdmann (im Anschluß an die Berichte auf der vorjährigen Tagung). Von den verschiedenen, neuerdings untersuchten Konstruktionen scheint eine Flachsicht aus Klinkern (6,5 cm stark, Druckfestigkeit der Klinker 350 kg/cm²) in Zementmörtel die beste Lösung zu sein, sowohl als Brandschutz wie auch gegenüber dem Durchschlagen von Fallkörpern. Diese Lösung würde sich auch verhältnismäßig gut für Altbauten eignen. Das Mehr an Gewicht könnte unter Umständen durch Weglassen des Fehlbodens erreicht werden, wobei allerdings die Frage der hinreichenden Wärmedämmung noch nicht ausreichend geklärt ist.

8. Drei Vorträge (Bergassessor Schultze-Rhönhof, Ing. Kaufmann und Dr.-Ing. Metz) befaßten sich mit dem Verhalten und dem Schutz von Holz bei Bränden, insbesondere bei Grubenbränden, und mit der Prüfung von Feuerschutzmitteln. Die Meß- und Prüfverfahren, über die berichtet wurde, befinden sich zur Zeit noch so sehr in der Entwicklung, daß auf eine Wiedergabe an dieser Stelle verzichtet werden soll. Wichtig dagegen erscheinen folgende Erkenntnisse, die sich als Ergebnis der letzten Untersuchungen herausstellen: Gute Feuerschutzmittel können zwar das Brennen des Holzes nicht verhindern, aber die Entstehung eines Brandes bzw. seine weitere Ausbreitung verhindern oder mindestens wirksam verzögern. Bei großen Holzquerschnitten ist die Schutzwirkung von Mitteln wesentlich geringer als bei kleinen Querschnitten, die Rangordnung der Mittel bleibt aber etwa die gleiche.

Die Brennbarkeit ungeschützter Hölzer nimmt mit wachsender „spezifischer Oberfläche“ (d. h. mit dem Verhältnis Oberfläche: Rauminhalt) zu. Gebrochene, stark aufgesplittete Hölzer, wie sie als Folge des Gebirgsdruckes z. B. in Gruben häufig anzutreffen sind, brennen (offenbar wegen der großen spezifischen Oberfläche) trotz kräftiger Feuerschutz-Imprägnierung lebhafter als z. B. nichtgeschützte, unversehrt Stempel von 15—20 cm Durchmesser. Letztere bieten auch unbeschadet einen größeren Widerstand gegen Feuer, als im allgemeinen angenommen wird. Unversehrt Stempel, die mit einem guten Feuerschutzmittel getränkt worden sind, halten einem Streckenbrand in der Grube über eine Stunde lang stand, ohne selbst zu entflammen, auch wenn sie von allen Seiten von Flammen umgeben sind. — Die recht verwickelten Zusammenhänge sollen durch weitere Versuche an verschiedenen Stellen geklärt werden.

Auch die diesjährige Holztagung gab ihren Teilnehmern wieder reiche Anregung. Auf die zu erwartende ausführliche Veröffentlichung aller Vorträge in den „Mitteilungen“ des Fachausschusses sei zum Schluß noch besonders hingewiesen.

H. Simons, Hannover.

Sonderschau der Abwasserfachgruppe der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen auf der Reichsausstellung „Schaffendes Volk“ Düsseldorf 1937.

Das Interesse der Mitglieder an der Gestaltung der Schau ist dankenswerterweise sehr groß, so daß es möglich sein wird, den Besuchern der Maitagung einen Überblick über die neuesten Forschungsergebnisse und Bauausführungen der Abwassertechnik zu geben. Besondere Mühe geben sich naturgemäß die wasserwirtschaftlichen Verbände und Städte des Westens. Dem Wunsch der Ausstellungsleitung wurde stattgegeben, die Schau nicht nur während der Maitagung, sondern während der ganzen Ausstellungsdauer (Mai bis Oktober) offenzuhalten.

Und der Kostenpunkt, Herr Architekt?

Erleichterung für die Aufstellung und Prüfung von Kostenanschlägen.

Wer sich mit Bauabsichten trägt, will entweder wissen, was er für eine bestimmte Summe erwarten kann, oder wie hoch ihn die Erfüllung bestimmter Wünsche zu stehen kommen würde. In beiden Fällen soll ihm der Voranschlag die erste Übersicht verschaffen. Indessen erweist es sich hinterher nur allzuoft, daß der Voranschlag in der rauhen Wirklichkeit nicht besteht. Unerfreuliche Auseinandersetzungen zwischen Auftraggeber und -nehmer sind die unausbleibliche Folge. Dabei liegt wohl selten auf Seiten der Architekten oder Bauunternehmers die böse

¹ Vgl. hierzu Trendelenburg: Schwankungen des Raumgewichtes wichtiger Nadelhölzer nach Wuchsgebiet, Standort und Einzelstamm. Z. VDI 79 (1935) S. 85, sowie Bericht Holztagung 1934.

² Bauing. 16 (1935) S. 475.

Absicht vor, sich die Übertragung des Baues durch „bescheidene“ Vorschläge zu sichern und erst nach Beginn der Arbeit durch Nachforderungen hereinholen zu wollen, was ursprünglich nicht in Erwägung gezogen worden war. Viel öfter kommt es vor, daß von den mannigfachen Leistungen und Ausgaben, die sich durch die Erstellung eines Hauses (oder einer Fabrikanlage usw.) ergeben, einige in den Vorberatungen überhaupt nicht zur Sprache gekommen sind, weil niemand daran gedacht hat. Zwar wurden bereits seit längerer Zeit hier und dort Vordrucke für diese Zwecke benutzt, nur waren sie leider nicht einheitlich, was die Vergleichbarkeit von verschiedenen Seiten eingereichter Anschläge erschwerte.

Diesem Übelstand wollen die im Deutschen Normenausschuß bearbeiteten einheitlichen Vordrucke für Kostenanschläge¹

¹ Zu beziehen durch die Vertriebsstelle des Deutschen Normenausschusses, den Beuth-Verlag, Berlin SW 19, Dresdener Straße 97, zum Stückpreis von RM 0,25 (ausschl. Versandkosten).

BUCHBESPRECHUNGEN.

Veröffentlichungen des Instituts der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) an der Technischen Hochschule Berlin. Heft 4. Mit 56 Textabb. Berlin: Julius Springer 1936. 52 S. DIN A 4. Preis RM 8,—.

I. Die Anwendung dynamischer Baugrunduntersuchungen (2. Bericht). Mitteilungen über gemeinsame Arbeiten der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik und des Geophysikalischen Instituts der Universität Göttingen.

Die Veröffentlichung berichtet über eine Reihe interessanter Ergebnisse durchgeführter Bodenuntersuchungen mittels künstlich erzeugter Schwingungen. Im Abschnitt A werden die Eigenschwingungen im Boden selbst untersucht. Die Schwingungen werden erzeugt durch Nahsprengungen und sinus-förmige Anregung mit einer Schwingmaschine. Die Versuchsbedingungen am Schwinger haben keinen Einfluß. Die Mächtigkeit der Bodenschicht kann auf Grund der beobachteten Eigenschwingung und unter gewissen Annahmen errechnet werden. Es ergibt sich für die Baugrunduntersuchung ein befriedigender Zusammenhang zwischen den beobachteten Elastizitätszahlen, Eigenfrequenzen, Dämpfungen und Schichtmächtigkeiten. Der Abschnitt B behandelt die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Wellen im Boden als Bodenkennziffer. Eine Tabelle bringt für 24 Bodenarten die Werte für die Ausbreitungsgeschwindigkeit (in m/s) und für die Eigenschwingungszahl (in Hz). Diese Kennziffern werden dem Bauingenieur in vielen Fällen bei der Beurteilung des Bodens, insbesondere bei vergleichenden Untersuchungen wertvolle Dienste leisten. Als Vergleich ist die zulässige Bodenpressung wie sie sich aus der Erfahrung und den vorläufigen Richtlinien für einheitliche, technische Baupolizeibestimmungen (DIN-Entwurf E 1054) ergibt, hinzugefügt. Es muß dabei beachtet werden, daß hiermit eine direkte Beziehung zwischen den dynamischen Werten und der zulässigen Pressung, die empirisch auf eine möglichst geringe, noch tragbare Setzung von Bauwerksteilen bezogen ist, nicht besteht. Beachtenswert ist, daß die Zahlen alle eine sich entsprechende, steigende Tendenz zeigen. Bei künstlich verdichteten Schüttungen zeigten sich dagegen Unregelmäßigkeiten in dem Verhältnis der Kennziffern. Der Übergang von einer Untergrundart zur andern kann an der Änderung der Ausbreitungsgeschwindigkeit festgestellt werden. — Der Abschnitt C bringt Gleichungen für Phase und Amplitude im homogenen sowie horizontal und geneigt geschichteten Halbraum und Auswertungsbeispiele. Es ist bemerkenswert, daß die aus den Ergebnissen der dynamischen Messung errechneten Schichtstärken mit denen der Bohrungen übereinstimmen. — Nach Abschnitt D ist für die praktische Anwendung der dynamischen Untersuchung folgendes zu beachten: Die Ausbreitungsgeschwindigkeit liefert einen empfindlicheren Maßstab für die elastischen Eigenschaften des Bodens als die Eigenschwingungszahl, sie hängt überdies nur von den Eigenschaften des Bodens und der Frequenz ab. Die Eigenschwingungszahl wird dagegen noch durch die Dimension der Maschine verändert. Durch Vergleich der Ausbreitungsgeschwindigkeiten lassen sich Eigenschaften der Böden und künstlich verdichteter Schüttungen und Straßendecken feststellen. Auch tiefer liegende Schichten werden durch die dynamische Meßmethode erfaßt. Aus dem Verlauf der Laufzeitkurve und der Amplitude kann man auf die Gleichförmigkeit und Schichtung des Bodens schließen. Beispiele zeigen die praktische Anwendung der dynamischen Untersuchung im Straßenbau und Grundbau. Aus den Gleichungen für die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Kompressionswellen und der Transversalwellen lassen sich für die Bodenarten die elastischen Konstanten ermitteln.

II. Über das Verhalten des Sandes bei Belastungsänderung und Grundwasserbewegung. Von L. Erlenbach.

Die Veröffentlichung liefert einen weiteren Beitrag zur Baugrundforschung. Nach Beschreibung des Versuchsmaterials folgt ein Bericht über Belastungsversuche. Die Drucksetzungskurve hat den bekannten Verlauf. Bei freier Oberfläche erfolgt Verdrängung nach oben, mit höheren Drücken klingt die Setzung ab. Bei großem Druck werden einzelne Körner zerstört. Die Veränderung der Kornverteilung wird durch Sieb-

abhelfen. Sie lehnen sich in Wortlaut und Gliederung eng an die von vielen Behörden durch Erlaß eingeführten Normblätter über die Berechnung des umbauten Raumes — DIN 276 und DIN 277 — an. Es sind darin der Reihe nach berücksichtigt: Die Kosten für den Erwerb und die Erschließung des Baugrundstückes, ferner für die Bauten und Außenanlagen; für besondere Betriebsanlagen, Einrichtungen und Geräte, für Planung, Bauleitung und Bauführung, polizeiliche Prüfung und Genehmigung, sowie Beschaffung und Verzinsung der Mittel zum Grunderwerb und zur Bauausführung.

Die allgemeine Verwendung dieses Vordruckes sichert sowohl Architekten als auch Bauherren dagegen, daß irgendwelche Ausgaben bei den Aufstellungen übersehen werden. Gleichzeitig wird dadurch den mit der Prüfung derartiger Vorschläge betrauten Verwaltungsstellen ihre Aufgabe wesentlich erleichtert. Diese Vorteile sind hinreichender Anlaß, sich dieses wichtigen Hilfsmittels zu bedienen, auch wenn es bisher nicht behördlich vorgeschrieben ist.

analyse nachgewiesen. Die Größenordnung der Setzung nimmt mit höherer Anfangsporenziffer ab. — Eine andere Versuchsreihe behandelt die Änderung der Lagerungsdichte des Sandes durch Wasserbewegung. Die Wasserspiegelschwankungen rufen im Sande Setzungen und Hebungen hervor. Grobsande verdichten sich, zeigen also Setzungen. Feinere Sande erleiden Auflockerung und Hebung. Mit fortschreitender Zahl der Wasserspiegelschwankungen klingen die Bewegungen ab, die Beträge für Setzung und Hebung gleichen sich an. Eine Zusammenwirkung von Belastung und Wasserspiegelerdezeitung zeitigt entsprechende Ergebnisse. Dr.-Ing. H. Petermann, Hannover.

Fritz, H.: Biegungsbeanspruchung der rechteckigen Platte als Wand eines Flüssigkeitsbehälters. Mitteilung Nr. 6 aus dem Institut für Baustatik an der Eidgenöss. Techn. Hochschule in Zürich. Mit 12 Textabb. Zürich und Leipzig: Verlag A. G. Gebr. Leemann & Co., 1936. 81 S. 15,5 × 23 cm. Preis geh. RM 4,—.

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit den Biegemomenten und Formänderungen rechteckiger Platten konstanter Biegesteifigkeit, die z. B. als seitliche Wandungen von Flüssigkeitsbehältern durch geradlinig veränderlichen Druck belastet sind. Die Platten werden in der unteren Bodenplatte als eingespannt, am oberen Rand als frei drehbar angenommen. Die seitliche Einspannung ist als symmetrisch vorausgesetzt.

Die partielle Differentialgleichung für die Durchbiegungen einer solchen Platte wird mittels Fourierscher Doppelreihen integriert. Die verwendeten Reihen erweisen sich für Randmomente und Durchbiegungen als gut konvergent. Da die Konvergenz der höheren Ableitungen der Fourier-Reihen für die Durchbiegungen, wie sie z. B. für die Berechnung der Querkräfte notwendig sind, weniger befriedigt, wird für die Bestimmung der Querkräfte und der Feldmomente auch die Methode der Differenzenrechnung benutzt.

Für 5 Behälterformen, nämlich für die Verhältnisse der Behälterhöhe : Breite der Seitenwandungen von 1 : 0,5 bzw. 1,0 bzw. 2,0 und für quadratischen wie für rechteckigen Behältergrundriß vom Seitenverhältnis 1 : 2 sind die Ergebnisse der zahlenmäßigen Berechnung ausführlich wiedergegeben. Es sind damit auch die Voraussetzungen für eine bequeme Anwendung der wertvollen Ergebnisse in der Praxis vorhanden. Den Schluß der beachtenswerten Arbeit bilden Untersuchungen über Näherungsformeln, kritische Betrachtungen über die Anwendung auf Eisenbetonbehälter sowie Überlegungen über deren wirtschaftlichste Form bei quadratischem Grundriß. Schleicher, Hannover.

Handbuch für Eisenbetonbau, Viertes Band, Stützmauern, Grundbau, bearbeitet von O. Mund und O. Colberg. Herausgegeben v. F. Emperger. Mit 465 Abb. Berlin: Ernst u. S., 1936. XX/479 S. Lex. 8°. Preis geb. RM 39,—; brosch. RM 36,—.

Im vierten Band des Handbuches für Eisenbetonbau sind die beiden Gebiete Stützmauern und Grundbau behandelt worden.

Herr Dipl.-Ing. Mund geht nach einer Einführung in die Bodenkunde auf die verschiedenen Formen der Stützmauern ein. Es ist dankenswert, daß er die verschiedenen graphischen Verfahren zur Ermittlung des Erddruckes bei waagerechter und geneigter Oberfläche, bei Einzellasten und bei den verschiedenen Mauerformen in übersichtlicher Form zusammenstellt, da eine derartige zusammenhängende Darstellung bisher in der Literatur noch nicht vorhanden war. Anschließend behandelt er die verschiedenen ausgeführten Stützmauern und faßt seine Ausführungen in Konstruktionsgrundsätzen zusammen.

Das reiche Material birgt für den entwerfenden Ingenieur eine Fülle von Anregungen, so daß jedem, der sich mit dem Entwurf von Eisenbetonstützmauern befassen will, empfohlen werden kann, dieses Buch zu Rate zu ziehen.

Herr Prof. Colberg behandelt im zweiten Abschnitt den Grundbau, soweit es der Eisenbetonbau verlangt, und hat es nicht versäumt

auch auf die verschiedenen Sondergebiete einzugehen, so daß sich jeder den erforderlichen Überblick verschaffen und auch Einzelfragen nachlesen kann. Am Schluß seiner Ausführungen bringt er noch Beispiele zur Berechnung von Maschinengründungen, die bei der Wichtigkeit dieser Gründungsart eine erfreuliche Bereicherung darstellen. Für viele wird es ebenfalls sehr angenehm sein, am Anfang des zweiten Teiles eine geschlossene Übersicht über die bisherigen Ergebnisse der Bodenmechanik zu erhalten, auch, wenn es sich hier nicht so sehr um neue Darstellungen

wie vielmehr um eine Sammlung von bisher an vielen Stellen zerstreut erschienenen Beispielen und Abhandlungen handelt.

Das Buch reiht sich würdig in die bisher erschienenen Bände der Handbücher für Eisenbetonbau ein. Der Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn hat es in vorzüglicher Weise ausgestattet und gleichzeitig auch dafür gesorgt, daß es sich mit den im gleichen Verlag erschienenen Werken über Grundbau nicht zu sehr überschneidet.

A g a t z, Berlin.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 48 vom 26. November 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 4 b, Gr. 10. S 121 448. Société Anonyme des Manufactures des Glaces et Produits Chimiques de St. Gobain, Chauny & Cirey, Paris; Vertr.: E. Lamberts u. Dipl.-Ing. H. Bahr, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Baustein aus Glas zum Einbau in Decken und Wände mit diesen gleich oder parallel laufenden Lichtein- und austrittsflächen. 6. II. 36. Frankreich 24. VIII. 35.
- Kl. 18 c, Gr. 11/01. W 91 514. Eduard Wecke, Dortmund. Vorrichtung zur Durchführung des Verfahrens zur Verhütung der Zerstörung von Gewölbe- und Hängedecken; Zus. z. Pat. 618 216. 31. III. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 11. M 126 532. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Schienenbefestigung auf Eisenschwellen. 16. II. 34.
- Kl. 19 c, Gr. 4. F 76 628. Heinrich Freese G. m. b. H., Berlin-Niederschönhausen. Holzpflasterfahrbahn. 25. XI. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 39. N 38 622. Julius Pintsch, Akt.-Ges., Berlin. Vom Netz gespeiste Warnsignaleinrichtung, insbesondere für Eisenbahnüberwege. 18. IX. 35.
- Kl. 35 b, Gr. 1/21. D 72 328. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Krananlage mit zwei im Winkel zueinander stehenden Fahrbahnen. 14. III. 36.
- Kl. 35 b, Gr. 1/23. L 88 091. Heinrich Logermann, Mannheim. Sturm-sicherung für Verladebrücken od. dgl.; Zus. z. Pat. 617 579. 17. V. 35.
- Kl. 35 b, Gr. 7/08. A 66 082. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Stromzuführung für Bagger, Förderbrücken usw. 27. V. 32.
- Kl. 37 a, Gr. 2. Sch 102 511. Elmar Schmitz, Berlin-Wilmersdorf. Deckenkonstruktion für Luftschutzräume. 26. X. 33.
- Kl. 37 a, Gr. 7/01. S 115 763. Anton Svarc, Kladno, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Gut, Pat.-Anw., Augsburg. Verfahren zum Abdichten von Wänden, Decken u. dgl. 17. X. 34. Tschechoslowakische Republik 25. X. 33 u. 18. III. 34.
- Kl. 37 f, Gr. 3/01. B 162 665. Bamag-Meguini Akt.-Ges., Berlin. Anordnung zur Benutzung vorhandener Bauteile eines nassen Teleskopgasbehälters zur Errichtung eines trockenen Scheibengasbehälters. 6. X. 33.
- Kl. 80 a, Gr. 51. M 128 373. Eugène Germain Paul Mopin, Paris; Vertr.: Dr.-G. Döllner, E. Maemecke, Dr. W. Kühl u. Dipl.-Ing. M. Rüffle, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren zum Herstellen von aus einer Metallhülse mit einer bis auf die Festigkeit der Metallhülse verdichteten Füllung bestehenden Baukörpern. 20. VIII. 34.
- Kl. 80 b, Gr. 8/08. K 136 674. Dr. Otto Krause, Breslau. Verfahren zur Herstellung feuerfester Baustoffe aus MgO, Al₂O₃ und SiO₂-haltigen Massen. 28. I. 35.
- Kl. 81 c, Gr. 123/01. D 69 373. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Verladebrücke. 18. XII. 34.

- Kl. 81 c, Gr. 137. W 96 703. Rudolf Wiedemann, München. Siloanlage mit einem Gangschacht zwischen den Zellen und einer Lüftungseinrichtung. 12. VI. 35.
- Kl. 85 b, Gr. 1/05. P 62 290. Permutit Akt.-Ges., Berlin. Verfahren zum Enthärten von Wasser. 7. II. 31.
- Kl. 85 d, Gr. 12. V 32 206. Vereinigte Armaturen-Gesellschaft m. b. H., Mannheim. Straßenkappendeckel für Unterflurwasserpfeifen, Schieber u. dgl. 17. X. 35.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 49 vom 3. Dezember 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 4 b, Gr. 9/01. S 119 629. Sendlinger optische Glaswerke G. m. b. H., Berlin-Zehlendorf. Einrichtung zur Erzeugung mehrerer Lichtbündel mit einer Reihe von im Strahlengang eines Scheinwerfers schräg hintereinander gestellten reflektierenden Fläche zu Beleuchtungszwecken u. a. auch zur Verwendung bei Eisenbahnschranken. 4. IX. 35.
- Kl. 19 c, Gr. 5/01. T 44 678. Georges Thévenin, Longwy, Meurthe-et-Moselle, Frankreich; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Jourdan u. Dipl.-Ing. W. Paap, Pat.-Anwälte, Berlin W 35. Metallpflasterkörper. 20. XI. 34.
- Kl. 20 i, Gr. 38. O 21 344. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Lichtsignal mit Hilfssignal. 28. VI. 34.
- Kl. 20 k, Gr. 3. K 139 335. Dipl.-Ing. Hermann Kemper, Nortrup, Bez. Osnabrück. Schwebbahn mit räderlosen Fahrzeugen, die mittels magnetischer Felder an eisernen Fahrseilen schwebend entlang geführt werden; Zus. z. Anm. K 136 665. 20. IX. 35.
- Kl. 37 c, Gr. 2. O 21 440. Karl Adolf Oesterheld, Eichriede bei Wunstorf. Vorrichtung zum Befestigen von gewellten Dachplatten an Profilträgern. 30. VIII. 34.
- Kl. 37 f, Gr. 7/02. R 86 150. Adolf Röbig, Frankfurt a. M. Autoparkhaus mit Fördergestellen für die Kraftwagen. 17. X. 32.
- Kl. 37 f, Gr. 7/18. S 111 592. Percival Hiram Sherron, Jamaica, New York, VStA.; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Hillecke, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Fernsprechkabine. 4. XI. 33. VStA. 7. XI. 32.
- Kl. 72 g, Gr. 7/01. K 139 852. Henry Kapferer, Boulogne, Seine, Frankreich; Vertr.: Dipl.-Ing. S. Meyer, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Aufstellbarer selbständiger, gegen Außenluft abgedichteter Aufenthaltsraum für den Luftgefahrtsfall. 4. XI. 35. Frankreich 10. XI. 34.
- Kl. 81 c, Gr. 123/01. D 68 936. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Förderanlage. 18. X. 34.
- Kl. 84 c, Gr. 2. I 53 478. Ilseder Hütte, Peine. Vorrichtung zur Erleichterung des Rammens von doppelwandigen Spundbohlen. 23. X. 35.
- Kl. 85 c, Gr. 6/01. R 90 434. Eugen Ruben, Düsseldorf. Abwasser-, Klär- und Versickerungsanlage. 17. IV. 34.
- Kl. 85 c, Gr. 6/01. Sch 99 930. Dipl.-Ing. August Schreiber, Stahnsdorf, Kr. Teltow. Kläranlage mit in mehrere Kammern unterteiltem Klärbecken. 24. XII. 32.

PERSONALNACHRICHTEN.

Zum 100. Geburtstag von Philipp Holzmann.

Am 10. Dezember jährte sich zum 100. Male der Tag, an dem Philipp Holzmann das Licht der Welt erblickte. Von seinem Vater Johann Philipp hatte er den Unternehmerteil und die Erfahrungen, die ihn befähigten, das kleine Geschäft in rastloser Tätigkeit zur Weltfirma auszubauen.

Er besuchte die höhere Gewerbeschule, die jetzige „Technische Hochschule“ in Darmstadt und das Polytechnikum in Karlsruhe. Dann trat er in das väterliche Geschäft ein und übernahm es 1865 zusammen mit seinem Bruder Wilhelm. Unter anderem bebauten sie auf eigene Rechnung die Rückertstraße in Frankfurt mit zehn Wohnhäusern. 1873 beteiligte sich die Internationale Bau- und Eisenbahnbaugesellschaft in Frankfurt a. M. an der Gründung der Kommanditgesellschaft „Philipp Holzmann & Cie.“ mit einem Kapital von 1,4 Millionen Gulden. Damit hatte Ph. Holzmann vorausschauend eine Verbindung geschaffen,

die über seinen Tod hinaus dauerte, bis schließlich 1917 die beiden Firmen zu der „Philipp Holzmann Aktiengesellschaft“ verschmolzen wurden.

Philipp Holzmann hat es verstanden, sein Geschäft auf alle Zweige des Hoch- und Tiefbaues auszuweiten und alle Schwierigkeiten zu meistern. So hat er eigene Ziegeleien und eigene Steinbrüche betrieben, und seine Baufabrik lieferte die Tischler- und Schlosserarbeiten.

1877 wurde die erste Druckluftgründung von ihm ausgeführt. Später hat er sich um den Bau der Anatolischen Bahn und Bagdadbahn große Verdienste erworben. Unzählige sind die Hoch- und Ingenieurarbeiten: Brücken, Bahnbauten, Kanäle, Schleusen usw., die in den fast 40 Jahren seiner rastlosen Tätigkeit unter seiner Oberleitung entstanden.

1895 trat er bei der Umwandlung seines Geschäftes in eine Gesellschaft mit beschränkter Haftung von der Führung zurück, er blieb aber als Vorsitzender des Beirates auch weiterhin eng mit ihm verbunden. Er starb am 14. April 1904. Die von ihm gegründete Firma ist heute das größte und älteste Bauunternehmen Deutschlands.