

# DER BAUINGENIEUR

21. Jahrgang

20. September 1940

Heft 35/36

## DIE BEANSPRUCHUNG VON MAUERWERKSPFEILERN DURCH DECKENBALKEN GRÖßERER STÜTZWEITE.

Von Dozent Dr. techn. habil. Karl Jäger, Wien.

DK 624.043.3 : 624.022

**Übersicht:** Die nachfolgende Untersuchung erbringt den Nachweis der in Mauerwerkspfeilern auftretenden größten Kantenpressung und deren Abhängigkeit von den Steifigkeiten des belastenden Balkens und der Stütze. Die Ergebnisse sind sowohl formelmäßig als auch in einem Diagramm dargestellt.

Schwer belastete Deckenbalken größerer Spannweite liegen zufolge ihrer Durchbiegung außermittig an den Stützen auf. Die Außermittigkeit der Kraftübertragung wächst mit zunehmender Stützweite und mit abnehmender Steifigkeit des Balkens und kann zu recht erheblichen Kantenpressungen in den Stützen führen. Dieser Umstand legt die Frage nahe, bis zu welchen Spannweiten noch Pfeiler aus Ziegelmauerwerk verwendet werden können. Die Beantwortung dieser Frage erfordert eine etwas eingehendere Berechnung der Beanspruchung, da der gewöhnlich durchgeführte Nachweis einer mittleren, d. h. einer über den ganzen Stützenquerschnitt gleichmäßig verteilt gedachten Spannung ein völlig unzutreffendes Bild über die tatsächliche Kraftverteilung ergibt. Das angeschnittene Problem gewinnt insbesondere im Eisenbetonbau an Bedeutung, wenn es sich um die Entscheidung der Frage handelt, ob zur Abstützung einer weitgespannten Decke im obersten Geschoß Mauerwerkspfeiler oder Eisenbetonsäulen verwendet werden sollen. Hierüber wird die nachfolgende Untersuchung Aufschluß geben.

### I. Teilweise Auflagerung des Balkens.

In Abb. 1 ist ein Schnitt durch das oberste Geschoß eines Hochbaues dargestellt. Die Unterzüge der obersten Geschoßdecke sind Plattenbalken mit der Stützweite  $l$  und dem Trägheitsmoment  $J_b$ , die mittels eines durchlaufenden Eisenbetonrostes auf

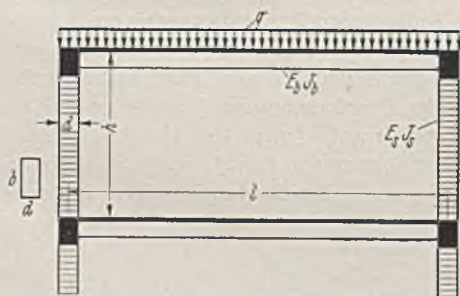


Abb. 1.



Abb. 2.

Ziegelpfeiler von der Stärke  $d$  und der Breite  $b$  (Trägheitsmoment  $J_s = 1/12 b d^3$ ) gelagert sind. Jeder Deckenbalken liegt zufolge seiner Durchbiegung außermittig auf den Pfeilern auf und beansprucht diese daher auf Druck und Biegung, wobei die ungünstigste Biegebeanspruchung der Stütze bei Vollbelastung der beiden anschließenden Decken erreicht wird. In Abb. 2 ist die Formänderung des Pfeilers für diesen Belastungsfall dargestellt: die Wirkungslinie der Auflagerreaktion  $A$  (strichpunktierte Linie) fällt nicht mit der Pfeilerachse zusammen — dies würde bei mittiger Belastung zutreffen — sondern schneidet diese im Abstand  $h_0 = \xi h$  vom oberen Deckenbalken<sup>1</sup>. Die Lage dieses auf mittigen Druck

<sup>1</sup> Diese Darstellung der Verformung eines Mauerwerkspfeilers wird auch in dem Buche von R. Saliger: Der Eisenbeton, 6. Aufl., A. Kröner, Leipzig 1933, S. 438, gegeben.

beanspruchten Querschnittes ist abhängig von der unteren Auflagerung des Pfeilers ( $\xi = 1$  bei gelenkiger Lagerung,  $\xi = 2/3$  bei voller Einspannung) und kann im vorgegebenen Falle, wenn die Drehwinkel der Balken in beiden Decken bei Vollbelastung nahezu gleich groß sind, praktisch in halber Höhe des Pfeilers angenommen werden ( $\xi = 1/2$ ). Bei stark außermittiger Belastung würden im Pfeiler auch Zugspannungen auftreten; da aber Mauerwerk zur Aufnahme von Zugbeanspruchungen praktisch ungeeignet ist, schaltet sich automatisch ein Teil der Stütze von der Kraftübertragung aus (in Abb. 2 durch Schraffierung gekennzeichnet), d. h. der Balken liegt nur teilweise auf der Stütze auf.

Die Lage des Angriffspunktes der Auflagerkraft wird aus der geometrischen Bedingung gefunden, daß die Drehung des oberen Stützenquerschnittes gleich dem Biegewinkel des Deckenbalkens am Auflager ist. Die Drehung des oberen Stützenquerschnittes wird aus der Formänderung des oberen Teiles des Pfeilers von der Länge  $h_0$  bestimmt. In Abb. 3 ist dieser Teil des Pfeilers samt äußeren Kräften dargestellt, wobei der wirksame, d. h. der unter Druckspannungen stehende Mauerwerkskörper durch eine volle Berandung angegeben und seine Achse durch eine strichlierte Linie dargestellt ist. Im oberen Pfeilerquerschnitt ( $x_2 = h_0$ ) wirkt eine Normalkraft  $N$ , eine Querkraft  $H$  und ein Biegemoment  $M_0$ . Zuzufolge Normalkraft und Biegemoment entsteht unter den angegebenen Voraussetzungen eine dreieckförmige Verteilung der Druckspannungen<sup>2</sup> mit dem Größtwert

$$(1) \quad \delta_{\max} = \frac{2N}{b d_0}$$

Demnach läßt sich das Biegemoment im obersten Querschnitt in der Form

$$(2) \quad M_0 = \frac{N d_0}{6} = H h_0 - \frac{N}{2} (d - d_0)$$

darstellen. Im unteren Pfeilerquerschnitt ( $x_1 = 0$ ) greift die Normalkraft  $N$  (das Gewicht des Pfeilers wird der Einfachheit halber gleich im oberen Querschnitt dazugeschlagen) mittig an, da an dieser Stelle das Biegemoment verschwindet (Wendepunkt der Biegelinie gemäß Abb. 2). Das Biegemoment  $M_x$  nimmt zufolge der vorhandenen Schubkraft  $H$  zunächst von unten nach oben geradlinig zu. Am Außenrand des Querschnittes  $x_1 = \lambda$  wird die aus Normalkraft und Biegemoment resultierende Spannung gerade gleich Null, so daß die Beziehung

$$(3) \quad M_\lambda = \frac{N d}{6} = H \lambda$$

gilt. Man findet daher die Lage jenes Querschnittes, bis zu welchem

<sup>2</sup> Diese übliche Annahme des Navier'schen Geradliniengesetzes gilt nur näherungsweise. Über die genauere Verteilung der Druckspannungen wird in einem weiteren Aufsätze berichtet werden.

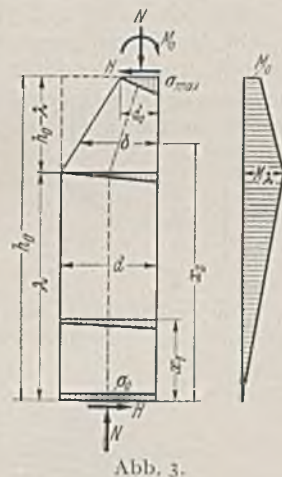


Abb. 3.

der ganze Pfeiler an der Übertragung der äußeren Kräfte beteiligt ist, aus den bisher abgeleiteten Beziehungen zu

$$(4) \quad \lambda = \frac{Nd h_0}{3(Nd - 4M_0)}$$

Die Größe der waagerechten Schubkraft ergibt sich aus

$$(5) \quad H = \frac{Nd}{2h_0} - \frac{2M_0}{h_0} = \frac{Nd}{6h_0} \left( 3 - \frac{2d_0}{d} \right)$$

Das Biegemoment in diesem unteren Teil des Mauerwerks Pfeilers  $0 \leq x_1 \leq \lambda$  besitzt daher den Wert

$$(6) \quad M = H x_1 = (Nd - 4M_0) \frac{x_1}{2h_0}$$

In den Querschnitten des oberen Teiles der Stütze  $\lambda \leq x_2 \leq h_0$  ist die Spannung am Außenrand gleich Null (s. Abb. 3), so daß sich die wirksame Breite an jeder Stelle aus der Beziehung

$$(7) \quad \delta = \frac{6M_{2x}}{N}$$

ergibt. Das Biegemoment in diesem Pfeilerabschnitt erhält man zu

$$(8) \quad M_{2x} = Hx_2 - \frac{N}{2}(d - \delta)$$

oder unter Verwendung von Gl. (7) auch in der Form

$$(9) \quad M_{2x} = \frac{1}{4} \left[ Nd - (Nd - 4M_0) \frac{x_2}{h_0} \right]$$

Aus den Gl. (9) und (7) folgt, daß im oberen Teil des Pfeilers sowohl das Biegemoment  $M_{2x}$  als auch die wirksame Breite des Querschnittes  $\delta$  geradlinig abnehmen (s. Abb. 3). Die Trägheitsmomente der wirksamen Querschnitte im unteren und oberen Teil der Stütze haben demnach die Werte

$$(10) \quad \left\{ \begin{aligned} J_{1x} &= \text{konst.} = J_s = \frac{1}{12} b d^3 \\ J_{2x} &= \frac{1}{12} b \delta^3 = \frac{216 J_s M_{2x}^2}{N^3 d^3} \end{aligned} \right.$$

Die Verformung der Stütze wird mittels der Differentialgleichung der Biegelinie bestimmt.

**Abschnitt (1):**  $0 \leq x_1 \leq \lambda$

$$\begin{aligned} y_1'' &= -\frac{M_{1x}}{E_s J_{1x}} = -\frac{(Nd - 4M_0) \frac{x_1}{2h_0}}{2 E_s J_s h_0} \\ y_1' &= -\frac{1}{2 E_s J_s} \left[ (Nd - 4M_0) \frac{x_1^2}{2h_0} + C_1 \right] \\ y_1 &= -\frac{1}{2 E_s J_s} \left[ (Nd - 4M_0) \frac{x_1^3}{6h_0} + C_1 x_1 + C_2 \right] \end{aligned}$$

**Abschnitt (2):**  $\lambda \leq x_2 \leq h_0$

$$\begin{aligned} y_2'' &= -\frac{M_{2x}}{E_s J_{2x}} = -\frac{N^3 d^3}{14 E_s J_s} \cdot \frac{1}{\left[ Nd - (Nd - 4M_0) \frac{x_2}{h_0} \right]^2} \\ y_2' &= -\frac{N^3 d^3}{14 E_s J_s} \left\{ \frac{h_0}{(Nd - 4M_0) \left[ Nd - (Nd - 4M_0) \frac{x_2}{h_0} \right]} + C_3 \right\} \\ y_2 &= -\frac{N^3 d^3}{14 E_s J_s} \left\{ -\frac{h_0^2}{(Nd - 4M_0)^2} \ln \left[ Nd - (Nd - 4M_0) \frac{x_2}{h_0} \right] + C_3 x_2 + C_4 \right\} \end{aligned}$$

Aus den Randbedingungen

$$(13) \quad \left\{ \begin{aligned} x_1 &= 0 \dots \dots y_1 = 0 \\ x_1 &= x_2 = \lambda \dots \dots y_1 = y_2, \quad y_1' = y_2' \\ x_2 &= h_0 \dots \dots y_2 = 0 \end{aligned} \right.$$

erhält man die nachfolgenden Werte für die Integrationskonstanten

$$(14) \quad \left\{ \begin{aligned} C_1 &= \frac{1}{7} N^3 d^3 C_3 + \frac{10 N^2 d^2 h_0}{63 (Nd - 4M_0)} \\ C_2 &= 0 \\ C_3 &= \frac{h_0}{(Nd - 4M_0)^2} \left[ \ln \left( \frac{6M_0}{Nd} \right) - \frac{67}{162} \right] \\ C_4 &= \frac{h_0}{(Nd - 4M_0)^2} \ln (4M_0) - C_3 h_0 \end{aligned} \right.$$

Der oberste Querschnitt der Stütze ist nach der Formänderung unter dem Winkel  $\varphi_0$  gegen die Waagrechte geneigt; diesen Winkel bzw. seine Tangente erhält man aus der zweiten Gl. (12) für  $x_2 = h_0$  und unter Verwendung der Gl. (14) zu

$$(15) \quad \varphi_0 = \text{tg } \varphi_0 = \frac{N^2 d^3 h_0}{14 E_s J_s (Nd - 4M_0)^2} \left[ \frac{229}{162} + \ln \left( \frac{Nd}{6M_0} \right) - \frac{Nd}{4M_0} \right]$$

Bei Vollbelastung der gesamten Decke (ungünstigster Fall) biegen sich alle Deckenbalken gleich stark durch, so daß der durchlaufende Rost zwischen je zwei Balken infolge der geringen Steifigkeit der Deckenplatte nur verschwindend kleine Drillungsmomente aufzunehmen hat. Bei der Berechnung der Formänderung eines Deckenbalkens kommt daher eine zusätzlich versteifende Wirkung des Rostes praktisch nicht in Frage (von der durch den Rost angenähert bewirkten gleichmäßigen Verteilung des Auflagerdruckes auf die ganze Breite  $b$  des Pfeilers wurde bei der Bestimmung der Spannungsverteilung bereits Gebrauch gemacht). Der Deckenbalken verhält sich demnach als Träger auf zwei Stützen und hat außer der Gleichlast  $q$  an seinen Enden die Biegemomente  $M_0$  aufzunehmen. Der Biegewinkel des Trägers am Auflager muß dann gleich sein dem Neigungswinkel der Stütze an ihrem oberen Ende (geometrische Bedingung) und ergibt sich zu

$$(16) \quad \varphi_0 = \text{tg } \varphi_0 = \frac{1}{24 E_b J_b} (q l^2 - 12 M_0)$$

Aus der Gleichsetzung der Ausdrücke (15) und (16) erhält man schließlich das Verhältnis der sog. „Steifigkeitsziffern“ von Balken und Stütze:

$$(17) \quad \frac{E_b J_b h_0}{E_s J_s l} = \frac{7}{12 N^3 d^3} \cdot \frac{(q l^2 - 12 M_0) (Nd - 4M_0)^2}{\left[ \frac{Nd}{4M_0} - \ln \left( \frac{Nd}{6M_0} \right) - \frac{229}{162} \right]}$$

## II. Volle Auflagerung des Balkens.

Im Falle eines im Verhältnis zum Mauerpfeiler sehr steifen Deckenbalkens wird der Auflagerdruck nur mit geringer Außer-mittigkeit auf den Pfeiler übertragen. Der oberste Stützenquerschnitt ist dann über seine ganze Breite  $d$  auf Druck beansprucht (trapezförmige Verteilung der Druckspannungen), und der Balken liegt daher voll auf dem Pfeiler auf. Unter Beibehaltung der im Abschnitt I gewählten Bezeichnungen ergibt sich im obersten Pfeilerquerschnitt die am Innenrand auftretende größte Kanten-  
spannung zu

$$(18) \quad \sigma_{\max} = \frac{N}{bd} \left( 1 + \frac{6M_0}{Nd} \right)$$

Der im Mauerpfeiler auftretende Horizontalschub besitzt die Größe

$$(19) \quad H = \frac{M_0}{h_0}$$

Da im vorliegenden Falle der ganze Pfeiler an der Kraftübertragung beteiligt ist, nimmt das Biegemoment von unten nach oben geradlinig zu und besitzt innerhalb der Querschnitte  $0 \leq x \leq h_0$  den Wert

$$(20) \quad M_x = Hx = \frac{M_0}{h_0} x$$

Die Neigung des obersten Stützenquerschnittes gegen die Waagrechte kann unter Verwendung der Differentialgleichung der Biegelinie ermittelt werden und ergibt sich zu

$$(21) \quad \varphi_0 = \text{tg } \varphi_0 = \frac{M_0 h_0}{3 E_s J_s}$$

Der obige Ausdruck muß aus geometrischen Gründen gleich sein dem Biegemoment des Balkens an seinem Auflager gemäß Gl. (16). Aus dieser Bedingung ergibt sich das Biegemoment der Stütze im obersten Querschnitt

$$(22) \quad M_0 = \frac{q l^2}{4 \left( 3 + \frac{2 E_b J_b h_0}{E_s J_s l} \right)}$$

Die statisch unbestimmte Größe  $M_0$  kann nun gemäß Gl. (18) durch die größte Randspannung im obersten Pfeilerquerschnitt ausgedrückt werden:

$$(23) \quad M_0 = \frac{N d}{6} \left( \frac{b d \sigma_{\max}}{N} - 1 \right)$$

Aus der Verbindung der Gl. (22) und (23) erhält man schließlich das erforderliche Verhältnis der „Steifigkeitsziffern“ von Balken und Stütze:

$$(24) \quad \frac{E_b J_b h_0}{E_s J_s l} = \frac{3}{2} \left[ \frac{q l^2}{2 d (b d \sigma_{\max} - N)} - 1 \right]$$

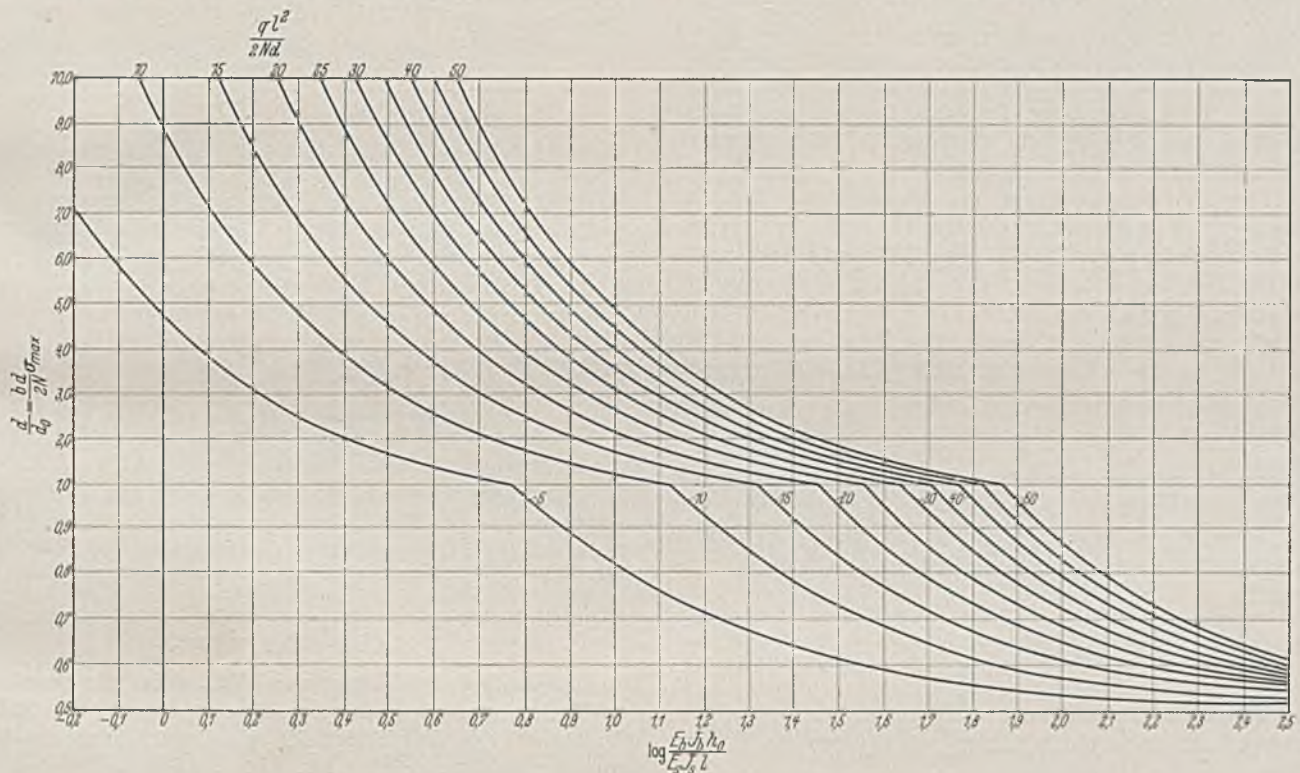


Abb. 4.

### III. Allgemeine Anwendung der Formeln.

Die in den beiden vorangehenden Abschnitten durchgeführte Untersuchung liefert für die beiden Fälle einer teilweisen bzw. einer vollen Auflagerung des Balkens auf den Pfeiler als Endergebnis eine Beziehung zwischen den hier in Betracht kommenden Größen, die in Form des Verhältnisses der „Steifigkeitsziffern“ von Balken und Stütze durch die Gl. (17) und (24) festgelegt wurde. Man erkennt hieraus zunächst, daß bei dem vorliegenden Problem eine der in Frage kommenden Größen (Spannung, Belastung, Abmessungen des Balkens bzw. der Stütze) von allen anderen abhängig und daher nicht mehr frei wählbar ist. Nachstehend sollen die wichtigsten Anwendungsmöglichkeiten in allgemeiner Form besprochen werden.

**Fall I** Gegeben:  $q, N, l, h, h_0, d, b, \sigma_{\max} = \sigma_{zul}$ .  
Gesucht:  $J_b$ .

Da die Einhaltung der zulässigen Mauerpressung  $\sigma_{zul}$  vorgeschrieben ist und die Pfeilerstärke  $d$  nach bekannten Gesichtspunkten gewählt werden muß, entsprechen die obigen Angaben dem praktisch am häufigsten vorkommenden Falle. Gewöhnlich begnügt man sich nun mit dem Nachweis der mittleren Mauer-

pressung  $\sigma_0 = N/bd \leq \sigma_{zul}$  und bemißt den Balken nach dem der Belastung  $q$  entsprechenden größten Biegemoment. Die vorliegenden Rechnungen zeigen aber, daß der Querschnitt des Balkens außerdem ein bestimmtes Mindest-Trägheitsmoment erhalten muß, wenn die Einhaltung der zulässigen Mauerpressung gewährleistet sein soll. Zur Ermittlung dieses erforderlichen Trägheitsmomentes erf.  $J_b$  bestimmt man zunächst die notwendige Auflagerlänge des Balkens aus

$$(25) \quad d_0 = \frac{2 N}{b \sigma_{zul}}$$

und vergleicht diesen Wert mit der vorhandenen Pfeilerstärke  $d$ .

1.  $d_0 \leq d$ .

Ist die Auflagerlänge  $d_0$  kleiner als die Pfeilerstärke  $d$ , so ist zunächst nachzuprüfen, ob die durch den Horizontalschub  $H$  lt. Gl. (5) bewirkte größte Schubspannung gemäß den bestehenden Vorschriften den Wert

$$(26) \quad \tau_{\max} = \frac{3 H}{2 b d_0} \leq 0,1 \sigma_{zul}$$

nicht überschreitet, was praktisch meist zutrifft. Ist jedoch die obige Bedingung nicht erfüllt, so muß  $d_0$  entsprechend größer angenommen werden, und die größte Kantenpressung ist dann kleiner als die zulässige Inanspruchnahme. Mit der festgelegten Auflagerlänge  $d_0$  erhält man gemäß Gl. (17) und (2) das erforderliche kleinste Trägheitsmoment des Balkens zu

$$(27) \quad \text{erf. } J_b = \frac{7 E_s J_s l}{12 E_b h_0} \cdot \frac{(q l^2 - 2 N d_0) \left( 1 - \frac{2 d_0}{3 d} \right)^2}{N d \left[ \frac{3 d}{2 d_0} - \ln \left( \frac{d}{d_0} \right) - \frac{229}{162} \right]}$$

An Stelle der unmittelbaren Auswertung der obigen Gleichung kann auch das Diagramm in Abb. 4 zur Bestimmung des erforderlichen Balkenträgheitsmomentes verwendet werden. In diesem Diagramm sind die Quotienten  $d/d_0$  als Ordinaten und die Briggschen Logarithmen des Verhältnisses der Steifigkeitsziffern von Balken und Stütze lt. Gl. (17) als Abszissen aufgetragen, während der Wert  $q l^2 / 2 N d$  als Parameter erscheint. Man erhält dann die für den vorliegenden Fall  $d/d_0 \geq 1$  gültige Kurvenschar, die eine rasche und ausreichend genaue Ermittlung von erf.  $J_b$  ermöglicht.

2.  $d_0 \geq d$ .

Wenn die unter Einhaltung der zulässigen Mauerpressung gemäß Gl. (25) errechnete Auflagerlänge  $d_0$  größer wird als die gegebene Pfeilerstärke  $d$  — was allerdings praktisch sehr selten zutreffen wird — so bedeutet dies, daß der ganze Pfeiler unter Druck steht. Es ist nun zuerst nachzuprüfen, ob die Bedingung

$$(28) \quad \tau_{\max} = \frac{3 H}{2 b d} \leq 0,1 \sigma_{zul}$$

erfüllt ist, wobei der Horizontalschub  $H$  aus den Gl. (19) und (23) ermittelt wird (evtl. müßte  $d$  größer gewählt werden). Schließlich findet man das erforderliche Balkenträgheitsmoment unter Beachtung von Gl. (25) aus Gl. (24) zu

$$(29) \quad \text{erf. } J_b = \frac{3 E_s J_s l}{2 E_b h_0} \left[ \frac{q l^2 d_0}{2 N d (2 d - d_0)} - 1 \right].$$

Zur Berechnung des Trägheitsmomentes für den Balken kann an Stelle der Gl. (29) auch das Diagramm Abb. 4 im entsprechenden Gültigkeitsbereich herangezogen werden (für die Ordinaten  $d/d_0 \leq 1$  wurde der Genauigkeit halber ein anderer Maßstab gewählt als für den Bereich  $d/d_0 \geq 1$ ). Die Gl. (24) hat natürlich nur einen Sinn, solange die Auflagerlänge — im vorliegenden Falle besitzt allerdings diese Bezeichnung für  $d_0$  nur mehr eine fiktive Bedeutung, da der Balken über die ganze Breite  $d$  aufgelagert ist — kleiner ist als die doppelte Pfeilerstärke. Der Grenzfall  $d/d_0 = 1/2$  entspricht einer gleichmäßigen Verteilung des Auflagerdruckes auf die Pfeilerstärke, und das entsprechend erforderliche Balkenträgheitsmoment wäre unendlich groß (sämtliche Kurven in Abb. 4 haben die waagrechte Gerade in  $d/d_0 = 1/2$  zur Asymptote). Die übliche Annahme, daß sich der Auflagerdruck gleichmäßig über die Pfeilerstärke verteilt, würde also nur für einen unendlich steifen Balken zutreffen.

3.  $d_0 = d$ .

Die obige Voraussetzung wird zwar nur sehr selten gegeben sein und ist auch bereits in den beiden vorausgehenden Fällen enthalten. Sie wird nur deshalb gesondert angeführt, weil hiermit das erforderliche Trägheitsmoment des Balkens zu einem Minimum wird:

$$(30) \quad \text{erf. } J_b = \min. J_b = \frac{3 E_s J_s l}{2 E_b h_0} \left( \frac{q l^2}{2 N d} - 1 \right).$$

Es ergibt sich somit die bemerkenswerte Tatsache, daß der Werkstoffverbrauch dann ein Minimum wird, wenn die Pfeilerstärke gleich

$$(31) \quad d = \frac{2 N}{b \sigma_{zul}}$$

gewählt werden kann.

**Fall II** Gegeben:  $q, N, l, h, h_0, d, b, J_b$ .  
Gesucht:  $\sigma_{\max}$ .

Da sowohl die Belastung als auch die Abmessungen des Pfeilers und des Balkens bekannt bzw. festgelegt sind, dienen die vorliegenden Ergebnisse zum Nachweise der auftretenden größten Mauerpressung. Zur Beantwortung der Frage, ob der Balken teilweise oder voll aufgelagert ist, muß die Gl. (30) herangezogen werden.

1.  $J_b \geq \min. J_b$ .

Wenn die obige Bedingung erfüllt ist, liegt der Balken nur teilweise auf der Stütze auf ( $d_0 \leq d$ ), und die Auflagerlänge  $d_0$  ist aus Gl. (27) zu bestimmen, wobei erf.  $J_b = J_b$  gesetzt wird. Die größte Beanspruchung  $\sigma_{\max}$  der Stütze ergibt sich dann gemäß Gl. (1). Man vermeidet die etwas umständliche Auflösung der Gl. (27) nach  $d_0$ , wenn das Diagramm Abb. 4 verwendet wird.

2.  $J_b \geq \min. J_b$ .

In diesem Falle liegt der Balken voll auf dem Pfeiler auf

( $d_0 \geq d$ ) und die größte Mauerpressung kann unmittelbar aus Gl. (24) oder noch rascher unter Zuhilfenahme des Diagrammes Abb. 4 ermittelt werden.

IV. Zahlenbeispiele.

Beispiel (1).

Auf einen bestehenden Fabriksbau wird ein Stockwerk aufgesetzt, dessen Plattenbalkendecke eine Dachterrasse trägt. Die Dachplatte ist 12 cm stark, die Balken sind in 3,40 m Abstand angeordnet und mittels eines durchgehenden Rostes auf Mauerpfeiler aufgesetzt. Zunächst seien die Abmessungen und die Belastung angegeben:

$$\begin{aligned} l &= 9,50 \text{ m}, & d &= 0,38 \text{ m}, & N &= 23,00 \text{ t.} \\ h &= 3,40 \text{ m}, & b &= 1,25 \text{ m}, \\ h_0 &= 1,70 \text{ m}, & q &= 3,40 \text{ t/m,} \end{aligned}$$

Die Konstruktionshöhe für die Deckenbalken war mit 65 cm festgelegt worden, und die Platte erhielt Auflagerverstärkungen (Querschnitt des Balkens lt. Abb. 5,

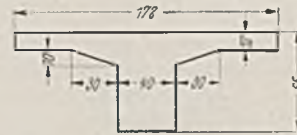


Abb. 5.

wo die für die Berechnung des Trägheitsmomentes maßgebende mitwirkende Plattenbreite eingezeichnet ist). Man erhält somit die Trägheitsmomente von Stütze und Balken zu

$$J_s = 57,3 \text{ dm}^4, \quad J_b = 163 \text{ dm}^4.$$

Die Pfeiler sollen aus Mauerziegeln mit Kalkzementmörtel hergestellt werden. Demnach ist als Elastizitätsmaß für die Pfeiler  $E_s = 30\,000 \text{ kg/cm}^2$  (vgl. z. B. Betonkalender 1940, S. 59) und für die Deckenbalken  $E_b = 210\,000 \text{ kg/cm}^2$  einzusetzen. Das Verhältnis der Steifigkeitsziffern beträgt daher

$$\frac{E_b J_b h_0}{E_s J_s l} = 3,56.$$

Gemäß den vorliegenden Angaben ist die größte Mauerpressung zu bestimmen. Ohne Verwendung der Abb. 4 gestaltet sich der Rechnungsgang wie folgt: Man bestimmt aus Gl. (30) min.  $J_b = 1130 \text{ dm}^4 > J_b$ . Der Balken liegt also nur teilweise auf der Stütze auf (Fall II/1), und man findet aus Gl. (27) die Auflagerlänge zu  $d_0 = 7,9 \text{ cm}$ . Die größte Kantenpressung ist damit lt. Gl. (1)

$$\sigma_{\max} = 46,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Mit Verwendung des Diagrammes (Abb. 4) ist die Durchführung der Rechnung noch einfacher: Man bestimmt den Parameter  $q l^2 / 2 N d = 17,50$  und findet für den Logarithmus des Verhältnisses der Steifigkeitsziffern  $\log. 3,56 = 0,552$  (am Rechenschieber abgelesen) schließlich  $d/d_0 = 4,80$ , woraus ebenso wie früher die größte Kantenpressung gefunden wird.

Da die zur Verfügung stehenden Mauerziegel nur eine mittlere Druckfestigkeit von  $100 \text{ kg/cm}^2$  aufwiesen, was einer Mauerwerksfestigkeit von  $\sigma_B = 32 \text{ kg/cm}^2$  entspricht<sup>3</sup>, ist die nachgewiesene größte Spannung  $\sigma_{\max} = 46,5 \text{ kg/cm}^2$  viel zu hoch, ganz abgesehen davon, daß sie die hier zulässige Druckspannung  $\sigma_{zul} = 8 \text{ kg/cm}^2$  (Betonkalender 1940, S. 65) weit überschreitet. Schließlich sei auch noch festgestellt, daß die größte Schubspannung gemäß Gl. (26)  $\tau_{\max} = 3,4 \text{ kg/cm}^2$  weit über dem hier zulässigen Wert von  $\tau_{zul} = 0,8 \text{ kg/cm}^2$  liegt.

Die Vergrößerung der Balkenhöhe als auch die Ausführung von Eisenbetonpfeilern wurde von der Baubehörde abgelehnt; es blieb daher im vorliegenden Falle nichts anderes übrig als eine Zentrierung des Auflagerdruckes durch Anordnung eines unvollständigen Gelenkes zwischen dem eigentlichen durchlaufenden Rost und einem zweiten, darunter befindlichen und auf Pfeilerbreite (1,25 m) ausgeführten Rost herbeizuführen.

Beispiel (2).

Hier soll der oben behandelte Fall unter geänderten Bedingungen untersucht werden, und zwar sollen die Werte  $l, h_0, d, b, q$

<sup>3</sup>) Vgl. „Hütte“, 1. Bd., 26. Aufl., S. 698.

und N unverändert bleiben. Wie groß müßte nun das erforderliche Balkenträgheitsmoment gewählt werden, damit die für den Pfeiler aus Mauerziegeln 1. Kl. in Kalkzementmörtel gültige zulässige Spannung  $\sigma_{zul} = 14 \text{ kg/cm}^2$  eingehalten wird?

Man bestimmt gemäß Gl. (25) die Auflagerlänge  $d_0 = 26,3 \text{ cm} < d$  und findet, daß die Schubspannungsbedingung (26) erfüllt ist. Es liegt also Fall I/1 vor, und das erforderliche Balkenträgheitsmoment erhält man aus Gl. (27) zu

$$\text{erf. } J_b = 670 \text{ dm}^4.$$

Dem vorstehenden Trägheitsmoment entspricht ein Querschnitt nach Abb. 6. Man müßte also die Balkenhöhe gegenüber der Ausführung nach Abb. 5 um 40 cm erhöhen, was zwar einer Eisenerparnis, aber einem bedeutenden Mehraufwand an Beton und Schalung gleichkommt. Obwohl die für den Pfeiler verwendeten Ziegel hier weitaus besser sind als in Beispiel (1), ergibt sich ein zu hoher Materialverbrauch für den Balken; dies deutet darauf

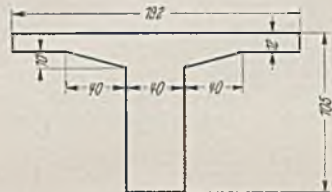


Abb. 6.

hin, daß die Ausführung von Eisenbetonpfeilern die zweckmäßigste Lösung darstellen würde.

#### Beispiel (3).

Um den Einfluß der Elastizität des Mauerwerks auf die Endergebnisse zu zeigen, soll der im ersten Beispiel behandelte Fall unter der Voraussetzung untersucht werden, daß der Pfeiler aus Mauerziegeln 1. Kl. mit Zementmörtel 1 : 3 hergestellt wird. Das entsprechende Elastizitätsmaß ist dann mit mindestens  $E_s =$

$70\,000 \text{ kg/cm}^2$  einzusetzen, so daß das Verhältnis der Steifigkeitsziffern

$$\frac{E_b J_b b_0}{E_s J_s l} = 1,53$$

beträgt. Man bestimmt den Parameter  $ql^2/2 Nd = 17,50$  und findet gemäß Abb. 4 für den  $\log. 1,53 = 0,184$  (Rechenschieberge- nauigkeit) die zugehörige Ordinate  $d/d_0 = 10,3$ , so daß die Auflagerlänge nur  $d_0 = 3,7 \text{ cm}$  beträgt. Die größte Kantenpressung ergibt sich somit zu

$$\sigma_{\max} = 100 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Mauerwerksfestigkeit würde hier mit  $\sigma_B = 142 \text{ kg/cm}^2$  einzuschätzen sein<sup>4</sup>, so daß die oben ausgewiesene größte Kantenpressung noch unterhalb der Festigkeit, aber weit über der hier zulässigen Spannung  $\sigma_{zul} = 14 \text{ kg/cm}^2$  liegt. Es ist wohl selbstverständlich, daß bei der oben nachgewiesenen geringen Auflagerlänge die größte Schubspannung  $\tau_{\max} = 7,8 \text{ kg/cm}^2$  den hier zulässigen Wert  $\tau_{zul} = 1,4 \text{ kg/cm}^2$  ebenfalls weit überschreitet.

Man erkennt, daß durch die Verwendung festerer Ziegel und eines hochwertigen Mörtels die Auflagerbedingungen des Balkens nicht verbessert, sondern sogar verschlechtert werden, da die Auflagerlänge bei gleichbleibendem Balkenquerschnitt und zunehmender Steifigkeit (Sprödigkeit) des Pfeilers abnimmt. Diese zunächst vielleicht sonderbar anmutende Tatsache wird durch Versuche an mittels Trägern belasteten Mauerwerkskörpern bestätigt<sup>5</sup>.

<sup>4</sup> vgl. „Hütte“ 25. Aufl., I. Bd., S. 698.

<sup>5</sup> Über derartige Versuche berichtete G. Grüning, Versuche an Mauerwerkskörpern, die durch eine Einzellast belastet werden. Bauing. (20) 1939, S. 379.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Die Bemessung von Betonmischungen.

#### Zusammenfassung.

Rechnerisches Verfahren zur Berechnung von Betonmischungen unter Berücksichtigung der Verarbeitbarkeit. Ein „Verarbeitbarkeitsfaktor“ ist entwickelt worden, welcher eine ähnliche Abhängigkeit von der Verarbeitbarkeit des Betons hat wie die Festigkeit vom Wasserzementverhältnis. Der Verfasser Ch. T. Kennedy fand, daß für jeden Zement und für jedes Wasserzementverhältnis dieser Faktor von der relativen Menge des Zements, des Wassers, der Zuschlagstoffe und von gewissen, leicht bestimmbar physikalischen Eigenschaften der Zuschlagstoffe abhängt.

An Stelle der Originalzahlen, auf denen die Methode aufgebaut wurde, soll ihre Gültigkeit durch eine Anwendung auf eine Reihe fremder (unabhängiger) Versuche nachgewiesen werden. Es werden Beispiele gegeben für die Anwendung der Methode auf Berechnungen und auf die Auswahl von geeigneten Zuschlägen, wobei Zusammensetzungen unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit und der Güte besondere Beachtung fanden.

#### Eine rechnerische Grundlage für die Bemessung von Betonmischungen.

Die Geschichte der rechnerischen Methoden der Betonzusammensetzungen begann mit dem Aufsatz „Berechnung von Betonmischungen“ von Duff. A. Abrams. Dieser brachte zwei neue Auffassungen:

- Das Gesetz des Wasserzementverhältnisses und
- ein von der Zusammensetzung der Zuschlagstoffe abhängiges Gesetz, bekannt als „Feinheitsmodul“.

Die Erfahrung bestätigte die grundsätzliche Richtigkeit des Wasserzementgesetzes. Nicht nur die Festigkeit, sondern auch andere wichtige Eigenschaften des Betons zeigten sich abhängig von der Menge des Mischwassers und der Zementmenge. Der Feinheitsmodul hat sich nicht bewährt. Man konnte Abweichungen nachweisen, und man hat ihn allgemein verlassen.

Das Wasserzementgesetz ist allein keine ausreichende Methode zur Berechnung der Betonzusammensetzungen. Abrams faßte das Gesetz in der Form

$$s = \frac{A}{Bx}$$

worin  $s$  die Druckfestigkeit des Betons und  $x$  der Wasserzementfaktor in Kubikfuß je Sack Zement (im mkg System  $0,658 \text{ l Wasser/l kg Zement}$ ). Er bemühte sich, eine Tatsache herauszustellen, welche von späteren Forschern noch betont wurde, nämlich: Dies Gesetz gilt nur, solange die Mischung verarbeitbar ist. In der Formel sind  $A$  und  $B$

Konstanten, deren Größe — bei üblicher Zusammensetzung, Mischung und Verarbeitung — nur von der Güte des benutzten Zementes und dem Alter der Probe abhängt; sie sind unabhängig von anderen Eigenschaften der Mischung, wie z. B. der Menge oder der Zusammensetzung der Zuschläge. Es ist natürlich vorausgesetzt, daß der Zuschlagstoff gesund ist und der Beton frei von schädlichen Mengen fremder Bestandteile.

Es ist klar, daß die Wahl des geeigneten Wasserzementverhältnisses nur der erste Schritt zur Berechnung des Mischungsverhältnisses ist. Für eine vollständige Berechnungsmethode müssen Wege gefunden werden, die Verarbeitbarkeit einer Mischung, die von der Menge und der Zusammensetzung der Zuschläge abhängt, zu berechnen. Hierzu war der Feinheitsmodul entwickelt worden. Seitdem dieser verlassen wurde, ist nichts an seine Stelle gesetzt worden; sogar die „Portland Cement Association“ weiß nichts Besseres als Versuchsmischungen zu empfehlen, die Methode: „cut and try“.

Die Arbeit von Kennedy bringt nun eine Näherungsrechnung der Verarbeitbarkeit einer Mischung — ein Verfahren, welches für gebräuchliche Arbeitsbedingungen entwickelt und in der Praxis seit vielen Jahren angewandt wurde.

Das Grundgesetz der Verarbeitbarkeit lautet: Damit eine Mischung verarbeitbar wird, muß das Volumen des Zementbreies, das heißt das absolute Zementvolumen zuzüglich des Volumens des Wasserzusatzes, mindestens gleich dem Volumen der Hohlräume im trockenen verdichteten gesamten Zuschlag sein.

Ein Beton, bei dem das Volumen des Zementbreies gleich oder kleiner ist als das Hohlraumvolumen der Zuschläge, würde nur unter strengen Laboratoriumsbedingungen verarbeitbar sein; er würde das theoretische Setzmaß (Slump) von Null haben. Praktisch ist ein Überschuß an Zementbrei erforderlich.

Das zweite Gesetz über die Verarbeitbarkeit lautet: Für jeden gewünschten Grad der Verarbeitbarkeit hängt der notwendige Überschuß an Zementbrei ab von

- der Konsistenz des Zementbreies selbst — niedrigere Wasserzementfaktoren erfordern einen größeren Überschuß als höhere Faktoren — und von
- der Oberfläche der Zuschläge — je größer die Oberfläche, desto größer der erforderliche Überschuß.

Die Grundlage dieser Gesetze ist dargestellt in Abb. 1. a stellt die aneinanderliegenden Körner von trockenem verdichteten Zuschlag dar, die schwarzen Flächen die Hohlräume. Der Vorgang der Verdichtung bedeutet ein Zusammenpressen des Materials. Dabei werden die Körner in eine solche Lage des inneren Gleichgewichtes gebracht, daß die Summe der Hohlräume für die betreffende Zuschlagstoffzusammensetzung auf ein Minimum gebracht wird. Bei Anwesenheit von Zement und Wasser

hat der Mischvorgang praktisch die gleiche Wirkung auf die Zuschläge. In einer früher veröffentlichten Versuchsreihe war die Ergiebigkeit definiert als das Verhältnis des Volumens des Frischbetons zum scheinbaren Volumen des trockenen verdichteten Zuschlages. In 37 Fällen, bei denen das Volumen des Zementbreies kleiner war als der Hohlraumgehalt der Zuschläge — es betrug 75—99% des Hohlräumes — wurde eine Durchschnittsergiebigkeit von über 0,98 festgestellt. Wenn man berücksichtigt, daß Verluste durch Austrocknen und durch die Versuchsdurchführung auftreten, geht aus den Versuchen hervor, daß das scheinbare Volumen der Zuschläge im trockenen verdichteten Zustande ungefähr gleich dem im verdichteten Beton ist. Folglich kann das Bild a der Abb. 1 auch als ein Schnitt durch einen Frischbeton aufgefaßt werden, bei dem der Zementbrei gerade ausreicht, um die Hohlräume des trocken verdichteten Zuschlages auszufüllen. Die schwarzen Flächen stellen den Zementbrei dar. Bei dieser Breimenge — und auch für jede geringere Menge — werden sich die Körner des Zuschlages augenscheinlich in derselben engen Berührung befinden wie im trocken verdichteten Zustande. Die innere Reibung wird groß und der Beton bröckelig und nicht verarbeitbar sein.

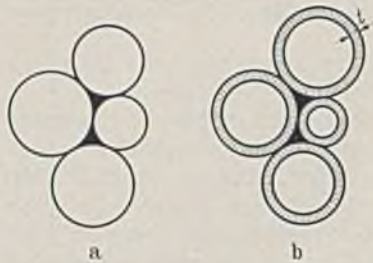


Abb. 1. Schnitt durch den verdichteten Zuschlag bzw. durch den Frischbeton.

Wenn eine zusätzliche Menge von Zementbrei gleichmäßig verteilt vorhanden ist, wird die Wirkung wie im Bild b der Abb. 1 sein. Die einzelnen Körner des Zuschlagstoffes werden auseinandergedrückt, da jedes Korn von einem Film des Zementbreies umgeben ist. Für im Verhältnis zum Durchmesser geringe Stärken  $t$  des Filmes werden die schwarzen Flächen des Bildes b ungefähr gleich denen des Bildes a sein, das heißt gleich dem Hohlraumvolumen des trocken verdichteten Zuschlages, während die gestrichelten Flächen, welche den Zementbreifilm darstellen, ungefähr proportional der Oberfläche der Zuschläge sind. Dieser Zementbreifilm wirkt vermindern auf die innere Reibung und verleiht dem Gemenge die Plastizität. Diese Wirkung hängt nun wieder von der Konsistenz des Breies selbst ab. Es mag hier gesagt werden, daß die Stärke des Zementfilmes sich in der Größenordnung von einigen Tausendstel cm bewegt.

Kennedy zeigt die Anwendung dieser Gesetze an einer nicht von ihm durchgeführten Versuchsreihe. Er benutzt die sehr sorgfältigen Forschungsarbeiten von F. R. Mc Millan und Wm. R. Johnson: „Weitere Untersuchungen über den Zusammenhang von Festigkeit und Wasserzementverhältnis“. „Further Studies of the Water-Cement Ratio Strength Relationship in Concrete“, veröffentlicht in Report of the Director of Research Portland Cement Association 1928.

Die dort benutzten 542 verschiedenen Mischungsverhältnisse werden nachgerechnet und eine Gültigkeit der oben genannten Gesetze nachgewiesen.

**Die Berechnung von Betonmischungen.**

Im Vorhergehenden wurden folgende Gesetze der Verarbeitbarkeit abgeleitet:

Damit eine Mischung verarbeitbar ist, muß das Volumen des Zementbreies mindestens gleich dem Volumen der Hohlräume der trocken verdichteten gesamten Zuschläge sein. Für irgend einen Grad der Verarbeitbarkeit hängt der erforderliche Überschuß an Zementbrei ab

- a) von der Konsistenz des Breies selbst — niedrige Wasser-Zementverhältnisse erfordern einen größeren Überschuß als hohe — und
- b) von der Oberfläche der Zuschläge — je größer die Oberfläche, desto größer der erforderliche Überschuß.

Bei einem bestimmten Wasserzementverhältnis hängt die Verarbeitbarkeit von einem Faktor  $K$  ab, welcher definiert wird als der Quotient aus überschüssigem Zementbrei durch die Oberfläche der Zuschläge (zur Vereinfachung der Rechnung mit 1000 multipliziert).

Die folgenden Gleichungen sind nun anwendbar:

$$x + a = N \left[ \frac{s - w}{s} + \frac{K \cdot F}{1000} \right] \text{ oder}$$

$$N = \frac{x + a}{\frac{s - w}{s} + \frac{K \cdot F}{1000}}$$

Es bedeuten:

- $x$  = Wasserzementfaktor: Wasser in kg je 1 kg Zement,
- $a$  = absolutes Volumen des Zementes in Litern je 1 kg Zement,
- $s$  = spezifisches Gewicht des Zuschlages in kg je Liter absolutes Volumen,
- $w$  = Einheitsgewicht des Zuschlages in kg je Liter trocken verdichteter Gesamtzuschläge,
- $K$  = Verarbeitbarkeitsfaktor (Definition s. oben)  $\frac{cm}{1000}$ ,
- $F$  = Oberfläche in  $m^2$  je Liter trocken verdichteter Gesamtzuschläge,
- $N$  = wahres Mischungsverhältnis in Liter trocken verdichteter gemischter Gesamtzuschläge je 1 kg Zement.

Die Oberfläche kann aus der Siebanalyse ermittelt werden (mit einer für diesen Zweck ausreichenden Genauigkeit) aus der Formel

$$F = \frac{6w}{s} \sum \frac{p}{d}$$

worin  $\sum \frac{p}{d}$  die Summe der Quotienten aus Rückstand auf jedem Sieb dividiert durch den mittleren Durchmesser der Körner des Rückstandes. Bei dieser Berechnung wird die Zuschlagstoffmenge, die durch das 100er Sieb fällt, vernachlässigt.

Außer der Ermittlung der physikalischen Größen des Materials erfordert die vollständige Berechnung eines Mischungsverhältnisses nur die geeignete Wahl der zwei Veränderlichen  $x$  und  $K$ , des Wasserzementverhältnisses und des Verarbeitbarkeitsfaktors.

Die Annahme des ersteren wird zweckmäßig mit Hilfe der Abramschen Kurve vorgenommen, durch die die Festigkeit in Beziehung zum Wasserzementfaktor gesetzt ist. Zur Annahme des Verarbeitbarkeitsfaktors ist eine Kurvenschar nach Art der Abb. 2 erforderlich, in der das Setzmaß in Beziehung zum Verarbeitbarkeitsfaktor gesetzt ist (für verschiedene Wasserzementverhältnisse). Beide Kurven müßte man bei großen und wichtigen Bauvorhaben für den zu verwendenden Zuschlagstoff vorher bestimmen.

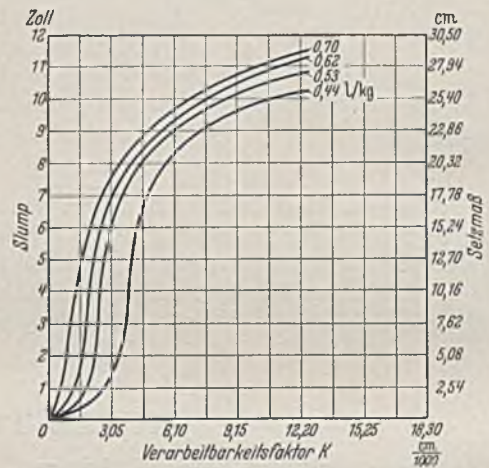


Abb. 2. Abhängigkeit des Setzmaßes vom Verarbeitbarkeitsfaktor für verschiedene Wasserzementverhältnisse.

Die Anwendung dieses Verfahrens für den üblichen Fall, daß die Zuschlagstoffe getrennt nach Feinem und Grobem zur Verfügung stehen, ist in Abb. 3 dargestellt. Es soll als Beispiel ein Mischungsverhältnis berechnet werden von 0,53 Liter Wasser je 1 kg Zement ( $w/z = 0,53$ ), ein Setzmaß von 15,2 cm unter Verwendung von Sand und Kies folgender Zusammensetzung:

	Einheitsgewicht w kg/l	100	48	28	14	8	4	3/8 In	3/4 In	1 1/2 In
Sand	1,86	99	92	63	42	20	0	—	—	—
Kies	1,76	—	—	—	—	—	100	75	34	0
Sieblochweite in mm . .		0,147	0,295	0,59	1,18	2,36	4,75	9,50	19,0	38

Das spezifische Gewicht (Reinwichte) der Zuschläge ist angenommen zu 2,65 kg/l, das absolute Volumen eines kg Zement ist angenommen zu 0,32 Liter entsprechend einer Reinwichte des Zementes von 3,10 kg/l.

Zuerst muß versuchsmäßig das Einheitsgewicht der gemischten Zuschläge für verschiedene Verhältnisse von Sand zu Kies bestimmt werden. Vier Gemenge von 30, 40, 50 und 60 Gewichtsprozenten Sand wurden hergestellt. Das Gewicht des trocken verdichteten Zuschlaggemenges je Liter wurde für jede Mischung bestimmt. Diese vier Ergebnisse sind zusammen mit dem Einheitsgewicht des Sandes und des Kieses in dem Diagramm A dargestellt, bei dem auf der Abszisse das Verhältnis von Sand zum Gesamtzuschlag (nach Gewichten) abgetragen ist. Durch diese 6 Punkte wurde eine mit  $w$  bezeichnete stetige Kurve gezeichnet, welche die Veränderlichkeit des Einheitsgewichtes des trocken verdichteten Zuschlaggemenges zeigt.

Um eine ähnliche Kurve für die Oberfläche zu erhalten, müssen zuerst die Werte  $\sum p/d$  für den Sand und den Kies wie folgt bestimmt werden (s. Zahlentafel nächste Seite links oben).

Für jedes Verhältnis  $p_s$  von Sand zum Gesamtzuschlag erhält man die Oberfläche des Gemenges aus der Gleichung:

$$F = \frac{6w}{s} [13,75 p_s + 0,75 (1 - p_s)]$$

Sieb amerikan. Bezeichnung	Mittl. Ø des Rückstandes in cm	Sand		Kies	
		p	p/d	p	p/d
1 1/2 In	5,72	—	—	0	—
3/4 In	2,96	—	—	0,34	0,119
3/8 In	1,43	—	—	0,41	0,287
4	0,73	—	—	0,25	0,344
8	0,36	0,20	0,56	—	—
14	0,18	0,22	1,23	—	—
28	0,089	0,21	2,35	—	—
48	0,045	0,29	6,49	—	—
100	0,022	0,07	3,12	—	—
			13,75		0,75

	Einheits- Gewicht w kg/l	100	48	28	14	8	4	3/8	3/4	1 1/2
		In	In	In	In	In	In	In	In	In
Sand . . .	1,71	98	88	44	20	10	—	—	—	—
Kies . . .	1,67	—	—	—	—	—	100	75	20	0
Sieblochweite in mm		0,147	0,295	0,59	1,18	2,36	4,75	9,50	19,0	38

Für die Werte von  $p_s$  sind mit Hilfe der „w“-Kurve die entsprechenden Oberflächen in folgender Zahlentafel zusammengestellt:

$p_s$ . . . . .	0	0,3	0,4	0,5	0,6	1,0
w kg/l . . .	1,76	2,03	2,10	2,12	2,10	1,86
F m <sup>2</sup> /l . . .	0,30	2,16	2,86	3,51	4,07	5,80

Diese Punkte wurden im Diagramm A aufgetragen und ergaben die zweite Kurve, die mit F bezeichnet wurde.

Die vierte, mit v bezeichnete Kurve, stellt das Hohlraumvolumen im trocken verdichteten Gesamtzuschlag dar und ist unmittelbar aus der „w“-Kurve hergeleitet worden unter Benutzung des Zusammenhanges  $v = \frac{s-w}{s}$ ; der Wert für w kann

für jeden Wert  $p_s$  aus dem Diagramm entnommen werden.

Aus der Abb. 2 ergibt sich für das geforderte Setzmaß von 15,2 cm bei 0,53 l Wasser je 1 kg Zement ein Wert von  $K = 3,05$ . Die fünfte Kurve des Diagramms A ergab sich sofort aus der „F“-Kurve durch Multiplizieren mit dem konstanten Faktor  $\frac{K}{1000}$ , worin K in diesem Falle gleich 3,05.

Die Ordinaten der „v“-Kurve und der  $\frac{K \cdot F}{1000}$ -Kurve stellen Volumen in Litern je 1000 Liter scheinbares Volumen der trocken verdichteten Gesamtzuschläge dar. Die „v“-Kurve gibt das Volumen des Zementbreies, welcher zur Füllung der Hohlräume erforderlich ist, an, während die  $\frac{K \cdot F}{1000}$ -Kurve

das Volumen des Zementbreies angibt, welches zur Umhüllung der einzelnen Teilchen des Zuschlages erforderlich ist, damit die gewünschte Verarbeitbarkeit erreicht wird. Das Gesamtvolumen des Zementbreies je Liter trocken verdichteten Zuschlages erhält man durch Addition zweier entsprechender Werte der beiden Kurven. Auf diese Weise ist die dritte mit „V“ bezeichnete Kurve entstanden.

Das Volumen des Zementbreies ergibt sich aus der Gleichung  $V = x + a$ . Bei 0,53 kg/kg wird  $x = 0,53$  und  $V = 0,852$ . Das wahre Mischungsverhältnis erhält man aus der Gleichung  $N = V/V_0$ .

Das Volumen des Frischbetons ist gleich der Summe der absoluten Volumina seiner Bestandteile. Die Ergiebigkeit ist gewöhnlich ausgedrückt in kg Zement je m<sup>3</sup> Beton. Es ist daher durch die Gleichung gegeben

$$Y = \frac{1}{x + a + \frac{N \cdot w}{s}}$$

Die letzte Kurve des Diagramms ergab sich durch Einsetzen der entsprechenden Werte für N und w in die Gleichung:

$$Y = \frac{1}{0,852 + \frac{N \cdot w}{2,65}}$$

Eine Betrachtung des Diagramms A zeigt, daß der geringste Zementgehalt bei einem wahren Mischungsverhältnis von 2,89 Litern trocken verdichteten gemischten Zuschlages je 1 kg Zement auftritt, wobei der Zuschlag 44 Gewichtsprozent Sand und 66 Gewichtsprozent Kies enthält.

Diagramm B der Abb. 3 zeigt die Lösung der gleichen Aufgabe für Zuschlagstoffe folgender Zusammensetzung:

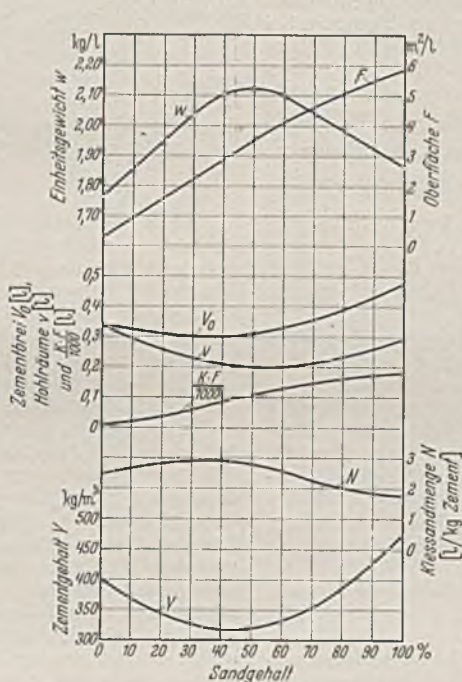


Diagramm A.

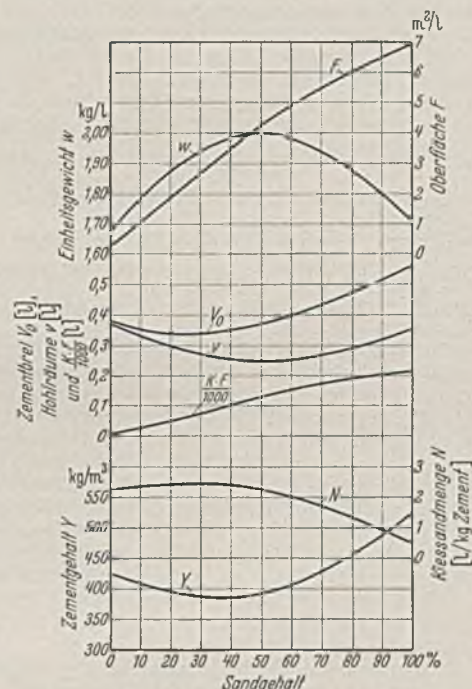


Abb. 3.

Diagramm B.

Einheitsgewicht, Oberfläche und Hohlräume des Zuschlages, überschüssige und gesamte Zementbreimenge, Mischungsverhältnis, Zementgehalt des fertigen m<sup>3</sup> Beton abhängig vom Sandgehalt des Zuschlages bei gleicher Festigkeit und Verarbeitbarkeit.

Eine Auftragung der Festigkeit abhängig vom Wasser-Zement-Verhältnis ergab eine Kurve der bekannten Art, aus der die rechnerische Festigkeit für jeden beliebigen Wert von w/z abgelesen werden konnte. In der folgenden Zahlentafel sind die ersten drei Spalten unmittelbar aus dem oben angeführten Bericht entnommen, die vierte Spalte enthält die rechnerische Festigkeit, die aus der w/z-Kurve abgelesen wurde. Die fünfte Spalte enthält R, das Verhältnis von tatsächlicher Festigkeit zur rechnerischen Festigkeit. Die letzte Spalte enthält den Wert des Verarbeitbarkeitsfaktors K, der auf die oben beschriebene Weise nach den Angaben des Berichtes errechnet wurde. Diese Tafel enthält nur eine Gruppe der vielen Mischungen des Berichtes; sie ist aber typisch für die Ergebnisse.

x = w/z l/kg	Festigkeit kg/cm <sup>2</sup>		R	K (cm/1000)
	tatsächlich	rechnerisch		
0,595	248	234	1,06	7,6
0,567	254	253	1,01	4,9
0,554	260	263	0,99	2,3
0,534	255	280	0,91	0,15
0,514	230	296	0,78	zu wenig Zementbrei

Die Ergebnisse eines ähnlichen Falles sind in Abb. 4 dargestellt. R ist abhängig von K aufgetragen. Die Punkte links von der senkrechten Achse stellen Mischungen mit zu wenig Zementbrei dar (es wurde das

Verhältnis des Breies zu den Hohlräumen als Abszisse aufgetragen). Alle Punkte liegen unter der vorausgesagten Festigkeit. Der Durchschnittswert für die acht Versuche beträgt 87,5%. Für Werte für  $K$  von 0 bis 3,05 liegt die Überzahl der Werte unter der Einheitslinie; der Mittelwert für 32 Versuche beträgt 92,7%. Für Werte von  $K$  größer als 3,5 liegen die Punkte gleichmäßig über und unter der Linie  $R = 1$  verteilt; der Mittelwert aus 21 Versuchen beträgt 98,4%.

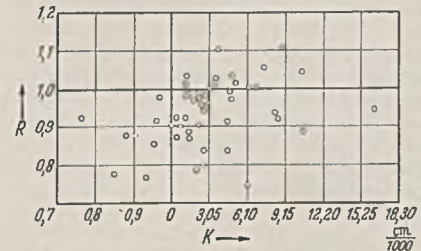


Abb. 4. Verhältnis von tatsächlicher Festigkeit zur rechnerischen Festigkeit abhängig vom Verarbeitbarkeitsfaktor.

#### Wirtschaftlichkeit.

Jedes Diagramm der Abb. 3 zeigt schon allein eine Abhängigkeit der Berechnungsmethode nach dem Verarbeitbarkeitsfaktor von der wichtigen Wirtschaftlichkeit. Die Y-Kurve in jedem Diagramm gestattet die geeignete Wahl der Zusammensetzung von Sand und Kies, um mit gegebenen Materialien die größtmögliche Wirtschaftlichkeit zu erreichen.

Bei einer Betrachtung der Diagramme kann man feststellen, daß das Minimum der  $V_0$ -Kurve bei einem kleineren Verhältnis  $p_s$  eintritt als das Minimum der  $v$ -Kurve. Das heißt: die Menge des Zementbreies für einen bestimmten Grad der Verarbeitbarkeit wird ein Minimum bei einer Mischung, die gröber ist als diejenige, welche die größte Dichte ergibt. Das ist ein allgemeines Gesetz. Die  $v$ -Kurve fällt von  $p_s = 0$  bis zum Punkte der größten Dichte und steigt dann wieder an. Die  $F$ -Kurve steigt durchgehend. Da die  $V_0$ -Kurve die Summe der  $v$ -Kurve und der  $\frac{F \cdot S}{1000}$ -Kurve ist, erreicht die  $V_0$ -Kurve dann ein Minimum,

wenn die Steigung der  $v$ -Kurve gleich und entgegengesetzt der Steigung der  $\frac{K \cdot F}{1000}$ -Kurve ist. Es ist klar, daß dies an einem Punkte links vom Minimum der  $v$ -Kurve eintreten wird. Weiterhin wird — da die Steigung der  $\frac{K \cdot F}{1000}$ -Kurve mit  $K$  wächst — sich der Punkt, an dem die Steigungen

gleich und entgegengesetzt sind, bei reicheren Mischungen weiter nach links verschieben, und der Abstand zwischen dem Punkte des geringsten Zementgehaltes und der größten Dichte wird sogar noch größer.

Bei gegebenem Grad von Verarbeitbarkeit und bestimmten Mengen von Zement und Zuschlägen wird also entsprechend den obigen Ausführungen die geringste Wassermenge von einer Mischung erfordert, die gröber ist als die, welche die größte Dichte ergibt, und dieser Unterschied wächst mit Reicherwerden der Mischungen.

Diese Überlegungen sollen mit den folgenden Angaben des Bulletin 1 of the Structural Materials Research Laboratory „Design of Concrete Mixes“ von Duff A. Abrams verglichen werden:

Bei gegebenen Betonmaterialien und Versuchsbedingungen begrenzt die Menge des Mischwassers die Festigkeit des Beton. Dies gilt, solange die Mischung verarbeitbar ist.

Es besteht ein enger Zusammenhang zwischen der Kornzusammensetzung der Zuschläge und der Wassermenge, welche einen verarbeitbaren Beton schafft.

Die Kornzusammensetzung der Zuschläge, welche den festesten Beton liefert, ist nicht dieselbe, welche die größte Dichte ergibt (geringsten Hohlraumgehalt). Eine Kornzusammensetzung, welche gröber als die der größten Dichte ist, gibt die höchsten Festigkeiten.

Je reicher die Mischung, desto gröber die Kornzusammensetzung für einen Zuschlagstoff von bestimmter maximaler Korngröße und desto größer der Unterschied zwischen der größten Dichte und der geeignetsten Kornzusammensetzung.

Die ersten beiden Sätze wurden angeführt, um die Gesichtspunkte zu geben, unter denen die beiden letzten Sätze gelesen werden müssen. Wenn Abrams von der Wirkung der Kornzusammensetzung der Zuschläge auf die Festigkeit spricht, so macht es diese Abhandlung klar, daß die Wirkung der für eine Verarbeitbarkeit erforderliche Mischwassermenge gemeint ist. „Die Kornzusammensetzung, welche den festesten Beton ergibt“ müßte heißen: „Die Kornzusammensetzung, welche die geringste Mischwassermenge erfordert“. Eine exakte Neuformulierung des dritten und vierten Satzes könnte heißen: „Bei gegebenem Grad der Verarbeitbarkeit und festliegenden Mengen von Zement und Zuschlägen wird die geringste Mischwassermenge von einer Kornzusammensetzung erfordert, die etwas gröber ist als die, welche die größte Dichte ergibt; je reicher die Mischung, desto größer ist der Unterschied“. Dies ist eigentlich der gleiche Schluß, wie er aus den Diagrammen A und B hergeleitet wurde. Es ist ein schlagender Beweis für die Gültigkeit der Verarbeitbarkeitsfaktor-Theorie, daß sie auf einer rechnerischen Grundlage Versuchsergebnisse erklärt, die sich bei der Entwicklung einer anderen Hypothese ergaben.

Von mehr praktischer Bedeutung im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit ist der Vergleich der Diagramme A und B. Bei den wirtschaftlichen Mischungen erfordern die Zuschläge des Diagramms A 314 kg Zement je  $m^3$  Beton, die des Diagramms B 370  $kg/m^3$ . Der Unterschied ist also 56 kg Zement je  $m^3$  Beton (18% mehr als A).

Der Begriff des Verarbeitbarkeitsfaktors ermöglicht zum ersten Male eine Definition des viel mißbrauchten Begriffes: „Ein gut gekörnter Zuschlag“. Ein gut gekörnter Zuschlag verbindet die erste Forderung nach einem geringen Hohlraumgehalt mit der zweiten nach einer geringen Oberfläche. Diese beiden Eigenschaften zusammen mit einer gewissen Stetigkeit der Körnungen sichern eine wirtschaftliche Mischung. Diese Methode erklärt auch, daß es vorteilhaft ist, möglichst große Körnungen zu benutzen. Mit gröberen Zuschlägen erhält man einen geringeren Hohlraumgehalt, und die Oberfläche wird verringert.

#### Dauerhaftigkeit des Betons.

Man sollte nicht nur wegen der geringeren Baukosten nach einem möglichst geringen Zementgehalt streben. Die Betonung, die in früheren Jahren auf einer guten Qualität des Zementbreies lag, hat die Forderung nach einer geringen Quantität des Zementbreies nicht hörbar werden lassen. Von zwei Mischungen mit gleichem Wasserzementfaktor und gleicher Verarbeitbarkeit wird diejenige den besseren Beton liefern, welche die geringere Menge Zementbrei enthält.

Die erhärtete Zementpaste, der Zementstein, ist besonders für zerstörende Einflüsse angreifbar. Sogar der trockenste heutzutage praktisch hergestellte Beton enthält etwa die doppelte Wassermenge als der Zement zur Hydratisierung erfordert. Die Verdunstung dieses Wasserüberschusses ist für die anfängliche Schwindung des frischen Betons verantwortlich zu machen. Sie ist ferner wahrscheinlich der bedeutendste und einzige Faktor, der zu seiner möglichen Zerstörung führen kann. Wird dieses ungebundene Wasser im Beton zurückgehalten, so zerstört es die Homogenität und ist bei Frost eine Quelle der Gefahr. Quellen und Schwinden infolge einer Veränderung der Feuchtigkeit ist bestimmt eine dem Zementstein eigentümliche Eigenschaft. Ferner ist die Widerstandsfähigkeit gegen Abnutzung keine Eigenschaft des Zementsteines. Kurz, die porige Natur des Zementsteines ist eng begleitet von Eigenschaften, die den Beton undauerhaft machen.

#### Überwachung.

Eine auffallende Eigentümlichkeit der Kurven des Verarbeitbarkeitsfaktors ist, daß sie im praktisch vorkommenden Bereich ungefähr senkrecht verlaufen. Kleine Änderungen des Wertes  $K$  rufen große Veränderungen hervor. Dies erklärt die jedem Betonfachmann bekannte Erscheinung: eine plötzliche Veränderung der Verarbeitbarkeit ohne wesentliche Änderung der Mischung. Bei der Überwachung können also kleine Änderungen des Wasser-Zementverhältnisses gut entdeckt werden.

Die Bemessung des Mischungsverhältnisses nach dem Verfahren des Verarbeitbarkeitsfaktors erfordert nur einfache übliche Feststellungen im Laboratorium. Das spezifische Gewicht (oder die spezifische Schwere) ändert sich für die verschiedenen Zuschläge nur wenig und kann außerdem, wenn die Art des Zuschlages bekannt ist, aus Handbüchern entnommen werden. Für die meist benutzten Zuschläge aus Quarzkiesen oder Kalksteinen sind die spezifischen Gewichte gleich (2,65  $kg/l$ ). Die Bestimmung des Einheitsgewichtes und der Siebanalyse ist einfach und verlässlich. Die Ergebnisse sind überraschend gleichmäßig für Zuschläge aus derselben Quelle. Zu diesen beiden Eigenschaften der Zuschläge darf darauf hingewiesen werden, daß sie sicher nicht unabhängig sind, obgleich die Abhängigkeit noch nicht geklärt ist. Für jeden Zuschlag ist bei gleicher Siebanalyse das Einheitsgewicht konstant. Die Umkehrung jedoch stimmt nicht: verschiedene Kornzusammensetzungen können das gleiche Einheitsgewicht ergeben. Schließlich ist der Setzversuch (Slump-test), wenn auch nicht das genaueste Meßverfahren für die Verarbeitbarkeit, doch sicher der bestbekannte und auf Baustellen mit viel Erfolg angewandte Versuch. Seit Jahren gibt es Normenbeschreibungen für alle diese Versuche, und daher ist für die Bemessung nach der Verarbeitbarkeitsfaktormethode kein neues Verfahren erforderlich. [Nach: Ch. T. Kennedy im J. Amer. Conc. Inst. (1940) S. 373.]

Naschold, Hannover.

#### Zellenförmige Spundwandbauweise.

Kaimauern, Dammwände und sonstige Grund- und Wasserbauten, die eine hohe Biegesteifigkeit verlangen, haben in der letzten Zeit, besonders in Amerika und Frankreich, eine Bauweise erfahren, die auf der Bildung von Zellen oder Kästen beruht. Die Grundform ist aus Abb. 1 ersichtlich: zwischen Stützpunkten ( $A, A_1, A_2$ ), die aus starken Profilen bestehen, spannen sich in Bogenform flache eiserne Spundwände. Die Spundwände sowohl wie die Stützpunkte müssen mit starken Schlössern versehen sein, um den Erddruck sicher aufzunehmen. Der aus den Zugkomponenten  $t$  der Spundwände auf den Stützpfahl resultierende Zug  $T$  wird durch ein Zugband auf den Stützpfahl B einer spiegelgleichen Konstruktion von Spundwänden (Rückwand) übertragen, welche eine gleich große Kraft dem Zug  $T$  entgegensetzen, so daß die so aus bogenförmigen Spundwänden entstandene Zelle keiner weiteren Abstützung von außen her bedarf. Die Zellen werden nach der Rammung, die keinesfalls so tief einzudringen braucht wie bei einseitig auf Biegung beanspruchten Profilen, mit Sand ausgefüllt. Die Sicherung der Sandfüllung gegen Ausspülen — besonders bei Kaimauern im Tidegebiet — muß gewährleistet sein durch eine dichte Schloßverbindung zwischen Spundwand- und Pfahlprofilen, diese müssen zur Vermeidung des Aufquellens von unten möglichst in eine wasserundurchlässige Schicht eindringen, und schließ-



lich muß der Sand selbst grobkörnig und frei von Schlick sein. Die zellenförmige Spundwandbauweise muß als Mittelding zwischen Massivbau und einzelner Spundwand angesehen werden, bei dem die Standsicherheit in erster Linie von der Masse der Einfüllung und dem Widerstand der Eindringtiefe abhängt. Bei der Berechnung dieser Konstruktion wird auf die einschlägigen Werke von Agatz und Krey hin-

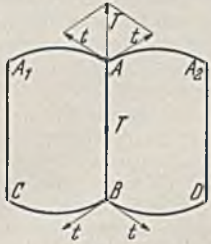


Abb. 1. Grundform der zellenförmigen Spundwandbauweise.

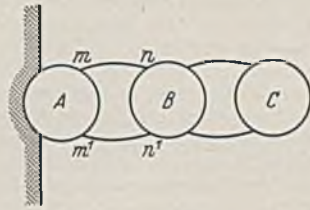
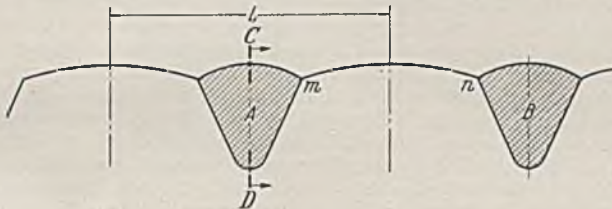


Abb. 2. Hafenhöft in Zellenkonstruktion.

gewiesen. Die Ver. St. v. Amerika, die ebenso wie Frankreich für diese Bauweise besondere Spundwandprofile entwickelt haben, wandten die zellenförmigen Spundwände zuerst 1911 bei der Hebung des im Kubanischen Kriege gesunkenen Panzerschiffes „Maine“ an, das sie auf diese Weise mit einer wasserdichten Dammwand umgaben. 1932 wurde für den Bau eines Piers in New York ein 620 m langer aus solchen Zellen



Querschnitt C-D

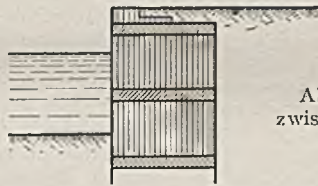
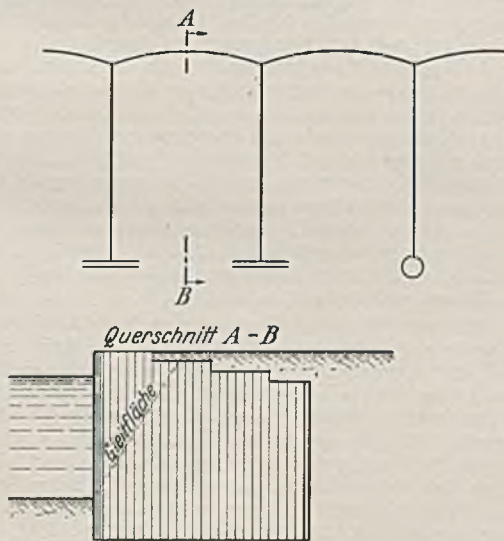


Abb. 3. Kaimauer aus Zellen zwischen massiven Stützpfelern.

bestehender Fangedamm angewendet. Dazu wurden 43 Zellen, teilweise mit 3800 m<sup>3</sup> Inhalt benötigt. Der Radius der bogenförmigen Spundwände betrug 15 m, der Abstand der hinteren und vorderen Wand 19 m. Die Gesamtmenge der Spundwandbohlen (14—29 m lang) belief sich auf 5200 t. Eine noch größere Menge (19 000 t) wurde beim Bau des Grand-Coulée-Staudammes verbraucht. Da hier die Spundwandprofile bis zu



Querschnitt A-B

Abb. 4. Kaimauer mit verankerten Spundwandbögen.

35 m lang sein mußten, wurden sie aneinander geschweißt. Auch beim Bau des Staubeckens von Castignean (Toulon) wurde diese Konstruktion zur Hilfe genommen.

Für bleibende Bauwerke, Kaimauern, Hafenhöfte, Wellenbrecher und Dükdalben ist die zellenförmige Bauweise ebenfalls von Vorteil. Abb. 2 zeigt ein Hafenhöft, hier sind die zylinderförmigen Stützpunkte (A, B, C) am Lande angefertigt, mit Schwimmkranhilfe auf Grund ge-

setzt und dann mit Stein- und Sandballast aufgefüllt. Darauf wurden die bogenförmigen Spundwände gerammt und bei m und n bzw. m' und n' angeschlossen. Eine andere Gestaltung der Stützpunkte zeigt Abb. 3, hier bestehen sie aus massiven Betonsäulen, die so stark und standfest sein müssen, daß sie den Zug der Spundwandbögen aufnehmen können. Man kann in besonderen Fällen die bogenförmige Rückwand der Zellen fortlassen, wenn man zur Aufnahme des Zuges aus den Stützpunkten mit biegefesten Ankerwänden oder -pfählen auskommen kann (Abb. 4). Im allgemeinen ist die Wirtschaftlichkeit der zellenförmigen Spundwandkonstruktion bei Kaimauern bis zu 12 und mehr m freier Höhe erwiesen. Die Abdeckung der so gebauten Kaimauern mit einer Betondecke soll nicht auf den Spundwänden ruhen, sondern auf der Sandfüllung, welche die bewegliche Last zu übernehmen hat. Das Beispiel einer Dükdalbe für sehr große Schiffe (Type „Normandie“ in Le Havre für 200—400 t Trossenzug) zeigt Abb. 5 mit den wichtigsten



Abb. 5. Sandgefüllter Spundwandhohlzylinder als Dükdalbe.

Abmessungen (Spundbohlenprofile Senelle). Da die Berechnungsgrundlagen für solche Dükdalben unsicher sind, hat man die Abmessungen dieser Konstruktion aus Modellversuchen (1:24) im Wasserbaulaboratorium der Hafenbehörde von Le Havre mit dem nötigen Sicherheitszuschlag ermittelt; weitere Modellversuche für eine 14 m hohe Kaimauer ergaben eine überraschend hohe Standsicherheit. Folgende schwere Mauerkonstruktionen sind ebenfalls in Spundwandzellen ausgeführt: Trockendock in St. Nazaire (55 Zellen, 16 m Ø, Spundbohlenlänge 8—13,5 m, Gesamtgewicht 6200 t); Kaimauer in Djibuti 8000 t, Kaimauer in Biscarosse bei Bordeaux. Auch bei Deichbrüchen ist gelegentlich diese Spundwandkonstruktion zum Verschließen verwendet worden. Der Verfasser betont, daß bei kleineren Bauvorhaben und auf gutem Baugrund die gewöhnliche Spundwand mit Verankerung die bessere und billigere Lösung darstellt, während die Zellenkonstruktion aus flachen Spundwandprofilen für Kaimauern und wasserdichte Abschlüsse bei großen Tiefen (10—12 m) zweifellos einen Fortschritt bedeutet.

Zum Schluß gibt der Verfasser noch eine Anleitung zur Berechnung der beschriebenen Bauweise, wobei er die Untersuchung der Kräfte und Sicherheiten nach drei Richtungen verlangt, 1. in bezug auf die Verformung der Zellen, 2. in bezug auf ihr Gleiten über die Standfläche, 3. hinsichtlich der Kippmomente. Die entwickelten einfachen Formeln sollen nur als Grundlage dienen, die nach Bedarf (u. U. durch Laboratoriumsuntersuchungen, Bodenmechanik) noch zu verfeinern sind. [Nach G. C. Boonstra, „Celvormige damwandconstructies“ in Ingenieur, Haag 54 (1939) S. 3199.] W u n d r a m, Hamburg.

### Unterrammung eines bestehenden Kaischuppens mit 600 neuen Pfählen.

Der im Hafen von Long Beach, Kalifornien, vor einigen Jahren erbaute Kaischuppen der Ford Motor Company, der der Montage und dem Versand von Kraftwagen diente, zeigte ganz ungewöhnliche Zerstörungen in der Eisenbetonpfehlgründung, die sich auch in der Nachbarschaft an der Wasserkante bemerkbar machten. Die Wiederinstandsetzungsarbeiten verlangten eine große Ingenieurleistung, da ohne den Schuppen abzubauen rd. 600 neue Pfähle durch das Eisenbetondeck des Piers unter dem Schuppen gerammt werden mußten. Besonders schwierig war dabei die Lösung der Aufgabe, die zum Durchrammen des Decks nötigen Löcher von je 450 mm Ø durch die 600 mm starke Eisenbetondecke des Piers hindurchzubohren. Nach Einbringen der neuen Pfähle wurden diese am oberen Ende mit den alten durch eine Konstruktion aus Eisenbeton und dann gemeinschaftlich durch Betondübel mit dem Pierdeck verbunden.

Die Gründe für die Zerstörung der ursprünglich gerammten Betonpfähle waren nicht leicht zu finden, da an zwei anderen durchaus gleichen Kaischuppen der Ford Motor Company, die in Seattle und Richmond an der Westküste von denselben Architekten, Ingenieuren und Unternehmern erbaut worden waren, sich nichts derartiges zeigte, während in Los Angeles auch andere Wasserbauten ähnlich beunruhigende Erscheinungen aufwiesen. Das merkwürdige, sonstigen Erfahrungen widersprechende Verhalten des Betons kann mehreren Ursachen zugeschrieben werden, etwa der Veränderung in der Güte des Portlandzementes, chemischen Veränderungen im Seewasser oder der in Süd-Kalifornien herrschenden höheren Temperatur und niederen Feuchtigkeit und schließlich der Verwendung ungeeigneter Zuschlagstoffe. Am meisten Wahrscheinlichkeit hat in diesem Fall für sich die Annahme, daß der feine Zuschlag infolge eines zu hohen Bestandes an Feldspat (bis 40%) ungeeignet für die Verwendung bei Seewasserbauten ist. Tatsächlich zeigten Versuchswürfel aus Beton, der aus Portlandzement mit feldspathaltigem Sand angesetzt war, einen raschen Zerfall im Seewasser. Die Schädigungen

an den Pfählen waren auf die Länge zwischen Wasserspiegel und Schlickoberfläche beschränkt.

Da die Versuche sie zu vermeiden erfolglos waren, wurde beschlossen, 600 neue Stahlpfähle einzurammen und die am schwersten beschädigten (93) alten Pfähle ganz zu entfernen. Die 600 Stahlpfähle hatten ein I-förmiges Profil von 250 und 300 mm Höhe, dazu kamen noch 83 Rohrpfähle (320 mm  $\varnothing$ , 10 mm Wandstärke). Der Pier, auf dem der Kaischuppen steht, hat den Grundriß eines ungleichschenkligen rechten Winkels mit 210 bzw. 60 m Seitenlänge.

Die meisten Ersatzpfähle wurden genau in die Mitte zwischen zwei alten gesetzt; die Lage wurde auf der Oberfläche des Pierdecks angezeichnet, um die Bohrlöcher richtig anzubringen. Ihr Durchmesser wurde entsprechend der Diagonale von 300 mm des H-Profiles auf 430 mm festgesetzt. Als beste Bohrerform erwies sich ein Ende normalen Stahlrohres von 450 mm, das auf zwei entgegengesetzten Stellen des Umfanges mit Hartstahl-Bohrmessern versehen war. Zum Antrieb benutzte man für jeden Bohrer einen Ford-Motor auf seinem Chassis, bei dem man das Differentialgetriebe um 90° drehte, so daß die Hinterradwelle mit einem geeigneten verlängerbaren Zwischenstück als Bohrwelle diente. Sechs solcher Bohrergeräte ermöglichten einen so schnellen Fortgang (durchschnittlich rd. 8 cm i. d. Std.), daß die 360 lfd. m Bohrlänge in weniger als drei Monaten erledigt waren. Eiseneinlagen wurden von diesem Kernbohrer glatt durchgeschnitten, während eingebaute Holzbalken den Vorschub stark bremsen. Die Bohrlöcher fielen sehr sauber aus, es bröckelte weder Beton ab, noch wurde sein Verband mit den durchgeschnittenen Eiseneinlagen gestört.

Um den Bohrlochdurchmesser möglichst klein zu halten, wurde der Stahlmantel, der um jedes Pfahlende zur Bildung eines Eisenbetonkopfes für die Verbindung mit dem Pierdeck benötigt wurde, nicht durch das Bohrloch geführt, sondern unter dem Pierdeck aufgehängt (vgl. Abb. 1). Nach beendeter Rammung wurde der Stahlmantel, der bis zum Wasser-

Teil aus dem Bett des Potomac-Flusses gewonnen und in flüssigem Zustand auf die aufzuhöhere Fläche aufgespült werden sollen. Dadurch soll gleichzeitig ein Ausgleich für den zugeschütteten Teil des Hochwasserbetts geschaffen und die Vorflut des Flusses verbessert werden. Ein kleinerer Teil der Massen, etwa 600 000 m<sup>3</sup> soll im Trocknen auf benachbarten Flächen gewonnen werden. In der genannten Gesamtmenge sind 500 000 m<sup>3</sup> enthalten, mit denen der Setzung der angespülten Massen und den Verlusten Rechnung getragen wird, die dadurch entstehen, daß mit dem überschüssigen Wasser auch Massen wieder abgeschwemmt werden. Für die Schüttung wird unterschieden zwischen Massen von durchschnittlicher Beschaffenheit und ausgewählten Massen, wobei der Unterschied in dem Sackmaß besteht, das man von ihnen beim Austrocknen erwartet. Da, wo spätere Setzungen lästig werden können, also unter den Rollbahnen, den Straßen, den Böschungen nach dem Fluß zu, sollen die ausgewählten Massen, etwa 6 Mio. m<sup>3</sup>, verwendet werden, während die Zwischenräume mit den übrigen Massen ausgefüllt werden sollen. In den trockenen Entnahmestellen stehen ausgewählte Massen reichlich zur Verfügung, und bei der Entscheidung, welche Mengen im Trocknen und welche im Flußbett gewonnen werden sollen, kam es im wesentlichen darauf an, festzusetzen, wie die Massen auf beide Quellen mit Rücksicht auf die Kosten und die Zeit, die zur Gewinnung und Förderung nötig sind, zu verteilen wären. Bei Herstellung der erhöhten Fläche für den Flugplatz mußte auch Rücksicht darauf genommen werden, wie sich der Untergrund verhalten würde, wenn er mit einer Schüttung von 9—12 m Höhe belastet wird.

Die Arbeiten begannen damit, daß der Untergrund sorgfältig untersucht wurde. In drei Monaten wurden 892 Hauptbohrlöcher in 150 m Abstand mit Zwischenbohrlöchern in den durch jene gebildeten Feldern niedergetrieben. Diese Arbeiten erstreckten sich nicht nur auf die aufzuhöhernden Flächen, sondern auch auf die Entnahmeflächen. Die Bohrungen wurden z. T. im Spülverfahren ausgeführt, wobei man allerdings keine Bodenproben entnehmen konnte, sondern sich damit begnügen mußte, aus dem Widerstand, den der Boden dem Spülen entgegensetzte, auf seine Beschaffenheit zu schließen. Dieses Verfahren war auch nur möglich bei sandigem und schlammigem Untergrund, während bei festerem Boden Rohre von 10 cm  $\varnothing$  niedergetrieben wurden, mit deren Hilfe Bodenproben entnommen werden konnten. Wo es besonders darauf ankam, die Bodenbeschaffenheit eingehend zu ermitteln, wurden die Bodenproben mit Löffelbohrern entnommen. Es ergab sich dabei, daß unter dem größten Teil der untersuchten Fläche eine 1,5—6 m mächtige Schicht, nach dem Fluß zu auf 13,5 m Mächtigkeit zunehmend, aus sandigem und tonigem Schlamm ansteht, also aus Massen, die sich zur Anschüttung nur wenig eignen. Darunter liegt eine Sandschicht mit eingebetteten Steinen und Kies- und Schlammfäden mit einer Mächtigkeit bis 15 m. Unter dieser Schicht wiederum wurde fester Ton und Sand vorgefunden. Im großen ganzen wurde festgestellt, daß auf großen Flächen 60% der Massen als Kies und Sand zu gewinnen sein würden, worunter man Massen mit größerem Korn als 0,06 mm verstand, ein Maß, das als untere Grenze für die Massen angesehen wurde, die zur Schüttung der Rollbahnen usw. geeignet sind. Die Bodenproben wurden unter Zuziehung von Stellen, die auf diesem Gebiet besonders sachkundig sind, wissenschaftlich untersucht.

Besondere Sorgfalt mußte bei Auffüllung des Flugplatzes darauf verwendet werden, daß ungleichmäßige Setzungen der Aufschüttung unter den Rollbahnen vermieden würden. Ungünstig in dieser Beziehung wirkte der Umstand, daß der Untergrund aus einer bis 12 m mächtigen Schlammschicht besteht. Nach eingehenden Erörterungen kam man zu der Überzeugung, daß es am vorteilhaftesten sein würde, wenn für die Rollbahnen 60 m breite Gräben bis auf 3,7 m unter Mittelwasser ausgebaggert würden, die dann mit den ausgewählten Massen auszufüllen und 3,7 m hoch mit den gleichen Massen zu überschütten wären. Diese Auflast hatte zugleich den Erfolg, sowohl den gewachsenen Boden wie auch die Ausfüllung der Gräben zu verdichten. Weiter wurden rechts und links der zu befestigenden Fläche kleine Dämme aufgeschüttet und der Raum zwischen ihnen mit gebaggerten Massen ausgefüllt. Schließlich wurden seitlich der eigentlichen Rollbahn auf die volle Breite von 150 m ausgewählte Massen aufgebracht (s. Abb. 1).

Beim Auffüllen der Flugplatzfläche war auch die Aufgabe zu lösen, ob man die volle Höhe der Aufschüttung in einem Arbeitsgang oder schichtenweise aufbringen solle. Zunächst versuchte man, die ganze Aufhöhung von 6 m auf einmal herzustellen; es ergab sich aber dabei, daß aus der Aufschüttung durch das abfließende Wasser so viel Schlamm ausgespült wurde, daß der ausgehobene Graben wieder verfüllt wurde. Man versuchte dann, eine 2,5 m hohe Schicht aufzubringen; dabei bildete sich aber durch den abfließenden Schlamm eine Art Schwelle, über die später der vom Wasser mitgeführte Sand und Kies abfloß und hinter der loser Schlamm zurückblieb. Als man dann die erste Schicht 3,7 m hoch machte, war sie schwer genug, um den Schlamm auszupressen, ohne daß Schwierigkeiten oder Verzögerungen im Verdichten der eingespülten Massen entstanden.

Wo die Schlammschicht nicht 3,7 m, die Regeltiefe der Gräben unter den Rollbahnen, mächtig war, wurden diese Gräben nur bis zur festeren darunterliegenden Schicht ausgehoben, wo aber die Schlammschicht zu mächtig war, als daß man mit dem Graben den Untergrund erreichen konnte, wurden so viel Massen aufgebracht, daß man erwarten konnte, die Oberfläche werde nach dem Zusammendrücken des Schlammes und dem Setzen der Schüttung auf die richtige Höhe kommen.

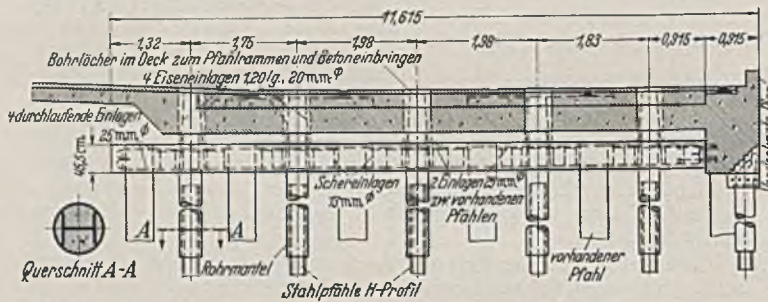


Abb. 1. Querschnitt durch das Pierdeck mit seiner Verbindung mit den neuen Pfählen.

spiegel herunterreichte, nach unten abgedichtet, dann erhielt er einen Eisendrahtkäfig als Einlage, um den herum der Beton eingestampft wurde. Die Stahlmäntel waren rd. 3 m hoch, während die stählernen Rammfähle rd. 2,50 m in sie hineingeraten. Da die Stahlfähle aus Eisenbahntransportgründen nicht länger als 12 m angeliefert werden konnten, die zu unternehmenden Pfähle aber 18—22 m lang sein mußten, so war ein Anschweißen an Ort und Stelle nötig. Es stellte sich heraus, daß zur Aufnahme der Rammstöße eine doppelseitige (um den ganzen Umfang des Profils herumlaufende) Schweißnaht nicht zu umgehen war.

Zur Bildung des Pierkeres waren um die ursprünglichen Pfähle Granitbrocken (rd. 1 m Kantenlänge) in Höhe bis zu 5 m aufgeschüttet worden. Es schien zu Anfang schwierig, diese Steinlage mit den Stahlpfählen zu durchrammen, aber es gelang doch, die Pfähle abgesehen von einigen Verdrehungen einwandfrei einzurammen. Nachdem die Stahlpfähle ihren Eisenbetonkopf erhalten hatten, wurden sie mit den Köpfen der alten Betonpfähle durch einen starken Eisenbetonbalken (vgl. Abb. 1) der sich durch die ganze Breite des Schuppens (rd. 12 m) hindurchzog, verbunden. Mit Hilfe von mechanischen Schüttelstampfern war es möglich, den Beton durch die Bohrlöcher in die Schalung jenes Balkens einzubringen. Ein Verlust von Beton infolge der offenen Oberfläche der Balkenschalung wurde durch besondere Vorsichtsmaßregeln vermieden. Der Ersatz der abgängigen Pfähle und das Einbinden der neuen in die Pierdeck gewährleistet die Wiederherstellung der alten Tragfähigkeit des Piers. [Nach Engng. News Rec. 123 (1939) S. 750.]

W u n d r a m, Hamburg.

### Erdarbeiten für einen amerikanischen Flugplatz.

Auf dem Westufer des Potomac-Flusses in unmittelbarer Nähe von Washington ist ein Flugplatz für den Zivilverkehr im Bau, der im ganzen 300 ha bedecken und damit eine der größten derartigen Anlagen werden wird. Für die Landanlagen ist eine Fläche vorgesehen, deren Breite von 600 m bis auf 1330 m zunimmt und die 2160 m lang ist. Zwei Drittel dieser 216 ha großen Fläche müssen dem Überschwemmungsgebiet des Flusses abgewonnen werden. Vier Rollbahnen in 1280 m bis 2100 m Länge werden das Abfliegen und Landen in acht Richtungen ermöglichen. Sie sollen in 150 m Breite mit einer 45 m und 60 m breiten festen Decke angelegt werden.

Um den Flugplatz aufzuschütten, der 6 m über Mittelwasser zu liegen kommen soll, sind 11—12 Mio. m<sup>3</sup> Massen nötig, die zum großen

Gegen den Fluß wurde der Flugplatz durch Dämme abgeschlossen, hinter die die Schüttungsmassen eingespült wurden. Sie müssen also einerseits die Hinterfüllung stützen, andererseits aber, aus durchlässigen Massen hergestellt, deren Entwässerung ermöglichen. Um dem Angriff des Flusses widerstehen zu können, der bei Hochwasser um etwa 0,9 m ansteigt, erhält die äußere Böschung von 0,6 m unter bis 1,85 m über Mittelwasser eine Steinverkleidung. Die Dammböschungen wurden unter Neigungen von 1:10 bis 1:25 und 1:30 hergestellt, je nach der Art

gemessen, aufgebracht, wobei die ausgebaggerten Gräben nicht gerechnet sind.

Man erwartet trotz der getroffenen Sicherungsmaßnahmen nicht, daß die Setzungen auf der ganzen Fläche des Flugplatzes gleichmäßig ausfallen, wohl aber, daß sich die Unterschiede in solchen Grenzen halten werden, daß die Rollbahnen dauernd benutzbar bleiben. Auch kann man nicht voraussagen, wann die Flächen zwischen den Rollbahnen so weit ausgetrocknet sein werden, daß Verkehr über sie geleitet werden kann; das wird vom Wetter, der Entwässerung, der Art der Massen und von manchen anderen Umständen abhängen. Man hofft aber, daß bis Ende 1940 der Flugplatz einigermaßen imstande sein wird. [Nach Military Engineer 31 (1939) S. 319.]  
W e r n e k k e, Berlin.

### Laboratoriumsversuche mit Glaseisenbeton.

Beim Glaseisenbeton werden massive, hohle oder nach unten ausgesparte Glaskörper (Diffusoren) von der Dicke der Decke oder Dachhaut zwischen die Bewehrung verlegt und mit dieser zusammen einbetoniert, so daß eine lichtdurchlässige Platte oder Membrane entsteht. Glas, Eisen und Beton (Zementmörtel) wirken statisch zusammen. Abgesehen von der Notwendigkeit, sich den Abständen und Größen der Glaskörper anzupassen, unterscheidet sich die Bewehrung nicht von der gewöhnlichen Eisenbetonbewehrung. Die Gestaltungsmöglichkeiten sind die gleichen wie beim gewöhnlichen Eisenbeton. Die raumstatischen Erkenntnisse, die beim Eisenbeton zu ganz neuen Bauformen geführt haben, gelten auch für Glaseisenbeton. Die Sicherheit eines Tragteiles aus Glaseisenbeton kann ohne Rücksicht auf die besonderen Festigkeitseigenschaften des Glases nach den für gewöhnlichen Eisenbeton üblichen Verfahren gerechnet werden. Die Druckspannungen sind im Glas höher, im Beton hingegen geringer als in einer sonst gleichen Platte ohne Glaskörper. Das Glas übernimmt nach Maßgabe seines höheren E-Moduls einen verhältnismäßig größeren Anteil an der durch die Druckzone übertragenen Kraft.

E. D a m i a n i berichtet über Versuche, die an der Materialprüfungsanstalt des Mailänder Polytechnikums mit Platten aus Glaseisenbeton durchgeführt wurden, um deren Verhalten bei Temperaturänderungen, Wasserlagerung sowie bei Beanspruchungen auf Knickung, Biegung und Biegung in Verbindung mit Verdrehung festzustellen. Die verwendeten Glaskörper waren von verschiedener Form und entweder langsam abgekühlt oder gehärtet (abgeschreckt). Als Füll- und Verbindungsmasse diente entweder ein Beton mit einem Kies bis 10 mm Korngröße oder Zementmörtel 1:2 bzw. 1:3 nach Gewicht gemischt. Der verwendete Zement war ein Eisenportlandzement. 90 Tage alte Platten von 120 cm Ø wurden je 24 Stunden einer Temperatur von 70°, hernach ebenso lange einer Temperatur von 0° ausgesetzt. Nach Feststellung der beobachtbaren Veränderungen wurden die Platten 20 Tage in Wasser gelagert und wieder untersucht. Die auf Knickung erprobten 90 bis 150 Tage alten Platten waren 100 cm hoch und 150 cm breit. Die Übertragung des Druckes erfolgte längs der Mittellinie der oberen und unteren Begrenzungsfläche mit Hilfe des Kopfes von Schienen in einer hydraulischen Presse. Für die Biegeversuche wurden Platten von 120·120, 100·150 und 100·300 cm<sup>2</sup> verwendet. Die Belastung erfolgte durch zwei gleich große und symmetrisch liegende Kräfte, die Aufnahme der größten Durchbiegungen in der Mitte mit Hilfe einer Meßuhr.

Wie die Versuche ergaben, erwiesen sich sowohl die gewöhnlichen als auch die gehärteten Glaskörper gegenüber den thermischen Beanspruchungen als vollkommen unempfindlich. Von den beiden Zementmörteln zeigte sich der magerere und mit mehr Wasser angemachte Mörtel als der thermisch unempfindlichere. Der Wärmeausdehnungsbeiwert eines Mörtels nimmt mit abnehmendem Zementgehalt und zunehmendem Anteil an Anmachwasser ab, was für das Verhalten bei thermischer Beanspruchung günstig ist. Bei der Wasserlagerung zeigte hingegen der fettere Mörtel das bessere Verhalten. Die Glaskörper erfuhren durch die Wasserlagerung keine Veränderung, auch nicht in ihrem Glanze. Die Knickversuche zeigten die große Empfindlichkeit der Platten gegen ausmittige Belastung und den Vorteil von Glaskörpern, die in bezug auf die Mittelebene der Platte symmetrisch sind. Nach der einen Seite hin hohle Glaskörper setzen den Knickwiderstand der Platte bedeutend herab. Ganz allgemein kam auch durch diese Versuche das weitgehende Zusammenwirken von Glas, Eisen und Kittmasse (Beton, Mörtel) zum Ausdruck. [Nach E. D a m i a n i: Esperienze di laboratorio su vetrocemento armato. L'ingegnere, Milano, 14 (1940) S. 289.]  
A. L e o n, Graz.

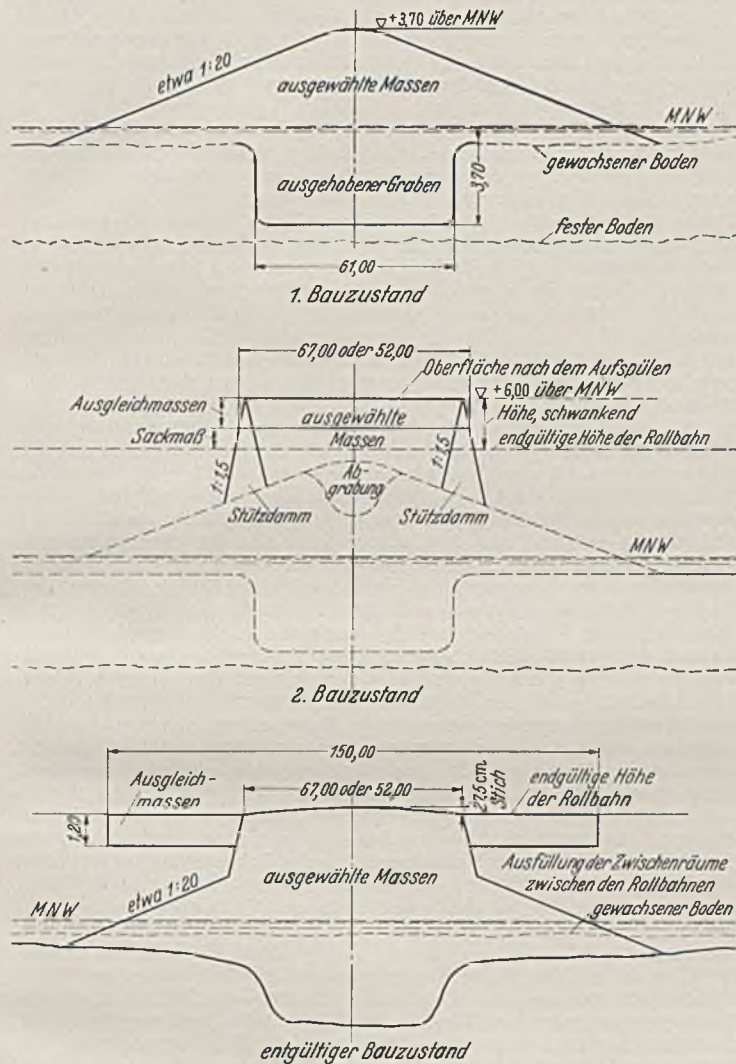


Abb. 1. Bauvorgänge beim Aufspülen der Rollbahnen.

der Schüttungsmassen, der Höhe der Schüttung und der Art des Untergrunds. Diese flachen Neigungen wurden auch deshalb gewählt, um an dieser Stelle einen schroffen Übergang vom Flußufer zu dem erhöhten Flugplatz zu vermeiden, wie er entstanden wäre, wenn man hier eine Stützmauer oder eine steilere Böschung angelegt hätte; diese hätten Anlaß zu Luftströmungen geben können, die dem Flugverkehr lästig werden könnten. Bei Ermittlung der Standfestigkeit der Dammassen wurde auch der Druck der Massen berücksichtigt, die von innen gegen die einfassenden Dämme wirken. In dieser Beziehung rechnete man mit 2,4 facher Sicherheit in dem Zustande, in dem die Massen sich einen Monat nach dem Einspülen befinden würden, ein Wert, der bei zunehmender Austrocknung ebenfalls zunehmen würde.

Die aufgespülten Massen wurden mit Hilfe von vier Saugbaggern gewonnen. Mit den Baggerarbeiten wurde im Februar 1939 begonnen, und bis zum 1. Juni waren 2,85 Mio. m<sup>3</sup> Massen, in verbautem Zustand

## VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

### Traßzement genormt.

Traß im Sinne der Bautechnik ist nach DIN DVM 1043 Blatt 1 feingemahlener Tuffstein, der vulkanischen Auswurfmassen entstammt. Als Zusatz zu Zement erhöht er die Dichte und Säurefestigkeit des Betons. Traßzement wurde mit steigenden Mengen zu Wasserbauten und zu Bauten verwendet, die verwandten Bedingungen unterworfen sind. Dabei wurde das Mischungsverhältnis von Traß zu Zement von Fall zu Fall auf Grund vorausgegangener Gepflogenheiten oder in anderer Weise gewählt. Die zweckmäßige Zusammensetzung und die

Eigenschaften des Traßzementes wurden bisher sehr verschiedenartig beurteilt.

Diese Sachlage gab dem Unterausschuß „Zementprüfung“ der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen Veranlassung, die Normung des Traßzementes zu beantragen. Ein Sonderausschuß des Ausschusses für die Neubearbeitung der Zementnormen hat daraufhin das Normblatt DIN 1167 „Traßzement“ (Beuth-Vertrieb, Berlin SW 68; Preis —,75 RM., aussch. Versandkosten) aufgestellt, das kürzlich vom Deutschen Normenausschuß herausgegeben worden ist.

Die Norm enthält die Bedingungen für die Begriffsbestimmung, Benennung, Überwachung, Kennzeichnung und außerdem für die Feinheit der Mahlung, den Erstarrungsbeginn, die Raumbeständigkeit und Festigkeit. Auch die Bestimmung des Traßgehalts ist genormt. Für das Mischungsverhältnis von Traß zu Zement wurden 2 Verhältnisse (30/70 und 40/60) gewählt. Traßzement 30/70 wird als *Regeltraßzement* bezeichnet. Traß und Zement müssen den Bestimmungen der für sie geltenden Normen entsprechen. Wichtig ist fernerhin, daß die Festigkeiten künftighin nach DIN 1165 und 1166 festgelegt werden.

Bei Traßzement aus Werken, die sich der dauernden Überwachung ihrer Erzeugnisse durch das zuständige Vereinslaboratorium oder durch ein Staatliches Materialprüfungsamt unterworfen haben, trägt die Verpackung ein besonderes in der Zeichenrolle des Patentamtes eingetragenes Warenzeichen mit der Inschrift „Normen-Überwachung, Traß-Zement“.

Der Normblattentwurf wurde im Bauing. 20 (1939) S. 493 veröffentlicht.

### Normen für Sechskantschrauben im Hochbau.

Bei Stahlbauwerken sind nach DIN 1050 besonders hohe Spannungen für den Lochleibungsdruck zulässig, so daß darauf geachtet werden muß, daß die Kräfte bei den Verbindungen über den Schaft der Schraube und nicht über die Gewindespitzen übertragen werden. Infolgedessen wurde es notwendig, für den Stahlbau besondere Schrauben festzulegen, die sich von den genormten rohen Schrauben nur durch die Gewindelänge unterscheiden. Zur Vermeidung von Mißverständnissen in der Praxis ist diese Norm als Beiblatt zu DIN 1050 unter dem Titel „Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau, Rohe Sechskantschrauben mit Sechskantmutter, Rohe Scheiben“ (Beuth-Vertrieb, Berlin SW 68; Preis —,75 RM., ausschl. Versandkosten) vom Deutschen Normenausschuß herausgegeben worden. Das Blatt enthält auch die zugehörigen Scheiben, die verhältnismäßig dick sind, damit in den einzelnen Verwendungsbereichen die Gewähr gegeben ist, daß möglichst kein Gewinde in die Konstruktion hineinragt.

Dieses Beiblatt zu DIN 1050 ist bereits vom Reichsarbeitsminister durch Erlaß vom 11. 6. 1940 als Richtlinie für die Baupolizei verbindlich eingeführt worden.

### Neue Deutsche Normen.

Vom Deutschen Normenausschuß sind folgende Normen neu herausgegeben worden (Beuth-Vertrieb, Berlin SW 68):

**Baupolizeibestimmungen.** DIN 1056 Blatt 2 Bestimmungen für die Prüfung von Mauerwerk und Beton für freistehende Schornsteine; Ersatz für DIN 1056 2. Ausg. August 1929, Prüfteil (Träger: Ausschuß für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen ETB.).

**Tiefbohranlagen.** DIN 4111 Stählerne Bohrtürme für Tiefbohrungen, stählerne Fördertürme für Erdölgewinnung; Blatt 1 Berechnungsgrundlagen; Blatt 2 Maße, Baustoffe und Regellasten (Träger: Ausschuß für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen ETB.).

**Feldbahnen.** DIN 5911 Schienennägel, gepreßt; DIN 5912 Schienennägel, geschmiedet (Träger: Fachnormenausschuß für Feldbahnen, Wirtschaftsgruppe Werkstoffverfeinerung und verwandte Eisenindustriestämme, Fachnormenausschuß für Bergbau; für DIN 5912 ferner: Reichsverkehrsgruppe Schienenbahnen).

### Anordnung betr. Änderung der 13. Anordnung des Generalbevollmächtigten für die Regelung der Bauwirtschaft.

Zur Vereinfachung und Klarstellung wird der Abschnitt 2 der 13. Anordnung vom 21. Mai 1940 betr. Einsparung von Baueisen (veröffentlicht im „Deutschen Reichs- und Preussischen Staatsanzeiger“ Nr. 126 vom 1. Juni 1940) wie folgt abgeändert:

„2. Von den Zentralinstanzen der einzelnen Baustoffkontingentverwalter, von den verschiedenen Unterkontingentstellen sowie für jede Baustelle mit einer Baukostensumme von mehr als 500 000,— RM., müssen von den Bauherren bautechnisch bestens durchgebildete Fachleute als Sparingenieure eingesetzt werden, die alle Möglichkeiten zur Eisensparnis in der Bauplanung und in der Baudurchführung zu untersuchen, zu beobachten und durchzusetzen haben.

Sie haben vor der Kontingentierung alle Anträge auf Zuweisung von Baueisen zu überprüfen und mit Prüfvermerk zu versehen.

Entwürfe für Bauvorhaben mit einem Gesamtbaukostenbedarf von mehr als 20 t sind in allen Bauteilen durch die Sparingenieure meinem Beauftragten je einmalig zur Prüfung vorzulegen, um die Notwendigkeit des beabsichtigten Gesamteisenaufwands klarzustellen. Vor Abschluß der Prüfung meines Beauftragten sind Prüfvermerke der Sparingenieure für die Stahlanforderungen nicht zu erteilen. Das Ergebnis wird in Niederschriften festgehalten. Der Sparingenieur erhält hiervon Abschrift. Er ist verantwortlich für die Durchführung der in den Niederschriften gemachten Vorschriften und stimmt die während der Baudurchführung vorzunehmende Einzelkontingentierung hiermit ab.

Nachträgliche Bauänderungen hat der Sparingenieur sich zur Kenntnis geben zu lassen und auch bei ihnen die Anwendung eisensparender Bauweisen durchzusetzen.

Über die eingesetzten Sparingenieure sind meine Beauftragten von den einzelnen Kontingentsverwaltungen und Bauherren laufend zu unterrichten.“

### Zuschrift zur Veröffentlichung „Kritische Betrachtung von Rammerngebnissen“.

Bauingenieur 21 (1940) S. 161.

In der obengenannten Veröffentlichung werden aus einem Artikel „Bau einer Ufermauer im Kieler Hafen“ von Regierungsbaumeister a. D. Ruge, Hamburg („Der Bauingenieur“, 20 (1939) S. 521), unzulässige Schlüsse auf die Tragfähigkeit von Bohrpfählen gezogen. Hierzu ist folgendes zu sagen:

1. Ruge befaßt sich mit Versuchsergebnissen an hohlen Rammern. Es ist zwar aus dem Bericht nicht klar zu ersehen, ob die Versuche an Pfählen gemacht wurden, die in den tragfähigen Sand hinabreicheten; aus dem Satz, daß nach Auswertung der Versuche offene Pfähle gewählt wurden, die bis in die tragfähige Sandschicht herunterreicheten, ist vielmehr das Gegenteil zu schließen. Daß bei den gegebenen Bodenverhältnissen diese Pfähle sich leicht rammen lassen, und daß in diesem Falle die Mantelreibung praktisch nichts zur Tragfähigkeit beiträgt, ist nichts Neues; es ist vielmehr für jeden Fachmann selbstverständlich.

2. Es ist deshalb absolut richtig, wenn Müller sagt, daß die erzielte Tragfähigkeit von 45 t im wesentlichen durch den Spitzenwiderstand des Pfahlquerschnittes erreicht wurde.

3. Es ist aber ganz und gar unzulässig, aus diesem, an gerammten Pfählen beobachteten (an sich selbstverständlichen) Verhalten auf den Spitzenwiderstand von Bohrpfählen zu schließen, wie dies in der Veröffentlichung Müller ohne jeden Übergang geschieht. Beim Einrammen der Pfähle in die tragfähige Sandschicht (nach Ruge auf rd. 2,4—4,8 m Tiefe) wird dieser Sand vor der Pfahlschulter ganz wesentlich verdichtet. Dies ist daraus zu entnehmen, daß beim Rammen der Pfähle beim Übergang von der Tonschicht in den Sand sofort viel geringere Eindringungen zu beobachten sind. Ruge schreibt: „Aus dem Ziehen der Pfähle während des Rammens . . . konnte die Lage der Sandschicht jeweils leicht festgestellt werden“. Wenn nun aus der in Kiel als zulässig erkannten Pfahllast von 45 t auf eine zulässige Bodenbeanspruchung unter der Pfahlschulter von 28 kg/cm<sup>2</sup> geschlossen wird, so ist dieser Wert nur erklärbar, weil es sich an dieser eng begrenzten Stelle um einen durch den Rammvorgang hoch verdichteten Boden handelt, während die Spannung mit zunehmender Entfernung von der Pfahlschulter rasch abklingt. Dagegen ist bei einem Bohrpfahl mit durch Ausbohren eines Hohlraumes vergrößerter Standfläche eine derartige Verdichtung bestimmt nicht vorhanden. Es bedarf vielmehr besonderer Sorgfalt und bestimmter Maßnahmen, um die Gefahr einer Auflockerung der Bodenschichten in der Nähe der Pfahlschulter zu vermeiden. Es ist fraglich, ob bei den beschriebenen Bodenverhältnissen — es handelte sich in Kiel um feinen Triebssand — diese Maßnahmen stets genügen werden.

Der hohe Spitzenwiderstand des in den Sand eingerammten Hohlpfahles läßt sich anschaulich auch dadurch erklären, daß sich infolge des Rammvorganges in der Nähe der Pfahlschulter eine Art von Klumpfuß, bestehend aus hoch verdichtetem Sand, bildet. In Wirklichkeit hat also der gerammte Pfahl schon ohne besondere Maßnahmen im nicht verdichteten Boden eine Aufstandfläche, die wesentlich größer ist als der Pfahlquerschnitt.

Nur hieraus erklären sich die geringen Setzungen, die bei ähnlichen Bodenverhältnissen (tiefliegende tragfähige Sandschicht, überlagert von weichen Böden) an richtig gerammten Pfählen der verschiedensten Bauweise beobachtet werden.

4. Es ist also festzuhalten, daß die von Müller behaupteten Vorzüge gebohrter Standpfähle mit Fußverbreiterung nicht im geringsten durch die von Ruge veröffentlichten Erfahrungen bestätigt oder bewiesen werden; selbst in solchen Fällen nicht, wo die Bodenverhältnisse den dort beschriebenen gleichen. Oder positiv ausgedrückt: der gebohrte Standpfahl muß durch besondere Maßnahmen einen vergrößerten Spitzenwiderstand erhalten, wobei die Wirksamkeit dieser Maßnahmen schwierig zu gewährleisten ist. Der gerammte Pfahl, sei es nun ein Holz-, Eisenbeton- oder Stahlpfahl, mit vollem oder hohlem Querschnitt, ein Fertigpfahl oder ein Ortpfahl, hat diesen erhöhten Spitzenwiderstand stets von Hause aus infolge seines Herstellungsvorganges.

5. Zu den Ausführungen von Müller erscheint aber eine Stellungnahme noch aus anderen Gründen wichtig, weil von ihm vorgeschlagen wird, die in der Veröffentlichung gezogenen unzulässigen Schlußfolgerungen auch noch bei der in Vorbereitung befindlichen Neuherausgabe der Baugrundnormen zu verwerten. Hiervor muß dringend gewarnt werden, und es erscheint im Anschluß an die gemachten Ausführungen zweckmäßig, kurz die Frage zu erörtern, wie weit das Gebiet der Pfahlgründungen überhaupt bei dem jetzigen Stand von Theorie und Erfahrung für eine Normung zugänglich bzw. geeignet ist. Nach Ansicht des Unterzeichneten ist das Gebiet der Pfahlgründung für eine Normung so wenig wie kaum ein anderes geeignet, und zwar aus folgenden Gründen:

a) Unsere wissenschaftlichen Erkenntnisse über die Tragfähigkeit von Pfählen und Pfahlgruppen und der Bestand an wirklich brauchbaren, mit der nötigen sachlichen Kritik angestellten Beobachtungen sind im Vergleich zu der großen Zahl der Ausführungen außerordentlich gering.

Man braucht hier nur an die große Zahl und die anerkannte Unzuverlässigkeit sämtlicher Rammformeln zu denken.

b) Die große Zahl der in Anwendung befindlichen Pfahlssysteme, die sich in der Herstellung, dem Baustoff, der Form und der erreichbaren Tiefe unterscheiden, ergibt zusammen mit den so vielfältig verschiedenen Baugrundverhältnissen eine außerordentliche Mannigfaltigkeit hinsichtlich des Verhaltens der Pfahlgründungen, wie z. B. der Tragfähigkeit des Einzelfahles bzw. der Gruppe, der Zuverlässigkeit, der Lebensdauer, der Widerstandsfähigkeit gegen mechanische oder chemische Einflüsse, der Schnelligkeit der Herstellung, des Material- und Lohnbedarfs, der Größe und des zeitlichen Verlaufs der Setzungen, des Einflusses auf benachbarte Gründungen, der Verbesserung oder Verschlechterung des umgebenden Baugrundes, der Empfindlichkeit gegen mangelnde Sorgfalt bei der Herstellung, der Rücksicht auf den Grundwasserstand, der Eignung für die einzelnen Bodenarten, der Empfindlichkeit beim Auftreffen auf Hindernisse im Boden u. a. m. Auch die Größe sowie die Verteilung der aufzunehmenden Lasten im Grundriß wird häufig einen Einfluß auf die Wahl des Pfahlsystems haben. Alle diese Gesichtspunkte in einem Normblatt zu erfassen, ist unmöglich.

c) Aus den geschilderten Verhältnissen ergibt sich, daß bei der Entscheidung, welche Gründungsart in einem bestimmten Fall zur Anwendung kommen soll, eine recht beträchtliche Gedankenarbeit zu leisten ist, die nur von einem nicht auf ein „System“ eingeschworenen Fachmann, der die geschilderten Schwierigkeiten und Fragen aus eigener Erfahrung kennt und die neuere Entwicklung der Bodenmechanik verfolgt, geleistet werden kann. Diese Arbeit und die mit der getroffenen Entscheidung verbundene Verantwortung kann niemandem durch ein „Normblatt“ abgenommen werden. Dies gilt natürlich auch für die Prüfer von Gründungsentwürfen, wie z. B. die Baupolizeibehörden, denen wohl am meisten an einer Normung gelegen ist.

d) Die Entwicklung der letzten Jahre hat gezeigt, daß immer noch neue Pfahlssysteme erfunden werden, die jeweils in einer oder mehreren Beziehungen besonders gute Eigenschaften haben und die für bestimmte, in der Praxis vorkommende Fälle eine besondere Eignung aufweisen bzw. eine Lücke schließen. Bei einer Normung des Gebietes besteht die Gefahr, daß die praktische Weiterentwicklung gehemmt wird, bzw. es ist zu erwarten, daß die Normung durch die hoffentlich rasch fortschreitende Erweiterung unserer theoretischen Erkenntnisse und des Erfahrungsbestandes in kürzester Zeit überholt wird.

Was könnte also noch als Inhalt eines „Normblattes“ bleiben? Eine Zusammenfassung der wenigen, wirklich als zuverlässig anzusehenden Erkenntnisse, eine Sammlung von Hinweisen auf die Unzahl noch offener Fragen, eine Übersicht über die an die Pfahlgründung möglicherweise zu stellenden Anforderungen sowie eine Anweisung über die Möglichkeiten, Beobachtungen an Probelastungen und ausgeführten Gründungen durchzuführen und daraus gewisse, meist nur sehr eng begrenzte Schlüsse zu ziehen. Auch eine Zusammenstellung der häufig bei der Anwendung von Pfahlgründungen gemachten Fehler wäre erforderlich. Z. T. ist eine derartige Übersicht im Kapitel 15 des Werkes „Baugrund und Bauwerk“ von Kögler-Scheidig, Berlin 1938, enthalten. Hierzu ist allerdings zu sagen, daß dort die Pfahlgründungen nur innerhalb eines erheblich weiter gesteckten Rahmens behandelt werden. Diese Zusammenstellung wäre also zu ergänzen durch eine kritische Übersicht über die verschiedenen Pfahlssysteme, ihre Eignung für bestimmte Fälle und ihr Verhalten auch in anderer als nur erdbaumechanischer Beziehung.

Es ist wohl klar, daß diese Arbeit nicht von einem Normblatt geleistet werden kann; sie ist vielmehr Aufgabe eines Handbuchs. Vielleicht wird diese Lücke von der ausstehenden Neuauflage von Band I Teil 2 des bekannten „Brennecke-Lohmeyer“ ausgefüllt.

Erbert, Berlin.

Herr Regierungsbaurat Dr.-Ing. Th. Müller ist während der Drucklegung der vorstehenden Zuschrift in Ausübung seines Dienstes den Fliegertod gestorben.

### Zuschrift zum Aufsatz Loos-Bernatzik: „Das Luetkens'sche Verfahren zur Hebung und Senkung von Bauwerken.“

Bauingenieur 21 (1940) S. 163.

Das durch die Verfasser in Zusammenarbeit mit Herrn Dr. Luetkens entwickelte Verfahren beruht auf Voraussetzungen, welche bei der praktischen Anwendung nur in den seltensten Fällen gegeben sind. Mit der besprochenen Konstruktion sollen vornehmlich Bauten im Bergbaugebiet ausgerüstet werden. Gerade aber hier treten nicht nur reine Senkungen auf, sondern vielgestaltige Bodenbewegungen, hervorgerufen durch horizontale und vertikale Spannungen. Es bilden sich Spalten (im Saargebiet bis zu 3 m breit, bis zur Abbauteufe hinabreichend), sowie senkrechte Abrisse (bis 20 cm und mehr). Pressungs- und Zerrungszonen vermögen stärkste Sicherungen zu zerstören<sup>1</sup>.

Zweifellos sind Durchführung des Verfahrens und Bestand des Bauwerks bei Auftreten von Spalten und Abrissen in Frage gestellt. Im ersten Falle kann ein Auslaufen des Sandbettes nicht verhindert

<sup>1</sup> Aus der Zahl der Veröffentlichungen über die Theorie der Bodenbewegungen in Bergbaugebieten seinen herausgegriffen: Lehmann, K.: „Glückauf“ Aufsätze in Heft II 48/1919 und 1, 2, 3 und 15/1920; Keinhörst, H.: „Glückauf“ II (1928), S. 1141; Niemczyk: „Technische Mitteilungen“ des Hauses der Technik, III (1938), Nr. 8.

werden. Im zweiten Falle findet eine unkontrollierbare Verlagerung des Sandbettes statt. Daneben ist eine Verletzung der dichten Wanne nicht zu vermeiden. Für den dann erforderlichen hydrodynamischen Ablauf der Hebung bzw. Senkung reicht aber das vorgesehene Pumpenaggregat nach Angaben der Verfasser nicht mehr aus. In beiden Fällen dürfte aber auch bereits eine Zerstörung der Dränageleitung die Anlage außer Betrieb setzen.

Wie sich die Anlage und die Luetkenssche Bergschädensicherung gegenüber starken Pressungen und Zerrungen verhalten, müßte erst die Erfahrung lehren. Falls unmittelbare Bauwerksschäden nicht auftreten sollten, sind doch Wanne und Dränage stark gefährdet.

Wegen der geringeren erforderlichen Pumpenkraft und besseren Übersicht über die Vorgänge erscheint den Verfassern die Anwendung des hydrostatischen Verfahrens erwünscht. Es muß also unter dem Bauwerk eine völlig — oder zumindest fast völlig dichte Wanne geschaffen werden. Hierfür sehen die Verfasser im einfachen Fall eine mit der steifen Bodenplatte festverbundene Spundwand vor (hauptsächlich bei bereits bestehenden Bauten anzuwenden), bei wertvolleren Bauten sowie Neuanlagen eine caissonartige Gründung. Im Falle der Anwendung einer Spundwand erscheint es zweifelhaft, ob ein Anheben eines solchen Bauwerkes überhaupt möglich ist. Eine vollkommen gleichmäßige Hebung dürfte sich kaum erreichen lassen. Bei einer Verkantung sind aber Spundwand und Bodenplatte äußerst gefährlichen und unübersehbaren zusätzlichen Spannungen ausgesetzt. Eine Absenkung des Gebäudes ist aus dem gleichen Grunde nicht möglich. Hinzu kommt, daß kaum je ein bestehendes Bauwerk eine so steife Bodenplatte haben dürfte, daß diese die Anwendung des Verfahrens erlaubt.

Wird die Bodenplatte caissonartig ausgebildet, so ist diese Maßnahme nur gerechtfertigt, wenn auch die Sandbett-Wanne einwandfrei dicht ausgeführt wird. Welchen Gefahren diese Wanne ausgesetzt ist, wurde schon oben dargelegt. Es muß darauf hingewiesen werden, daß ein Geringschätzen des Umfangs und der Schwere dieser Gefahren einer Mißachtung sämtlicher Erfahrungen der Bergschadenkunde gleichkommen würde.

Ordnet man nun doch Caisson und dichte Wanne an, so wird man die Steifigkeit der Platte wohl bemessen nach den Kräften, die bei dem hydrostatischen Verfahren auftreten. Wie aber bei Übergang zum hydrodynamischen Verfahren infolge Verletzung der Wanne die Steifigkeit der Platte erhöht werden soll, geben die Verfasser leider nicht an, obgleich sie die Notwendigkeit einer solchen Maßnahme selber anführen.

Eine weitere, leider nicht geklärte Frage ist die Ableitung des Druckwassers aus der Drainage. Solange beim Hebungsvorgang Wasser zugeführt wird, fließt es natürlich durch das Teleskoprohr nach oben durch das Fundament wieder ab. Nach Aufhören der Wasserzufuhr jedoch fließt weiteres Wasser nur solange ab, bis das Sandbett in der Lage ist, das Bauwerksgewicht allein zu tragen. Eine Entfernung des die Hohlräume füllenden Wassers dürfte sehr schwierig sein. Soll dieses Restwasser belassen werden, so müßte darauf geachtet werden, Wanne, Sand und Wasser absolut frei von verwesbaren Stoffen zu halten. Wie schwer das praktisch durchzuführen wäre, braucht wohl nicht näher erläutert zu werden.

Zudem erscheint es nach allen bisherigen Erfahrungen auf dem Gebiete des Dichtungswesens so gut wie ausgeschlossen, die oberen Teile eines mit der Anlage versehenen Gebäudes wirksam gegen Feuchtigkeit zu isolieren.

Die Garantie für ein unbedingt sicheres Einspülen von Sand, und damit der absolut zuverlässigen Einhaltung einer geforderten Höhe, scheint nicht voll und ganz übernommen werden zu können. Sonst wäre wohl anläßlich der Versuchshebung in Reden keine spätere Schräglage des Gebäudes zu befürchten gewesen.

Die Verfasser geben selber zu, daß die Schaffung der bergschadensicheren Konstruktion (nach System Dr. Luetkens) „an sich teuer“ sei (V. letzter Absatz). Ob die Kosten für die „notwendigen baulichen Maßnahmen“ — die Wanne mit Sandbett und Drainage, caissonartige Ausbildung der Grundplatte, Abdichtung der Anlage — als gering im Verhältnis zu den Gesamtkosten angesehen werden können, muß im Einzelfalle entschieden werden. Im allgemeinen verlangt man jedoch von solch einer Anlage, welche bestimmt in keinem Falle als billig bezeichnet werden kann, Zuverlässigkeit und Betriebssicherheit. Werden diese Bedingungen nicht erfüllt, so ist selbst die kleinste Aufwendung dafür noch zu hoch. Kaum eine Diskussion wert ist wohl die Frage der Wirtschaftlichkeit der Anwendung des Verfahrens bei bestehenden Gebäuden:

Spundwandrammungen neben bestehenden Fundamenten, zugefeste und wasserdichte Verbindung von beiden, Bodenverfestigungen auf chemischem Wege oder mittels Zementempressung — diese Maßnahmen gehören zu den schwierigsten und damit teuersten bekannten Bauausführungen. Es sei jedoch anerkannt, daß in manchen Fällen diese Kosten keine Rolle spielen, wenn überhaupt eine Wiederaufrichtung bzw. Hebung eines Gebäudes durch das Verfahren möglich ist.

Es sei übrigens noch darauf hingewiesen, daß im Gegensatz zu der in der Einleitung geäußerten Ansicht der Verfasser, bereits vor Veröffentlichung der Versuche ein Verfahren bekannt wurde<sup>2</sup>, welches die gestellten Aufgaben mit sehr viel einfacheren und billigeren Mitteln löst und ein wesentlich genaueres Arbeiten ermöglicht, als das Luetkenssche Verfahren.

Dipl.-Ing. H. J. Seck, i. Fa, Paul Gorgass, Magdeburg.

<sup>2</sup> „Glückauf“ II (1939), S. 848/49.

**Erwiderung.**

Die Zuschrift Seckt befaßt sich hauptsächlich mit den Grundlagen der Bergschadensicherung, die nicht Gegenstand unseres Themas waren. Der Zweck unseres Aufsatzes war die Beschreibung eines Hebungsverfahrens für Bauwerke, deren Lasten durch Flächen übertragen werden. Anwendbar überall, wo man Setzungen erwartet, also auch im Bergbaugbiet.

Uns ist nicht ersichtlich, wieso das angeblich einfachere und billigere Verfahren neuartig ist, denn die darin vorgesehene Hebungsmöglichkeit von Einzelpunkten durch Spindeln u. dgl. mehr ist bereits seit langem bekannt. Auch dieses hat mit unserem Thema nichts zu tun.

Über die Ausführbarkeit und Wirtschaftlichkeit entscheiden Erfahrung und Praxis, soweit sie es nicht bereits getan haben. Eine Diskussion angenommener Einwände erübrigt sich deshalb.

W. Loos. W. Bernatzik.

**Direktor Hermann Russow †.**

Herr Hermann Russow, Geschäftsführer des Deutschen Stahlbau-Verbandes, ist am 26. 7. 1940 an den Folgen einer Operation gestorben.

Russow trat 1910 in die Dienste des Stahlwerk-Verbands Düsseldorf, um 1919 einem Ruf des Deutschen Stahlbau-Verbandes zu folgen. 1938 wurde er mit der Geschäftsführung des Verbandes beauftragt.

Der Verstorbene hatte sich in seiner beruflichen Tätigkeit, in der es häufig darum ging, widerstreitende Interessen zu überbrücken, durch sein ausgeglichenes, liebenswürdiges Wesen und seinen lauternden Charakter das Vertrauen aller beteiligten Kreise erworben. Sein Tod hinterläßt eine schwer empfundene Lücke.  
Mehmel, Berlin.

**Beratender Ingenieur Gerhard Mensch †.**

Am 3. 8. 1940 ist Zivilingenieur Gerhard Mensch unerwartet im Alter von 60 Jahren gestorben.

Seit dem Jahre 1921 unterhielt Mensch ein anerkanntes und vielbeschäftigtes Büro in Berlin. Hierin erschöpfte sich jedoch nicht seine Tätigkeit; in zahlreichen Ehrenämtern stellte der Verstorbene sein umfangreiches Wissen den Fach- und Berufsvertretungen zur Verfügung.

Sein Tod hinterläßt menschlich und beruflich eine schmerzliche Lücke.  
Mehmel, Berlin.

**PATENTBERICHTE.****Bekanntgemachte Anmeldungen.**

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 31 vom 1. August 1940 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 35 b, Gr. 1/23. W 106 151. Erfinder, zugleich Anmelder: Adolf Wittich, Berlin. Sturmsicherung für Verladebrücken o. dgl. 2. VIII. 39.
- Kl. 37 b, Gr. 1/03. A 84 583. Erfinder: Benjamin F. Hagelton jr., Toledo, u. Earl G. Redmann, Los Angeles, V. St. A. Anmelder: Aktien-Gesellschaft der Gerresheimer Glashüttenwerke vorm. Ferd. Heye, Düsseldorf. Hohler Glasbaustein und Verfahren zu seiner Herstellung. 22. X. 37. Österreich.
- Kl. 37 b, Gr. 6. T 51 397. Erfinder: Dipl.-Ing. Heinz Ohlms, Eggenfelden, Niederbayern. Anmelder: Thüringer Gasgesellschaft, Leipzig. Zopfschutzvorrichtung für Leitungsmasten. 29. XI. 38.
- Kl. 42 c, Gr. 42. G 96 438. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr. Martin Grütmacher, Berlin-Wilmersdorf. Verfahren zur Bestimmung der Ausbreitungsgeschwindigkeit und Dämpfung von Wellen im Erdboden und anderen festen Körpern. 11. X. 37.
- Kl. 42 k, Gr. 25. V 35 217. Erfinder: Hans Güth, Westerfeld über Hannover. Anmelder: Vereinigte Leichtmetallwerke G. m. b. H., Hannover-Linden. Verfahren zur Bestimmung der Biegefähigkeit von Blechen. 10. IX. 38.
- Kl. 42 o, Gr. 15. T 51 246. Dr.-Ing. Walter Türk, Karlsruhe. Flügel zur Durchführung von Strömungsmessungen. 8. XI. 38.
- Kl. 80 a, Gr. 14/20. L 98 751. Erfinder: Dipl.-Ing. Oskar von Bohuszewicz, Düsseldorf. Anmelder: Losenhausenwerk Düsseldorf Maschinenbau Akt.-Ges., Düsseldorf. Tauchrüttler. 5. VIII. 39.
- Kl. 80 b, Gr. 25/13. I 57 892. Erfinder: Dr. Karl Daimler, Frankfurt a. M.-Höchst. Anmelder: I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M.-Höchst. Verfahren zur Herstellung von bituminösen, Fasern enthaltenden Fugenausfüllmassen. 30. IV. 37. Österreich.
- Kl. 81 e, Gr. 143. K 140 802. Fa. August Klönne, Dortmund. Tank mit Schwimmdach. 22. I. 36.
- Kl. 84 c, Gr. 4. R 103 661. Erfinder: Hans Roß, Leipzig. Anmelder: Frau Elisabeth Roß, geb. Häusel, Eisenach. Brennkraftlampe. 2. XI. 38.

**Bekanntgemachte Anmeldungen.**

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 32 vom 8. August 1940 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 35 b, Gr. 1/28. M 143 908. Erfinder: Max Kophamel, Nürnberg. Anmelder: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg Akt.-Ges., Nürnberg. Verladebrücke o. dgl. 13. I. 39.

- Kl. 37 a, Gr. 2. K 150 896. Erfinder, zugleich Anmelder: Ignatz Adolf Kirchner, Wien. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetonrippendecken. 20. V. 37.
- Kl. 37 a, Gr. 6. K 150 554. Erfinder, zugleich Anmelder: Ludwig Kroher, München. Freiräumiges Sparrendach. 6. V. 38.
- K. 37 f, Gr. 8. P 75 366. Erfinder, zugleich Anmelder: Benedetto Pastore, Turin, Italien; Vertr.: A. Weickmann, Dipl.-Ing. F. Weickmann u. Dr.-Ing. A. Weickmann, Pat.-Anwälte, München. Schiebefaktor aus mehreren, gelenkig miteinander verbundenen Tortafeln. 9. VI. 37. Italien 8. III. 37.
- Kl. 72 g, Gr. 3/01. G 92 495. Michael Gawlinsky, Berlin. Mit Bewehrung versehene Bauweise für Befestigungen. 16. III. 36.
- Kl. 72 g, Gr. 5. B 181 846. Erfinder, zugleich Anmelder: Georg von Briel, Augsburg. Mechanische Grab-, Bohr- und Förderanlage zur Herstellung von Schächten, Laufgräben o. dgl. für militärische Zwecke. 7. II. 38.
- Kl. 80 b, Gr. 25/06. T 47 176. Thermal Industrial and Chemical (T. I. C.) Research Company Ltd., London; Vertr.: Dr. C. Wiegand u. Dr. E. Wiegand, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung stabiler, wässriger Dispersionen von Straßenteeren, Pech, Bitumen o. dgl. 13. VII. 36. Großbritannien 10. VIII u. 1. XI. 35.
- Kl. 84 a, Gr. 3/07. M 138 639. Erfinder: Heinrich Breitwieser, Griesheim b. Darmstadt. Anmelder: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Gelenkzahnstangenantrieb für bewegliche Wehrverschlüsse, insbesondere Schütze. 15. VII. 37. Österreich.
- Kl. 84 a, Gr. 3/13. M 137 906. Erfinder: Dipl.-Ing. Franz Köhler, Würzburg. Anmelder: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg, u. Dipl.-Ing. Franz Köhler, Würzburg. Seitliche, die Wehrrischen gegen das Oberwasser abschirmende Dichtungsvorrichtung für Versenkwalzen. 27. IV. 37. Österreich.
- Kl. 84 a, Gr. 3/17. F 80 111. Arno Fischer, München. Überflutbares Unterwasserkraftwerk für Flußläufe. 23. X. 35.
- Kl. 84 c, Gr. 2. D 76 685. Erfinder: Albert Eschenauer, Falkensee b. Berlin. Anmelder: Dyckerhoff & Widmann. Kom.-Ges., Berlin-Wilmersdorf. Vorrichtung zur Herstellung von Ortpfählen. 25. XI. 37. Österreich.
- Kl. 84 c, Gr. 2. H 149 549. Erfinder, zugleich Anmelder: Dipl.-Ing. Feodor Hörnlmann, Berlin-Wilmersdorf. Vorrichtung zum Absenken von Vortreibrohren unter Verwendung eines motorisch angetriebenen Werkzeugs. 16. XI. 36.