DER BAUINGENIEUR

11. Jahrgang 21. Februar 1930 Heft 8

EIN NEUES KONSTRUKTIONSPRINZIP.[1]

Von Dipl.-Ing. Georg Ehlers, Frankfurt (Main).

Übersicht. Die Ausnutzung des monolithischen Zusammenhanges wandartiger Flächen untereinander führt zum Flächentragwerk, das es ermöglicht, weitgespannte Konstruktionen lediglich aus raumumhüllenden Flächen zu bilden. — Ein ausgeführter Bunker als Beispiel. — Grundlagen des Berechnungsverfahrens.

Im Jahre 1925 wurde von der Wayss & Freytag A.-G. für ein norddeutsches Großkraftwerk ein neuer Kesselhausbunker von rd. 4000 m³ Nutzinhalt ausgeführt, der dadurch bemerkenswert ist, daß bei ihm ein ganz neuer Konstruktionsgedanke zur Anwendung kam, der der Eigenart der Eisenbetonbauweise in besonderem Maße Rechnung trägt. Im folgenden soll im Anschluß an eine Beschreibung des Bunkers dieses neue Konstruktionsprinzip näher erläutert werden.

Die Abb. 1—3 zeigen den erwähnten Kesselhausbunker im Querschnitt, Längsschnitt und Grundriß. Er besitzt eine Länge von 60,10 m, eine Breite von 10,0 m und enthält acht paarweise nebeneinander liegende Zellen von 9,6 m Höhe. Die Gesamthöhe von Oberkante Fußboden bis Oberkante Beschickungsbühne ist 23,15 m. Der Bunker ruht an den Enden auf einfachem Stützenrahmen, zwischen den Kesseln in der üblichen Weise auf Doppelrahmen mit 2,45 m gegenseitigem Abstand. Zwischen diesen Unterstützungen sind die im ganzen 15,10 m langen Zellen daher auf rd. 13 m frei gespannt. Weitere Einzelheiten sind aus den Zeichnungen zur Genüge ersichtlich.

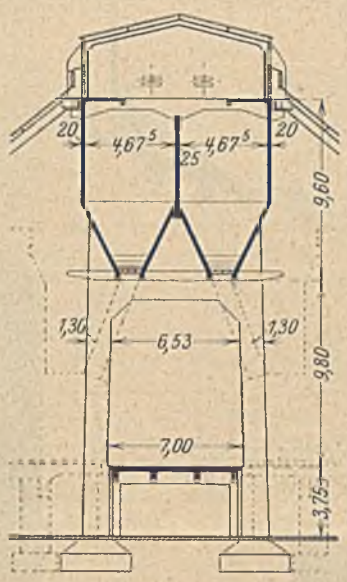


Abb. 1.

Was nun an dem Bunker auffallen dürfte, ist das vollständige Fehlen aller Träger und Verstärkungsrippen, und in der Tat liegt hierin die Eigenart seiner Konstruktion. Das gesamte Tragwerk in senkrechter und waagerechter Richtung wird ausschließlich von den Wand- und Bodenflächen selbst gebildet, die unter Berücksichtigung ihrer gegenseitigen Verbindung — in einer noch näher zu erläuternden Weise — als zusammenhängendes System aufgefaßt sind. Nur so war es möglich, das Ganze ohne jede Verstärkungsrippe auszubilden und trotzdem mit nur 20 cm Wand- und 25 cm Bodenstärke eine Spannweite von 13 m zu überwinden. Wie aus den verschiedenen Schnitten ersichtlich ist, sind die einzigen nicht aus Wandflächen gebildeten Tragteile die Querriegel über den Zellen zur Aufnahme der Förderbänder und eine obere Randverstärkung der Mittelwand zur Aufnahme von waagerechten Kräften, weil hier mit Rücksicht auf die Beschickungsvorrichtung eine andere Anordnung nicht möglich war.

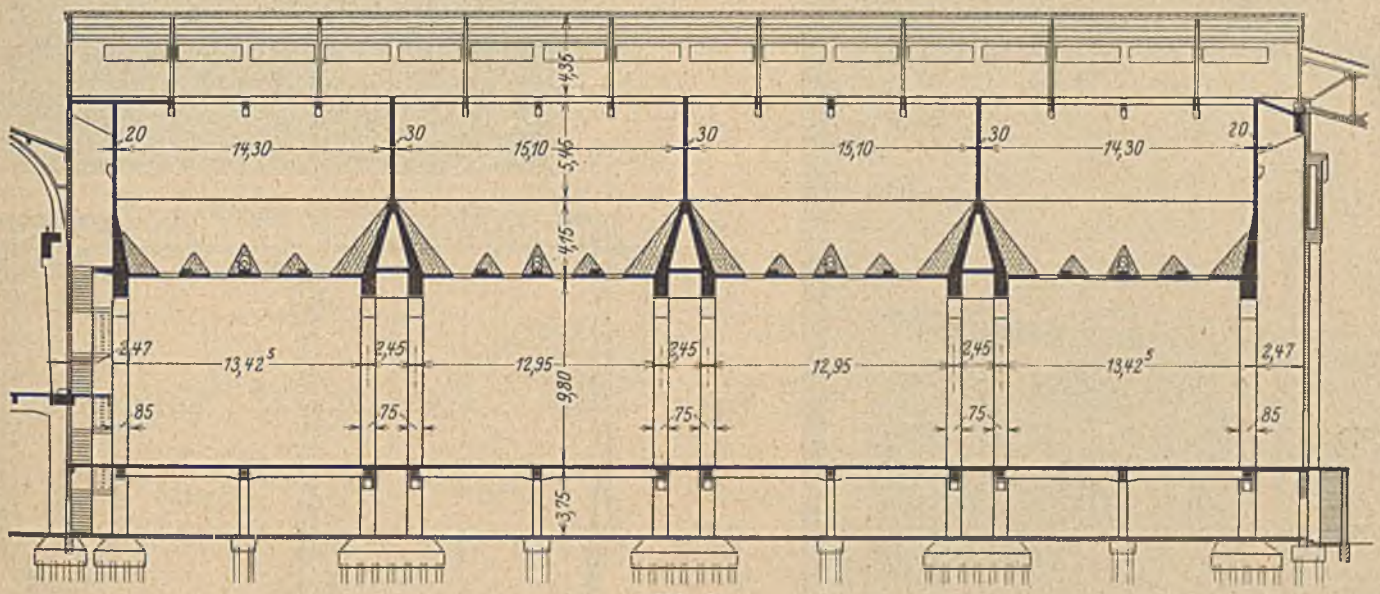


Abb. 2.

Sehr anschaulich tritt das Bild dieser glatten, rippenlosen Konstruktionsart auch in dem perspektivischen Schnitt durch eine Zelle, Abb. 4, in Erscheinung, und ähnlich in den beiden Lichtbildern des Bunkers (Abb. 5 und 6). Daß, abgesehen von allen konstruktiven Vorzügen, auf die noch näher einzugehen sein wird, derartige glatte Flächen ohne Rippen namentlich im Bunkerinnern für den Betrieb sehr angenehm sind, braucht wohl kaum besonders erwähnt zu werden; fallen doch damit

[1] Der vorliegende Aufsatz stellt die — lediglich durch Einfügung der rechnerischen Herleitungen ergänzte — Wiedergabe eines Vortrages dar, den ich im Jahre 1927 bei Gelegenheit einer größeren Konferenz im Kreise der Wayss & Freytag A.-G. hielt, und der als Sonderdruck den Konferenzteilnehmern und anderen besonders interessierten Persönlichkeiten zur Verfügung gestellt wurde. Gegenüber Veröffentlichungen des Grundprinzipes von anderer Seite nehme ich daher ausdrücklich das Recht der Priorität in Anspruch.

Der Verfasser.

alle toten Ecken und Winkel und alle unnötigen Gelegenheiten zu Brückenbildungen fort. Die Abb. 7 und 8 endlich zeigen die Bewehrung der Wände und Böden; ihre Erklärung geht aus dem weiter unten Ausgeführten hervor.

Stellen wir uns nun die Frage, worin das grundsätzlich Neue in der Konstruktion dieses Bunkers zu erblicken ist, so lautet die Antwort: In der systematischen Ausnutzung der Trägerwirkung aller Wandflächen unter Berücksichtigung ihrer gegenseitigen Verbindung. Zur Begründung bedarf es etwas ausführlicherer Herleitungen.

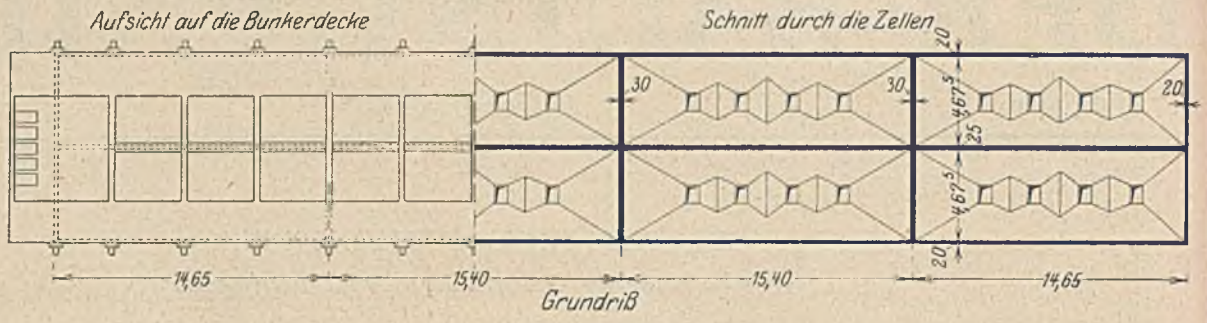


Abb. 3.

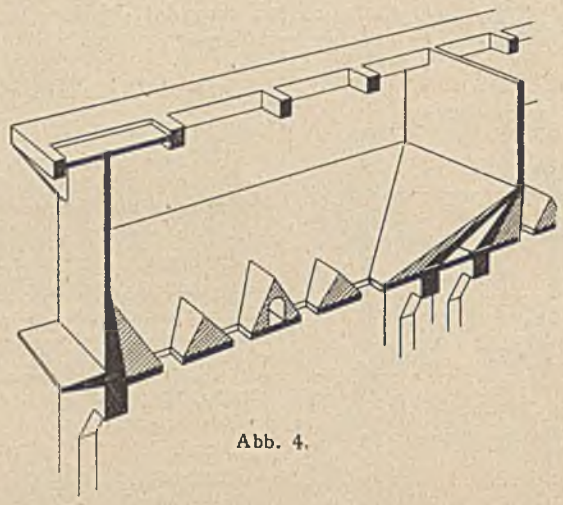


Abb. 4.

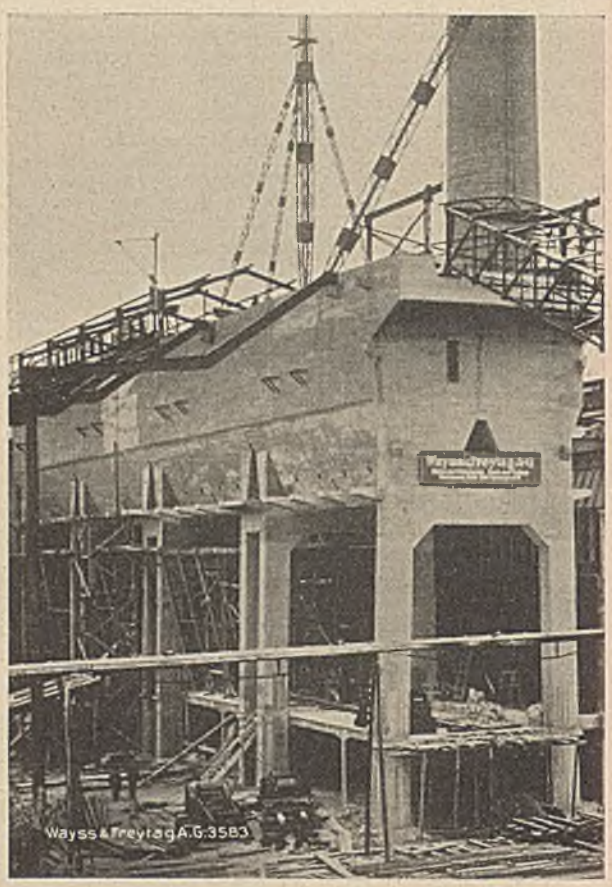


Abb. 6.

Es ist seit langem bekannt, Eisenbetonplatten gleichzeitig in ihrer Hochkantrichtung als Träger zu benutzen. Das

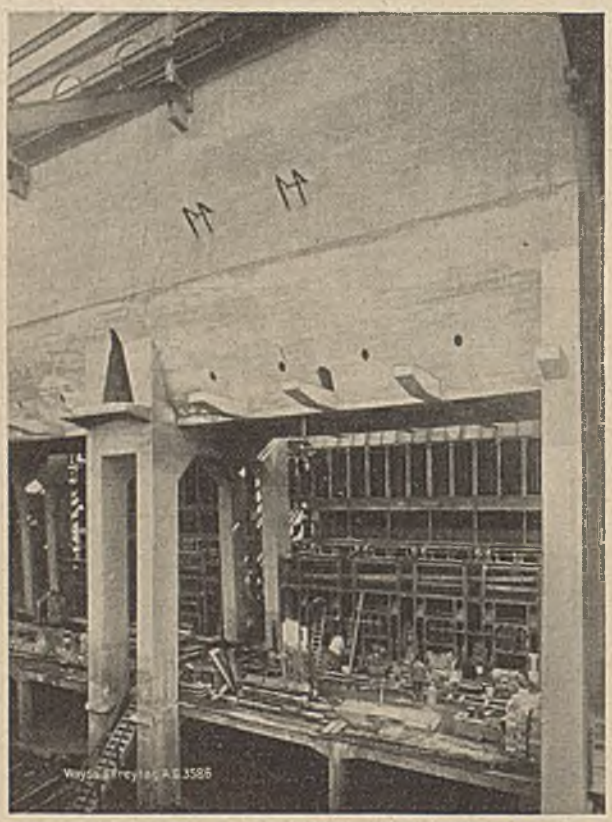


Abb. 5.

hohe Trägheitsmoment, das eine solche hochkantbeanspruchte Platte aufweist, ermöglicht es, mit geringstem Materialaufwand große Kräfte aufzunehmen. Als Beispiel sei der bekannte Fall

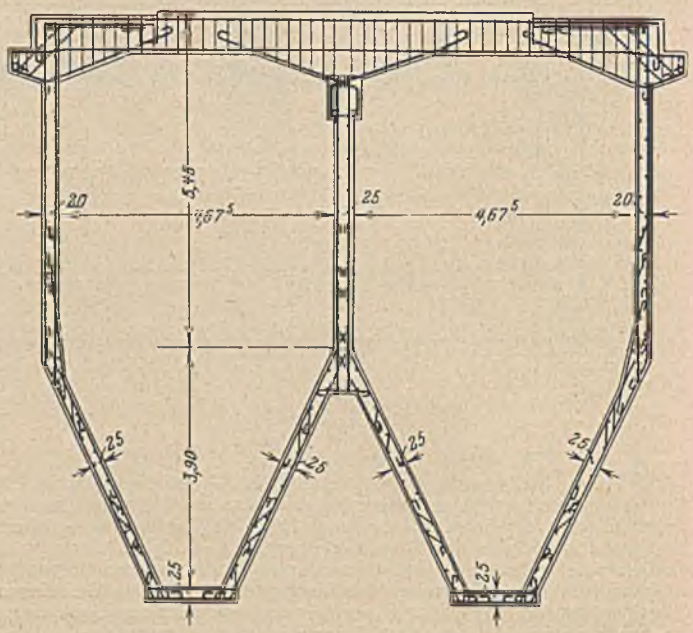


Abb. 7. Plattenbewehrung der Bunkerwände und -böden.

angeführt, daß eine Geschoßdecke gleichzeitig als waagerechter Windträger zwischen zwei Giebelwänden dient. Oder die Längswände eines Bunkers oder Behälters bilden gleichzeitig zwei Längsträger, an denen der Boden aufgehängt ist, und übertragen die Last auf die Stützen.

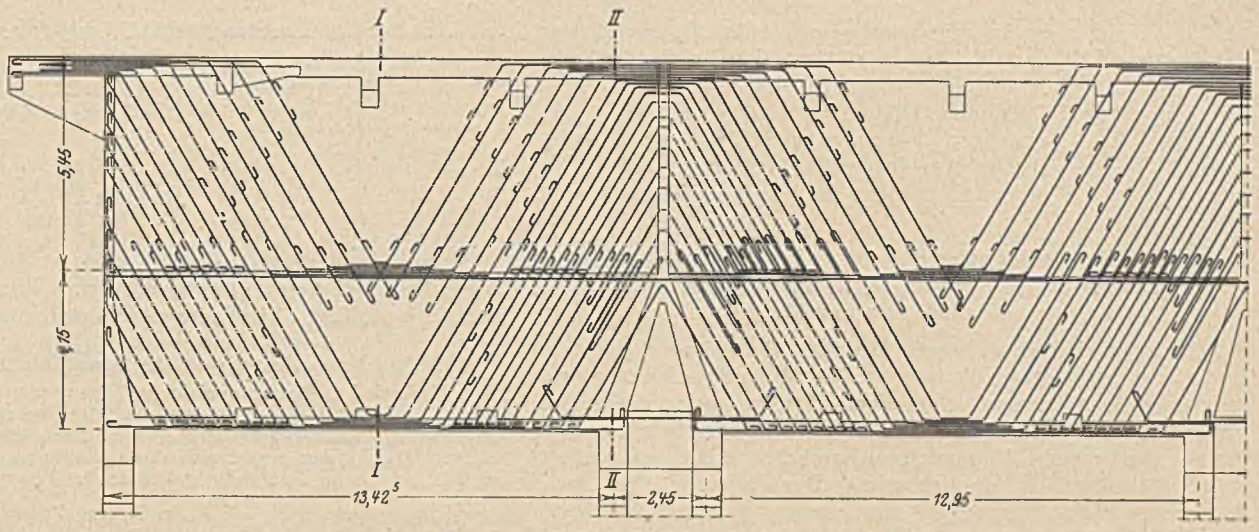


Abb. 8. Trägerbewehrung der äußeren Bunkerwände und -böden.

Allein, so oft auch derartige Anwendungen schon erfolgt sind, so haftet ihnen doch immer noch mehr oder weniger etwas Gelegentliches und Systemloses an, vor allem, weil stets nur einzelne Flächen oder Wände, herausgelöst aus dem Zusammenhang, so betrachtet wurden. In manchen Fällen, z. B. bei der oben erwähnten Geschoßdecke als Windträger, ist dies ohne weiteres möglich. In zahlreichen Fällen aber bedeutet die Vernachlässigung des Zusammenhanges mit anderen Flächen eine große Willkür, damit aber auch eine ebenso große Unklarheit über die wirklich auftretenden Beanspruchungen und die Unmöglichkeit, die Konstruktion voll auszunutzen.

Bei dem zweiten oben angeführten Beispiel ist dies der Fall. Betrachten wir einen einfachen Bunker nach Abb. 9, so können die Längswände AB und DE als Träger aufgefaßt werden, an denen die Bodenflächen BC und CD aufgehängt sind, so daß also die gesamte Vertikallast von diesen Trägern aufgenommen wird. Die bisher übliche Berechnungsweise dieser Träger für sich allein ergibt dann in ihnen ein Spannungsdiagramm, wie es in der Abbildung eingetragen ist, mit Druckspannungen am oberen und Zugspannungen am unteren Rande, während die Bodenflächen als an diesem Spannungszustand überhaupt nicht beteiligt angesehen werden. Dies ist jedoch wegen des monolithischen Zusammenhanges nicht möglich. Die Kante BB′ ist den Flächen AB und BC gemeinsam; es können also nicht längs BB′ in AB und BC verschiedene Spannungen herrschen, und es folgt, daß auch bei reiner Vertikalbelastung der Tragwand AB die Fläche BC nicht spannungslos bleiben kann.

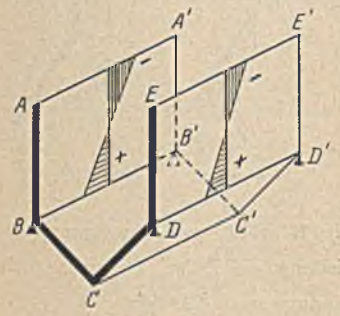


Abb. 9.

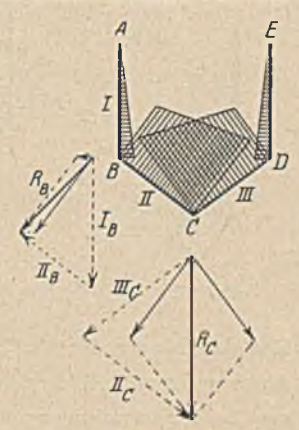


Abb. 10.

Andererseits zeigt Abb. 9 aber auch noch eine weitere Eigenschaft einer derartigen Bunkerkonstruktion. Man hat sich bisher stets bemüht, den Seitendruck auf die Bunkerwände und Böden durch besondere Maßnahmen: waagerecht liegende Träger längs der Kante BB′, Querriegel durch den Bunker hindurch zwischen BB′ und DD′ oder dergleichen aufzunehmen. Die Flächen BC und CD stellen jedoch geneigt liegende Träger der gleichen Art wie AB und DE dar und sind daher ebenso imstande, in ihrer Ebene wirkende Kräfte aufzunehmen und auf die Auflager (Stirnwände) zu übertragen. Da nun durch die Plattenwirkung der Wand- und Bodenflächen jede beliebig gerichtete Kraft zunächst nach den Längskanten bzw. Ecken A, B, C, D und E übertragen wird, hier aber jede Resultierende nach den Richtungen der beiden anschließenden Flächen zerlegt werden kann, folgt, daß es auch zur Aufnahme waagerechter Kräfte keiner besonderen Maßnahmen bedarf, sondern daß auch diese durch die Wand- und Bodenflächen als Träger aufgenommen werden können. Abb. 10 zeigt eine derartige Ermittelung der auf die Träger AB = I und BC = II einwirkenden Belastungen.

Um eine einwandfreie Untersuchung eines solchen Tragsystems, das wir etwa mit „Flächentragwerk" bezeichnen können, durchzuführen, ist nun die Aufgabe zu lösen:

1. Welche Kraftwirkungen entstehen zwischen zwei oder mehreren mit ihren Längskanten verbundenen Trägern?
2. Welche Änderungen der Spannungsverteilung rufen diese Kraftwirkungen in den Trägern selbst hervor?

Die Untersuchung soll sich dabei auf den Fall beschränken, der praktisch allein in Frage kommt, daß die Träger wandartig sind. Das Kennzeichen eines solchen wandartigen Trägers, der im folgenden kurz mit „Tragwand" bezeichnet werden soll, ist also, daß seine Breite im Verhältnis zur Höhe h nur gering ist und somit das Trägheitsmoment J_b gegen J_h verschwindet. Weiter werde vorausgesetzt, daß das Naviersche Gesetz noch gilt, daß also die Trägerhöhe nicht allzu groß im Vergleich zur Stützweite ist; praktisch wird man etwa die Herleitungen bis h : l = 1 : 1,5 als genau genug gelten lassen können, und schließlich soll der Einfachheit halber die Breite der Tragwand in ganzer Höhe als gleich, also ihr Querschnitt rechteckig angenommen werden; die entsprechenden Änderungen der Formeln bei nicht gleichbleibender Breite verstehen sich von selbst.

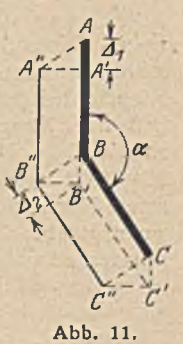


Abb. 11.

Sind zwei Tragwände gemäß Abb. 11 längs der Kante B unter einem beliebigen Winkel α verbunden, so ist zunächst festzustellen, daß eine gegenseitige Beeinflussung durch die Durchbiegung nicht erfolgt. Denn, nehmen wir an, daß nur Tragwand AB belastet sei und unter der Einwirkung ihrer Belastung für sich eine Durchbiegung Δ_1 nach A′B′ erfahren würde, so kann zwar diese Durchbiegung nicht erfolgen, ohne daß auch Tragwand BC sie mitmacht und entsprechend der in ihre Ebene fallenden Komponente $\Delta_2 = \Delta_1 \cos \alpha$ Spannungen

erhält. Wohl aber ist eine Bewegung senkrecht zur Ebene der Tragwand BC nach A'', B'' und C'' möglich, bei der die Tragwand AB die volle Durchbiegung Δ_1 erfährt, während die in die Ebene von BC fallende Komponente Δ_2 verschwindet, da bei der oben gemachten Voraussetzung (J_b verschwindet gegen J_h) die seitliche Ausbiegung beider Tragwände ohne nennenswerten Widerstand erfolgen kann. Es ist also zunächst festzustellen:

(1) Die Durchbiegungen der einzelnen Tragwände in einem Flächentragwerk sind voneinander unabhängig.

Eine gegenseitige Beeinflussung der Durchbiegungen findet also nicht statt, da jede Tragwand durch seitliches Ausweichen in der Lage ist, ohne eigene Durchbiegung derjenigen der Nachbarwand zu folgen. (Die seitliche Ausbiegung interessiert für die vorliegende Untersuchung zunächst nicht; sie gehört ins Gebiet der Nebenspannungen.) Der obige Satz gilt, wie man sich leicht überzeugt, für einen beliebigen Winkel α zwischen den Tragwänden, einerlei, ob α spitz oder stumpf ist, dagegen nicht für die Grenzfälle $\alpha = 0°$ und $\alpha = 180°$, weil hier die seitliche Ausweichung unendlich groß werden müßte. Diese Grenzfälle scheiden indessen schon darum aus, weil dann beide Tragwände in einer Ebene liegen, also eine zusammenhängende Wand bilden. Praktisch wird man aber auch den Schluß ziehen, daß man von diesen Grenzfällen genügend weit entfernt bleiben, also zu spitze oder zu stumpfe Winkel vermeiden muß, um nicht zu große seitliche Ausbiegungen zu erhalten (bei denen dann die bereits erwähnten Nebenspannungen wichtig werden).

Da nach dem Ausgeführten eine gegenseitige Beeinflussung der Tragwände durch die Durchbiegungen nicht erfolgt, andererseits die Spannungen in den zusammenhängenden Kanten gleich sein müssen, ist nur noch eine Beeinflussung durch Schubkräfte möglich. Es gilt daher:

(2) Die gegenseitige Beeinflussung der Tragwände eines Flächentragwerkes erfolgt durch Schubkräfte, die längs der Verbindungskante wirken.

Abb. 12 stellt einen Querschnitt durch ein einfaches Flächentragwerk aus zwei zusammenhängenden Tragwänden dar. Die Verbindung zwischen ihnen wird zunächst gelöst gedacht. Im untersuchten Schnitt wirke im Träger AB aus irgendwelchen äußeren Kräften das Moment M_{01}, im Träger BC das Moment $_{02}$; dabei ist der Drehsinn der Momente durch die Pfeile angegeben, derart, daß die Pfeilspitze auf die Zugseite hinweist. Die Widerstandsmomente der Tragwände seien W_1 und W_2.

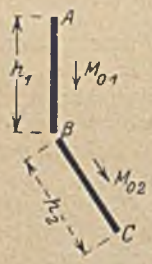


Abb. 12.

Wird sodann die Verbindung der Tragwände untereinander im Punkte B hergestellt, so erfolgt gemäß dem oben Ausgeführten die gegenseitige Beeinflussung durch eine Schubkraft T, die in B in der Trägerlängsrichtung angreift und auf die beiden Träger in entgegengesetzter Richtung einwirkt. Diese Schubkraft, deren Wirkung auf den untersuchten Schnitt durchaus der einer exzentrisch angreifenden Normalkraft entspricht, läßt sich dann aus der Bedingung bestimmen, daß die Normalspannungen in beiden Tragwänden im Punkte B einander gleich sein müssen.

Stellt man für Tragwand 1 das obere, für Tragwand 2 das untere Kernpunktmoment auf, so erhält man, da für den homogenen Rechteckquerschnitt die Kernpunkte mit den Drittelspunkten zusammenfallen, für die Spannung in B im

Träger 1: $$\sigma_{1b} = \frac{+M_{01} - T \cdot \frac{2}{3} h_1}{W_1};$$

Träger 2: $$\sigma_{2b} = \frac{-M_{02} + T \cdot \frac{2}{3} h_2}{W_2}.$$

Aus der Gleichsetzung beider Werte folgt als Bestimmungsgleichung für T:

$$(3) \qquad 2\,T\left(\frac{h_1}{W_1} + \frac{h_2}{W_2}\right) = 3\left(\frac{M_{01}}{W_1} + \frac{M_{02}}{W_2}\right)$$

mit der Lösung:

$$(4) \qquad T = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_{01} W_2 + M_{02} W_1}{h_1 W_2 + h_2 W_1}.$$

Damit ist die Aufgabe gelöst, denn ist T bekannt, so können mit Hilfe der oberen und unteren Kernpunktmomente die Spannungen in A, B, C ohne weiteres ermittelt werden.

Einige Beispiele mögen das Ausgeführte erläutern:

Beispiel 1. Von zwei gleichen Tragwänden (Abb. 13) ist nur die eine (1) belastet, so daß im untersuchten Schnitt ein Moment M_{01} herrscht, die andere unbelastet. Ohne Berücksichtigung der gegenseitigen Verbindung ergibt sich dann ein Spannungszustand, wie er in Abb. 14 schematisch dargestellt ist: In Tragwand 1 herrscht in A eine Druckspannung $\sigma_0 = \frac{M_{01}}{W_1}$, in B eine Zugspannung von gleicher Größe, Tragwand 2 ist spannungslos. Wird dagegen der Zusammenhang in B berücksichtigt, so erhält man nach Gl. (4)

$$T = \frac{3\,M_{01}}{4\,h}$$

und damit Randspannungen σ, wie sie in Abb. 15 wiedergegeben sind. Die größte Druckspannung in A beträgt nur noch $^3/_4$ des ursprünglichen Wertes σ_0, die Zugspannung in B gar nur die Hälfte, dagegen ist jetzt die Spannung in B in der Tragwand 2 ebenso groß und in C tritt

Abb. 13.

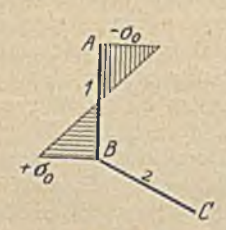


Abb. 14.

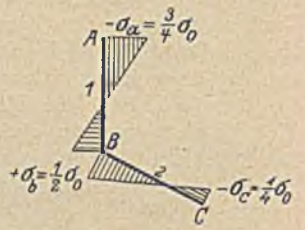


Abb. 15.

nochmals eine Druckspannung $-\frac{1}{4}\sigma_0$ auf. Der Gesamtinhalt des Spannungsdiagramms — ohne Rücksicht auf das Vorzeichen — ist unverändert geblieben, jedoch auf beide Tragwände verteilt. Der Winkel, den die Tragwände miteinander bilden, spielt, wie aus der obigen Herleitung zwar ohne weiteres ersichtlich ist, hier jedoch nochmals besonders betont sei, keine Rolle.

Beispiel 2. Zwei gleiche Tragwände wie vor, jedoch beide mit dem gleichen Moment $M_{01} = M_{02} = M_0$ belastet (Abb. 16). Ohne

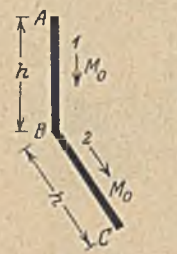


Abb. 16.

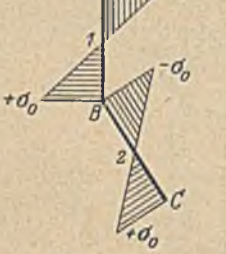


Abb. 17.

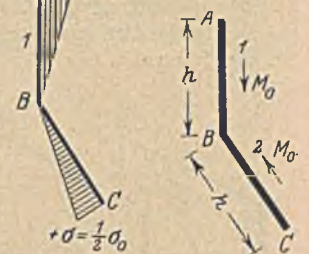


Abb. 18.

Abb. 19.

Berücksichtigung der Verbindung in B erhält man ein Spannungsdiagramm gemäß Abb. 17, wobei wieder $\sigma_0 = \frac{M_0}{W}$ ist. Dagegen erhält man bei Berücksichtigung der Verbindung nach Gl. (4):

$$T = \frac{3\,M_0}{2\,h}$$

und damit einen Spannungszustand gemäß Abb. 18, bei dem die Randspannungen in A und C nur noch die Hälfte der ursprünglichen Werte σ_0 betragen, während in B sogar die Spannung $\sigma = 0$ herrscht. Der Gesamtinhalt des Spannungsdiagramms ist nur noch die Hälfte des ursprünglichen, und im ganzen betrachtet wirkt das System aus beiden Tragwänden ohne Rücksicht auf den Winkel, den sie miteinander bilden, genau wie ein einheitlicher Träger von doppelter Höhe, der beide Momente M_0 aufzunehmen hat. In diesem Falle ist also die

Verbindung beider Tragwände zu einem einheitlichen System von ganz besonderer konstruktiver Bedeutung.

Beispiel 3. Schließlich werde noch der Fall kurz betrachtet, daß die beiden gleichen Tragwände wie vor durch entgegengesetzt gleiche Momente beansprucht sind, $M_{01} = -M_{02} = M_0$ (Abb. 19). Der Spannungszustand, wie er ohne Berücksichtigung der Verbindung bei B besteht (Abb. 20), erfährt hier durch die Verbindung keinerlei Änderung, wie sich von vornherein übersehen läßt, da im Punkte B in beiden Tragwänden bereits gleiche Spannungen herrschen. In Übereinstimmung damit liefert hier auch Gl. (4): $T = 0$.

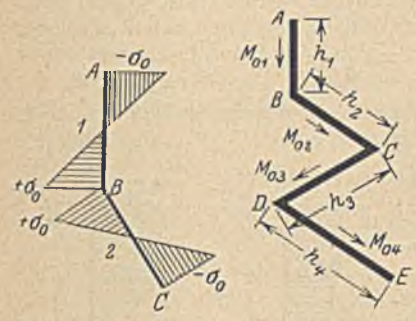


Abb. 20. Abb. 21.

Ganz ähnliche Beziehungen, wie sie hiermit für zwei miteinander verbundene Tragwände hergeleitet worden sind, gelten nun auch für Flächentragwerke aus beliebig vielen Tragwänden. Es stelle Abb. 21 einen Querschnitt durch ein derartiges Flächentragwerk dar, wobei die Bezeichnungen wie oben zu verstehen sind. Das Gleichgewicht des Systems erfordert dann wieder in den Punkten B, C und D längsgerichtete, also zum Querschnitt senkrechte Schubkräfte, die mit T_b, T_c und T_d bezeichnet werden mögen. Unter der Voraussetzung, daß wiederum jede einzelne Tragwand einen Rechteckquerschnitt darstellt, also ihre Kernpunkte in den Drittelspunkten liegen, führt in der gleichen Weise wie oben die Bedingung der Spannungsgleichheit in je zwei aneinanderstoßenden Tragwänden zu dem Gleichungssystem:

$$\text{a)}\quad \frac{+M_{01} - T_b \cdot \frac{2}{3} h_1}{W_1} = \frac{-M_{02} + T_b \cdot \frac{2}{3} h_2 + T_c \cdot \frac{1}{3} h_2}{W_2}$$

$$\text{b)}\quad \frac{+M_{02} - T_b \cdot \frac{1}{3} h_2 - T_c \cdot \frac{2}{3} h_2}{W_2} = \frac{-M_{03} + T_c \cdot \frac{2}{3} h_3 + T_d \cdot \frac{1}{3} h_3}{W_3}$$

$$\text{c)}\quad \frac{+M_{03} - T_c \cdot \frac{1}{3} h_3 - T_d \cdot \frac{2}{3} h_3}{W_3} = \frac{-M_{04} + T_d \cdot \frac{2}{3} h_4}{W_4}$$

das sich zunächst umformen läßt in:

$$\text{a)}\quad 2\,T_b\left(\frac{h_1}{W_1} + \frac{h_2}{W_2}\right) + T_c\left(\frac{h_2}{W_2}\right) = 3\left(\frac{M_{01}}{W_1} + \frac{M_{02}}{W_2}\right)$$

$$\text{b)}\quad T_b\left(\frac{h_2}{W_2}\right) + 2\,T_c\left(\frac{h_2}{W_2} + \frac{h_3}{W_3}\right) + T_d\left(\frac{h_3}{W_3}\right) = 3\left(\frac{M_{02}}{W_2} + \frac{M_{03}}{W_3}\right)$$

$$\text{c)}\quad T_c\left(\frac{h_3}{W_3}\right) + 2\,T_d\left(\frac{h_3}{W_3} + \frac{h_4}{W_4}\right) = 3\left(\frac{M_{03}}{W_3} + \frac{M_{04}}{W_4}\right).$$

Für den Rechteckquerschnitt, der oben vorausgesetzt wurde, kann eingeführt werden:

$$\frac{h}{W} = \frac{6}{b\,h} = \frac{6}{F};$$

ferner ist, wenn, wie üblich, Zugspannungen positiv, Druckspannungen negativ gerechnet werden,

$$\frac{M_{01}}{W_1} = +\sigma_{01\,b}$$

$$\frac{M_{02}}{W_2} = -\sigma_{02\,b} = +\sigma_{02\,c}$$

$$\frac{M_{03}}{W_3} = -\sigma_{03\,c} = +\sigma_{03\,d}$$

$$M_{04} = -\sigma_{04\,d}$$

Durch Einsetzen dieser Werte erhält man schließlich:

$$(5)\quad \begin{cases} \text{a)}\ 2\,T_b\left(\frac{1}{F_1} + \frac{1}{F_2}\right) + T_c\left(\frac{1}{F_2}\right) = \frac{1}{2}\left(\sigma_{01\,b} - \sigma_{02\,b}\right) \\ \text{b)}\ T_b\left(\frac{1}{F_2}\right) + 2\,T_c\left(\frac{1}{F_2} + \frac{1}{F_3}\right) + T_d\left(\frac{1}{F_3}\right) = \frac{1}{2}\left(\sigma_{02\,c} - \sigma_{03\,c}\right) \\ \text{c)}\ T_c\left(\frac{1}{F_3}\right) + 2\,T_d\left(\frac{1}{F_3} + \frac{1}{F_4}\right) = \frac{1}{2}\left(\sigma_{03\,d} - \sigma_{04\,d}\right) \end{cases}$$

Dabei sind die Werte $\sigma_{01\,b}$, $\sigma_{02\,b}$ ..... mit ihren richtigen Vorzeichen einzusetzen, also z. B. bei entgegengesetzten Vorzeichen die Absolutwerte zu addieren.

Wie ersichtlich, hat das Gleichungssystem vollkommen den Aufbau der Clapeyronschen Dreimomentengleichung. Es kann also für eine beliebige Vielheit von Tragwänden jederzeit leicht aufgestellt und bequem gelöst werden. Es würde hier zu weit führen, auf weitere interessante Analogien der Aufgabe mit der Untersuchung des kontinuierlichen Trägers näher einzugehen; auch in den oben behandelten einfachen Beispielen findet man schon bei näherer Betrachtung derartige Verwandtschaften.

Wiederum möge ein einfaches Beispiel zur Verdeutlichung dienen:

Beispiel 4: Drei unter sich gleiche Tragwände gemäß Abb. 22 zu einem einfachen Behälterquerschnitt zusammengeschlossen. $M_{01} = -M_{03} = M_0$; $M_{02} = 0$; $F_1 = F_2 = F_3 = F$; $W_1 = W_2 = W_3 = W$. Man erhält nach Gleichungssystem (5) zur Bestimmung der T:

$$\text{a)}\quad 2\,T_b\left(\frac{1}{F} + \frac{1}{F}\right) + T_c\left(\frac{1}{F}\right) = \frac{1}{2}\left(\sigma_0 + 0\right)$$

$$\text{b)}\quad T_b\left(\frac{1}{F}\right) + 2\,T_c\left(\frac{1}{F} + \frac{1}{F}\right) = \frac{1}{2}\left(0 - \sigma_0\right)$$

oder einfacher statt b) wegen der Symmetrie $T_b = -T_c$ (wie alle Schubkräfte ist T an verschiedenen Rändern der gleichen Tragwand angreifend in entgegengesetzter Richtung positiv zu rechnen).

Es ergibt sich daraus:

$$T_b = -T_c = \frac{F \cdot \sigma_0}{\sigma} = \frac{M_0}{h}$$

und der in Abb. 23 dargestellte Spannungszustand.

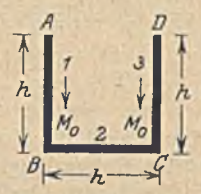


Abb. 22.

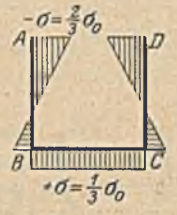


Abb. 23.

Bei den gesamten bisherigen Untersuchungen wurden allgemein homogene Tragwände aus einheitlich zug- und druckfestem Material vorausgesetzt. Eisenbetonquerschnitte sind nun zwar keine homogenen Querschnitte, dagegen wird man, wie es allgemein üblich ist, bei der Ermittlung statisch unbestimmter Größen den vollen Betonquerschnitt zugrunde zu legen, auch in diesem Falle ähnlich vorgehen dürfen und die obigen Herleitungen, soweit sie sich auf die Ermittlung der Kräfte T erstrecken, ohne weiteres auf Eisenbetonquerschnitte anwenden. Auch wird es in der Regel zulässig sein, die Eisenbetontragwände als einfache Rechteckquerschnitte zu betrachten und von der Verschiebung der Kernpunkte durch die Eiseneinlagen abzusehen, so daß dann die oben hergeleiteten Formeln unmittelbar verwendet werden können.

Sind dagegen die an den Verbindungsstellen der Tragwände wirkenden Kräfte T bestimmt, so hat natürlich die weitere Dimensionierung wie bei jedem Eisenbetonquerschnitt unter Vernachlässigung der Betonzugzone zu erfolgen. Allgemein wird dann ein solcher Querschnitt durch ein Moment (M_0) und je eine am oberen und unteren Rand, also exzentrisch angreifende Normalkraft: die Schubkräfte T_n und T_{n+1}, beansprucht. Je nach Richtung und Lage der Resultierenden aus diesen Normalkräften und dem Biegungsmoment können sich dabei die bekannten Fälle ergeben: a) Druckspannung im ganzen Querschnitt, b) Zug- und Druckspannung, c) Zugspannung im ganzen Querschnitt, die in der üblichen Weise zu behandeln sind.

Die oben gestellte Aufgabe ist damit, soweit die Normalspannungen im Querschnitt in Frage kommen, gelöst. Es bleibt noch übrig, die Frage der Schubspannungen zu behandeln.

Bei den obigen Untersuchungen trat die Schubwirkung zwischen zwei miteinander verbundenen Tragwänden als Schubkraft T für den jeweils untersuchten Querschnitt auf. Die Verwirklichung einer solchen Schubkraft kann jedoch nur durch Schubspannungen erfolgen, die längs der Verbindungskante wirksam sind. Über die Verteilung dieser Schubspannungen längs dieser Kante sagen die bisherigen Herleitungen

jedoch noch nichts aus und es ist daher noch eine diesbezügliche Untersuchung anzustellen.

Wir wollen uns dabei auf den Fall beschränken, daß sämtliche miteinander verbundenen Tragwände durchweg gleichartig gestützt und in gleicher Weise, wenn auch verschieden stark, belastet seien. Es sollen also sämtliche Tragwände die gleiche Stützweite besitzen, sämtlich frei gelagert oder in gleichem Grade eingespannt sein, und es soll die Belastung durchweg gleichmäßig verteilt sein oder durchweg aus Einzellasten bestehen. Die Behandlung allgemeinerer Fälle, die praktisch kaum in Frage kommen, würde hier zu weit führen. Für die vorangegangenen Untersuchungen gilt diese Voraussetzung, was zu beachten ist, nicht; dort kommt es vielmehr nur auf das Biegungsmoment im einzelnen Querschnitt an, und die bisherigen Formeln gelten daher auch, wenn die einzelnen Tragwände ganz verschieden gestützt sind, oder ihre Belastung ganz abweichenden Gesetzen folgt.

Unter dieser Voraussetzung folgen die Momente M_{01}, M_{02} usw. in sämtlichen Tragwänden auf die Trägerlänge dem gleichen Gesetz (z. B. bei gleichmäßig verteilter Belastung und freier Lagerung dem Parabelgesetz) und daher auch, wie man sich leicht überzeugt, ebenso die Werte T. Hat man daher für einen Querschnitt, z. B. den des Maximalmomentes, die Gleichungsgruppe (5) gelöst, und stellt man jede Schubkraft T durch das M_0-Moment einer der anschließenden Tragwände dar in der Form:

$$T = \alpha \frac{M_0}{h}, * \tag{6}$$

so gilt diese Beziehung auch für jeden beliebigen Querschnitt innerhalb der gesamten Trägerlänge. Da nun die Schubspannung an der Verbindungskante der Tragwände aus T vermöge der Beziehung:

$$\tau_s = \frac{dT}{dx} \cdot \frac{1}{b}$$

folgt, so erhält man ohne weiteres:

$$\tau_s = \frac{\alpha}{h} \cdot \frac{dM_0}{dx} \cdot \frac{1}{b} = \alpha \frac{Q_0}{bh}. \tag{7}$$

Sind so die Schubspannungen längs der Verbindungskanten der Tragwände gefunden, so genügt zur Feststellung des weiteren Schubspannungsverlaufs in den Tragwänden der auch für diesen Fall leicht zu beweisende Satz:

(8) Der Inhalt der Schubspannungsfläche eines beliebigen Querschnittes ist in jeder einzelnen Tragwand gleich der Querkraft in dem betreffenden Querschnitte.

Es ist also zu beachten, daß der Inhalt des Schubspannungsdiagramms einer Tragwand durch ihre Verbindung mit anderen Tragwänden keine Änderung erfährt.

Je nachdem dann im ganzen im Querschnitt nur Druck, Zug und Druck oder nur Zug herrscht, gestaltet sich die Berechnung etwas verschieden. Für die Vorzeichen gilt: Ein positives T ruft positive Schubspannungen hervor, die also in gleicher Richtung wirken wie die Schubspannungen τ_0 unter der Wirkung einer positiven Querkraft.

a) Im Querschnitt herrscht nur Druck.

Der Eisenbetonquerschnitt verhält sich dann also wie ein homogener Querschnitt und die Begrenzung der Schubspannungsfläche eines Querschnittes ist parabolisch. Sind die den Schubkräften T_b und T_c am oberen und unteren Trägerrande entsprechenden Schubspannungen τ_{sb} und τ_{sc} nach Gl. (7) ermittelt, so folgt aus der Bedingung (8) ohne weiteres die Schubspannung τ_m in halber Trägerhöhe gemäß:

$$Q = \frac{bh}{6}(\tau_{sb} + \tau_m + \tau_{sc}) \tag{9}$$

zu:

$$\tau_m = \frac{3Q}{2bh} - \frac{\tau_{sb}}{4} - \frac{\tau_{sc}}{4} = \tau_{0m} - \frac{\tau_{sb}}{4} - \frac{\tau_{sc}}{4}.$$

Damit liegt der Verlauf der parabolischen Begrenzungskurve fest. Ist die Tragwand selbst unbelastet, so ist Q = o, also auch der Inhalt der Schubspannungsfläche gleich Null.

Abb. 24 zeigt ein derartiges Schubspannungsdiagramm für den Fall, daß τ_{sb} und τ_{sc} positiv sind, während bei Abb. 25 τ_{sc} negativ ist. Das punktiert eingezeichnete ursprüngliche Schubspannungsdiagramm ist beidemal das gleiche.

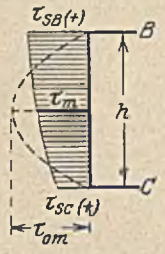


Abb. 24.

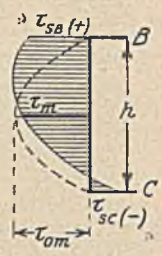


Abb. 25.

b) Im Querschnitt herrscht nur Zug.

In diesem Falle liegen die Verhältnisse besonders einfach. Da der Beton bei der Spannungsberechnung nicht berücksichtigt wird, werden sämtliche Normalspannungen von den Eiseneinlagen aufgenommen, die in üblicher Weise am oberen und unteren Tragwandrande liegen. Dazwischen ist die Schubspannung konstant, also von den etwaigen Randschubspannungen τ_{sb} und τ_{sc} unabhängig. Sie folgt aus:

$$Q = bh\,\tau_m. \tag{10}$$

Ja, da die Eiseneinlagen der Tragwandränder in der Regel mit denen der anschließenden Tragwände vereinigt sein werden, kommen auch die Schubspannungen τ_{sb} und τ_{sc}, die nur von Eiseneinlage bis Trägerrand gelten, überhaupt nicht zur Wirkung. Auf ihre Ermittlung kann daher in diesem Falle überhaupt verzichtet werden. Abb. 26 zeigt ein solches Schubspannungsdiagramm.

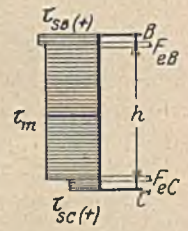


Abb. 26.

c) Im Querschnitt herrschen Druck- und Zugspannungen.

Der Querschnitt ist also als normaler Eisenbetonquerschnitt anzusehen, der bei der Dimensionierung auf Biegung und Druck (bzw. Zug) in üblicher Weise berechnet wird, wobei sich eine bestimmte Lage der Nullinie im Abstande x vom Druckrand ergibt. Abb. 27 zeigt links das Normalspannungsdiagramm, rechts das Schubdiagramm für diesen Fall. Für die Schubspannung τ_{sc} gilt das gleiche wie bei b): Ihre Wirkung beschränkt sich auf den Teil außerhalb der Zugeiseneinlagen, so daß der Verlauf des Schubspannungsdiagramms im übrigen von ihr nicht beeinflußt wird. Für die Schubspannung in der Nullinie des Querschnittes findet man gemäß Bedingung (8):

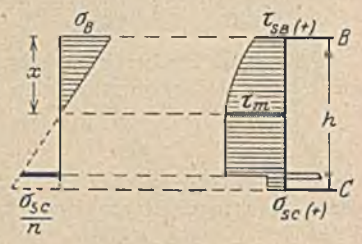


Abb. 27.

$$\tau_m = \frac{Q}{b\left(h - \frac{x}{3}\right)} - \frac{\tau_{sb} \cdot \frac{x}{3}}{h - \frac{x}{3}} \tag{11}$$

Damit sind nunmehr die Grundlagen für die Berechnung und Dimensionierung beliebiger, aus Tragwänden gebildeter Flächentragwerke gegeben. Auch ist es an Hand der angegebenen Grundprinzipien ohne weiteres möglich, in Fällen, auf

---

* Also etwa gemäß Abb. 21:

$$T_c = \alpha \frac{M_{02}}{h_2} \text{ oder } = \beta \frac{M_{03}}{h_3};$$

dann folgt, wie oben weiter ausgeführt, nach (7)

$$\tau_{sc} = \alpha \frac{Q_2}{b_2 h_2} \text{ oder } = \beta \frac{Q_3}{b_3 h_3}.$$

die die oben gemachten Voraussetzungen nicht in vollem Umfange zutreffen, die entsprechenden Rechnungen aufzustellen, z. B. für Tragwerke mit Verjüngung nach oben zu, oder mit Berücksichtigung der Eiseneinlagen im Trägheitsmoment oder dergl. Es würde zu weit führen, all diese Möglichkeiten hier näher zu behandeln, zumal ihre Lösung nichts grundsätzlich Neues bietet.

Als Beispiel seien noch für den eingangs behandelten ausgeführten Bunker in Abb. 28 die Spannungsdiagramme in

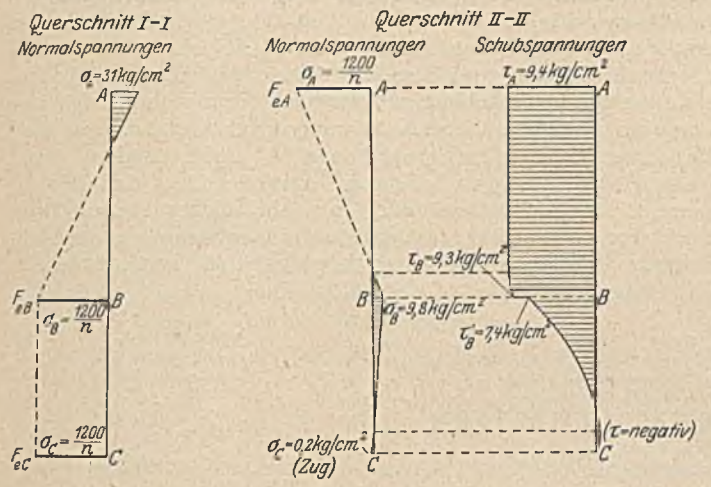


Abb. 28.

Feldmitte und am Auflager wiedergegeben, durch die die Anordnung der Eiseneinlagen in Abb. 8 erst verständlich wird. Das Diagramm der Normalspannungen in Feldmitte zeigt nur eine kleine Druckzone im oberen Teil der senkrechten Wand, während im Schrägboden durchweg Zug herrscht, zu dessen Aufnahme die Eiseneinlagen F_{eb} und F_{ec} dienen. Im Gegensatz dazu stellt wiederum im Schnitt über der Stütze der ganze Schrägboden eine Druckzone dar (bis auf einen belanglosen Zugbereich am unteren Rande) und Zugspannungen herrschen nur im oberen Teil der senkrechten Wand mit der Eiseneinlage F_{eA}. Im Sinne des oben Ausgeführten ist daher für die Schubspannungen der untere Schrägboden als homogener Träger aufzufassen, dessen Schubspannungsfläche parabolisch begrenzt ist, während die senkrechte Wand als Eisenbetonquerschnitt rechnet. Demgemäß ergibt sich das dargestellte Schubspannungsdiagramm; bei B erscheint ein Sprung entsprechend dem Wechsel der Wandstärke von 20 auf 25 cm (in Wirklichkeit selbstverständlich ein allmählicher Übergang je nach der Ausrundung der Ecke).

Für die Anwendung der behandelten Flächentragwerke kommt wohl in erster Linie das Gebiet der Bunker und Silos in Frage. Es ist nach dem Dargelegten ohne weiteres möglich, z. B. einen Bunker vom Querschnitt der Abb. 1, ohne Zuhilfenahme irgendwelcher Träger, Rippen oder Aussteifungen, lediglich aus glatten Wandflächen zu bilden. Wände, Boden und obere Decke werden als kontinuierlicher Plattenzug von Ecke zu Ecke gespannt, wobei die Ecken — in erster Annäherung — als unbewegliche Stützpunkte angesehen werden können. Zur Aufnahme dieser Auflagerdrücke an den Ecken aber sind keine besonderen Träger oder Rippen erforderlich, sondern es dienen dazu nach einer Zerlegung gemäß Abb. 10 in die Richtungen der anstoßenden Wandebenen die Wand- bzw. Bodenflächen selbst in ihrer Eigenschaft als Tragwände. Jede dieser Tragwände wird zunächst mit der auf sie entfallenden Belastung für sich untersucht und dann gemäß obigem die gegenseitige Beeinflussung durch das Zusammenwirken festgestellt.

Diese Untersuchung — das soll hier nochmals besonders betont werden — aber bedeutet keineswegs eine Auffassung des ganzen kastenförmigen Querschnittes als einheitlicher Träger in der Längsrichtung. Eine solche einheitliche Trägerwirkung des Ganzen wäre vielmehr nur möglich, wenn die unveränderte Erhaltung der genauen Querschnittsform dieses Kastens auf anderem Wege gesichert wäre, etwa durch Querrippen oder dergleichen; auch würden bei einem solchen System noch besondere Vorkehrungen für die Aufnahme der waagerechten Seitendrücke zu treffen sein. Im Gegensatz dazu setzt die vorliegende Betrachtungsart eine solche unveränderte Erhaltung der Kastenquerschnittsform nicht voraus, sondern sie rechnet sogar damit, daß der Bunkerquerschnitt zwischen den Stützen gewisse Deformationen erfährt, und sie nimmt andererseits auch den waagerechten Seitendruck, wie überhaupt alle äußeren Kräfte, durch das gleiche Flächentragwerk auf.

Es ist selbstverständlich, daß für eine solche Ausbildung gewisse Formen besonders geeignet sein werden. Denn da Wand- und Bodenflächen einmal mit Rücksicht auf ihre Plattenbiegungsbeanspruchungen bestimmte Abmessungen erhalten müssen, andererseits aber auch ihre Stärke für die Wirkung als Tragwand ausreichen muß, erhellt ohne weiteres, daß die Konstruktion am meisten geeignet sein wird, bei der die in beiden Beziehungen erforderlichen Abmessungen am meisten in Einklang miteinander stehen. Die Erfahrung wird erst zeigen können, welche Formen hier den Vorzug verdienen. An sich erscheinen die mannigfaltigsten symmetrischen wie unsymmetrischen Querschnitte möglich (vergl. Abb. 29 bis 33). Eine genügend große Anzahl Knickpunkte ist dabei erwünscht, um, namentlich bei größeren Bunkern nicht zu große Plattenspann-

Abb. 29. Abb. 30. Abb. 31. Abb. 32. Abb. 33.

weiten der einzelnen Flächen zu erhalten (obgleich an sich auch einer Auflösung der einzelnen Flächen in Rippenplatten nichts im Wege steht).

Das gleiche wie für Bunker gilt auch für Behälter. Allerdings sind hier zur Zeit meist so einfache Querschnittsformen üblich, daß eine derartige Untersuchung wohl nur seltener in Frage kommen wird. Denn bei einem Behälter mit einfachem Rechteckquerschnitt, wie ihn das Beispiel Abb. 22 zeigt, führt die Untersuchung auf dem beschriebenen Wege zu keinem anderen Ergebnis, als die bisher übliche Betrachtungsweise ohne Berücksichtigung der Verbindung der seitlichen Tragwände mit dem Boden. Allerdings bleibt auch hier zunächst noch die Frage offen, ob nicht unter Umständen andere Querschnittsformen zu wirtschaftlicheren Lösungen führen könnten.

Weitere Anwendungsmöglichkeiten liegen nahe auf dem Gebiet der Kühlturmschlote und ähnlicher Bauwerke, die bei geringen Wandstärken ohne Aussteifungsrippen nach den behandelten Grundsätzen mit Leichtigkeit gegenüber hohen Winddrücken widerstandsfähig ausgestaltet werden können.

Vor allem aber können Dächer der mannigfaltigsten Form nach diesen Grundsätzen entworfen werden. Hier macht sich besonders der Vorteil geltend, daß durch den Fortfall von Rippen und Aussteifungen innerhalb der Spannweite das frei zu tragende Gewicht verringert wird. Schon ein einfaches, aus zwei Flächen bestehendes Satteldach (Abb. 34) bildet ein Flächentragwerk im obigen Sinne. Es braucht daher keine Firstpfette und kann, wenn für eine zweckentsprechende Unterstützung der Ränder A und C gesorgt ist, auch ohne Zwischenbinder beträchtliche Weiten in der Längsrichtung überspannen. Wie hier die Firstpfette, so können aber bei mehrfach geknickten Dachflächen auch in allen übrigen Knickpunkten besondere Pfetten entbehrt werden. Ein Dach von polygonaler Quer-

Abb. 34.

schnittsform, wie es Abb. 35 zeigt, kann mit Leichtigkeit so ausgebildet werden, daß die einzelnen Flächen von Bruchpunkt zu Bruchpunkt frei gespannt sind und die Auflagerdrücke von den gleichzeitig als Tragwände dienenden Flächen selbst aufgenommen werden. Die große in den einzelnen Tragwänden zur Verfügung stehende Trägerhöhe ermöglicht es dann wieder, unter Verzicht auf Zwischenbinder große Entfernungen zu überspannen. Ein derartiges Dach ist dann im Innern und Äußern frei von Rippen und Zugbändern. Die Seitenzahl ist dabei beliebig, solange die einzelnen Eckwinkel nicht zu klein werden; bei sehr kleinen Eckwinkeln treten, wie schon oben erwähnt, größere Nebenspannungen auf, die besonders zu untersuchen wären.

Abb. 35.

Die angeführten Beispiele können selbstverständlich nicht mehr geben als eine flüchtige Übersicht über die Möglichkeiten der Anwendung. Letzten Endes kommen für eine derartige Bauweise ja alle Bauwerke in Frage, die sich aus wandartigen Flächen zusammensetzen lassen, und es erscheint nicht unmöglich, daß sich in dieser Beziehung noch mancherlei Anwendungen ergeben, sobald erst ein bewußter Wille auf solche Konstruktionen hinarbeitet.

Im Zusammenhang des Ganzen betrachtet stellt der neue Konstruktionsgedanke des Flächentragwerkes eine Ausnutzung der monolithischen Eigenschaften des Eisenbetons dar. Bedenkt man, daß das auf dieser Eigenschaft beruhende Bauelement des Plattenbalkens für die Eisenbetonbauweise geradezu kennzeichnend ist, so erscheint es eigentlich befremdend, wie wenig im übrigen diese Eigenschaft bisher konstruktiv benutzt wird. Eine Erklärung hierfür liegt vielleicht in der statischen Betrachtungsweise. Am Eisenbau und dessen Eigenschaften in erster Linie ausgebildet, hat die Statik sich bisher vorzugsweise ebenen Problemen gewidmet und demgegenüber räumliche Zusammenhänge vernachlässigt; erst neuerdings beginnt sich eine von vornherein räumliche Auffassung durchzusetzen. Für den Eisenbetonbau liegt jedenfalls kein Anlaß vor, unbedingt an der ebenen Ausbildung des Tragwerkes festzuhalten und, um ein solches ebenes Tragwerk herauszuschälen, andere Zusammenhänge zu vernachlässigen. Als Anregung hierzu möge auch die vorliegende Abhandlung dienen.

ZUR BERECHNUNG DER ZWICKELZELLEN VON SILOS MIT KREISZYLINDRISCHEN BEHÄLTERN.

Von Dr.-Ing. Robert Schwarz, Oberingenieur der Nast-Bau-Akt.-Ges., Gleiwitz.

(Fortsetzung von Seite 110.)

II. Näherungsberechnung für das räumliche System.

Durch die folgenden Ausführungen wird gezeigt, daß die Wandmomente bei räumlicher Auffassung des Systems weit unter den nach Abschnitt I ermittelten Werten zurückbleiben und die Anordnung von Zugstangen meist unterbleiben kann. Wie eingangs erwähnt, werden als Tragwerk eine Zwickelzelle sowie die unmittelbar benachbarten Hauptbehälterzellen betrachtet und die Berechnung unter vereinfachten Annahmen näherungsweise, jedoch derart durchgeführt, daß die ermittelten Beanspruchungen jedenfalls größer werden als nach einer strengen Lösung.

Denkt man sich zunächst den in der Berührungslinie der Zellen liegenden Wandteil als vollkommen starren Träger zwischen Silodecke und Boden gespannt, so daß waagerechte Durchbiegungen ausgeschlossen sind, so verhält sich die durch den Füllungsdruck beanspruchte Zwickelwand wie ein beiderseits vollkommen eingespannter Bogen, dessen Kämpferdrücke durch den lotrechten starren Balken aufgenommen werden. Die Aussteifung durch Decke und Boden sowie die Biegungssteifigkeit der Wand in lotrechter Richtung verhindern jedoch das Entstehen der Bogenschubkräfte in der Nähe des oberen und unteren Wandrandes, so daß sich gegen Decke und Boden hin ein Abfall des Kämpferdruckes bis auf Null einstellt. In der weiteren Berechnung wird diese das Ergebnis günstiger gestaltende Verringerung des Bogenschubes außer acht gelassen und die Wand durch waagerechte bis auf den Kämpferträger geführte Schnitte von Boden und Decke getrennt. Damit erscheint das System im Falle starrer Kämpfer als nahezu eben, und es können in waagerechten Wandschnitten nur Schubkräfte von untergeordneter Bedeutung entstehen. Das Kräftespiel ändert sich aber sofort, wenn der Kämpferträger elastisch nachgibt und Verschiebungen in tangentieller, waagerechter Richtung auftreten. Die Kämpferdrücke fallen im geraden Verhältnis der Kämpferbewegung ab, die reine Bogenwirkung der Wand wird beeinträchtigt und es entstehen im Bogenscheitel positive, im Kämpfer negative Biegungsmomente von bedeutenderer Größe. Infolge der längs der Berührungslinie stark verschiedenen Durchbiegungen entstehen nun auch erhebliche Schubspannungen in waagerechten Wandschnitten, welche die Belastung des Kämpferträgers auf die Lager überleiten, und der Wandträger kommt als zwischen Sohle und Decke gespannt zur Wirkung. Der folgenden Berechnung ist demnach das in Abb. 10 dargestellte System zugrunde gelegt. Der gedachte elastische Kämpferträger ist in der Silodecke frei drehbar gelagert, im Siloboden vollkommen eingespannt angenommen. Als wirksamer Querschnitt wird der einem Zentriwinkel von etwa 35°—40° entsprechende Wandteil in die Rechnung eingeführt. Die außerhalb liegende Zellenwand wird als zwischen Boden und Decke nichttragend vorausgesetzt und der ganze lotrechte Biegungswiderstand der Wand in tangentieller Richtung durch den gedachten Kämpferträger ersetzt. Sind die waagerechten, tangentiellen Durchbiegungen des Wandträgers bekannt, so sind damit die Scheitel- und Kämpfermomente der elastisch eingespannten Zwickelwand leicht zu berechnen.

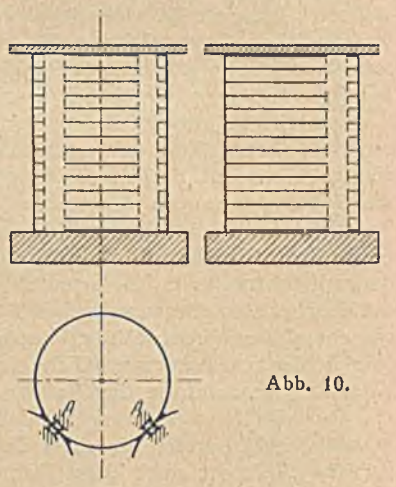


Abb. 10.

Ermittlung der elastischen Verschiebungen des gedachten Wandträgers in tangentieller waagerechter Richtung.

Nach stattgefundener Durchbiegung ist der Wandträger durch den infolge der Bewegung der Kämpferpunkte verringerten Kämpferdruck q belastet. Dieser setzt sich zusammen aus dem Kämpferdruck K vor der Durchbiegung und dem Spannungsabfall ΔK durch die erfolgte Bewegung. Werden oberhalb vom betrachteten Querschnitt liegende, nach rechts gerichtete Kräfte als positiv bezeichnet, so ist $q = \Delta K - K$. Die Kämpferdrücke K nehmen dem Füllungsdruck entsprechend gegen den Bodenpunkt B hin geradlinig zu und es ist

$$K = c_0 x. \tag{43}$$

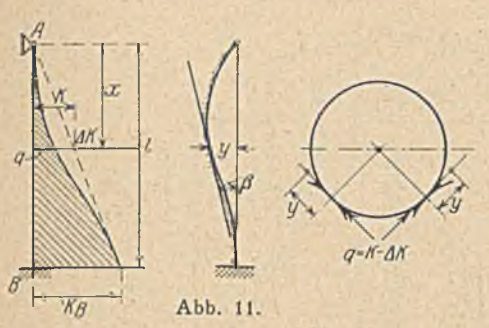


Abb. 11.

Bei unbeweglichen Kämpfern und ohne Rücksicht auf den Einfluß der Verkürzung des Bogens durch die Axialkräfte ist K mit folgender Gleichung bestimmt (Abb. 11):

$$K = p\,r = \gamma\,\mathrm{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varrho}{2}\right) r\,x = c_0\,x;$$

$$c_0 = \gamma\,r\,\mathrm{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varrho}{2}\right). \tag{44}$$

p bedeutet den Füllungsdruck,
γ das spezifische Gewicht des Füllgutes,
ϱ den natürlichen Böschungswinkel desselben,
r den Halbmesser der Hauptzelle.

Die Abminderung ΔK des Kämpferdruckes ist proportional der Durchbiegung y:

$$\Delta K = c_1\,y. \tag{45}$$

Die Bogengröße c_1 ist der Abfall ΔK des Kämpferdruckes für $y = 1$ (Abb. 12). Die Änderung ΔH des Bogenschubes ist von der Komponente y′ abhängig und ergibt sich in bekannter Weise mit

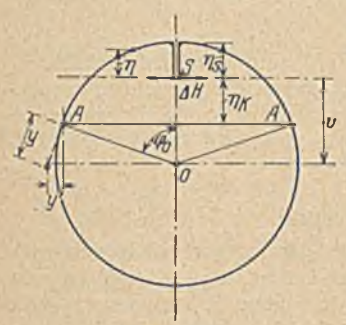


Abb. 12.

$$\Delta H = \frac{v'}{\delta_{11}} = \frac{v}{\delta_{11}} \cos\varphi_0,$$

δ_{11} ist die Bewegung des elastischen Schwerpunktes S für die Belastung mit $H = 1$ in S. Die Lage von S ist gegeben mit

$$v = \frac{\sin\varphi_0}{\varphi_0}\,r = c\,r. \tag{46}$$

Die Verschiebung δ_{11} folgt mit

$$\delta_{11} = \int_0^{\varphi_0} \frac{\eta^2}{E_b\,J_b}\,d\,s + \int_0^{\varphi_0} \Delta\,d\,s\cos\varphi$$

$$= \int_0^{\varphi_0} \frac{\eta^2\,d\,s}{E_b\,J_b} + \frac{r}{E_b\,F_b}\int_0^{\varphi_0} \cos^2\varphi\,d\,\varphi.$$

Nach Auswertung ergibt sich, wenn $c = \frac{\sin\varphi_0}{\varphi_0}$ gesetzt wird[2],

$$\left\{\begin{aligned} E_b\,J_b\,\delta_{11} = \frac{r}{2}\Big\{ & r^2\left[\varphi_0\,(1 + 2\,c^2) + \sin\varphi_0\,(\cos\varphi_0 - 4\,c)\right] \\ & + \frac{J_b}{F_b}\,(\varphi_0 + \sin\varphi_0\cos\varphi_0)\Big\}. \end{aligned}\right. \tag{47}$$

Der gesamte Abfall $\overline{\Delta H}$ des Bogenschubes beträgt, wenn der innere und äußere Bogen in Betracht gezogen wird,

$$\overline{\Delta H} = \left(\frac{1}{\delta'_{11}} + \frac{1}{\delta''_{11}}\right)\cos\varphi_0\,y.$$

Hierbei bedeutet δ'_{11} die obengenannte Verschiebung δ_{11} des zum Zentriwinkel φ_0 gehörigen Bogens und δ''_{11} die Verschiebung δ_{11} des zu $\varphi''_0 = 180^\circ - \varphi_0$ gehörigen außerhalb von A liegenden Bogenteiles. Die ganze Verringerung des Kämpferdruckes beträgt:

$$\Delta K = \overline{\Delta H}\cos\varphi_0 = \cos^2\varphi_0\left(\frac{1}{\delta'_{11}} + \frac{1}{\delta''_{11}}\right) y = c_1\,y;$$

$$c_1 = \cos^2\varphi_0\left(\frac{1}{\delta'_{11}} + \frac{1}{\delta''_{11}}\right). \tag{48}$$

Werden die Scheitel- und Kämpfermomente des beiderseits vollkommen eingespannten Bogens mit unbeweglichen Kämpfern vernachlässigt, so ist

$$\left\{\begin{aligned} M_S &= \Delta H\,\eta_S = \Delta H\,(1 - c)\,r; \\ M_K &= \Delta H\,\eta_K = \Delta H\,(\cos\varphi_0 - c)\,r. \end{aligned}\right. \tag{49}$$

Die Durchbiegungen y des Kämpferträgers folgen aus der bekannten Beziehung zwischen spezifischer Streckenlast und Verschiebung:

$$E_b\,J_w\,\frac{d^4\,y}{d\,x^4} = -\,q = K - \Delta K. \tag{50}$$

Die Bezeichnungen gehen unmittelbar aus Abb. 11 hervor Mit Einsatz der Werte aus Gl. (43) und (45) wird

$$E_b\,J_w\,\frac{d^4\,y}{d\,x^4} + c_1\,y = c_0\,x. \tag{51}$$

Es ergibt sich eine Differentialgleichung vierter Ordnung mit Störungsfunktion, wie sie in der gleichen Form bei Fundamentträgern auftritt, die auf elastischer Bettung liegen[3].

J_w bedeutet das Trägheitsmoment des Wandträgers,
E_b die Elastizitätszahl des Betons.

Wird der Festwert

$$a = \sqrt[4]{\frac{4\,E_b\,J_w}{c_1}} \tag{52}$$

eingeführt,

$$x = a\,\xi \tag{53}$$

gesetzt und Gl. (51) mit $\frac{4}{c_1}$ multipliziert, so wird bei Beachtung von $d\,x = a\,d\,\xi$:

$$\frac{4\,E_b\,J_w}{c_1}\cdot\frac{d^4\,y}{a^4\,d\,\xi^4} + 4\,y = \frac{4\,c_0}{c_1}\,a\,\xi.$$

Mit Einsatz von a aus Gl. (52) folgt:

$$\frac{d^4\,y}{d\,\xi^4} + 4\,y = \frac{4\,c_0}{c_1}\,a\,\xi. \tag{54}$$

Die Lösungsfunktion der Differentialgleichung (54) lautet bekanntlich:

$$y = \frac{1}{2}\left[(A_1\,e^{\xi} + A_2\,e^{-\xi})\cos\xi + (A_3\,e^{\xi} + A_4\,e^{-\xi})\sin\xi\right] + \frac{c_0}{c_1}\,a\,\xi. \tag{55}$$

Das erste Glied der Gl. (55) ist die Lösung Y der Differentialgleichung ohne Störungsfunktion; Gl. (55) kann daher auch geschrieben werden:

$$y = Y + \frac{c_0}{c_1}\,a\,\xi. \tag{55a}$$

[2] Dipl.-Ing. Hermann Bay, Der kreisförmige Behälter mit radialen Zwischenwänden. Beton und Eisen 1929, Heft 2, S. 33.

[3] Dr.-Ing. Keiichi Hayashi, Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage, Berlin 1921, Verlag von Julius Springer.

Bildet man den vierten Differentialquotienten von y nach $d\xi$, so findet man $\frac{\partial y^4}{\partial \xi^4} = -4\,Y$. Wird dieser Wert und y aus Gl. (55a) in Gl. (54) eingesetzt, so folgt:

$$-4\,Y + 4\,Y + \frac{4\,c_0}{c_1}\,a\,\xi = \frac{4\,c_0}{c_1}\,a\,\xi,$$

womit die Richtigkeit der Lösung erwiesen ist.

Die 4 Festwerte A der Gl. (55) sind Integrationskonstanten, die von den Randbedingungen des Trägers abhängen. Wird, wie eingangs erwähnt, der Wandträger in A gelenkig gelagert, in B vollkommen eingespannt angenommen und der Koordinatenursprung in A gewählt, so ist für

$$x = \xi = 0, \quad y = 0 \quad \text{und} \quad M_A = 0;$$

$$x = 1 \quad \text{oder} \quad \xi = \frac{1}{a}, \quad y = 0 \quad \text{und} \quad \operatorname{tg}\beta = 0,$$

wobei β den Winkel der elastischen Linie mit der Lotrechten bedeutet. Diese vier Randbedingungen liefern die zur Ermittelung der Größen A erforderlichen Gleichungen. Das Moment M folgt aus Gl. (55) mit Berücksichtigung von Gl. (52) aus der Beziehung:

$$(56)\quad \left\{ M = -E_b\,J_w\,\frac{d^2 y}{d\,x^2} = \frac{c_1\,a^2}{4}\left[\left(A_1\,e^{\xi} + A_2\,e^{-\xi}\right)\sin\xi - \left(A_3\,e^{\xi} - A_4\,e^{-\xi}\right)\cos\xi\right]. \right.$$

$$(57)\quad \left\{ \begin{aligned} \operatorname{tg}\beta = \frac{d\,y}{d\,x} = \frac{d\,y}{a\,d\,\xi} = \frac{1}{2\,a}\,\big[&A_1\,e^{\xi}(\cos\xi - \sin\xi) \\ &- A_2\,e^{-\xi}(\cos\xi + \sin\xi) + A_3\,e^{\xi}(\cos\xi + \sin\xi) \\ &+ A_4\,e^{-\xi}(\cos\xi - \sin\xi)\big] + \frac{c_0}{c_1}. \end{aligned} \right.$$

Mit den Gl. (55), (56) und (57) folgen die vier Randbedingungsgleichungen.

Punkt A: $\xi = 0$.

$$(\mathrm{I})\qquad y = \frac{1}{2}\,(A_1\,e^0 + A_2\,e^0)\cdot 1 = 0 \quad \text{oder} \quad A_1 = -A_2.$$

$$(\mathrm{II})\qquad M = -\frac{c_1\,a^2}{4}\,(A_3\,e^0 - A_4\,e^0)\cdot 1 = 0 \quad \text{oder} \quad A_3 = A_4.$$

Punkt B: $\xi = \frac{1}{a}$.

$$(\mathrm{III})\quad \left\{ y = \frac{1}{2}\left[\left(A_1\,e^{\frac{1}{a}} + A_2\,e^{-\frac{1}{a}}\right)\cos\frac{1}{a} + \left(A_3\,e^{\frac{1}{a}} + A_4\,e^{-\frac{1}{a}}\right)\sin\frac{1}{a}\right] + \frac{c_0}{c_1}\cdot 1 = 0. \right.$$

$$(\mathrm{IV})\quad \left\{ \operatorname{tg}\beta = \frac{1}{2\,a}\left[\left(A_1\,e^{\frac{1}{a}} + A_4\,e^{-\frac{1}{a}}\right)\left(\cos\frac{1}{a} - \sin\frac{1}{a}\right) - \left(A_2\,e^{-\frac{1}{a}} - A_3\,e^{\frac{1}{a}}\right)\left(\cos\frac{1}{a} + \sin\frac{1}{a}\right)\right] + \frac{c_0}{c_1} = 0. \right.$$

Wird

$$(58)\quad \left\{ \begin{aligned} &\frac{1}{a} = \varphi \quad \text{und} \quad e^{\frac{1}{a}} + e^{-\frac{1}{a}} = a; \\ &e^{\frac{1}{a}} - e^{-\frac{1}{a}} = b \end{aligned} \right.$$

gesetzt, so ergibt die Auflösung der Gl. (III) und (IV):

$$(59)\quad \left\{ \begin{aligned} A_1 &= -\frac{2\,[1\,(a\cos\varphi + b\sin\varphi) - a\,a\sin\varphi]}{a\,b - 4\sin\varphi\cos\varphi}\cdot\frac{c_0}{c_1}; \\ A_3 &= \frac{2\,[1\,(a\cos\varphi - b\sin\varphi) - a\,b\cos\varphi]}{a\,b - 4\sin\varphi\cos\varphi}\cdot\frac{c_0}{c_1}; \\ A_2 &= -A_1, \quad A_4 = A_3. \end{aligned} \right.$$

Mit den Gl. (59), (44) und (48) sind die Festwerte A, c_0 und c_1 gegeben, und die Gl. (55) liefert die gesuchten waagerechten Durchbiegungen des Kämpferträgers. Damit sind nach Gl. (49) die Scheitel- und Kämpfermomente für die Zwickelwandungen bestimmt.

Zahlenbeispiel.

Anläßlich der Erweiterung des Zementwerkes Groschowitz der Schlesischen Portland-Zement-Industrie A.-G. in Oppeln kam eine Großraumsiloanlage mit einem Fassungsraum von 25 000 t Zement zur Ausführung. Nach eingehenden Vorstudien ergab sich als wirtschaftlichste Lösung eine Anordnung von sechs auf einer gemeinsamen Grundplatte stehenden kreiszylindrischen Behältern mit 13 m Durchmesser und 22 m Schütthöhe (Abb. 13—16).

Die beiden Zwischenzellen sollten gleichfalls zur Füllung herangezogen werden, die Zwickelwände mußten daher dem starken Innendruck entsprechend bemessen werden. Die Auffassung des Tragwerkes als ebenes Ringsystem führte, wie aus der nachfolgenden Zahlenrechnung hervorgeht, zu außerordentlich großen Momentenwerten, so daß die zugehörigen Wandabmessungen einen sehr bedeutenden Materialaufwand erfordert hätten. Die Näherungsberechnung als räum-

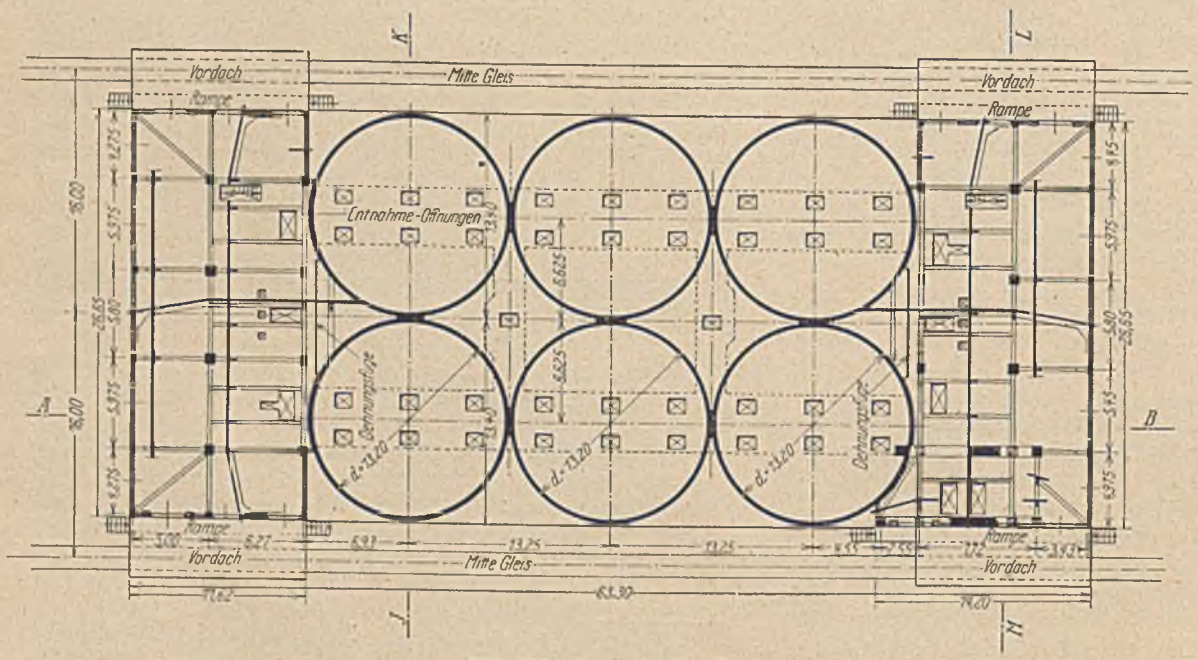
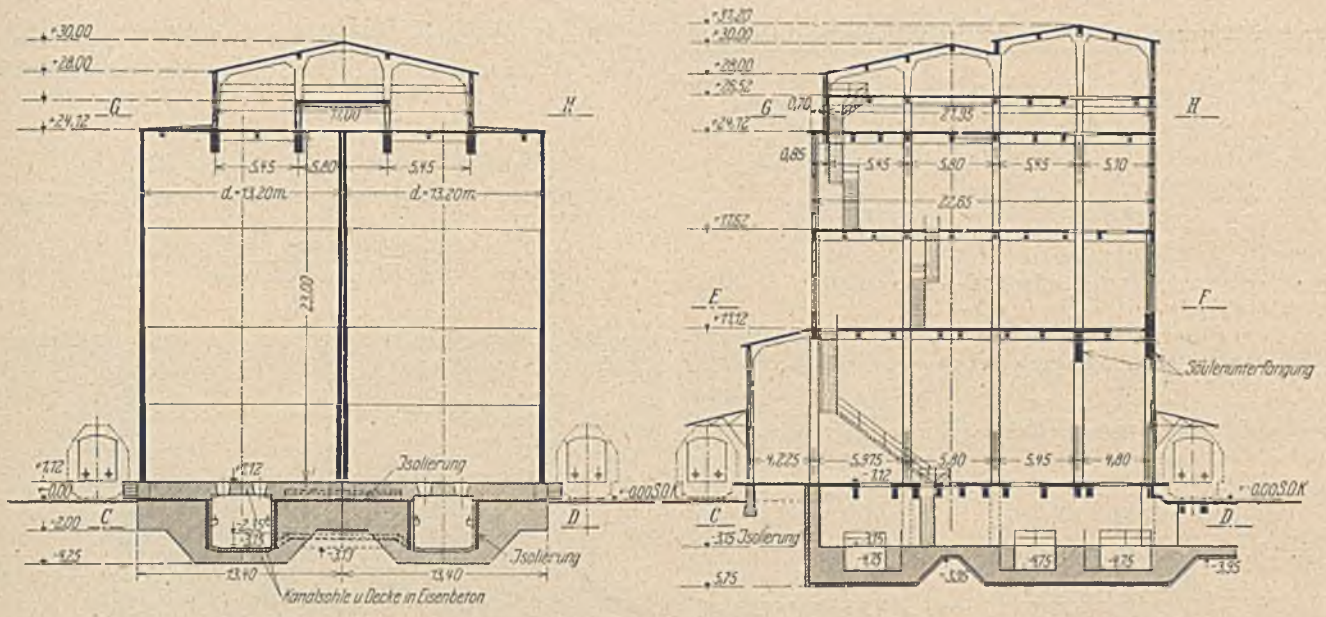


Abb. 13. Grundriß E—F.



Querschnitt J—K. Querschnitt L—M.

Abb. 14.

liches System ermöglichte jedoch bei leicht durchzuführenden einfachen Verstärkungen eine noch wirtschaftliche Ausbildung der Wände.

Um die sehr erheblichen Unterschiede der Wandmomente und Kräfte bei ebener und räumlicher Auffassung zu zeigen, soll im folgenden die Berechnung nach den vorgebrachten vier Rechnungsarten durchgeführt werden.

I.

a) Ebenes System mit Vernachlässigung des Einflusses der Hauptbehälterwände.

Anzahl der betrachteten Behälter $m = 4$;

Halbmesser der Wandmittellinie $r = 6{,}475$ m;

spezifisches Gewicht des Zementes $\gamma = 1{,}4$ t/m³;

natürlicher Böschungswinkel $\varrho = 40°$;

Wanddruck p in einer Tiefe von $x = 8{,}8$ m

$$p = \gamma \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varrho}{2}\right) x = 1{,}4 \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{40}{2}\right) 8{,}8 = 3{,}34 \text{ t/m}^2.$$

Nach Tabelle I beträgt

das Kämpfermoment:

$$\overline{M}_A = -0{,}272\, p\, r^2 = -0{,}272 \cdot 3{,}34 \cdot 6{,}475^2 = \underline{-38{,}0 \text{ tm}};$$

das Scheitelmoment:

$$\overline{M}_S = 0{,}1422\, p\, r^2 = 0{,}1422 \cdot 3{,}34 \cdot 6{,}475^2 = \underline{19{,}9 \text{ tm}};$$

der Axialzug im Scheitel nach Gl. (33) mit $\cos\varphi_0 = 0{,}7071$ und $\cos\psi = 1$:

$$\overline{N}_S = -3{,}34 \cdot 6{,}475 \cdot \left(\frac{1}{0{,}7071} - 1\right) = \underline{-9{,}06 \text{ t}}.$$

b) Ebenes System mit Berücksichtigung des Einflusses der Hauptbehälterwände.

Nach Tabelle II folgt

das Kämpfermoment:

$$M_A = -0{,}2697\, p\, r^2 = -0{,}2697 \cdot 3{,}34 \cdot 6{,}475^2 = \underline{-37{,}7 \text{ tm}};$$

das Scheitelmoment:

$$M_S = 0{,}1410\, p\, r^2 = 0{,}1410 \cdot 3{,}34 \cdot 6{,}475^2 = \underline{19{,}75 \text{ tm}}.$$

Der Axialzug im Scheitel folgt aus Gl. (32) und (33) mit $\cos\varphi = 1$ und X_2 aus Tabelle II mit

$$N_S = -9{,}06 + 0{,}0121 \cdot 3{,}34 \cdot 6{,}475 = \underline{-8{,}798 \text{ t}}.$$

c) Ebenes System mit Zugankern in den Zwickelecken bei Vernachlässigung des Einflusses der Hauptbehälter.

Mit den in Abschnitt 3 β angegebenen Festwerten $\overline{\overline{a}}_1$ und $\overline{a}_4$ ergibt sich

das Kämpfermoment:

$$M_A = X_1 = -0{,}0224 \cdot 3{,}34 \cdot 6{,}475^2 = \underline{-3{,}14 \text{ tm}};$$

die Zugankerkraft:

$$X_4 = 0{,}741 \cdot 3{,}34 \cdot 6{,}475 = \underline{16{,}00 \text{ t}}.$$

Das Scheitelmoment berechnet sich nach Gl. (41) mit $\beta_0 = 30°$, $\sin\beta_0 = 0{,}500$ und $\mathfrak{M}_S$ nach Gl. (10):

$$M_S = \mathfrak{M}_S + X_1 - X_4\, r \sin\beta_0$$

$$= 3{,}34 \cdot 6{,}475^2 \cdot \left(\frac{1}{0{,}7071} - 1\right) - 3{,}14 - 16{,}0 \cdot 6{,}475 \cdot 0{,}500$$

$$= \underline{4{,}06 \text{ tm}}.$$

Die Axialkraft im Scheitel wird

$$N_S = \mathfrak{N}_S = \underline{-9{,}06 \text{ t}}.$$

II.

Näherungsberechnung bei räumlicher Auffassung.

Ermittlung der waagerechten Verschiebungen des gedachten Wandträgers.

Nach Gl. (44) wird

$$c_0 = 1{,}40 \cdot 6{,}475 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{40°}{2}\right) = 1{,}975.$$

c_1 folgt aus Gl. (48) mit den Werten δ'_{11} und δ''_{11} aus Gl. (47).

Wandstärke $d = 0{,}25$ m, $\frac{J_b}{F_b} = \frac{1}{12} d^2 = \frac{1}{12} 0{,}25^2 = 0{,}00521$ m².

$$\varphi_0 = 45°, \quad \overline{\varphi}_0 = 0{,}7854, \quad \sin\varphi_0 = \cos\varphi_0 = 0{,}70711.$$

$$c = \frac{\sin\varphi_0}{\varphi_0} = \frac{0{,}70711}{0{,}7854} = 0{,}9003.$$

Mit diesen Werten liefert Gl. (47) für den innerhalb der Berührungspunkte gelegenen Wandteil

$$E_b J_b \delta'_{11} = \frac{6{,}475}{2} \cdot \Big\{ 6{,}475^2 \cdot \big[0{,}7854 \cdot (1 + 2 \cdot 0{,}9003^2)$$
$$+ 0{,}70711\,(0{,}70711 - 4 \cdot 0{,}9003)\big]$$
$$+ 0{,}00521\,(0{,}7854 + 0{,}70711^2)\Big\} = 1{,}687.$$

Für den Bogenteil außerhalb der Berührungspunkte ergibt Gl. (47) mit

$$\varphi_0'' = 180° - \varphi_0 = 135°, \quad \widetilde{\varphi_0''} = \frac{\pi}{2} + 0{,}7854 = 2{,}356.$$

$$\sin\varphi_0'' = \sin\varphi_0 = 0{,}70711, \quad \cos\varphi_0'' = -\cos\varphi_0 = -0{,}70711.$$

$$c'' = \frac{\sin\varphi_0''}{\varphi_0''} = \frac{0{,}70711}{2{,}356} = 0{,}300.$$

$$E_b J_b \delta_{11}'' = \frac{6{,}475}{2} \cdot \Big\{6{,}475^2 \cdot \big[2{,}356 \cdot (1 + 2 \cdot 0{,}300^2) + 0{,}70711 \cdot (-0{,}70711 - 4 \cdot 0{,}300)\big] + 0{,}00521 \cdot (2{,}356 - 0{,}70711^2)\Big\} = 194{,}5.$$

Mit $J_b = \frac{1}{12} 0{,}25^3 = 0{,}001\,302\,5$ m⁴ und $E_b = 1$ wird

$$\frac{1}{\delta_{11}'} = \frac{0{,}001\,302\,5}{1{,}687}, \quad \frac{1}{\delta_{11}''} = \frac{0{,}001\,302\,5}{194{,}5}.$$

Nach Gl. (48) findet man:

$$c_1 = 0{,}70711^2 \cdot \left(\frac{1}{1{,}687} + \frac{1}{194{,}5}\right) \cdot 0{,}001\,302\,5 = 0{,}000\,389.$$

Als Kämpferträger wird ein Wandstück von 4,00 m Höhe herausgegriffen. Das Trägheitsmoment:

$$J_w = \frac{1}{12} \cdot 0{,}25 \cdot 4^3 = 1{,}332 \text{ m}^4.$$

Nach Gl. (52) ist

$$a = \sqrt[4]{\frac{1 \cdot 1{,}332}{0{,}000\,389}} = 10{,}82.$$

Die Stützweite l des Wandträgers ist gleich der Behälterhöhe $l = 22{,}0$ m, und nach Gl. (58) wird

$$\varphi = \frac{l}{a} = \frac{22}{10{,}82} = 2{,}035.$$

Aus Tafelwerken (siehe auch Fußnote 3) berechnet sich:

$$a = e^{2{,}035} + e^{-2{,}035} = 7{,}783;$$

$$b = e^{2{,}035} - e^{-2{,}035} = 7{,}521.$$

$$\sin\varphi = \sin 2{,}035 = 0{,}894, \quad \cos\varphi = \cos 2{,}035 = -0{,}448.$$

$$\frac{c_0}{c_1} = \frac{1{,}975}{0{,}000\,389} = 5080.$$

Mit diesen Werten folgt aus Gl. (59) der Nenner der Größen A_1 und A_2 mit

$$N = 7{,}783 \cdot 7{,}521 + 4 \cdot 0{,}894 \cdot 0{,}488 = 60{,}20.$$

Der Zähler von A_1 und A_2 wird:

$$Z_1 = -2 \cdot \Big\{22\,[7{,}783\,(-0{,}448) + 7{,}521 \cdot 0{,}894] - 10{,}82 \cdot 7{,}783 \cdot 0{,}894\Big\}\,5{,}080 = -40\,900;$$

$$Z_2 = -2 \cdot \Big\{22\,[7{,}783\,(-0{,}448) - 7{,}521 \cdot 0{,}894] - 10{,}82 \cdot 7{,}521\,(-0{,}448)\Big\} \cdot 5080 = -1\,942\,000.$$

$$A_1 = -\frac{40\,900}{60{,}20} = -680, \quad A_2 = -A_1 = 680;$$

$$A_3 = -\frac{1\,942\,000}{60{,}20} = -32\,000, \quad A_4 = A_3 = -32\,000.$$

Die Gleichung der elastischen Linie lautet mit den Zahlenwerten A_1 bis A_4 nach Gl. (55):

$$y = \frac{1}{2}\left[-680\,(e^{\xi} - e^{-\xi})\cos\xi - 32\,000\,(e^{\xi} + e^{-\xi})\sin\xi\right] + 5080\,x.$$

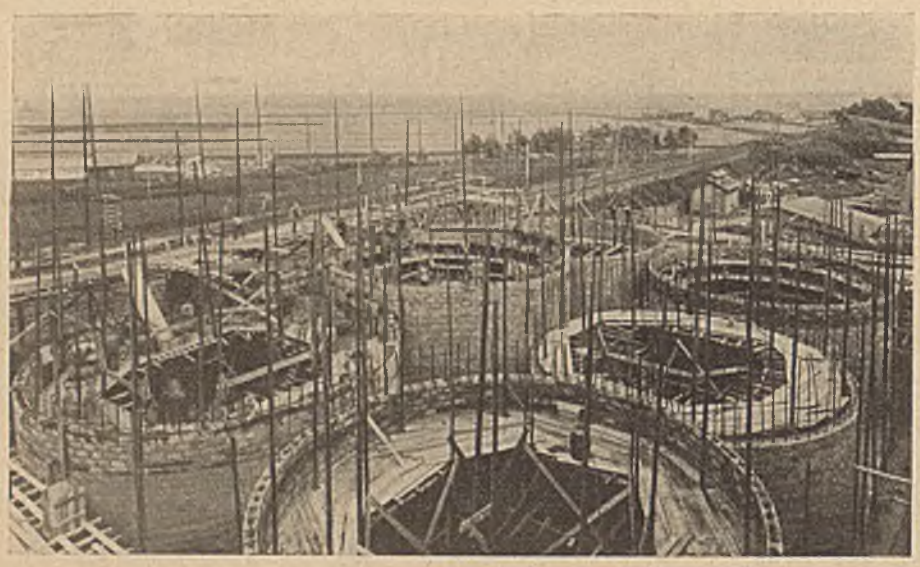


Abb. 15.

Die tabellarische Auswertung obiger Gleichung für vier Zwischenpunkte ergibt die gesuchten Durchbiegungen des Kämpferträgers. Die Scheitel- und Kämpferordinate der Zwickelwand ist

$$\eta_S = (1 - c)\,r = (1 - 0{,}90031) \cdot 6{,}475 = 0{,}646 \text{ m};$$

$$\eta_K = (c - \cos\varphi_0)\,r = (0{,}90031 - 0{,}7071) \cdot 6{,}475 = 1{,}251 \text{ m}.$$

Damit liefert Gl. (49) die Scheitel- und Kämpferbiegungsmomente.

Die Normalkraft im Scheitel ist

$$N_S = K + \Delta H,$$

die Normalkraft im Kämpfer

$$N_K = K + \Delta K.$$

Die Berechnung ist in nachfolgender Tabelle durchgeführt.

x	ξ	y	$\Delta K = c_1 y$	$K = c_0 x$	$\Delta H = \frac{1}{\cos\varphi_0} \Delta K$	$M_S = \Delta K\,\eta_S$	$M_K = \Delta K\,\eta_K$	N_S	N_K
4,4	0,41	8 287	3,22	— 8,70	4,55	2,94	— 5,67	— 4,15	— 5,48
8,8	0,81	13 127	5,11	— 17,40	7,22	4,66	— 9,03	— 10,18	— 12,29
13,2	1,23	11 439	4,45	— 26,10	6,29	4,07	— 7,88	— 19,81	— 21,65
17,6	1,63	4 948	1,93	— 34,80	2,73	1,14	— 3,42	— 32,07	— 32,87

In ähnlichen Fällen kann somit bei einem Verhältnis der Zellenhöhe zum Durchmesser von $\frac{22}{13} = 1{,}7$ und in einer Tiefe von $\frac{x}{h} = \frac{8{,}8}{22} = 0{,}4$ gesetzt werden:

$$M_S = (\alpha_S)\, p\, r^2 = 0{,}0333 \cdot 3{,}34 \cdot 6{,}475^2 = \underline{4{,}66\ \text{tm}};$$
$$M_K = (\alpha_K)\, p\, r^2 = -0{,}0645 \cdot 3{,}34 \cdot 6{,}475^2 = -\underline{9{,}03\ \text{tm}};$$
$$N_S = (\gamma_S)\, p\, r = 0{,}478 \cdot 3{,}34 \cdot 6{,}475 = \underline{10{,}18\ \text{t}};$$
$$N_K = (\gamma_K)\, p\, r = 0{,}573 \cdot 3{,}34 \cdot 6{,}475 = \underline{12{,}29\ \text{t}}.$$

Tabelle III (Druck +, Zug —).

Rechnungsart	M_S	N_S	M_K	N_K
Ia	19,90	— 9,06	— 38,00	0
Ib	19,75	— 8,74	— 37,70	— 0,185
Ic	4,06	— 9,06	— 3,14	0
II	4,66	10,18	— 9,03	12,29

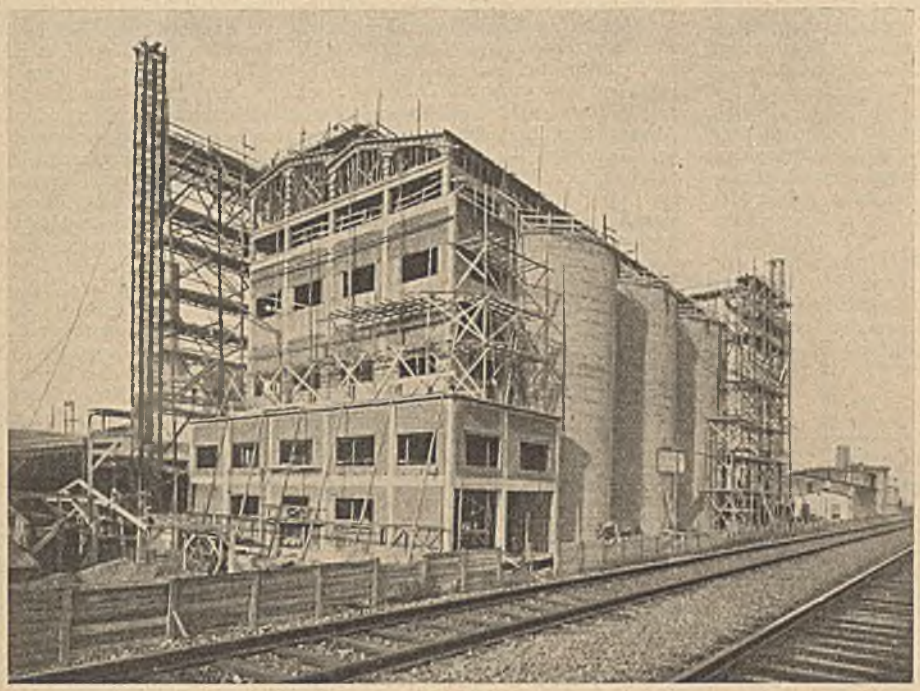


Abb. 16.

Die Zusammenstellung in obiger Tabelle zeigt die große Verschiedenartigkeit der Wandbeanspruchungen des ebenen und räumlichen Systems.

Die Behälterwände wurden in schalungsloser Verbundbauweise „System Nast" mit Betonformsteinen gemauert und mit lotrechten Bandeisen sowie einer Rundeisenringbewehrung versehen. Sie sind in der gleichen Stärke wie die Hauptbehälterwände und ohne erheblichen Mehraufwand an Eisen ausgeführt. Die Anlage wurde im Herbst 1928 in Betrieb genommen, und die Wandungen haben den sehr wechselnden starken Zug-, Druck- und Biegungsbeanspruchungen vollauf standgehalten. Die Ausführung der Zementsilos sowie die Ausarbeitung des Projektes erfolgten durch die Nast-Bau-Akt.-Ges. in Gleiwitz.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Metallographische Ferienkurse an der Technischen Hochschule Berlin.

Unter Leitung von Prof. Dr.-Ing. Hanemann wird vom 5. bis 15. März ds. Js. ein systematischer Kursus, bestehend aus täglich 2 Stunden Vortrag und 4 Stunden Übungen an der Technischen Hochschule Berlin abgehalten werden, der für Teilnehmer bestimmt ist, die sich in die Metallographie einarbeiten wollen. Vom 17.—22. März wird ein Kursus für Metallographie abgehalten, ebenfalls mit täglich 2 Stunden Vortrag und 4 Stunden Übungen, der die neuesten Fortschritte der Metallographie behandelt: Röntgenforschungen, ternäre Legierungen, Theorie des Graugusses, Härtung und Wärmebehandlung von Stahl. — Die Teilnehmergebühr für den ersten Kursus beträgt 175 RM, für den zweiten Kursus 100 RM.

Anfragen und Anmeldungen sind an das Außeninstitut der Technischen Hochschule Berlin zu richten.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Wirtschaftslage. Der Abwicklungsprozeß des wirtschaftlichen Niederganges nimmt seinen Fortgang. Bemerkenswert ist die sinkende Grundtendenz der Preise. Alle Preisindizes des Monats Januar lagen gegenüber denen des Dezember durchweg nicht unwesentlich tiefer. So fiel der Großhandelsindex von 134,3 auf 132,3, die Lebenshaltungsindexziffer von 152,6 auf 151,6. Auch die Indexziffer der Baustoffpreise hat sich etwas gesenkt, ist aber immer noch höher als zur gleichen Zeit des Vorjahres, während die Indexziffer der reagiblen Warenpreise sich gegenwärtig auf dem tiefsten Stand seit der Währungsstabilisierung bewegt.

Die Hoffnung, daß die Entspannung des Geldmarktes auch auf den Kapital- und Realkreditmarkt übergreift, scheint berechtigt. So hat der Deutsche Sparkassen- und Giro-Verband in Auswirkung der Senkung des Reichsbankdiskonts den ihm angeschlossenen Sparkassen empfohlen, nicht nur die Zinssätze für die Sparkasseneinlagen sondern auch die Zinssätze für neu zu begebende Hypotheken um ½—1% herabzusetzen. Wenn auch noch nicht feststeht, in welchem Maße die einzelnen Sparkassen diesem Vorschlag nachkommen, so darf doch wohl hierin der Beginn einer Senkung der überhöhten Realkreditsätze gesehen werden. Auch die Belebung auf dem Pfandbriefmarkt hält an.

Dagegen hat die Arbeitslosigkeit auch in der Woche vom 3. bis 8. Februar d. J. nach dem Bericht der Reichsanstalt für Arbeitsvermittlung und Arbeitslosenversicherung noch immer nicht ihren Höhepunkt überschritten. Die Kurve der Hauptunterstützungsempfänger in der versicherungsmäßigen Arbeitslosenunterstützung, die Ende Oktober schon mit rund 890 000 sehr hoch einsetzte, dann von Woche zu Woche schneller anstieg, zwischen dem 15. und 31. Dezember, ihrer steilsten Phase, allein um 340 000 emporschnellte, dann seit Beginn des Jahres immer weiter, wenn auch Woche um Woche langsamer, anwuchs, ist auch in der Berichtszeit noch um 50 000 angestiegen; sie dürfte nach den Vormeldungen der Landesarbeitsämter am 6. Februar dicht an 2 260 000 liegen. Zu dieser Zahl unterstützter Arbeitsloser kommen noch rund 250 000 Krisenunterstützte, so daß rund 2,5 Millionen Hauptunterstützungsempfänger in der ersten Februarwoche — ungerechnet die Fluktuation innerhalb dieses Massenandrangs und die übrigen Arbeitsuchenden — den deutschen Arbeitsmarkt belasteten. An dieser großen Arbeitslosigkeit sind, trotz des milden Winters, die Außenberufe mit mehr als der Hälfte beteiligt. Die Entlassungen sind auch in der Berichtswoche noch nicht zum Stillstand gekommen. Da die Bauarbeiten nicht schroff durch eine plötzliche, heftige und anhaltende Frostperiode abgebrochen wurden, folgten die Entlassungen mehr dem

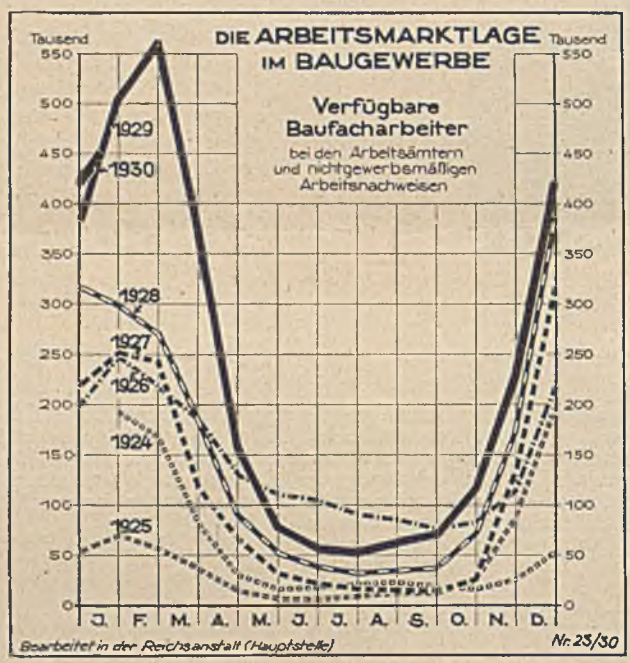
jeweiligen Abschluß der Bauvorhaben und laufen, mit dem Abklingen der Restarbeiten jetzt noch aus. Die Zurückhaltung in der Aufnahme neuer Bauprojekte und in der Auftragserteilung an die Baustoffindustrie hielt an; sie gibt zu ernsten Besorgnissen über Zeitpunkt und Grad der Frühjahrsentspannung allen Anlaß, wenn es nicht schnell gelingt, die Finanzkräfte auf dieses Schlüsselgebiet des Marktes soweit als möglich zu konzentrieren.

Fast in allen Bezirken ist ein weiterer Zugang an Arbeitssuchenden zu verzeichnen, der in erster Linie auf den wiedereingetretenen Frost und auf die Fertigstellung von Restarbeiten zurückzuführen ist. Die Neubautätigkeit ruht fast vollkommen.

Bei der Fertigstellung angefangener Bauten handelt es sich meist um kommunale Bauten und gemeinnützige Anstalten, wie Badeanstalten, Berufsschulen usw. (Rheinland). Die Neubautätigkeit ruht noch nahezu vollkommen; nur ganz vereinzelt wird von einer erst in den nächsten Tagen beabsichtigten Inangriffnahme von Bauten berichtet. Bemühungen der Arbeitsämter, den Beginn der Bauarbeiten durch Verhandlungen mit öffentlichen und privaten Bauherren so früh wie möglich zu veranlassen, sind vielfach infolge Kapitalmangels leider ergebnislos (Westfalen).

Im westfälischen Tiefbaugewerbe erhielten die Arbeitsämter Lüdenscheid, Arnsberg und Bielefeld Zugänge an Arbeitssuchenden durch Beendigung der Arbeiten an den Ferngasleitungen. Das Tiefbaugewerbe in Südwestdeutschland war nicht mehr aufnahmefähig; die Zahl der beschäftigten Notstandsarbeiter konnte hier auf der Höhe der Vorwoche gehalten werden.

Die gegenwärtige Arbeitslosigkeit bleibt gegenüber der gleichen Zeit des vorjährigen, außerordentlich strengen Winters nur gering zurück. Die Zahl der bei den Landesarbeitsämtern verfügbaren Baufacharbeiter betrug am 15. Januar 449 265 gegenüber 465 784 am 17. 1. 29. Den Grad der Arbeitslosigkeit im Baugewerbe zeigt die folgende Darstellung, die die Reichsanstalt in Nr. 4 des Reichsarbeitsblattes veröffentlicht:



Über die Wohnungs- und Baustoffwirtschaft in Preußen im Jahre 1929 machte im Landtag der Minister für Volkswohlfahrt Dr. Hirtsiefer u. a. folgende Ausführungen:

Es wurden an Wohnungen erstellt:

Im Jahre 1927 rund 180 000
,, ,, 1928 ,, 186 000
,, ,, 1929 ,, 199 000

Am 31. Dezember 1929 waren noch über 104 000 Wohnungen im Bau begriffen gegenüber einer Zahl von 96 000 Wohnungen am 31. Dezember 1928.

Diese starke Wohnungsproduktion ist durch eine übermäßige Inanspruchnahme von Krediten durch die Gemeinden möglich gewesen. Über die Entwicklung der Bautätigkeit im Jahre 1930 ließ sich der Minister dahingehend aus, daß öffentliche Wohnungsbaumittel aus der Hauszinssteuer voraussichtlich in dem gleichen Umfange zur Verfügung stehen werden wie in dem letzten Jahr.

Der Beginn der Bautätigkeit hat sich im verflossenen Jahre wegen des lang andauernden Frostes ganz wesentlich verzögert. Eine regere Bautätigkeit setzte erst Mitte des Jahres ein. Ein Anziehen der Preise war im allgemeinen nur zum Anfang der Bauperiode festzustellen, namentlich in Berlin für Ziegel. Ende des Jahres waren die Baustoffpreise gegen die Frühjahrspreise im allgemeinen niedriger.

Der Baukostenindex für das preußische Staatsgebiet hat nach den Ermittlungen der einzelnen Wohnungsfürsorgegesellschaften im Laufe des Jahres von 1,88 auf 1,92 angezogen, gegen Ende des Jahres fiel er auf 1,91.

Ein Mangel an Baustoffen konnte — abgesehen von der vorübergehenden Knappheit an Mauersteinen in Berlin — nicht beobachtet werden. Zur Zeit verfügen auswärtige Ziegeleien über reichliche Bestände. Nur die Provinz Brandenburg macht hiervon eine Ausnahme.

Die Bauhandwerkerlöhne wurden im Frühjahr erhöht und sind dann ziemlich gleich geblieben. In Berlin sind die Stundenlöhne für Maurer von 1,46 auf 1,53 RM und für Bauarbeiter von 1,21 auf 1,27 RM gestiegen.

Die Versorgung des Wohnungsbaues mit Hypotheken im Jahre 1929 ist zu Anfang des Jahres noch befriedigend, dann aber von Monat zu Monat schlechter geworden, und zwar im Gleichschritt mit dem rapide abwärts gehenden Pfandbriefabsatz. Der Neuverkauf in Pfandbriefen ist 1929 um rund ½ Milliarde gegenüber dem Vorjahre zurückgegangen. Während 1928 etwa 1,07 Milliarden (1927 rund 1,18 Milliarden) haben abgesetzt werden können, beziffert sich der Absatz aller Pfandbriefinstitute des Reiches für 1929 auf rund nur 570 Millionen — also ein bedenklicher Niedergang. Demgemäß haben denn auch die Pfandbriefinstitute vielfach die Hergabe von Hypotheken im Laufe des Jahres völlig einstellen müssen. Wenn schließlich hinsichtlich der ersten Hypothek eine akute Notlage im Laufe des Jahres noch nicht eingetreten ist und die Wohnungsbauten im ganzen, wenn teilweise auch mühsam, haben durchfinanziert werden können, so war das im erheblichen Maße auf die sehr verdienstliche Hilfe der öffentlichen Sparkassen zurückzuführen, die im Durchschnitt bis zu 50% ihrer Einlagebestände dem Hypothekenmarkt zugeführt haben und damit bis an die Grenze ihrer Leistungsfähigkeit gegangen sind.

Um so bedrohlicher sieht deshalb die Lage für das begonnene Baujahr aus. Da eine Besserung der Lage am Pfandbriefmarkt für die nächste Zeit kaum zu erwarten steht, da andererseits die Sparkassen ihre Kapazität schon überschritten haben und überdies für 1930 nach den Beschlüssen des Städtetages zur Konsolidierung der kurzfristigen Verschuldung ihrer Gewährsverbände herangezogen werden sollen, da weiterhin die Mittel aus den Zwischenkrediten des Reichs mit Abschluß des alten Etatsjahres trotz aller Vorstellungen der Länder endgültig zur Reichskasse vereinnahmt sein müssen, da endlich eine Kredithergabe vom Auslande, wie schon seit vielen Monaten so auch in der nächsten Zeit, nicht in Frage kommt, so sind in der Tat die Aussichten für die Finanzierung des Wohnungsbaues im Jahre 1930 denkbar trübe zu beurteilen.

Der Tiefbau gehört nicht zum Handwerk. Der Deutsche Industrie- und Handelstag und der Deutsche Handwerks- und Gewerbekammertag waren, um der Durchführung zahlreicher Streitigkeiten vorzubeugen, übereingekommen, Abgrenzungsrichtlinien für die Handwerks- und Nichthandwerksbetriebe im Tiefbau festzulegen.

In einer Aussprache am 28. Januar 1930 erkannten die Vertreter des Handwerks an, daß die Tiefbaubetriebe grundsätzlich nicht zum Handwerk gehören, sondern im Sinne von § 2 HGB. „gewerbliche Unternehmen sind, die nach Art und Umfang einen in kaufmännischer Weise eingerichteten Geschäftsbetrieb erfordern" und mithin wahlberechtigt und beitragspflichtig bei den Industrie- und Handelskammern sind.

Von den Vertretern der Industrie wurde anerkannt, daß ein gegenüber dem Gesamtunternehmen selbständiger Pflasterernebenbetrieb eines Tiefbaugeschäfts (im Sinne von § 104 o Abs. 2 der Gewerbeordnung), der dem handwerklichen Reichsverband für das Steinsetz-, Pflasterer- und Straßenbaugewerbe angeschlossen ist, zur Handwerkskammer gehört.

Gründung des Wupperverbandes. Der Landtag hat durch Gesetz vom 8. Januar 1930 (Preuß. Ges.-S. 1930 Nr. 3) die Gründung einer Genossenschaft mit dem Namen „Wupperverband" beschlossen.

Der Verband, der das Niederschlagsgebiet der Wupper von der Quelle bis zur Mündung in den Rhein umfaßt, hat u. a. folgende Aufgaben: Unterhaltung und Reinhalten der Wupper und ihrer Nebenflüsse, Regelung der Vorflut und Hochwasserschutz. Der Verband hat die für die Erfüllung seiner Aufgaben notwendigen Anlagen herzustellen und zu betreiben. Er ist gem. § 2, Ziffer 2 des Wuppergesetzes berechtigt, die das Verbandsgebiet durchfließenden Wasserläufe auszubauen.

Erweiterung städtischer Regiearbeiten in Königsberg? Die Stadtverordnetenversammlung in Königsberg hat auf Antrag der Kommunistischen Partei am 8. Januar 1930 durch Mehrheitsbeschluß den Magistrat ersucht, darauf hinzuwirken, „daß keine Aufträge, die von den städtischen Betrieben zu gleich günstigen Bedingungen selbst ausgeführt werden können, an Privatunternehmer vergeben werden". Hiergegen haben die ostpreußischen baugewerblichen Verbände, darunter auch die Ortsgruppe Ostpreußen, mit der Begründung Widerspruch erhoben, daß der Magistrat unmöglich gezwungen werden könne, an der Erdrosselung seiner eigenen Steuerzahler tätig mitzuwirken. Im übrigen stände dieser Antrag im Gegensatz zu der seit Jahren herrschenden Meinung der Reichs- und Länderregierung, wonach Arbeiten in eigener Regie nur in ganz beschränktem Maße

vorgenommen werden sollen, jedenfalls nur dann, wenn von vornherein feststeht, daß solche Arbeiten zur Vergebung an die in der Regel billiger arbeitenden Unternehmer ungeeignet sind.

Träger der Sozialversicherung und VOB. Auf eine Beschwerde, daß von einer Krankenkasse die Anwendung der VOB. bei der Ausschreibung und Vergebung ihres Verwaltungsgebäudes ausdrücklich abgelehnt worden sei, hat das Reichsversicherungsamt mit Schreiben vom 13. Jan. 1930 — Gem. Verm. I 987/29 / II 5/30 — geantwortet, daß den Landesversicherungsanstalten in einem Runderlaß vom 31. Oktober 1928 — II[4] 2807 — bereits empfohlen worden sei, die VOB. bei der Vergebung von Bauleistungen nach Möglichkeit zugrunde zu legen.

Diese Empfehlung hat das Reichsversicherungsamt in einem am 13. Januar 1930 an den Verband der Deutschen Berufsgenossenschaften E. V., den Verband der Deutschen landwirtschaftlichen Berufsgenossenschaften und den Reichsverband der Deutschen Landesversicherungsanstalten gerichteten Schreiben in Erinnerung gebracht.

Rechtsprechung.

Einschränkende Auslegung des Antrags auf Vollstreckbarkeitserklärung eines zum Teil zuungunsten des Antragstellers erlassenen Schiedsspruchs. (Beschluß des Kammergerichts, 22. Civilsenat, vom 22. März 1928 — 22 W 183/27.)

Aus einem Schiedsspruch findet die Zwangsvollstreckung statt, wenn er durch Beschluß für vollstreckbar erklärt ist (§ 1042, I, CPrO.). Gegen einen für vollstreckbar erklärten Schiedsspruch kann binnen einem Monat seit Kenntnis des Anfechtungsgrundes auf Aufhebung geklagt werden, jedoch nicht vor Rechtskraft der Vollstreckbarkeitserklärung. Die Aufhebungsklage ist nach Ablauf von zehn Jahren nach Rechtskraft der Vollstreckbarkeitserklärung unstatthaft (§ 1044, I u. II CPrO.).

Im vorliegenden Fall war die Vollstreckbarkeitserklärung eines Schiedsspruches beantragt, in welchem ein Teil der Kosten dem Antragsteller auferlegt war. Zwar war ganz allgemein beantragt, den Schiedsspruch für vollstreckbar zu erklären. Da der Antragsteller aber offenbar kein Interesse daran hat, die Vollstreckbarkeit des Schiedsspruchs auch insoweit herbeizuführen, als dieser zu seinen Ungunsten ergangen ist, insbesondere auch nicht unterstellt werden kann, daß der Antragsteller die Frist des § 1044, Abs. 2, Satz 2 (zehn Jahre seit Rechtskraft der Vollstreckbarkeitserklärung), auch für den ihn belastenden Teil des Schiedsspruchs, also zu seinen Ungunsten, in Lauf setzen will, so ist sein Antrag sinngemäß dahin aufzufassen, daß er den Schiedsspruch nur insoweit für vollstreckbar erklärt haben will, als er dadurch eine Zwangsvollstreckung betreiben kann.

Ist der Antrag auf Vollstreckbarkeitserklärung des Schiedsspruchs dahin aufzufassen, daß der Antragsteller nur den zu seinen Gunsten vollstreckungsfähigen Teil des Schiedsspruchs für vollstreckbar erklärt haben will, dann ist der Streitwert des Verfahrens aus § 1044 CPrO. nur nach dem Betrage des Anspruchs zu bemessen, wegen dessen der Antragsteller die Vollstreckung betreiben will, da sein Interesse an dem Vollstreckungsbeschluß sich auf jenen Betrag beschränkt.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 6. Januar 1928, S. 18.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 50 vom 12. Dez. 1929.

Kl. 4 c, Gr. 35. B 142 159. Bamag-Meguin Akt.-Ges., Berlin NW 87, Reuchlinstr. 10—17. Hilfsdichtung für Behälterabschlüsse, insbes. für Scheibengasbehälter. 26. II. 29.

Kl. 5 a, Gr. 25. R 71 489. Clarence Edward Reed, Wichita, Kansas, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Räumer für Tiefbohrer, bei welchem der Bohrkopf eine mittlere Bohrung für Spülflüssigkeit aufweist und die Räumerwalzen in seitlichen Vertiefungen angeordnet sind. 13. VI. 27. V. St. Amerika 21. III. 27.

Kl. 5 a, Gr. 34. Q 1673. Otto Quaeck, Königsberg i. Pr., Sackheimer Hinterstr. 29. Dreibockwinde für Brunnenbohrungen, mit Handbremse und Sperrad. 28. VI. 29.

Kl. 5 c, Gr. 8. M 96 340. Dr.-Ing. Karl W. Mautner, Frankfurt a. M. Schaumainkai 101—103. Eisenbetontübbinge für Schächte, Strecken, Stollen usw. 29. IX. 26.

Kl. 5 c, Gr. 9. D 54 495. Adolf Dietze, Castrop-Rauxel I, Hellweg 3. Kappschuh, dessen zwischen Kappe und Stempel liegender Teil zwei übereinander liegende Schleifen bildet. 7. XII. 27.

Kl. 5 c, Gr. 9. D 56 227. August Eckey, Bochum, u. Bernhard Droste, Bottrop, Osterfelder Str. 73. Verbindungsstück zwischen Kappe und Stempel bei polygonartigem Streckenausbau. 26. VII. 28.

Kl. 5 c, Gr. 9. H 108 384. Hüser & Weber, Sprockhövel-Niederstüter. Nachgiebiger Kappschuh für den Streckenausbau, bestehend aus einem Z-förmigen Blechstreifen und einer Klammer. 12. X. 26.

Kl. 5 c, Gr. 9. T 36 491. Alfred Tiemann, Dortmund, Brandenburger Str. 13. Aus einer schmiedeeisernen Platte bestehende Fußstütze für eiserne Grubenstempel. 1. III. 29.

Kl. 5 c, Gr. 9. V 23 934. Ernst Günther Vallentin, Homberg, Niederrhein. Gebogener, nachgiebiger Grubenausbau aus Eisen, bei welchem die aneinanderstoßenden Teile der Segmente von einer Muffe umfaßt werden. 24. V. 28.

Kl. 5 d, Gr. 14. G 74 124. Max Goebel, Recklinghausen-Süd, Hochlarmarckstr. 74. Vorrichtung zum Versetzen von Bergen in abgebauten Flözteilen. 13. VIII. 28.

Kl. 5 d, Gr. 14. V 23 869. Ernst Günther Vallentin, Homberg, Niederrhein, Duisburger Str. 190. Auf der Schüttelrutsche gleitend verlagerte und durch Preßluftkolben betätigte Bergeversatzmaschine mit periodischer Wurfbewegung. 5. V. 28.

Kl. 19 a, Gr. 23. K 96 611. Dipl.-Ing. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Schienentragwerk für Hängeschnellbahnen mit sehr hohen Geschwindigkeiten, insbes. mit durchgehend verschweißten oder an den Stoßstellen fugenlos verspannten Schienen. 11. XI. 25.

Kl. 19 a, Gr. 23. K 104 085. Dipl.-Ing. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Schienentragwerk für Hängebahnen mit sehr hohen Geschwindigkeiten, insbes. mit durchgehend verschweißten oder an den Stoßstellen fugenlos verspannten Schienen; Zus. z. Anm. K. 96 611. 4. V. 27.

Kl. 19 c, Gr. 2. M 99 190. Bauindustrie Gesellschaft m. b. H., Krefeld. Verfahren zur Herstellung von Stampf-Betondecken. 9. IV. 27.

Kl. 19 d, Gr. 5. G 73 344. Gutehoffnungshütte Oberhausen Akt.-Ges., Oberhausen, Rhld. Antrieb für Drehbrücken. 10. V. 28.

Kl. 20 i, Gr. 4. G 76 774. Gutehoffnungshütte Oberhausen Akt.-Ges., Oberhausen, Rhld. Herzstück aus Vollkopfschienen für Rillenschienenweichen. 24. VI. 29.

Kl. 20 i, Gr. 4. K 115 940. Julius Keller, Rheydt, Limitenstr. 89. Weiche für Grubenbahnen. 31. VII. 29.

Kl. 20 i, Gr. 36. T 36 671. Telephon-Apparat-Fabrik E. Zwietusch & Co., G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg, Salzufer 6/7. Blockschaltung für führerlose elektrische Bahnen. 28. III. 29.

Kl. 35 b, Gr. 3. D 51 238. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Wippkran mit Spitzenauslegern. 11. IX. 26.

Kl. 35 b, Gr. 3. D 54 092. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Wippkran; Zus. z. Anm. D 52 634. 13. X. 27.

Kl. 37 a, Gr. 5. L 70 656. Paul Liese, Berlin-Tempelhof, Dreibundstraße 44. Glaseisenbetonwand mit Sicherung der Lage der Glaskörper durch Abstandhalter. 7. I. 28.

Kl. 37 a, Gr. 6. B 124 666. Jules Louis Badel, Genf, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Massohn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Wand- und Dachfachwerk aus rechteckigen und durch Streben ausgesteiften Rahmenbauteilen. 24. III. 26. Schweiz I. IV. 25.

Kl. 37 b, Gr. 2. T 34 654. Geerto Aeilko Sebo Snijder, Amsterdam; Vertr.: Rudolf Gail, Pat.-Anw., Hannover. Baukörper für Bau- und Isolierzwecke aus langfaserigem Stoff mit Bindemitteln. 17. XII. 26.

Kl. 42 c, Gr. 42. A 58 753. Askania-Werke A.-G., vorm. Centralwerkstatt Dessau und Carl Bamberg-Friedenau, Berlin-Friedenau, Kaiserallee 87/88. Geophysikalisches Instrument, insbes. Seismograph, zum Aufzeichnen geophysikalischer Vorgänge unter der Erdoberfläche oder unter Wasser. 10. VIII. 29.

Kl. 80 a, Gr. 7. M 94 447. Paul Ziegler, Clausthal. Verfahren zur Bereitung von Mörtel, Beton u. dgl. an der Baustelle. 8. XII. 26.

Kl. 80 b, Gr. 25. M 104 838. Dr.-Ing. Robert Mezger, Stuttgart, Pischekstr. 19, u. Dr. Richard Engler, Stuttgart-Cannstatt, Olgastr. 76. Verfahren zum Stabilisieren von Bitumenemulsionen unter Verwendung von alkalisch reagierenden Salzen als Stabilisatoren. 18. V. 28.

Kl. 80 b, Gr. 25. R 72 857. Dr. F. Raschig G. m. b. H., Ludwigshafen a. Rh. Verfahren zur Herstellung von wasserarmen Bitumenemulsionen. 1. VI. 27.

Kl. 81 e, Gr. 128. L 61 719. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Berlin W 8, Wilhelmstr. 71. Kippenräumer mit Pflugschar. 21. XI. 24.

Kl. 81 e, Gr. 136. K 111 690. Fried. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Austragvorrichtung. 18. X. 28.

Kl. 84 b, Gr. 1. S 78 575. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin-Siemensstadt. Schachtschleuse mit Sparbecken. 26. II. 27.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Ingenieurgeologie. Herausgegeben von Prof. Dr. K. A. Redlich, Prof. Dr. K. v. Terzaghi, Privatdozent Dr. R. Kampe. Mit Beiträgen von Fachgelehrten. X, 708 S., mit 417 Abb., Preis geb. RM 57.—. Verlag Julius Springer, Wien-Berlin, 1929.

Aus dem Titel des Werkes ist zu schließen, daß der wesentliche Inhalt desselben sich mit mannigfachen Problemen sowohl des Ingenieurbauwesens als auch jenen der Geologie befaßt. Ansätze zu solchen Arbeiten dieses gemeinsamen Gebietes sind, wie im Vorworte dieses Werkes betont wird, schon älteren Datums, und vielleicht wird auch dieses Werk den Anfang einer neuen Richtung gemeinsamer Arbeit bedeuten.

Das Werk wird in 15 Hauptkapitel gegliedert. Bereits im Kapitel I bespricht Redlich die für die Baupraxis äußerst wichtigen geophysikalischen Methoden, während Kapitel II, von demselben Autor behandelt, gewissermaßen mehr rein geologische Probleme vorstellt, deren Kenntnis natürlich zum logischen Aufbau des weiteren Werkes nötig ist. Im Kapitel III werden von Preclik und Kühn die allgemeinen Untersuchungsmethoden für die Beurteilung der Gesteine für bestimmte technische Zwecke, sowie Steinsicherung an bestehenden Bauwerken erörtert. Im Kapitel IV bespricht Redlich die verschiedenen Erze und sonstige von der technischen Praxis verwendeten Mineralien, die verschiedenen feuerfesten Rohprodukte und die Bindemittel zur Betonbereitung. In den Kapiteln V, VI, VII beleuchtet Redlich wieder mehr rein geologische Probleme, wie die Gebirgsbildung, die Erdbeben und die geologische Karte, wohingegen im Kapitel VIII derselbe Autor als Sonderfachmann das Wissenswerteste über die Lagerstätten bringt. Von dem in der Fachwelt schon längere Zeit bekannten Erdbaustatiker Terzaghi werden im Kapitel IX die Haupttypen der Untergrundmaterialien, die Raumbeständigkeit, Korngröße und die kolloidalen Bestandteile, die Kohäsion und innere Reibung, sowie endlich für die Festigkeitsrechnung der Bodeneigenschaften wichtige Probleme erörtert und besondere Kennziffern für technische Zwecke festgelegt, sowie die Bodenarten für bautechnische Zwecke klassifiziert. In demselben Hauptkapitel werden dann von Scharrer die Einteilung und Eigenschaften des Bodens vom Standpunkte des Landwirtes vorgeführt. Im Kapitel X bespricht Terzaghi den Gebirgsdruck auf Tunnelrohren und Schächte mit der mannigfaltigen Reihe von verschiedenen Problemen, die eben im Tunnelbau sich verdichten; auch der Schweizer Baufachmann Gruner kommt zum Worte in der Behandlung des Druckstollenproblems. Das Kapitel XI, wieder von Terzaghi und dem Praktiker Apfelbeck behandelt, beinhaltet die verschiedenen Erdrutschungen und das schwierige und umfangreiche Gebiet der Tragfähigkeit des Baugrundes, sowie die Setzungserscheinungen; weiter die Gründung von Stauwerken, sowie Gründungsarbeiten auf den verschiedenen Moorböden, endlich das heutzutage immer mehr und mehr wichtiger werdende Gebiet der Straßenbaugeologie. Im Kapitel XII erörtert Kampe das Meteor-, Boden-, Fluß- und Meerwasser und beleuchtet sodann die verschiedenen mannigfachen Probleme des Grundwassers und alles Wissenswerte der Quellen in ihren umfangreichen Abarten. In den drei letzten Hauptkapiteln XIII, XIV, XV werden wieder von Redlich, Schoklitsch, Rüger die verschiedensten Veränderungen der Erdoberfläche durch bewegte Medien, wie die Tätigkeit der Luft, des fließenden Wassers, See- und Meerbildung, die Bildung von Schnee und Eis und dgl., zur Kenntnis gebracht.

Es kann selbstverständlich nicht Sache einer Buchbesprechung sein, auf die verschiedensten Einzelheiten dieses Standardwerkes einzugehen; auch werden gar manche in diesem Werke behandelten Probleme mit dem Fortschreiten der wissenschaftlichen Erkenntnis stetigen Änderungen unterworfen sein. Aber soviel läßt sich ganz eindeutig sagen, daß meines Erachtens alle jene Probleme des Ingenieurbauwesens, die nur halbwegs mit der Erde und ihren Einzelbestandteilen in irgendeiner Art zusammenhängen, in diesem Werke ganz großartig beleuchtet sind. Der Hochbauer, der Straßen- und Eisenbahnbauer findet hier ein ausgezeichnetes Nachschlagewerk, wie der Wasserbauer, der Bergmann und der Landwirt. Sie alle werden hier Erscheinungen erklärt vorfinden, die gar manchen von ihnen im Laufe ihrer Praxis unterlaufen. Ingenieur und Geologe werden in ihrem schwierigen Arbeiten zusammengebracht, hoffentlich zum weiteren Ausbau und damit zum Nutz und Frommen beider Richtungen. Da auch der Verlag, was Ausstattung und Druck des Buches anbelangt, sein Bestes geleistet hat, kann dieses Prachtwerk nicht nur allen vorgenannten Ingenieurrichtungen, sondern auch dem Geologen zum Studium auf das wärmste empfohlen werden. A. Nowak, Prag.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).
Fernsprecher: Zentrum 15207. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100329.

An unsere Mitglieder!

Der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen ist wie auch anderen Organisationen des Bauwesens folgende Zuschrift nebst Satzungsentwurf für eine neue Gesamtorganisation des Bauwesens zugegangen, die im Auszug folgt.

„In weiten Kreisen der deutschen Technik wird seit Jahren die allzu große Vielgestaltigkeit, die das technische Vereinswesen im Laufe des letzten Jahrzehntes angenommen hat, als unwirtschaftlicher Verbrauch von Kräften und Mitteln empfunden. Ganz besonders trifft dies für das Gebiet des Bauwesens zu. Hier herrscht bekanntermaßen seit langem eine starke Geltung und Gewicht des deutschen Bauwesens im In- und Ausland zweifellos herabsetzende Zersplitterung. Das Vorhandensein einer ganzen Reihe von Organisationen, deren Ziele nicht sehr wesentlich von einander verschieden sind und deren Arbeitsgebiete sich stark überschneiden, hat dazu geführt, daß die Kräfte des einzelnen durch die Notwendigkeit, seine beruflichen und fachlichen Interessen durch die Mitgliedschaft in mehreren Organisationen gleichzeitig suchen zu müssen, über Gebühr in Anspruch genommen werden und naturgemäß erlahmen, und daß trotz unverhältnismäßig großen Verwaltungsaufwandes der Gesamtwirkungsgrad der technischen und wissenschaftlichen sowie der beruflichen Gemeinschaftsarbeit im Bauwesen nur als bescheiden bezeichnet werden kann.

In der Erkenntnis, daß die Änderung dieser Verhältnisse nicht nur für das gesamte Bauwesen sehr erwünscht, sondern auch bei der Lage unseres Volkes, die auch die geringste Vergeudung von Kräften und Mitteln nicht gestattet, äußerst dringlich ist, haben sich im März 1929 eine Reihe von Angehörigen der folgenden Organisationen zu einer zwanglosen Erörterung von Maßnahmen in dieser Richtung zusammengefunden:

1. Verband deutscher Architekten- und Ingenieurvereine,
2. Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen,
3. Freie Akademie des Städtebaues,
4. Verein für Eisenbahnkunde,
5. Hafenbautechnische Gesellschaft.

Von allen Beteiligten wurde dabei die Notwendigkeit anerkannt, jetzt den Versuch zu machen, brauchbare Vorschläge zur wirksamen Sammlung aller Kräfte im Bauwesen zu gewinnen, und mit dieser Aufgabe ein kleiner Kreis von Personen betraut, die auf der einen Seite mitten im praktischen Vereinsleben stehen, auf der anderen Seite bereit waren, sich ohne Bindung durch Organisationsbeschlüsse oder dergl., nur als Privatpersonen, dieser Aufgabe zu unterziehen.

Die unterzeichneten Mitglieder dieses Kreises sind zu der Überzeugung gelangt, daß es bei allseitigem guten Willen und einiger Opferwilligkeit für das große Ziel durchaus möglich ist und gelingen muß, zu einer einheitlichen, wirklich lebens- und leistungsfähigen Gesamtorganisation auf dem Gebiete des Bauwesens auf neuer und bei anderen Großorganisationen bewährter Grundlage zu gelangen.

Sie unterbreiten hiermit der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen als Ergebnis ihrer Arbeiten den Vorschlag, „mit anderen Vereinen und Verbänden des Bauwesens — zunächst mit den obengenannten — zusammen eine neue Gesamtorganisation, die Deutsche Gesellschaft für Bauwesen auf Grund der beigefügten Satzung zu schaffen" und die hierfür erforderlichen Beschlüsse zu fassen. Gleichzeitig bitten sie die Angelegenheit mit tunlichster Beschleunigung zu behandeln und so zu fördern, daß gegebenenfalls zu Beginn des Jahres 1930 gemeinsame Beratungen von bevollmächtigten Vertretern stattfinden können." . . . . . .

Mit vorzüglicher Hochachtung

gez. Busch, Ministerialrat z. D. — gez.: Dr.-Ing. Giese, Prof. a. d. Techn. Hochschule, Berlin

gez.: Dr.-Ing. Hertwig, Geh. Reg.-Rat, Prof. a. d. Techn. Hochschule, Berlin — gez.: Lübbers, Oberbaurat, Bremen

gez.: Schenck, Dir. b. d. Reichsbahn, Frankfurt a. M.

Beglaubigt: gez.: Runge.

Der Satzungsentwurf ist im wesentlichen den Satzungen der D. G. f. B. und des VdI nachgebildet. Exemplare dieses Entwurfes sind, soweit der Vorrat reicht, durch die Geschäftstelle der D. G. f. B., Berlin NW 7, Friedrich-Ebertstr. 27, zu bekommen. Bei der grundlegenden Bedeutung dieses Vorschlages — es handelt sich dabei um nichts anderes als um ein Aufgehen der in Betracht kommenden bestehenden Organisationen des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieurvereine, der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, der Freien Akademie des Städtebaues, des Vereins für Eisenbahnkunde und der Hafenbautechnischen Gesellschaft in der neuen Gesellschaft für Bauwesen — erhalten unsere Mitglieder hierdurch bereits jetzt Kenntnis: Die Angelegenheit soll in nächster Zeit die Vorstandssitzung der D. G. f. B. beschäftigen und voraussichtlich in der Ordentlichen Mitgliederversammlung der D. G. f. B. behandelt werden. Es ist erwünscht, daß Äußerungen aus Mitgliederkreisen schon jetzt der Geschäftstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, eingesandt werden.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.