

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das Gesamtgebiet des Bauwesens, über Baustoff und Konstruktionen, über wirtschaftliche Fragen und verfolgt auch die für den Bauingenieur wichtigen Normungsfragen. Originalbeiträge nehmen an:

Professor Dr.-Ing. Max Förster, Dresden } Technische Hochschule, Bauingenieur-
Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden } Gebäude. George Bähr-Straße 1
Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B., Technische Hochschule;
Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. W. Petry, Direktor des Deutschen Beton-Vereins Obercassel
(Siegkreis)

Dipl.-Ing. W. Rein, Leiter der techn. Abteilung des Deutschen Eisenbau-Vereins
Berlin W 9, Linkstraße 16;

Alle sonstigen, für die Schriftleitung bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Dresden, Technische Hochschule, Bauingenieur-Gebäude,
George Bähr-Straße 1.

erscheint wöchentlich und kann im **In- und Auslande** durch jede Sortimentsbuchhandlung, jede Postanstalt oder den unterzeichneten Verlag bezogen werden. Preis vierteljährlich für das In- und Ausland 7,50 Goldmark (1 Gm. = 10/42 Dollar nordamerikanischer Währung). Hierzu tritt bei direkter Zustellung durch den Verlag das Porto bzw. beim Bezuge durch die Post die postalische Bestellgebühr. Einzelheft 0,80 Goldmark zuzüglich Porto.

Mitglieder des Deutschen Eisenbau-Vereins, des Deutschen Beton-Vereins, sowie der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen haben bei direkter Bestellung beim Verlag Anspruch auf einen Vorzugspreis.

Preis der Inland-Anzeigen: Ganzseiten: 180 Goldmark.

Kleine Anzeigen: 0,18 Goldmark für die einspaltige Millimeter-Zelle.

Bei 13 26 52 maliger Wiederholung innerhalb Jahresfrist

Bei 10 20 30% Nachlaß. Für Vorzugsseiten besondere Vereinbarung.

Die Umrechnung des Goldmarkbetrages erfolgt zum amtlichen Berliner Dollarkurs am Tage des Zahlungseingangs. 4,20 Goldmark = 1 Dollar. Die Zahlung hat innerhalb 5 Tagen nach Rechnungsdatum (für Gelegenheitsanzeigen und Stellengesuche sofort bei Bestellung) **nur** auf Postscheckkonto 118935 Berlin **Julius Springer** abzug- und spesenfrei zu erfolgen. Bei Zahlungsverzug werden die üblichen Bankzinsen berechnet. Klischee-Rücksendungen erfolgen zu Lasten des Inserenten.

VERLAGSBUCHHANDLUNG JULIUS SPRINGER, BERLIN W 9, LINK-STRASSE 23/24.

Fernsprecher: Amt Kurflirst 6050-53.

Drahtanschrift: Springerbuch Berlin.

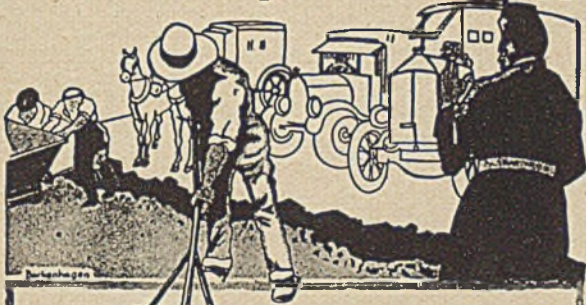
Reichsbank-Giro-Konto. Deutsche Bank, Berlin, Depositen-Kasse C. Postscheckkonten: für Bezug von Zeitschriften und einzelnen Heften: Berlin Nr. 20 120 Julius Springer, Bezugsabteilung für Zeitschriften; für Anzeigen, Beilagen und Bücherbezug: Berlin Nr. 118935 Julius Springer.

INHALT

* bedeutet Abbildungen im Text.

	Seite		Seite
Die wirtschaftliche Querschnittsgestaltung der Untergundtunnels. Von Obergingenieur Gerliard Seidel, Berlin-Karlshorst	547*	Kurze technische Berichte	562
Zum 70. Geburtstag von John R. Freeman, Consulting Engineer in Providence, Rhode Island. Von Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden	551	Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. — Zuschrift zum Aufsatz Rieckhof in Heft 7. — Erwiderung auf diese Zuschrift.* — Vortrag über den „bayerischen Traß“ und seine technische Verwendung. — Zuschrift zum Aufsatz Walch in Heft 4. — Einfluß der Sandfeuchtigkeit auf das Betonmischungsverhältnis. — Zement mit hohen Anfangsfestigkeiten aus titanreichen Erzen. — Vortrag in Kaiserslautern vom V. D. I. — Verstärkung einer gußeisernen eingleisigen Eisenbahnbrücke.* — Deutsche Ostmessens 1926.	568
Großraumförderung auf Grube Marga der Ilse Bergbau A.-G., Senftenberg N.-L. Von Dr.-Ing. Paul Boros, Obergingenieur der Industriebau-Akt.-Ges., Berlin	552*	Wirtschaftliche Mitteilungen	568
Über Rechenproben bei der Berechnung vielfach statisch unbestimmter Systeme. Von Dr.-Ing. Günter Worch, Darmstadt	554*	Öffentliches oder beschränktes Wettbewerbsverfahren. — Rechtsprechung. — Verbandsmitteilungen.	569
Präsident a. D., Geheimer Justizrat Dr. jur. Emil Guggenheimer †, Vorstandsmitglied des Reichsverbandes der deutschen Industrie. Von Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden	559	Patentbericht	569
Hilfsmittel zur Ermittlung von Silowandrücken. Von Prof. Dr.-Ing. Walther Kunze, Dresden	559*	Bücherbesprechungen	569
Zuschrift zum Aufsatz Rieckhof in Heft 7. Beitrag zur experimentellen Lösung statisch unbestimmter Systeme. Von Ing. Ladislaus Fejmer, Budapest	561*	Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen	569
		Ortsgruppe Rheinland-Westfalen. Vortrag des Baudirektors Dr.-Ing. e. h. Helbing am 13. Juni 1925 im Sitzungssaal der Emschergenossenschaft.	

Sie können gleich fahren!



Hier wird ja mit **hochwertigem** Portland-Cement gearbeitet

Hohe Anfangs - Festigkeiten,

unter gleichzeitiger Gewährleistung der Raumbeständigkeit und des normalen Abbindens sind die besonderen Kennzeichen unseres

hochwertigen Portland-Cements

Anfragen bitten zu richten **an unsere Händler oder an unsere Verkaufsstellen:**

Berlin-Wilmersdorf
Nikolsburger Platz 6-7

Stettin
Bollwerk 4-5

Halle a. d. S.
Martinsberg 15

Hamburg 1
Lange Mühlen 9
(Südsee-Haus)

Hannover
Prinzenstr. 21

Oppeln
Hippelstr. 10

Norddeutscher Cement - Verband G. m. b. H.

Hauptstelle BERLIN-WILMERSDORF, Nikolsburger Platz 6-7

Esslingen



PUMPE - WARMWASSER - HEIZUNGS - ZENTRAL

Zentralheizungen

Lüftungs- und Warmwasserversorgungs-Anlagen
für Gebäude und ganze Gebäudegruppen.
Fernheizwerke und Abwärmeverwertung.

1425 München

Maschinenfabrik Esslingen
in Esslingen

DEFRIES
"Stella"

Kabelwinden
Flaschenzüge
u. Kleinhebezeuge
aller Art für
Handbetrieb.

*
SOFORT AB LAGER



DEFRIESWERKE A.-G.
DÜSSELDORF · SCHLISSFACH 42

GHH

GUTEHOFFNUNGSHÜTTE OBERHAUSEN-RHLD.

**WEICHEN
KREUZUNGEN**



FÜR GLEISANLAGEN AUS ALLEN SCHIENENARTEN FÜR STAAT-, INDUSTRIE-, ANSCHLUSS-, KLEIN-, STRASSEN- u. GRUBENBAHNEN. ZÜNGENVORRICHTUNGEN, HERZSTÜCKE, WEICHENSTELLBOCKE, FEDERUMSTELLKÄSTEN, PRELLBOCKE

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang

24. Juli 1925

Heft 16

DIE WIRTSCHAFTLICHE QUERSCHNITTSGESTALTUNG DER UNTERGRUNDTUNNEL.

Von Oberingenieur Gerhard Seidel, Berlin-Karlshorst.

Noch in letzter Zeit¹⁾ wurde als Grundform der Untergrundbahntunnel der Trog angegeben: es wurde damit wieder ein Körper von durchweg gleichen mechanischen Eigenschaften zum Gegenstand der Berechnungen gewählt, der leider in Wirklichkeit weder hergestellt wird, noch überhaupt herstellbar ist. Es wurden überdies auch dem ideellen Körper am Übergang von der Wand zur Sohle Fähigkeiten zugemutet, die er nicht besaß. Auch unter dem Gesichtspunkt der Wirtschaftlichkeit hat sich z. B. beim Bau der AEG.-Schnellbahn als zweckmäßig gezeigt, daß man besser die Seitenwände als einfache Balken auf zwei Stützen behandelt, die von der Decke und der Sohle gestützt werden. Die Sohle wird durch eine entsprechende Fuge von der Seitenwand getrennt und nun als zwischen den Seitenwänden gelagertes, umgekehrtes Gewölbe behandelt.

Durch diese neue Grundform des Tunnelquerschnittes wird erreicht:

1. Eine einfache, übersichtliche und vor allem statisch einwandfreie Berechnung der einzelnen Teile, wie Decke, Seitenwand und Sohle;
2. die Entlastung der Sohle von der gesamten Last des Bauwerks, wodurch unwirtschaftliche Abmessungen der Sohle vermieden werden.

Die von vielen Untergrundbahnstatikern noch bevorzugte starre Verbindung zwischen Seitenwand und Sohle bezweckt, daß die gesamte Last des Bauwerks in ganzer Breite der Tunnel-

der Seitenwand einfach vernachlässigt worden. Das ist aber nur dann möglich, wenn diese Bewegung keine Änderung **äußerer** Lasten hervorruft, also: einmal wenn die Seitenwände im Schlamm Boden stehen, der sich ähnlich wie Wasser verhält, zum anderen, wenn man einen Tunnelquerschnitt für ein freistehendes Bauwerk ansieht. Das letztere muß aber entschieden als Fehler bezeichnet werden. Vergewagt man sich, wie stark die Ausschaltungsbohlen in den meisten Fällen nach der Baugrube zu durchgebogen sind, und stellt sich nun vor, daß die dahinter sitzende Erdlast eine Bewegung nach außen mitmachen soll, so ist leicht einzusehen, daß dadurch passive Widerstände des Erdkörpers entstehen, mithin die Seitenwände und die Sohle wesentlich höher belastet werden.

Muß aber die Richtigkeit dieser Ausführungen zugegeben werden, so ist es dann einfach Pflicht, den Tunnelquerschnitt so zu gestalten, daß man bei der statischen Berechnung sowohl in der Sohle als auch an den Seitenwänden das Auftreten passiver Drücke entweder ganz vermeidet oder diese in ihrer wirklichen Größe einwandfrei bestimmt und in Rechnung stellt. Die einwandfreie Berechnung ist aber nur möglich, wenn die Last des Bauwerks nicht auf die ganze Sohle übertragen wird, sondern nur unter den Seitenwänden oder Stützenfundamenten den Baugrund belastet. Die Verteilung des Bodendrucks unter der Sohle ist nicht bestimmbar, sondern wird nur angenommen. Von dieser Annahme hängt aber wesentlich die Beanspruchung des

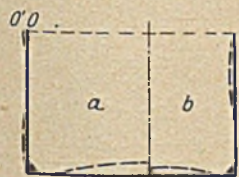


Abb. 1.



Abb. 3.

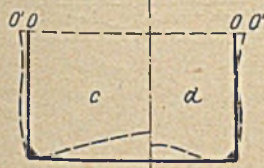


Abb. 2.



Abb. 4.

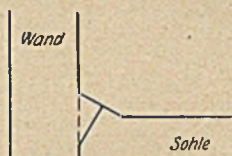


Abb. 5.

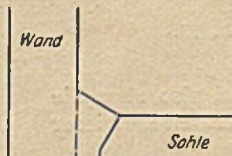


Abb. 6.

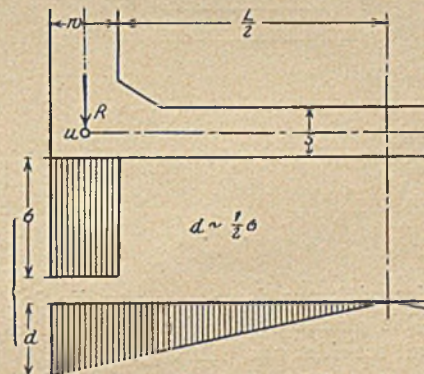


Abb. 7.

sohle auf den Baugrund übertragen wird. Wenn hierbei auch in der Sohlenmitte durch das Eckmoment eine scheinbar günstige Einwirkung gewonnen wird, so geht dieser Vorteil doch durch den Materialaufwand in der Ecke verloren; wozu noch infolge der an der Außenseite liegenden Eiseneinlagen eine Erschwerung der Dichtungsarbeiten tritt. Von der Größe der Sohlenbelastung und dem gegenseitigen Abstand der Seitenwände wird es abhängen, ob der Tunneltrogl sich nach „a“ oder „b“ (Abb. 1) es abbiegt. Dabei ist der Einfluß der Decke auf eine Verschiebung des oberen Auflagers der Seitenwand beiseite gelassen. Jede gewölbte Decke aber wird, gleichgültig ob mit oder ohne Zugband, eine Verschiebung des Punktes O nach O' entsprechend „c“ bzw. „d“ (Abb. 2) herbeiführen. Dasselbe ist aber auch der Fall infolge Wärmeausdehnung hochliegender gerader Decken. Diese Tatsache ist bisher bei den Berechnungen

ganzen Bauwerks ab. Ferner wird durch die Verkehrsbelastung im Tunnel ein fortwährender Wechsel herbeigeführt, wodurch im ungünstigsten Fall einmal die Seitenwand nach außen (Abb. 3), das andere Mal nach innen (Abb. 4) gedrückt wird. Diese Verhältnisse zwingen ihrer Unübersichtlichkeit wegen dazu, den gegenseitigen Einfluß von Wand und Sohle so viel als möglich auszuschalten. Das geschieht am einfachsten durch Anordnung einer Fuge nach Abb. 5 oder nach Abb. 6 mit verbreitertem Wandfuß.

Um das Verfehltete der bisherigen Sohlenbelastung zu zeigen, sei auf nachstehende Beziehungen hingewiesen: Bei Annahme starrer Eckverbindung kommt die Resultierende der Vertikalkräfte „R“ bis „u“ (Abb. 7) geschlossen herab, d. h. der Druck erfolgt ziemlich gleichmäßig in der ganzen Breite der Seitenwand. Von diesem Augenblick an soll er sich plötzlich als Dreiecksbelastung über die halbe Sohle verteilt haben. Diese Annahme hätte nur dann eine Berechtigung, wenn „w“ und „s“

¹⁾ Bauingenieur 1924, Heft 16.

gegenüber $\frac{L}{2}$ sehr groß wären. Das trifft aber für Tunnel wohl niemals zu. Denkt man sich die Wand ohne Verbindung mit der Sohle, so wird $\sigma = \frac{R}{20 \cdot 1,0}$, dieser Wert ist aber ein Mehrfaches der Belastungshöhe „d“. Es ist gar nicht vorstellbar, wie nun auf einmal der Sprung von σ auf d herab vor sich gehen soll. Zieht man zum Vergleich irgendwelche andere Fundamentsohle heran, so wird nie anders gerechnet, als daß $\sigma = \frac{2R}{3 \cdot e \cdot 1,0}$ sei (Abb. 8). Bei einer verhältnismäßig so dünnen und elastischen Fundamentplatte wie die Sohle soll das nicht mehr gelten? Das kann nicht richtig sein.

Für die weitere Betrachtung des gegenseitigen Einflusses von Sohle und Baugrund sind deshalb die Wechselbeziehungen festzulegen, wobei, abgesehen von felsigem oder minderwertigem Baugrund, gelten kann, daß die Tragfähigkeit des Baugrundes mit seiner Dichtigkeit (erzeugt durch Einstampfen, schwere Lasten u. a.) zunimmt.

1. Annahme: „Starre Sohle, elastischer Baugrund, — gleichmäßige Lastverteilung über die ganze Sohlenfläche.“

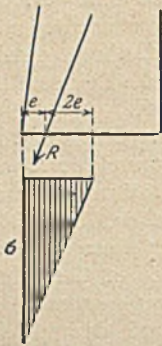


Abb. 8.

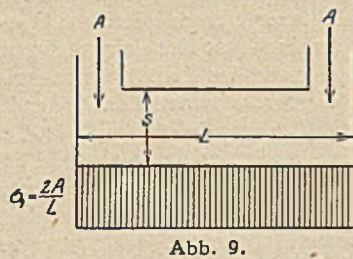


Abb. 9.

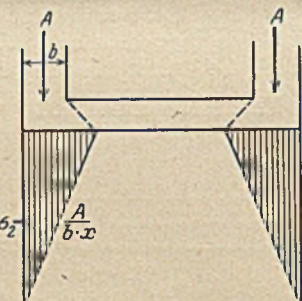


Abb. 10.

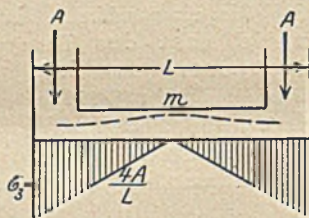


Abb. 11.

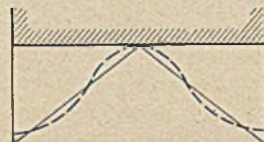


Abb. 12.

Dies trifft nur dann zu, wenn die Sohle starr ist, also etwa die 3- bis 4fache Stärke der üblichen Ausführung erhielte. Dieser Fall scheidet aus (Abb. 9).

2. Annahme: „Starrer Baugrund, elastische Sohle gewöhnlicher Ausführung, — Lastaufnahme nur unter den Kraftangriffsstellen.“ Dies trifft kaum bei bestem, sorgfältigst befestigtem Baugrund zu. Bei Felsgrund aber baut man anders (Abb. 10).

3. Annahme: „Elastische Sohle, elastischer Baugrund, — Lastverteilung unbestimmt.“ Die Beanspruchung des Baugrundes wird an den Außenkanten zwischen σ_1 und σ_2 liegen; z. Zt. wird noch vielfach mit einer von σ_3 bis 0 bei „m“ abnehmenden Lastverteilung gerechnet (Abb. 11).

Die Richtigkeit dieser dritten Annahme gilt es festzustellen, möglichst ohne schwierige mathematische Ableitungen. Zunächst ist der Wert σ_3 (Abb. 11) abhängig von der Elastizität der Sohle und des Baugrundes, dann aber auch von der Art der Bauausführung. Während nun das elastische Verhalten der Sohle mit einiger Sicherheit bestimmt werden kann, ist dies beim Baugrund ausgeschlossen. Damit ist die Unsicherheit der dritten Annahme schon festgestellt. Selbst wenn man imstande wäre 1. die ganze Last des fertigen Bauwerks auf einmal

auf den Baugrund aufzusetzen, müßte 2. eine vollständig gleiche Elastizität von Sohle und Baugrund vorhanden sein, wenn die Lastverteilung entsprechend der dritten Annahme eintreten sollte (Abb. 12). Keine der beiden Voraussetzungen trifft jemals zu, also ist die Annahme dieser Art der Baugrundbelastung falsch.

Wenn man zu brauchbareren Annahmen gelangen will, so muß man die Entstehung des Bauwerks verfolgen, wobei noch in der Regel der Einfluß von Grundwasser zu berücksichtigen ist. Nach Absenken des Grundwassers und Ausschachten der Baugrube wird die Schutzschicht von etwa 10 cm Stärke eingebracht. Da sie meist aus Beton besteht, so wird durch das Einstampfen eine gewisse Befestigung (größere Dichte) des

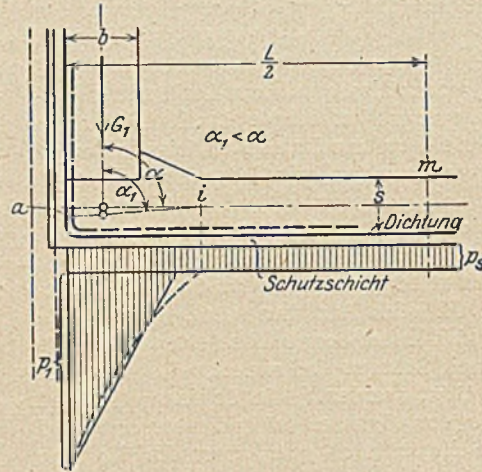


Abb. 13.

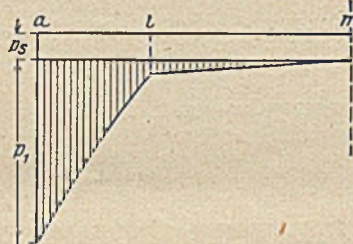


Abb. 14.

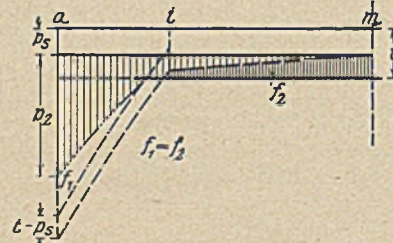


Abb. 15.

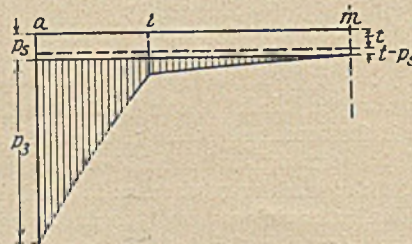


Abb. 16.

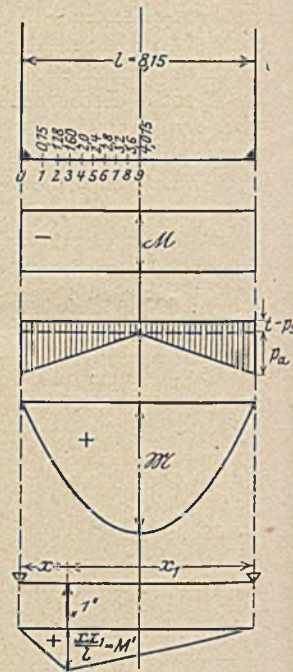


Abb. 17.

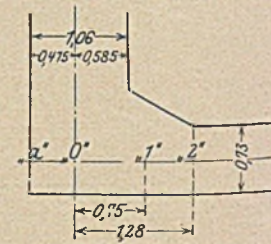


Abb. 18.

Baugrundes herbeigeführt; besitzt der Baugrund ein, wenn auch noch so geringes elastisches Verhalten, so wird seine Festigung, d. i. Widerstand gegen die Auflasten, wieder abnehmen, bis sie im für die dritte Annahme günstigsten Fall nur noch so groß ist, als die bloße Auflast der Schutzschicht bedingt. Man kann weiter schließen, daß der Baugrund auch nach vollendetem Einbringen der ganzen Sohle eine Festigung, d. h. einen Widerstand gleich dem Einheitsgewicht der Sohle besitzt. Geraume Zeit nach der Fertigstellung der Sohle beginnt der Aufbau der

Seitenwände, und damit müßte nun eigentlich auch die Baugrundpressung der dritten Annahme entsprechend sich einstellen. Grundwasserauftrieb ist in diesem Bauzustand noch nicht vorhanden. Der Baugrund erwidert eine Pressung p_s gleich dem Sohlengewicht; die Stampfarbeit, besonders aber das Wandgewicht G_1 erhöhen die Baugrundpressung am Ende der Sohle. Da die Sohle ja elastisch ist, wird sie eine Abbiegung am Ende erleiden (Abb. 13). Der α kann sich noch verkleinern, da der frische Beton der Wand noch keine starre Ecke zu bilden vermag. Erddruck ist auch noch nicht vorhanden. Und so gelten genügend genau die Regeln für die Druckverteilung irgendeines Mauerfußes, d. h.

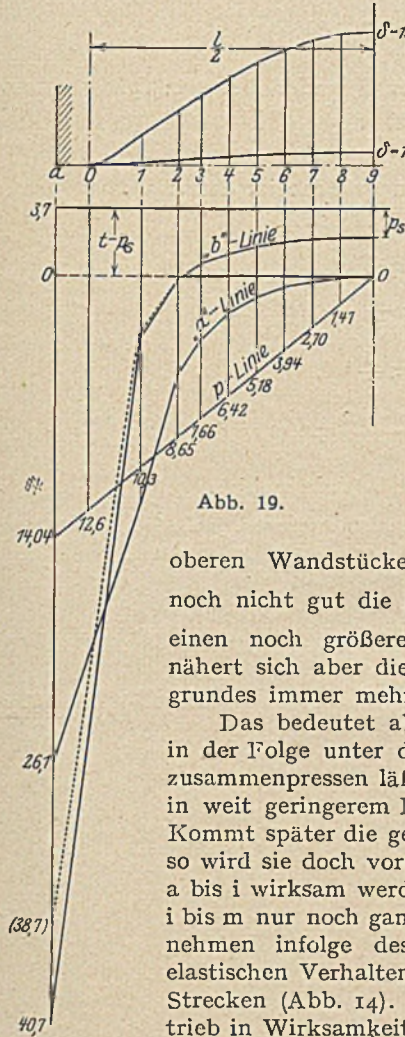


Abb. 19.

p_1 ist also etwa viermal so groß als p_s . Da auch bei der Herstellung des oberen Wandstückes von einer starren Ecke noch nicht gut die Rede sein kann, so wird p_1 einen noch größeren Wert erreichen. Damit nähert sich aber die Widerstandskraft des Baugrundes immer mehr der zweiten Annahme.

Das bedeutet aber, daß der Baugrund sich in der Folge unter der Wand nicht mehr weiter zusammenpressen läßt oder aber zum mindesten in weit geringerem Maße als zwischen i und m. Kommt später die gesamte Baulast zur Geltung, so wird sie doch vornehmlich nur in der Strecke a bis i wirksam werden können und die Strecke i bis m nur noch ganz unbedeutend in Anspruch nehmen infolge des wesentlich verschiedenen elastischen Verhaltens des Baugrundes in diesen Strecken (Abb. 14). Tritt der Grundwasserauftrieb in Wirksamkeit mit $t > p_s$, so ergibt sich ein Belastungszustand der Sohle nach Abb. 15, p_2 ist kleiner als p_1 ; der doppelt schraffierte Teil ist der Überschub des Auftriebes über die vorher erfolgten Baugrundpressungen. Jetzt liegt der Hauptteil der Baubelastung fast nur noch unter der Seitenwand; einen entsprechenden Vorgang

Die vorstehenden Ausführungen müßten eigentlich schon vollauf genügen, um die bisher beliebte Sohlenberechnung aufzugeben, es sei aber noch in einem Zahlenbeispiel ein weiterer sehr bedenklicher Übelstand der bisherigen Belastungsannahme aufgezeigt. Dem folgenden Beispiel sei der Querschnitt Stz. 52 + 20 der vor kurzem ausgeführten Strecke der AEG.-Bahn mit seinen Abmessungen und Belastungen zugrunde gelegt.

Die Beanspruchung der Sohle (Abb. 17 u. 18) erfolgt durch das Spannungsmoment infolge der Annahme einer starren Ecke $M = -31,5$ mt und infolge der angenommenen Baugrundbelastung durch das Lastenmoment $\mathfrak{M} = +66,0$ mt. Es sollen die Durchbiegungen von neun Punkten bestimmt werden, um möglichst anschaulich die Gestaltung der Sohle unter den bisher üblichen Annahmen zu zeigen. Das Trägheitsmoment sei gleichbleibend

$$J_s = \frac{0,73^3 \cdot 1,0}{12} = 0,0324 \text{ m}^4$$

und $E = 210\,000 \text{ kg/cm}^2$. Allgemein ist

$$\delta_m = \frac{1}{EJ} \int MM' ds$$

und mit a und b die Größtweite von M und M' bezeichnet³⁾.

$$\delta = \frac{1}{EJ} \left[\frac{1}{3} a b_1 \left(1 + \frac{x x_1}{1} \right) - \frac{1}{2} a b_2 l \right]$$

$$a = \frac{x x_1}{1}; \quad b_1 = \mathfrak{M}; \quad b_2 = M$$

$$E \delta = \frac{x x_1}{1J} \left[\frac{\mathfrak{M}}{3} \left(1 + \frac{x x_1}{1} \right) - \frac{M}{2} l \right] = \frac{x x_1}{1 \cdot 0,0324} \left[\frac{66}{3} \left(8,15 + \frac{x x_1}{1} \right) - \frac{31,5}{2} \cdot 8,15 \right]$$

Punkt	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\frac{x x_1}{1} =$	0,681	1,08	1,285	1,51	1,69	1,84	1,94	2,01	2,04
$E \delta =$	1390	2492	3146	3925	4610	5200	5610	5920	6050
$\delta_{cm} =$	0,066	0,119	0,150	0,187	0,219	0,248	0,267	0,282	0,288

Die in Abb. 19 aufgetragenen δ -Werte zeigen ein sofortiges rasches Anwachsen der Durchbiegung. Gewiß ist der Wert von rd 3 mm als größte Durchbiegung nicht bedeutend, doch würde dadurch zunächst eine erhebliche Auflockerung des Baugrundes unter der Sohle erfolgen. Denn das Grundwasser macht ja die Bewegung mit, und durch die Verkehrslast im Tunnel verschwindet die Sohlendurchbiegung fast völlig, um nachher wieder zu erscheinen.

Abb. 19 zeigt die angenommenen Belastungsordinaten der Sohle, die sich aus der Gesamtlast ($A = 48,8 \text{ t}$), dem vollen Auftrieb ($t = 5,3 \text{ t/m}^2$) und dem Sohlengewicht ($p_s = 1,6 \text{ t/m}^2$)

Ordinate	9	8	7	6	5	4	3	2	1
σ -Werte der a-Linie t/m ²	3,7	3,78	3,99	4,3	4,87	5,7	7,1	8,95	16,15
Unterschied gegen p-Linie t/m ²	0	1,39	2,41	3,34	4,01	4,42	4,26	3,40	-2,15
Teilstreckenbelastung bei p-Linie unter o—o t	0,349	0,835	1,328	1,824	2,320	2,815	2,610	5,020	$\Sigma = 17,101$
Minderbelastung infolge a-Linie unter o—o t	0,330	0,760	1,150	1,470	1,686	1,736	1,226	0,331	$\Sigma = 8,689$

zeigen auch andere Abhandlungen²⁾. Ist der Grundwasserauftrieb $t < p_s$, so wird der Belastungszustand der Sohle sich nach Abb. 16 gestalten, d. h. er bleibt derselbe wie in Abb. 14.

²⁾ Brennecke, „Über Berechnung und Bauweise gemauerter Schleusen und Trockendocks“. Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 4. Aufl. III. Teil, 8. Band, Bubendey, „Schiffsschleusen“.

ergeben. Setzt man nun a) die in der Mitte zu der Durchbiegung gehörige Sohlenbelastung ($t - p_s$) als tatsächliche Baugrundpressung an, so geben die reziproken Werte der Durchbiegungen ein ungefähres Bild der Baugrundbelastung, wobei immer noch

³⁾ „Hilfsmittel von Richard Schadek von Degenburg und Karl Demel“.

vorausgesetzt werden muß, daß der Baugrund ebenso elastisch sei als die Sohle. In Wirklichkeit ist das natürlich nicht der Fall, und die in Abb. 19 dargestellten Baugrundpressungen sind noch mit irgendeinem Faktor μ zu versehen, um die richtigen Werte zu erhalten. Wahrscheinlich ist der Berichtigungswert μ auch noch je nach dem Grade der Auflockerung verschieden.

Mit $\sigma_9 \delta_9 = \eta$ sei ein konstanter Faktor bezeichnet, dann wird $\sigma_x = \frac{\eta}{\delta_x}$.

Ferner ist noch

$$\left. \begin{aligned} \text{von } 1 \div 0 \frac{10,3 + 12,6}{2} \cdot 0,75 &= 8,59 \text{ t} \\ \text{und von } 0 \div a \frac{12,6 + 14,04}{2} \cdot 0,475 &= 6,33 \text{ t} \end{aligned} \right\} 14,92 \text{ t}$$

8,689 + 14,92 = 23,609 t ist nun der Lastanteil, der die Strecke 1 ÷ a unter 0-0 belastet; da $\sigma_1 = 16,15 - 3,7 = 12,45 \text{ t/m}^2$, so wird

$$\sigma_a = \frac{2 \cdot 23,609}{0,75 + 0,475} - 12,45 = 26,1 \text{ t/m}^2$$

einschl. t - p_s ist $\sigma_a = 29,8 \text{ t/m}^2$.

b) Der restliche Auftrieb t - p_s ist aber nicht die tatsächliche Baugrundpressung, die in der Mitte nur soviel betrug als das Sohlengewicht, nämlich p_s = 1,6 t/m². Die darauf bezogenen Ordinaten betragen dann, wenn wieder r_i = $\sigma_9 \delta_9 = 1,6 \cdot 0,288 = 0,461$, $\sigma_8 = 1,63$; $\sigma_7 = 1,73$; $\sigma_6 = 1,86$; $\sigma_5 = 2,1$; $\sigma_4 = 2,46$; $\sigma_3 = 3,07$; $\sigma_2 = 3,87$ und $\sigma_1 = 6,99 \text{ t/m}^2$.

Die ganze Auflast nach Abzug des Auftriebes betrug:

$$\frac{14,04}{2} \cdot 4,55 = 31,94 \text{ t}$$

davon geht noch ab die Mehrbelastung der Strecke 2 ÷ 1 mit

$$\frac{0,17 + 3,29}{2} \cdot 0,53 = 0,92 \text{ t}$$

Dann sind von 1 ÷ a an Last aufzunehmen 31,94 - 0,92 = 31,02 t und damit wird

$$\sigma_a = \frac{2 \cdot 31,02}{0,75 + 0,475} - 3,29 = 47,4 \text{ t/m}^2$$

oder unter 0-0:

$$\sigma_a = 43,7 \text{ t/m}^2$$

Zulässig etwa $\sigma = 60 \text{ t/m}^2$. Die Belastungsfläche zwischen der 0-0-Linie und dem darüber liegenden Teil der „b“-Linie wäre nun noch auf der Strecke 2 ÷ a flächengleich abzusetzen, wie es punktiert angedeutet sei.

Die Ermittlungen unter „b“ zeigen ebenfalls deutlich das typische Bild der Abb. 15. Besonders hervorgehoben sei, daß schon das geringe $\delta_1 = 0,066 \text{ cm}$ eine Verminderung der Belastungsordinate ($\sigma_1 = 6,99 \text{ t/m}^2$) auf genau die Hälfte der Dreiecksannahme ($p_1 = 10,3 + 3,7$) bedeutet. Ist bei der Ausführung eine Betonfuge zwischen w und s (Abb. 20) entstanden, so dürfte der theoretische Durchbiegungswert δ_1 wahrscheinlich noch überschritten werden, d. h. σ_1 wird noch kleiner.

Die auf diese Weise in „a“ (Abb. 19) entstehende Baugrundpressung ist natürlich eine sehr ungünstige Form. Wollte man die Ergebnisse obiger Rechnung als Unterlagen einer Berechnung wählen, ließe sich etwa nachstehende Form finden. Die Resultierende liegt an der Grenze des mittleren Drittels des Belastungsdreiecks. Man erhält:

$$\sigma_a = \frac{2R}{1,5 \cdot w \cdot 1,0} = \frac{4}{3} \cdot \frac{R}{w \cdot 1,0}$$

$$\sigma_r = \frac{2}{3} \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{R}{w \cdot 1,0} = \frac{8}{9} \cdot \frac{R}{w \cdot 1,0}$$

(Abb. 21),

wobei

$$R = A - \sum (t - p_s)$$

Nimmt man nun an, daß die Baugrundpressung weiter in Form einer Parabel ausläuft, so wird σ_r gleich dem Stich f der Parabel. Ein Zahlenbeispiel möge das besser zeigen. Es war nach S. 549 $A = 48,8 \text{ t}$;

$$\sum (t - p_s) = 3,7 \cdot 4,55 = 16,8 \text{ t}$$

d. g. $R = 48,8 - 16,8 = 32,0 \text{ t}$.

$$\sigma_a = \frac{4}{3} \cdot \frac{32}{0,95 \cdot 1,0} = \frac{4}{3} \cdot 33,7 = 45 \text{ t/m}^2$$

und $\sigma_r = \frac{8}{9} \cdot 33,7 = 30 \text{ t/m}^2$.

Die Streckenlast zwischen σ_a und σ_r beträgt:

$$\sum = \frac{45 + 30}{2} \cdot \frac{0,95}{2} = 17,8 \text{ t}$$

für die anschließende Belastungsfläche ist dann:

$$F = 32 - 17,8 = 14,2 \text{ t}$$

Es ist nun

$$2F = \frac{2}{3} b f \text{ (Abb. 22)}$$

oder

$$F = \frac{1}{3} b f,$$

$$b = \frac{3F}{f} = \frac{3 \cdot 14,2}{30} = 1,42 \text{ m (Abb. 23)}$$

d. i. ähnlich dem Punkt 2 der b-Linie in Abb. 19.

Mit obigen Ausführungen ist erwiesen, daß die Baulasten auch bei starrer Ecke, infolge der Herstellungsart nur unter der

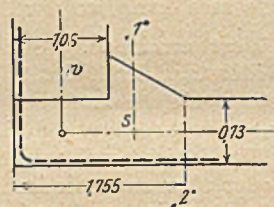


Abb. 20.

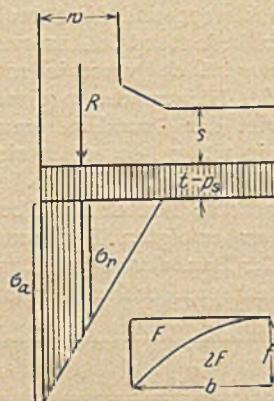


Abb. 21.

Abb. 22.

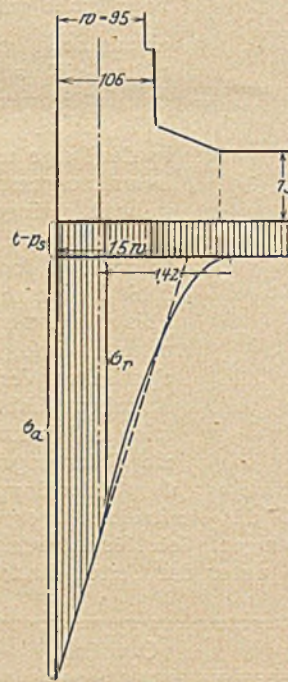


Abb. 23.

Seitenwand vom Baugrund übernommen werden. Es sei nochmals auf die eingangs gegebene Voraussetzung hingewiesen, daß der Baugrund hierbei gleiche Elastizität besitzen muß wie die Sohle, andernfalls wird die Sohle immer weniger Last aus der Wand übertragen.

Warum befreit man sich nicht von den Unklarheiten, die die starre Verbindung mit sich bringt? Weil es immer so gemacht worden ist? Das träfe nicht einmal zu. Haben nicht die Tunnelstrecken im grundwasserfreien Gebiet bewiesen, daß es auch ohne Sohle geht? Und wie liegt nicht die Folgerung nahe, daß man zum Fernhalten aufquellenden Wassers und Aufnahmen des Wasserauftriebs nur eines umgekehrten Gewölbes bedarf?

Es ist doch das Natürlichste von der Welt, und bei den meisten Brücken längst ausgeführt, das Gewölbe in einem Fugengelenk gegen die Wand zu stützen. Was wird dadurch nicht alles gewonnen:

1. Die Berechnung aller Teile des Tunnels vereinfacht sich. Man bekommt ganz klare, übersichtliche statische Verhältnisse.

2. Die Baulasten bleiben unbedingt unter der Wandsohle, ganz gleich, ob man die Sohle vor oder nach der Wand ausführt.

3. Die Lasten des Untergrundverkehrs rufen nicht mehr fortwährend wechselnde Beanspruchungen in allen Bauteilen einschl. der Decke hervor, sondern belasten nur noch die Sohle.

Hierbei sei nochmals auf das Hdb. d. I.-W. hingewiesen, dort heißt es im Bd. 8, S. 38: „..... so erkennt man den großen Nutzen, welchen das nachträgliche Einsetzen der Sohle für die Stand- sicherheit des Bauwerks bringt.“

Wenn alle diese Vorzüge zugegeben werden, dann kommt als ultima ratio der Anhänger des alten Troges der Einwand, die

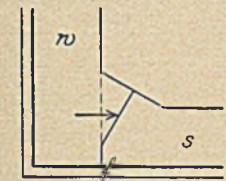


Abb. 24.

Dichtung könne an der Stelle „f“ (Abb. 24) beschädigt werden. Das ist aber ein Einwand, der bei dem gewöhnlichen Baugrund keine Berechtigung hat, wenn man bedenkt, daß der Wechsel der Baugrundpressung bei der abgetrennten Sohle infolge Verkehrslast nur um 0,1 kg/cm² schwankt. Dadurch wird sicher keine tatsächliche Bewegung in „f“ hervorgerufen, so daß für die Annahme einer Beschädigung der Dichtung kein Grund vorliegt. Der große Reibungswiderstand in der Fuge infolge des Druckes, den die Wand auf die Sohle ausübt, verhindert ebenfalls jede meßbare Bewegung. Auch maßgebende Dichtungsfirma haben in dieser Beziehung keine Besorgnisse geäußert.

Wahrscheinlich wird aber die Einführung der Sohlenfuge einen andern, nicht unerheblichen Vorteil den Untergrundbahntunnels bringen. Infolge der Trennung der durch die Stöße des Bahnverkehrs in Schwingung versetzten Sohle von den anderen Bauteilen werden diese nicht oder nur sehr gedämpft mitschwingen. Die Verbreitung des Schalls nach den Seiten durch die infolge der starren Ecken wagerecht schwingenden Seitenwände hat aufgehört. Die Schallübertragung auf benachbarte Häuser wird größtenteils verschwinden.

Ein folgender Aufsatz soll die statischen und wirtschaftlichen Vorteile der Trennung zwischen Wand und Sohle zahlenmäßig belegen.

ZUM 70. GEBURTSTAG VON JOHN R. FREEMAN, CONSULTING ENGINEER IN PROVIDENCE, RHODE ISLAND.

Am 27. Juli dieses Jahres begeht John R. Freeman seinen 70. Geburtstag. Bei der hohen technischen und wissenschaftlichen Bedeutung, die er in den Vereinigten Staaten und über deren Grenzen hinaus genießt, dürfte eine kurze Würdigung seiner Lebensarbeit auch für den deutschen Ingenieur wertvoll sein.

John R. Freeman begann 1878 seine Laufbahn als graduerter Ingenieur des Massachusetts Institute of Technology in Boston im Dienste der Lawrence Water Power Comp.; hier gewann er bereits eingehende Kenntnisse der hydraulisch-wissenschaftlichen Meßmethoden, denen ein erheblicher Teil seiner späteren Lebensarbeit gewidmet sein sollte.

10 Jahre später war Freeman Leiter der Mutuell Fire Insurance Comp. In dieser Stellung war er erfolgreichst bemüht, den Feuerschutz der Gebäude auf eine wissenschaftliche Grundlage zu stellen, eine Arbeit, die ihn durch sein ganzes weiteres technisches Schaffen begleitet hat. Und wenn heute die amerikanischen gewaltigen Bauten sich hoher Feuersicherheit rühmen können, so verdanken sie das zu einem sehr erheblichen Teile den weitschauenden wissenschaftlichen Experimentaluntersuchungen von Freeman und der aus diesen abgeleiteten immer weiter fortschreitenden konstruktiven Sicherung der Baulichkeiten gegen Schäden durch Feuer.

Aus dieser Zeit stammt auch die erste, heute noch grundlegende und umfassende Experimentalarbeit Freemans über „die Bewegung des Wassers in Schläuchen“, die den besten Arbeiten eines Weißbach, Bazin und anderer Hydrauliker gleichkommt.

Neben diesen, für die gesamte Technik hochwertigen Arbeiten betätigte sich zudem Freeman in hervorragender Weise als Ingenieur auf dem Gebiete des Wasserbaues, im besonderen der Wasserversorgung der Städte, der Wasserkraftanlagen, der Fluß- und Kanalbauten — eine Ingenieurleistung, die sich auf fast alle Großausführungen der Vereinigten Staaten erstreckte, und der er seinen heute umfassenden Ruf als einer der hervorragendsten Wasserbauingenieure der Welt verdankt. Im besonderen darf anerkannt werden, daß Freeman bei allen seinen großen Ingenieurwerken stets bemüht gewesen ist, die wissenschaftlichen Grundlagen des Wasserbaues zu erweitern

und zu vertiefen. In diesem selben Sinne erstrebt er seit längerer Zeit die Errichtung eines großen nationalen Wasserbau-Laboratoriums in Washington, sich hierbei auf die Erfahrungen stützend, die beim Bau und Betrieb vor allem der deutschen gleichartigen Flußbau-Laboratorien gemacht worden sind.

Auf Anregung von Freeman und mit seiner Unterstützung wird in diesem Jahre im Verlag des Vereins deutscher Ingenieure ein umfassendes Werk über „Das wasserbauliche Versuchswesen in Europa“ erscheinen, ein Werk, das neben den Anregungen des Verfassers zu einem sehr erheblichen Teile der Ausgestaltung der deutschen Wasserbaulaboratorien gewidmet ist, und das großzügig und einwandfrei anerkennt, was gerade in Deutschland auf diesem Gebiete vorbildlich und führend geleistet worden ist.

Nicht unerwähnt sei, daß die überragende Bedeutung Freemans als Ingenieur sich auch dadurch kennzeichnet, daß er sowohl Präsident der American Society of mechanical Engineers als auch Präsident der American Society of Civil Engineers gewesen ist. Bei dieser seiner Bedeutung ist es selbstverständlich, daß Freeman sich auch den Fragen des technischen Unterrichts in seinem Heimatlande zugewendet und durch seine Erfahrungen und Kenntnisse auch dieses Gebiet in hervorragender Weise gefördert hat. Hierfür wurde ihm der Dank der maßgebenden Stellen durch seine Berufung in den Board of Trustees des Mass. Institute of Technology in Boston zuteil.

In Anerkennung seiner hervorragenden wissenschaftlichen Leistungen hat die Technische Hochschule Dresden auf Antrag ihrer Bauingenieur-Abteilung Herrn John R. Freeman anlässlich seines 70. Geburtstages die Würde eines Doktor-Ingenieur ehrenhalber verliehen, im besonderen in Anerkennung seiner hervorragenden Leistungen für die wissenschaftliche Förderung des wasserbaulichen Versuchswesens.

Möchte es dem hierdurch ausgezeichneten Fachgenossen beschieden sein, sich noch lange dieser wohlverdienten Ehrung bei geistiger und körperlicher Frische zu erfreuen und in Freeman der deutschen Ingenieurwelt der getreue und anerkennende Freund und Förderer lange noch erhalten bleiben.

M. Foerster.

GROSSRAUMFÖRDERUNG AUF GRUBE MARGA DER ILSE BERGBAU A.-G., SENFTENBERG N.-L.

Von Dr.-Ing. Paul Boros, Oberingenieur der Industriebau-Akt.-Ges., Berlin.

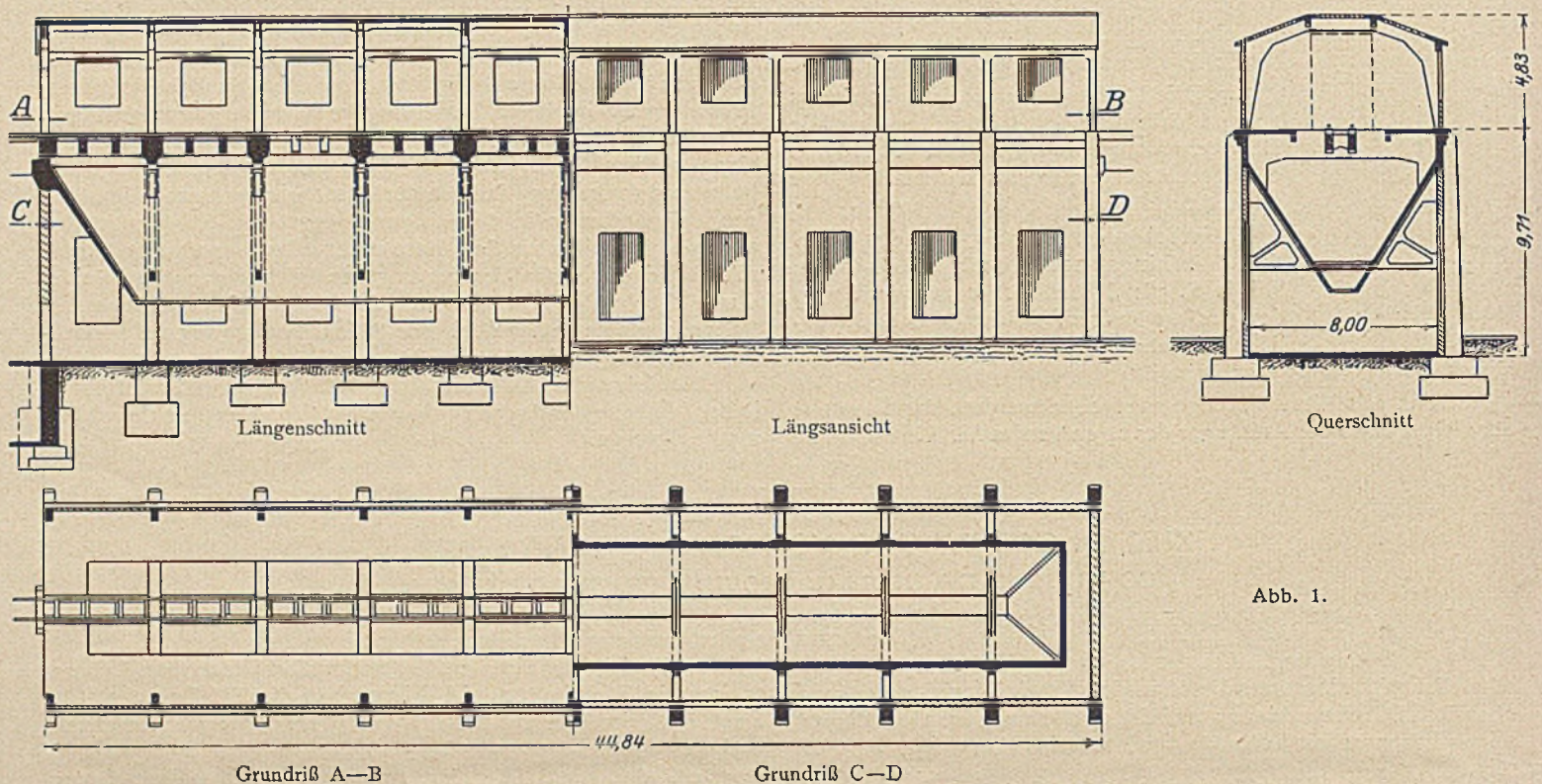


Abb. 1.

Übersicht. Beschreibung der Zuführung der Rohbraunkohle zu den Brikettierungsanlagen. Konstruktive Ausbildung der Bunker auf den Gruben Marga I und II. Grundgedanke der Entleerungsvorrichtung und Gleisbefestigung. Grundlagen der statischen Untersuchung. Schlußsatz.

Nachdem wichtige Produktionsgebiete der Steinkohle durch den Versailler Vertrag der deutschen Volkswirtschaft verlorengegangen sind, sah sich die Ilse-Bergbau-Aktiengesellschaft in den ersten Nachkriegsjahren vor erhöhte Anforderungen gestellt. Es wurden Anlagen geschaffen, die die Werke bei weitestgehender Benutzung maschineller Einrichtungen zur Vergrößerung ihrer Wirtschaftlichkeit und zur vermehrten Produktion befähigen sollten.

Auf der Grube Marga wurde das Prinzip der Kettenbahnförderung aufgegeben und, um entfernt gelegene Gewinnungsstellen der Kohle wirtschaftlich nutzbar zu machen, wurde ein Plan geschaffen, der die Zubringung der Rohbraunkohle zu den Naßhäusern mittels schnellfahrender elektrischer Bahnen vorsieht, unter Zwischenschaltung von Kohlenbunkern, die als Reservebehälter in Zeiten unregelmäßiger Zufuhr die Rohbraunkohle den Brikettierungsanlagen unmittelbar zur Verfügung stellen.

Für die Zugförderung wurden elektrische Triebwagen von 45 000 kg Gesamtgewicht vorgesehen, während die Bodenselbstentlader bei einem Fassungsvermögen von rd. 30 m³ auf vier Achsen eine Last von 31,5 t zu tragen hatten.

Die Kohlenbunker, die in baulicher Hinsicht vom Althergebrachten abweichen und deren Ausbildung nachstehend erläutert werden soll, wurden im Anschluß an die Bauarbeiten auf Grube Erika und Anna Mathilde (Verwaltungsgebäude,



Abb. 2.

Turbinenfundamente usw.) auf Grube Marga I mit rd. 1000 t und auf Grube Marga II mit rd. 1200 t Fassungsvermögen errichtet. Die Bauten wurden im Herbst 1923 begonnen und trotz beengter Baustellenverhältnisse, sowie trotz Unterbrechungen durch Streiks und Frostperioden im Herbst 1924 fertiggestellt.

Während bei der Ausschreibung der Förderbrücken die Eisenbetonbauweise mit dem Eisenbau in Wettbewerb stand, war für die Bunkerbauten von vornherein der Eisenbeton

als Baustoff gewählt. Hierbei wurde die Bauleitung von den guten Erfahrungen geleitet, die gerade bei Braunkohlen mit hohem Wassergehalte für Bunkeranlagen mit dem Verbundbau gemacht worden sind.

Die auf Grube Marga I und II aufgestellten Anlagen



Abb. 3.

weisen keine wesentlichen Unterschiede hinsichtlich der Systemanordnung auf. Nur die Gesamtlänge der Bunker wurde verschieden gewählt, um den abweichenden Ansprüchen der zwei Brikettierungsanlagen bezüglich des Fassungsvermögens gerecht zu werden.

Auf der Übersichtszeichnung Abb. 1 ist die Gesamtanordnung der Bunker dargestellt, auf welcher auch zur Hälfte die Außenansicht des Bunkers I zu ersehen ist.

Im Gegensatz zu den gebräuchlichen Ausführungen haben die Bunker auf Wunsch der Ilse Bergbau A.-G. keine Unterteilung in einzelne Zellen erhalten, sondern bilden einen rd. 44 bzw. 53 m langen Behälter, der auf Stützen gelagert durch ein Eisenbetondach nach Abb. 2 überdeckt ist. Auf dieser Abbildung ist auch das Gleis der elektrischen Zugförderung zu ersehen. Auf Abb. 3 sind die eingeschalteten inneren Bunkerschrägen, sowie das Verlegen der Eisenbewehrung abgebildet.

Die Trichter besitzen weder eine Verschluss- noch eine Entleerungsvorrichtung; vielmehr bilden die je 7 m langen Schrägflächen am Auslauf einen durchgehenden Längsschlitz, durch welchen die Kohle ohne Unterbrechung auf den unter dem Schlitz befindlichen Tisch fließen kann. Von diesem Tisch wird durch ein Schaufelrad auf lotrechter Achse — das sich wieder in der Längsrichtung des Bunkers bewegen kann — die Kohle entnommen.

Die Abb. 4 zeigt die zur Entnahme der Kohle vorgesehene maschinelle Einrichtung. Auf dieser Abbildung ist auch das Transportband ersichtlich, das zur Weiterbeförderung der Kohle zu den Naßhäusern vorgesehen ist.

Das Fördergleis, das sich in rd. 9,1 m Höhe über Gebäudefußboden befindet, ist auf Längsschwellen gelagert und mit der Eisenbetonkonstruktion in keiner Weise verbunden. Die auf Abb. 5 dargestellte Ausbildungsart des Gleisanschlusses ist gewählt worden, damit die durch die schnellfahrenden Loko-

motiven erzeugten Erschütterungen nicht in den Beton eingreifende Befestigungsteile lockern und dadurch auch den Beton ungünstig beanspruchen können.

Die eigentliche Tragkonstruktion des Bunkers bilden in 4,40 bzw. 4,50 m Abstand stehende 9,10 m hohe Rahmen, deren Stiele in den Mittelfeldern in 3,50 m Höhe mittels eines Zugbandes zusammengehalten werden. Die 7 m langen Bunkerböden sind in dieses Traggerippe eingehängt und durch ein Betonfachwerk an die vorerwähnten Hauptrahmen abgestützt. Durch die steife Verbindung des Fachwerkes mit dem Hauptrahmen entsteht das in Abb. 6 dargestellte 14fach statisch unbestimmte System, dessen statisch unbekannte Größen bei symmetrischer Belastung sich auf 8 vermindern. Betrachtet man bei der Untersuchung des Unterstützungsfachwerkes den auf 9,1 m liegenden oberen Riegel, sowie die Stiele als vollkommen unelastisch, so läßt sich das Fachwerk, das starre Knotenpunkte besitzt, auch unabhängig vom Hauptsystem untersuchen. Die genaue Berechnung und die Untersuchung auf Grund der eben angeführten Annahmen ergab nur kleine und für die Bemessung unwesentliche Unterschiede. Die auf Grund der vereinfachten Berechnungsweise ermittelten Stabkräfte und Biegemomente des Unterstützungsfachwerkes konnten am Hauptsystem als äußere Kräfte angebracht werden. Die auf diese Weise erfolgte Auflösung des 8- bzw. 14fach statisch unbestimmten Systems in ein 2- und ein 6fach unbestimmtes ergab für die Bemessung genügend genaue Resultate.

Das System des Schrägbodens ist das einer elastischen Platte mit unvollkommener Schneidenlagerung nach Abb. 7. Die Untersuchung der zweiachsigen Spannungszustände ist mit großer Sorg-

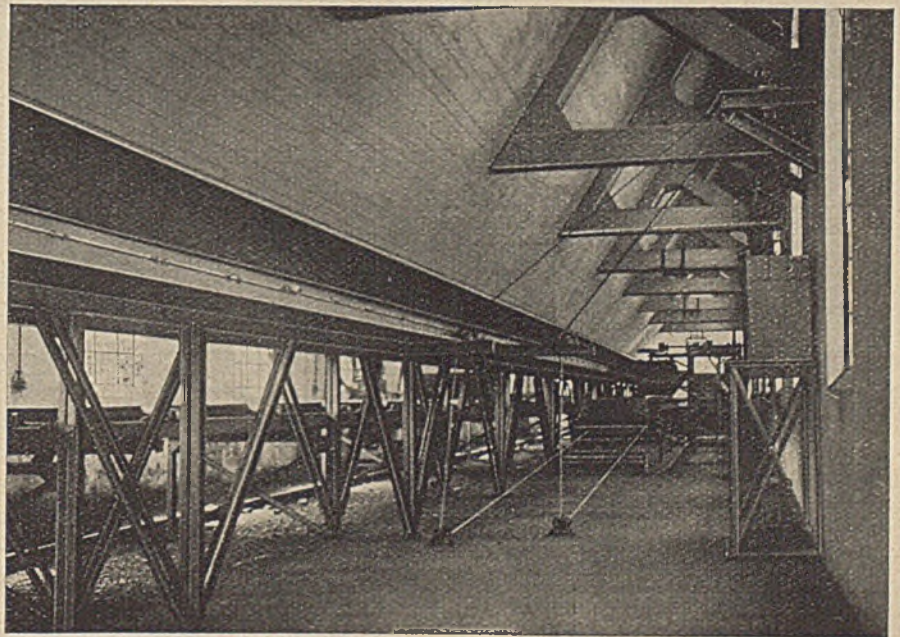


Abb. 4.

falt und mit Berücksichtigung der durch die Reibung der Kohle an den Wänden erzeugten Zugkräfte vorgenommen worden.

Entsprechend den amtlichen Bestimmungen für Eisenbeton betragen die Beanspruchungen der Hauptkonstruktionsteile im allgemeinen für Beton 40 kg je cm² und für Eisen 1200 kg je cm²; lediglich die Gleisträger sind mit $\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{35}{1000}$ bemessen. Der Beton wurde mit Rücksicht auf die durch die

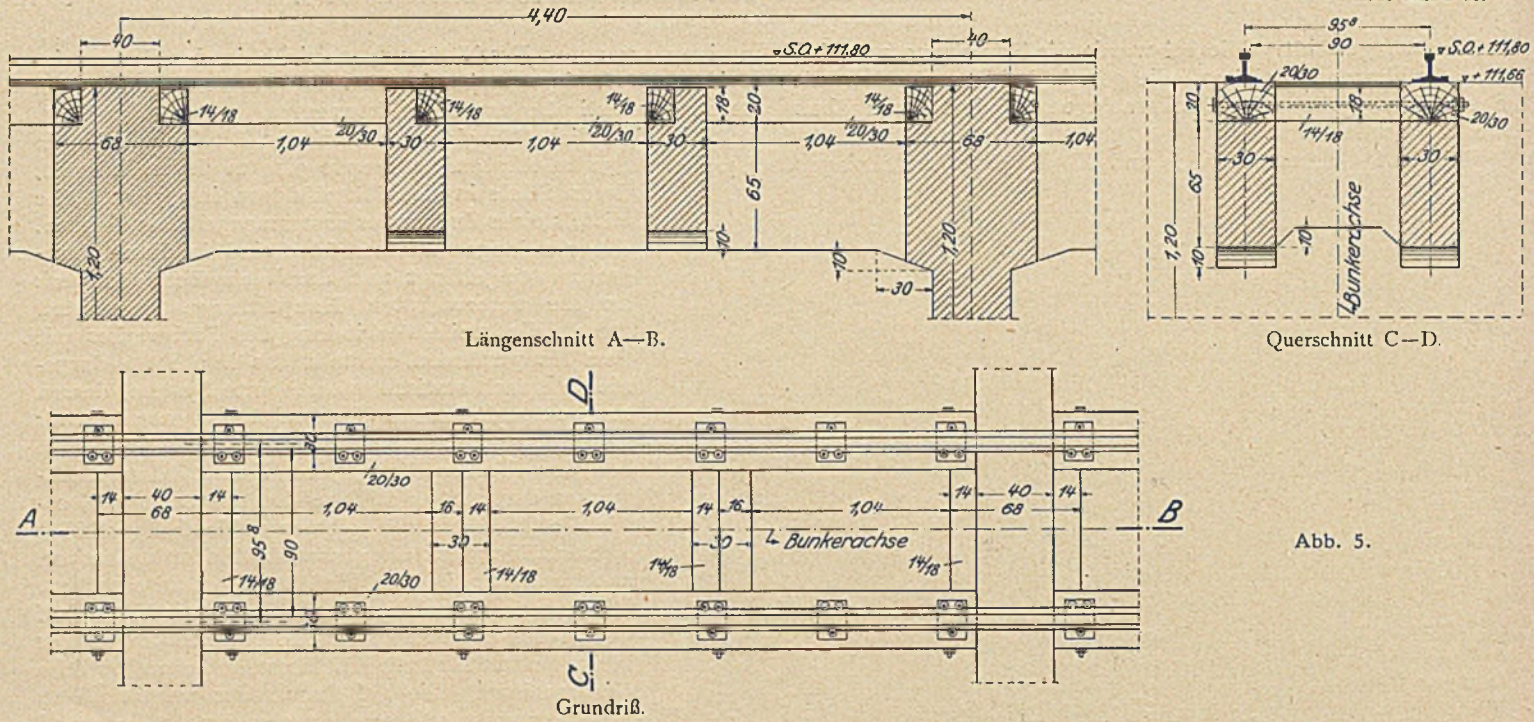


Abb. 5.

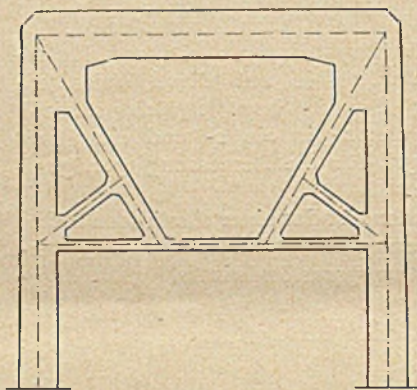


Abb. 6.

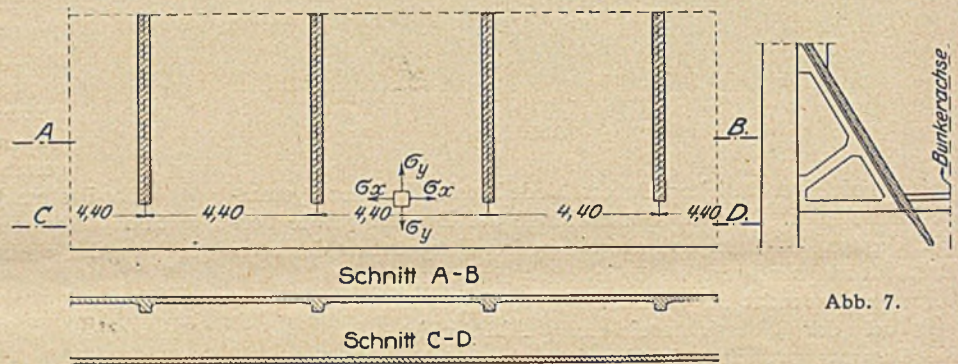


Abb. 7.

schnellfahrende Lokomotive erzeugten Erschütterungen, sowie mit Rücksicht auf die auftretenden Zugspannungen ausschließlich mit Splitzusatz in Mischung 1 : 2¹/₃ : 3 hergestellt und mittels Probekörper fortlaufend während der Bauausführung auf seine Festigkeit geprüft.

Die Ausführung wurde der Albert Pusch-Baugesellschaft m. b. H., Senftenberg, übertragen, die als Tochtergesellschaft der

Industriebau-Aktiengesellschaft in Berlin zusammen mit dieser die Projektbearbeitung und Durchführung des Baues vornahm.

Nachdem die Anlagen zum Teil bereits seit etwa einem Jahre in Betrieb genommen worden sind und zu keinerlei Beanstandungen geführt haben, kann wohl mit Recht behauptet werden, daß diese neuartige Bauweise ihren Zweck erfüllt hat und als bewährt angesehen werden kann.

ÜBER RECHENPROBEN BEI DER BERECHNUNG VIELFACH STATISCH UNBESTIMMTER SYSTEME.

Von Dr.-Ing. Günter Worch, Darmstadt.

Übersicht. Bei der Durchführung langwieriger Zahlenrechnungen ist es in der Praxis meist üblich, die von dem einen aufgestellte Berechnung durch einen anderen nachrechnen zu lassen. Erfahrungsgemäß bietet dieses Verfahren jedoch keine Garantie für die Richtigkeit der Rechnung, denn häufig werden damit nur dieselben Rechenfehler zum zweiten Male gemacht.

In dieser Abhandlung soll nun gezeigt werden, wie sich ohne große Rechenarbeit die Zahlenrechnungen auf eine durchaus sichere Weise kontrollieren lassen. Die angegebenen Verfahren eignen sich ebenso gut für die dauernde Kontrolle neu aufzustellender als auch zur teilweisen Nachprüfung (Stichproben) bereits vorliegender Berechnungen.

Zwei Anforderungen sind es, die der praktisch rechnende Ingenieur an gute Rechenproben stellen muß:

1. Die Proben müssen Zug um Zug neben der Rechnung herlaufen; man soll also möglichst sofort kontrollieren können, ob die eben durchgeführte Rechnung richtig ist, und nicht etwa erst am Schluß einer seitenlangen Berechnung feststellen müssen, daß irgendwo — wo, ist noch unbekannt — ein Fehler steckt.

2. Die Kontrollrechnungen müssen mit einem Mindestmaß von Zeitaufwand durchzuführen sein; es sollen also möglichst nur bereits vorhandene Zahlenwerte benutzt werden.

Im folgenden sollen nun zwei Rechenproben vorgeführt werden, die den eben gestellten Anforderungen vollaufgerecht werden. Die erste dient dazu, die Koeffizienten der aufzustellenden Elastizitätsgleichungen auf ihre Richtigkeit hin zu prüfen; die zweite, um festzustellen, ob bei der Lösung dieser Elastizitätsgleichungen keine Rechenfehler unterlaufen sind.

1. Prüfung der Koeffizienten der Elastizitätsgleichungen (δ_{ik}).

Je höher die Anzahl der statisch unbestimmten Größen unserer Bauwerke wird, desto mehr werden wir dazu übergehen, die Berechnung stufenweise unter Verwendung immer neuer statisch unbestimmter Hauptsysteme vorzunehmen, um so die vielen Elastizitätsgleichungen in einzelne, voneinander unabhängige, leichter lösbare Gleichungsgruppen zu spalten.

Bei der Berechnung und Prüfung der Koeffizienten derartiger Gleichungsgruppen, d. h. der Ermittlung von Verschiebungen oder Verdrehungen an statisch unbestimmten Hauptsystemen, leistet uns der Reduktionssatz gute Dienste. Haben wir es beispielsweise mit einem n-fach statisch unbestimmtem vollwandigen System zu tun, so besagt der Reduktionssatz, daß wir an Stelle von

$$\delta_{ik}^{(n)} = \int M_i^{(n)} M_k^{(n)} \frac{ds}{EJ} + \int N_i^{(n)} N_k^{(n)} \frac{ds}{EF} + \int Q_i^{(n)} Q_k^{(n)} \frac{ds}{GF'} \dots (1)$$

die Werte:

$$\delta_{ik}^{(n)} = \int M_i M_k \frac{ds}{EJ} + \int N_i N_k \frac{ds}{EF} + \int Q_i Q_k \frac{ds}{GF'} \dots (2)$$

oder:

$$\delta_{ik}^{(n)} = \int M_i M_k \frac{ds}{EJ} + \int N_i N_k \frac{ds}{EF} + \int Q_i Q_k \frac{ds}{GF'} \dots (3)$$

setzen können¹⁾.

Hierin bedeuten die Werte $M^{(n)}$, $N^{(n)}$ und $Q^{(n)}$ die Momente, Normalkräfte und Querkräfte am n-fach statisch unbestimmtem Hauptsystem, während die M , N und Q (ohne oberen Index) am statisch bestimmten Hauptsystem (der Kürze halber Grundsystem genannt) zu nehmen sind. Dieses Grundsystem erhält man, indem man an dem unbestimmten Tragwerk so viele statische Größen beseitigt denkt, als statische Unbestimmtheiten vorhanden sind. Je höher nun die Anzahl der statisch unbestimmten Größen ist, desto größer ist auch die Anzahl der verschiedenen möglichen Grundsysteme; man hat nur darauf zu achten, daß diese Grundsysteme stabil sind. Für die Anwendung des Reduktionssatzes ist es nun ganz gleichgültig, welches von den verschiedenen möglichen Grundsystemen wir der Rechnung zugrunde legen. Wir können also zur Bestimmung eines $\delta^{(n)}$ -Wertes mit einem Grundsystem, zur Ermittlung eines anderen $\delta^{(n)}$ -Wertes mit einem anderen Grundsystem arbeiten, und zwar treffen wir die Auswahl der verschiedenen Grundsysteme zweckmäßig so, daß die Zahlenrechnungen möglichst einfach werden.

Die Anwendung dieses Reduktionssatzes gibt uns nun ein sehr einfaches und schnelles Mittel zur Prüfung unserer $\delta^{(n)}$ -Werte. Die Momente, Normal- und Querkräfte am statisch unbestimmten Hauptsystem werden sowieso gebraucht. Dieselben Werte am Grundsystem bzw. an den Grundsystemen lassen sich meist sofort angeben; teilweise sind sie auch schon gebraucht worden zur Berechnung des statisch unbestimmten Hauptsystemes.

Wir prüfen also einen nach Formel (2) aufgestellten Wert $\delta_{ik}^{(n)}$ durch Ansetzen der Gleichung (3). Ein Wert:

$$\delta_{ii}^{(n)} = \int M_i M_i \frac{ds}{EJ} + \int N_i N_i \frac{ds}{EF} + \int Q_i Q_i \frac{ds}{GF'} \dots (4)$$

läßt sich leicht kontrollieren, indem wir die Werte M_i , N_i und Q_i einmal an dem einen und das zweitemal an einem anderen Grundsystem nehmen. Ebenso verfahren wir auch, wenn die Formeln (2) und (3) zufällig die gleichen Zahlenansatz ergeben.

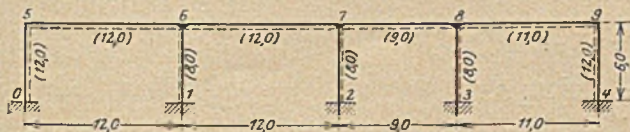


Abb. 1.

Das angegebene Verfahren sei im folgenden an einem Beispiel erläutert, und zwar wählen wir dazu die in Abb. 1

1) Der mit dem Reduktionssatz und seinen Anwendungen nicht vertraute Leser findet Ausführliches darüber u. a. in des Verfassers Abhandlung: „Beispiele zur Anwendung des Reduktionssatzes“, Beton u. Eisen 1924, Heft 4, S. 39-42.

dargestellte Rahmenkette. Außer den wirklichen Längen sind in Abb. 1 in Klammern gleich die reduzierten Längen $l_r = l_r \frac{J_c}{J_r}$ bzw. $h_r' = h_r \frac{J_c}{J_r}$ angegeben. Der Einfluß der Längs- und Querkräfte auf die Formänderungsarbeit wird, wie üblich, vernachlässigt. Hinsichtlich der Vorzeichen der Biegemomente wollen wir vereinbaren, daß alle diejenigen Momente, die an der gestrichelten Stabseite (vgl. Abb. 1) Zug erzeugen, als positiv, die anderen als negativ in die Rechnung eingeführt werden.

Das vorliegende System ist zwölfmal statisch unbestimmt; wir wählen das Moment und die Längskraft rechts vom Punkte 6 und links von 8 als statisch unbestimmte Größen. Das so entstehende achtfach statisch unbestimmte Hauptsystem zeigt Abb. 2; zwei mögliche Grundsysteme sind in Abb. 3 und 4 dargestellt. Die Berechnung der Momentenflächen für

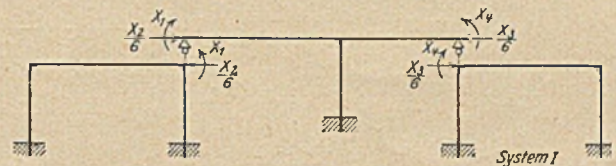


Abb. 2.

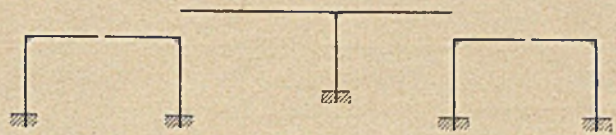


Abb. 3.

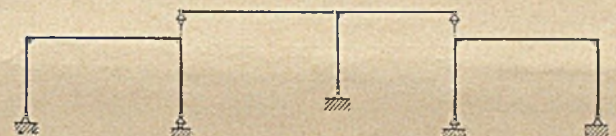


Abb. 4.

die vier Zustände $X = -1$, sowohl am statisch unbestimmten Hauptsystem als auch an den beiden Grundsystemen, wollen wir als bekannt voraussetzen. Dann erhalten wir die in Abb. 5 bis 8 dargestellten M-Flächen.

Wir arbeiten zweckmäßig mit den EJ_c -fachen δ -Werten:

$$EJ_c \delta_{ik}^{(n)} = \int M_i^{(n)} M_k d s',$$

worin $ds' = ds \frac{J_c}{J}$ die reduzierte Länge von ds bedeutet. Da keine Verwechslung möglich ist, schreiben wir der Kürze halber in der Folge statt $EJ_c \delta$ nur δ und erhalten die Werte:

$$\begin{aligned} \delta_{11}^I &= \int M_1^I M_{1a} d s' \\ &= + \frac{12,0}{6} (2 \cdot 0,540 323 - 0,258 065) + \frac{12,0}{6} (2 \cdot 1,0 - 0,323 529) \\ &= + 4,998 10. \end{aligned}$$

Probe:

$$\begin{aligned} \delta_{11}^I &= \int M_1^I M_{1b} d s' \\ &= + \frac{8,0}{2} (0,459 678 - 0,048 387) + \frac{12,0}{2} (1 - 0,323 529) \\ &\quad - 8,0 \cdot 0,088 235 = + 4,998 10. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{12}^I &= \int M_1^I M_{2a} d s' \\ &= + \frac{8,0}{6} (0,459 678 - 2 \cdot 0,048 387) - \frac{8,0}{2} \cdot 0,088 235 \\ &= + 0,130 93. \end{aligned}$$

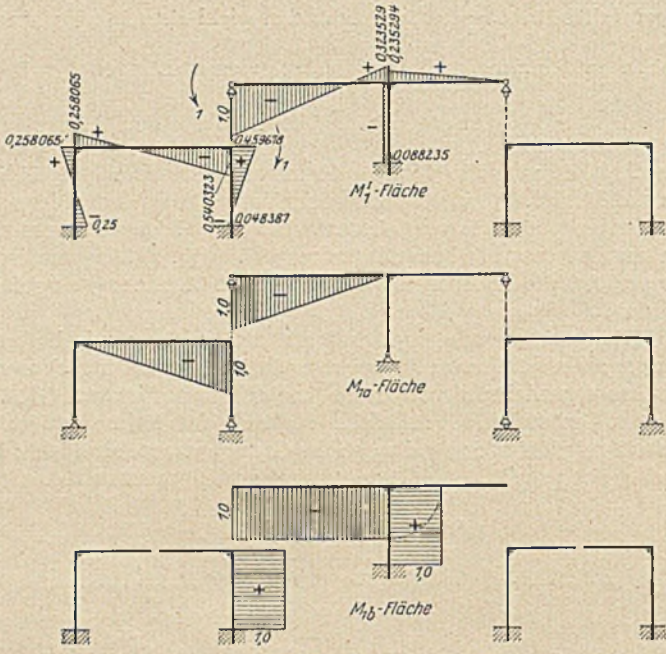


Abb. 5.

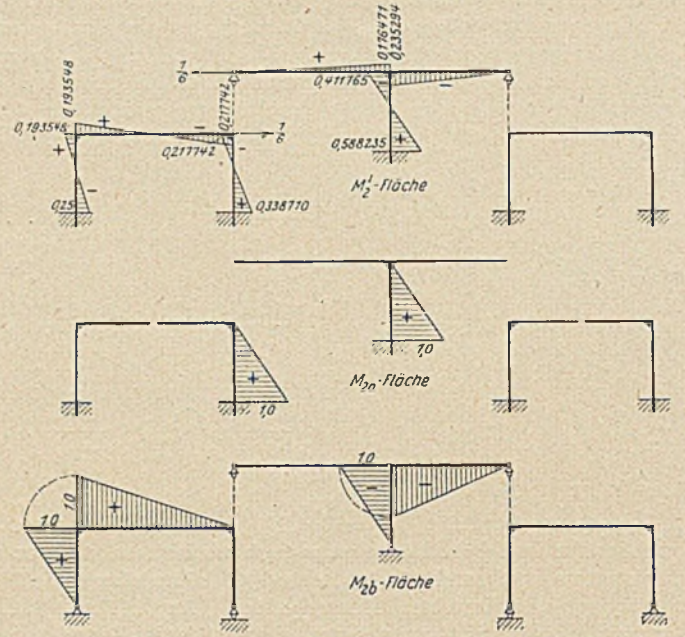


Abb. 6.

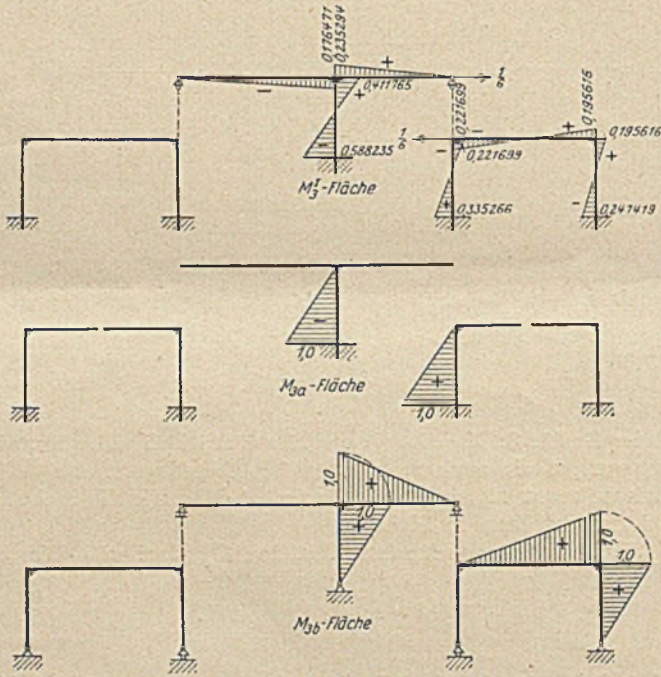


Abb. 7.

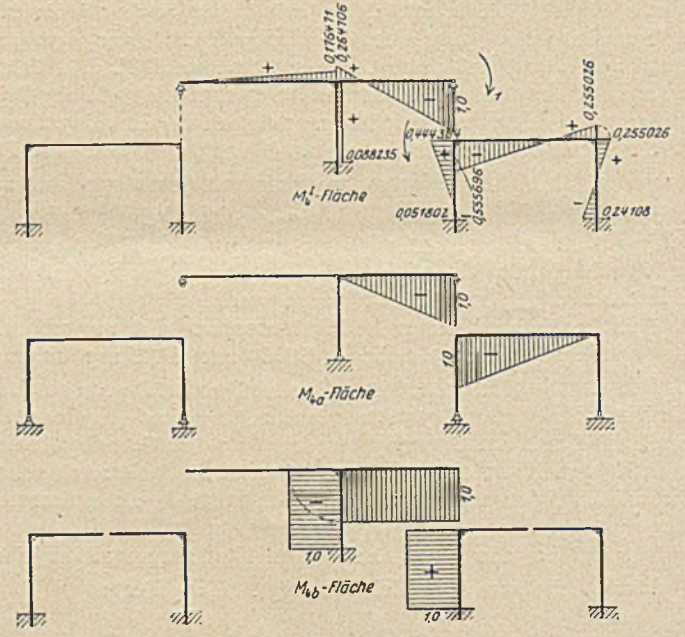


Abb. 8.

Probe:

$$\delta_{12}^I = \int M_{1a}^I M_2^I ds'$$

$$= + \frac{12,0}{6} (2 \cdot 0,217742 - 0,193548) - \frac{12,0}{6} \cdot 0,176471$$

$$= + 0,13093.$$

$$\delta_{13}^I = \int M_1^I M_{3a}^I ds' = + \frac{8,0}{2} \cdot 0,088235 = + 0,35294.$$

Probe:

$$\delta_{13}^I = \int M_{1a}^I M_3^I ds' = + \frac{12,0}{6} \cdot 0,176471 = + 0,35294.$$

$$\delta_{14}^I = \int M_1^I M_{4a}^I ds' = - \frac{9,0}{6} \cdot 0,235294 = - 0,35294.$$

Probe:

$$\delta_{14}^I = \int M_{1a}^I M_4^I ds' = - \frac{12,0}{6} \cdot 0,176471 = - 0,35294.$$

$$\delta_{22}^I = \int M_2^I M_{2a}^I ds'$$

$$= + \frac{8,0}{6} (2 \cdot 0,338710 - 0,217742) + \frac{8,0}{6} (2 \cdot 0,588235 - 0,411765)$$

$$= + 1,63251.$$

Probe:

$$\delta_{22}^I = \int M_2^I M_{2b}^I ds'$$

$$= + \frac{12,0}{6} (2 \cdot 0,193548 - 0,25) + \frac{12,0}{6} (2 \cdot 0,193548 - 0,217742)$$

$$+ \frac{8,0}{6} (2 \cdot 0,411765 - 0,588235) + \frac{9,0}{3} \cdot 0,235294 = + 1,63251.$$

$$\delta_{23}^I = \int M_2^I M_{3a}^I ds' = - \frac{8,0}{6} (2 \cdot 0,588235 - 0,411765) = - 1,01961.$$

Die Probe $\delta_{23}^I = \int M_{2a}^I M_3^I ds'$ hat hier denselben Zahlen.

aufbau, wie der eben berechnete Wert. Wir bilden daher als Kontrolle:

$$\delta_{23}^I = \int M_{2b} M_3^I ds' = -\frac{8,0}{6} (2 \cdot 0,411765 - 0,588235) - \frac{9,0}{3} \cdot 0,235294 = -1,01961.$$

$$\delta_{24}^I = \int M_2^I M_{4a} ds' = +\frac{9,0}{6} \cdot 0,235294 = +0,35294.$$

Probe:

$$\delta_{24}^I = \int M_{2a} M_4^I ds' = +\frac{8,0}{2} \cdot 0,088235 = +0,35294.$$

$$\delta_{33}^I = \int M_3^I M_{3a} ds' = +\frac{8,0}{6} (2 \cdot 0,588235 - 0,411765) + \frac{8,0}{6} (2 \cdot 0,335266 - 0,221699) = +1,61805.$$

Probe:

$$\delta_{33}^I = \int M_3^I M_{3b} ds' = +\frac{8,0}{6} (2 \cdot 0,411765 - 0,588235) + \frac{9,0}{3} \cdot 0,235294 + \frac{11,0}{6} (2 \cdot 0,195616 - 0,221699) + \frac{12,0}{6} (2 \cdot 0,195616 - 0,247419) = +1,61805.$$

$$\delta_{34}^I = \int M_3^I M_{4a} ds' = -\frac{9,0}{6} \cdot 0,235294 + \frac{11,0}{6} (2 \cdot 0,221699 - 0,195616) = +0,10133.$$

Probe:

$$\delta_{34}^I = \int M_{3a} M_4^I ds' = -\frac{8,0}{2} \cdot 0,088235 + \frac{8,0}{6} (0,444304 - 2 \cdot 0,051802) = +0,10133.$$

$$\delta_{44}^I = \int M_4^I M_{4a} ds' = +\frac{9,0}{6} (2 \cdot 1,0 - 0,264706) + \frac{11,0}{6} (2 \cdot 0,555696 - 0,255026) = +4,17295.$$

Probe:

$$\delta_{44}^I = \int M_{4b} M_4^I ds' = -8,0 \cdot 0,088235 + \frac{9,0}{2} (1,0 - 0,264706) + \frac{8,0}{2} \cdot (0,444304 - 0,051802) = +4,17295.$$

Auch zur Probe der Belastungsglieder der Elastizitätsgleichungen ist der Reduktionssatz recht geeignet. In Abb. 9

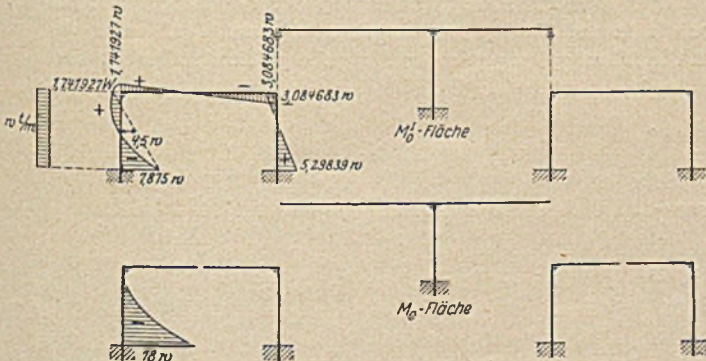


Abb. 9.

sind beispielsweise die Momentenflächen für eine linksseitige Windbelastung w t/m dargestellt.

Dann wird:

$$Z_1 = \delta_{01}^I = \int M_0^I M_{1a} ds' = +\frac{12,0}{6} (2 \cdot 3,084683 w - 1,741927 w) = +8,8548 w.$$

Probe: $Z_1 = \int M_0 M_1^I ds' = +\frac{12,0}{12} \cdot 18 w (3 \cdot 0,25 - 0,258065) = +8,8548 w.$

$$Z_2 = \delta_{02}^I = \int M_0^I M_{2a} ds' = +\frac{8,0}{6} (2 \cdot 5,29839 w - 3,084683 w) = +10,0161 w.$$

Probe: $Z_2 = \int M_0 M_2^I ds' = +\frac{12,0}{12} \cdot 18 w (3 \cdot 0,25 - 0,193548) = +10,0161 w.$

$$Z_3 = \delta_{03}^I = \int M_0^I M_{3a} ds' = 0.$$

Probe: $Z_3 = \int M_0 M_3^I ds' = 0.$

$$Z_4 = \delta_{04}^I = \int M_0^I M_{4a} ds' = 0.$$

Probe: $Z_4 = \int M_0 M_4^I ds' = 0.$

Genau ebenso lassen sich auch für alle anderen Lastzustände die Proben auf die Richtigkeit der Z-Werte durchführen.

2. Prüfung der Lösung der Elastizitätsgleichungen.

Das hier angegebene Verfahren gilt — im Gegensatz zu dem im vorigen Abschnitt — ganz allgemein, also ohne Rücksicht darauf, ob die Berechnung mit Hilfe von statisch unbestimmten Hauptsystemen erfolgt ist oder nicht.

Haben wir es mit n Unbekannten zu tun, so nehmen die n Elastizitätsgleichungen die Form an:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 + \delta_{13} X_3 + \dots + \delta_{1i} X_i + \dots + \delta_{1n} X_n &= Z_1 \\ \delta_{21} X_1 + \delta_{22} X_2 + \delta_{23} X_3 + \dots + \delta_{2i} X_i + \dots + \delta_{2n} X_n &= Z_2 \\ \delta_{31} X_1 + \delta_{32} X_2 + \delta_{33} X_3 + \dots + \delta_{3i} X_i + \dots + \delta_{3n} X_n &= Z_3 \\ \dots &\dots \\ \delta_{i1} X_1 + \delta_{i2} X_2 + \delta_{i3} X_3 + \dots + \delta_{ii} X_i + \dots + \delta_{in} X_n &= Z_i \\ \dots &\dots \\ \delta_{n1} X_1 + \delta_{n2} X_2 + \delta_{n3} X_3 + \dots + \delta_{ni} X_i + \dots + \delta_{nn} X_n &= Z_n \end{aligned} \right\} (5)$$

oder, der Kürze halber, in der Müller-Breslau'schen Tafelform geschrieben:

δ -Tafel.

	X_1	X_2	X_3		X_i		X_n	
1	δ_{11}	δ_{12}	δ_{13}		δ_{1i}		δ_{1n}	$= Z_1$
2	δ_{21}	δ_{22}	δ_{23}		δ_{2i}		δ_{2n}	$= Z_2$
3	δ_{31}	δ_{32}	δ_{33}		δ_{3i}		δ_{3n}	$= Z_3$
i	δ_{i1}	δ_{i2}	δ_{i3}		δ_{ii}		δ_{in}	$= Z_i$
n	δ_{n1}	δ_{n2}	δ_{n3}		δ_{ni}		δ_{nn}	$= Z_n$

(5a)

Die Lösung dieser Elastizitätsgleichungen wird nun zweckmäßig so vorgenommen, daß die X sich als lineare Funktionen der Z ergeben²⁾.

Wir schreiben also:

$$\begin{cases} X_1 = \beta_{11} Z_1 + \beta_{12} Z_2 + \beta_{13} Z_3 + \dots + \beta_{1i} Z_i + \dots + \beta_{1n} Z_n \\ X_2 = \beta_{21} Z_1 + \beta_{22} Z_2 + \beta_{23} Z_3 + \dots + \beta_{2i} Z_i + \dots + \beta_{2n} Z_n \\ X_3 = \beta_{31} Z_1 + \beta_{32} Z_2 + \beta_{33} Z_3 + \dots + \beta_{3i} Z_i + \dots + \beta_{3n} Z_n \\ \dots \\ X_i = \beta_{i1} Z_1 + \beta_{i2} Z_2 + \beta_{i3} Z_3 + \dots + \beta_{ii} Z_i + \dots + \beta_{in} Z_n \\ \dots \\ X_n = \beta_{n1} Z_1 + \beta_{n2} Z_2 + \beta_{n3} Z_3 + \dots + \beta_{ni} Z_i + \dots + \beta_{nn} Z_n \end{cases} \quad (6)$$

oder wieder in Tafelform:

β-Tafel.

	Z ₁	Z ₂	Z ₃		Z _i		Z _n
X ₁ =	β ₁₁	β ₁₂	β ₁₃		β _{1i}		β _{1n}
X ₂ =	β ₂₁	β ₂₂	β ₂₃		β _{2i}		β _{2n}
X ₃ =	β ₃₁	β ₃₂	β ₃₃		β _{3i}		β _{3n}
...							
X _i =	β _{i1}	β _{i2}	β _{i3}		β _{ii}		β _{in}
...							
X _n =	β _{n1}	β _{n2}	β _{n3}		β _{ni}		β _{nn}

Zwischen den δ- und den β-Werten besteht nun die Beziehung³⁾:

$$\begin{cases} \delta_{11} \beta_{11} + \delta_{12} \beta_{12} + \delta_{13} \beta_{13} + \dots + \delta_{1i} \beta_{1i} + \dots + \delta_{1n} \beta_{1n} = 1 \\ \delta_{21} \beta_{21} + \delta_{22} \beta_{22} + \delta_{23} \beta_{23} + \dots + \delta_{2i} \beta_{2i} + \dots + \delta_{2n} \beta_{2n} = 1 \\ \delta_{31} \beta_{31} + \delta_{32} \beta_{32} + \delta_{33} \beta_{33} + \dots + \delta_{3i} \beta_{3i} + \dots + \delta_{3n} \beta_{3n} = 1 \\ \dots \\ \delta_{i1} \beta_{i1} + \delta_{i2} \beta_{i2} + \delta_{i3} \beta_{i3} + \dots + \delta_{ii} \beta_{ii} + \dots + \delta_{in} \beta_{in} = 1 \\ \dots \\ \delta_{n1} \beta_{n1} + \delta_{n2} \beta_{n2} + \delta_{n3} \beta_{n3} + \dots + \delta_{ni} \beta_{ni} + \dots + \delta_{nn} \beta_{nn} = 1 \end{cases} \quad (7)$$

Haben wir also die β-Tafel nach irgendeinem Verfahren errechnet, so bieten uns die Gleichungen (7) eine recht bequeme Probe für die Richtigkeit der Rechnung. Wir brauchen nur, sobald wir eine Zeile der β-Tafel bestimmt haben, die Werte dieser Zeile mechanisch mit den entsprechenden Werten der δ-Tafel zu multiplizieren; die Summe der Produkte dieser Zeile muß dann Eins ergeben.

Für unser Beispiel (Abb. 1) hatten wir im vorigen Abschnitt die δ-Werte errechnet. Wir erhalten die folgende Tafel:

δ-Tafel.

	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	
1	+ 4,99810	+ 0,13093	+ 0,35294	- 0,35294	= Z ₁
2	+ 0,13093	+ 1,63251	- 1,01961	+ 0,35294	= Z ₂
3	+ 0,35294	- 1,01961	+ 1,61805	+ 0,10133	= Z ₃
4	- 0,35294	+ 0,35294	+ 0,10133	+ 4,17295	= Z ₄

²⁾ Vgl. Müller-Breslau, Die graphische Statik der Baukonstruktionen, Bd. II, 1. Abteil., 5. Aufl., 1922, S. 144 und 145.
³⁾ Vgl. Müller-Breslau, Die graphische Statik der Baukonstruktionen, Bd. II, 1. Abteil., 5. Aufl., 1922, S. 174, oder: Domke, Handbuch für Eisenbetonbau, X. Bd., 2. Aufl., 1920, S. 48.

Die β-Werte sind errechnet (wie, spielt hier keine Rolle) zu:

β-Tafel.

	Z ₁	Z ₂	Z ₃	Z ₄
X ₁ =	+ 0,211584	- 0,087205	- 0,102843	+ 0,027768
X ₂ =	- 0,087205	+ 1,090447	+ 0,713487	- 0,116929
X ₃ =	- 0,102843	+ 0,713487	+ 1,096054	- 0,095659
X ₄ =	+ 0,027768	- 0,116929	- 0,095659	+ 0,254201

Zur Probe bilden wir die Summen der Produkte δ_i · β_i:

$$\begin{aligned} & + 4,99810 \cdot 0,211584 - 0,13093 \cdot 0,087205 \\ & - 0,35294 \cdot 0,102843 - 0,35294 \cdot 0,027768 = 1,0000024 \\ & - 0,13093 \cdot 0,087205 + 1,63251 \cdot 1,090447 \\ & - 1,01961 \cdot 0,713487 - 0,35294 \cdot 0,116929 = 1,0000005 \\ & - 0,35294 \cdot 0,102843 - 1,01961 \cdot 0,713487 \\ & + 1,61805 \cdot 1,096054 - 0,10133 \cdot 0,095659 = 1,0000012 \\ & - 0,35294 \cdot 0,027768 - 0,35294 \cdot 0,116929 \\ & - 0,10133 \cdot 0,095659 + 4,17295 \cdot 0,254201 = 1,0000056 \end{aligned}$$

Man erkennt, daß diese Probe sich recht leicht und bequem durchführen läßt; da es sich um eine ganz mechanische Rechenoperation handelt, kann man auch eine Hilfskraft mit der Ausführung der Probe betrauen.

In den meisten technischen Bureaus, wo viel gerechnet wird, dürfte wohl eine Rechenmaschine zur Verfügung stehen. In diesem Fall lassen sich die angegebenen Kontrolluntersuchungen in ganz kurzer Zeit durchführen.

Die für diese Rechenprobe durchgeführte Zahlenrechnung kann man übrigens gleichzeitig als Kennzeichen dafür benutzen, ob die Wahl der statisch unbestimmten Größen zweckmäßig war oder nicht. Denn wir brauchen ja nur sämtliche Werte δ_{ik} β_{ik}, absolut genommen, zu addieren, um sofort zu übersehen, wieviel der Fehler der Lösung, in Prozenten ausgedrückt, im allerungünstigsten Falle betragen kann, wenn der Fehler in den δ_{ik}-Werten ein Prozent beträgt⁴⁾.

In unserem Beispiel erhalten wir die Summe aller Werte δ_{ik} β_{ik}, absolut genommen, zu:

$$\sum |\delta_{ik} \beta_{ik}| = 7,3438341$$

d. h. also, daß bei einer Ungenauigkeit der δ_{ik}-Werte von 1 vH die Lösung höchstens um ± 7,3 vH fehlerhaft herauskommen kann. Mit Rücksicht auf die zwölffache statische Unbestimmtheit des Systemes muß dieses Resultat als recht gut bezeichnet werden.

3.

In diesem Abschnitt wollen wir, der Vollständigkeit halber, noch kurz auf die Proben eingehen, die zur Verfügung stehen, um die Lösung der gesamten Aufgabe zu kontrollieren. Es sind

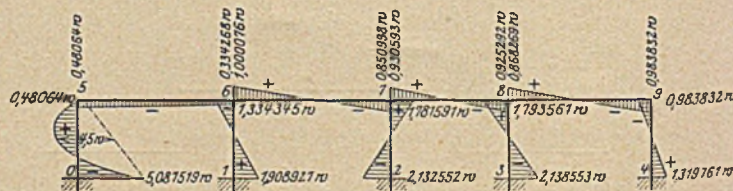


Abb. 10.

⁴⁾ Vgl. A. Hertwig, Die Fehlerwirkungen beim Auflösen linearer Gleichungen und die Berechnung statisch unbestimmter Gebilde, Der Eisenbau, 1917, S. 110, oder: Domke, Handbuch für Eisenbetonbau, X. Bd. 2. Aufl., 1920, S. 41.

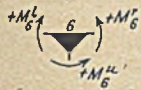
dies — bei ebenen Systemen — die drei Gleichgewichtsbedingungen:

- Summe aller Biegemomente gleich Null,
- Summe aller horizontalen Kräfte gleich Null,
- Summe aller vertikalen Kräfte gleich Null.

Für unser Zahlenbeispiel sind die Biegemomente infolge linksseitigen Winddrucks in Abb. 10 dargestellt.

Nach Abb. 11 ist nun für den Knotenpunkt 6 (vgl. auch Abb. 1):

$$M_6^l - M_6^r - M_6^u = 0$$



Ebenso wird:

$$\text{für Knotenpunkt 7: } M_7^l - M_7^r + M_7^u = 0$$

$$\text{und für Knotenpunkt 8: } M_8^l - M_8^r + M_8^u = 0$$

Abb. 11.

Setzen wir die in Abb. 10 angegebenen Werte der Biegemomente in diese Kontrollgleichungen ein, so erhalten wir:

$$\text{Punkt 6: } -0,334\ 268\ w - 1,000\ 076\ w + 1,334\ 345\ w = +0,000\ 001\ w$$

$$\text{Punkt 7: } -0,850\ 998\ w - 0,930\ 593\ w + 1,781\ 591\ w = 0,000\ 000\ w$$

$$\text{Punkt 8: } -0,925\ 292\ w - 0,868\ 269\ w + 1,793\ 561\ w = 0,000\ 000\ w$$

Ebenso läßt sich auch die Kontrolle für die Richtigkeit der Auflagerkräfte in horizontaler und vertikaler Richtung leicht durchführen.

PRÄSIDENT A. D., GEHEIMER JUSTIZRAT DR. JUR.

EMIL GUGGENHEIMER †,

VORSTANDSMITGLIED DES REICHSV ERBANDES DER DEUTSCHEN INDUSTRIE.

In den letzten Junitagen verstarb Emil Guggenheimer. Mit ihm ist ein Mann dahingegangen, der an dem Aufbau der deutschen Wirtschaft und Industrie einen hervorragenden Anteil genommen hat.

Geboren im Jahre 1860 zu München, widmete sich Guggenheimer zunächst der juristischen Laufbahn im bayrischen Staatsdienste. Im Jahre 1903 trat er als Syndikus in die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg ein, wurde hier 1904 stellvertretender Direktor, 1907 Vorstandsmitglied. 1914 erhielt er den Titel eines Königlich bayrischen Kommerzienrates, im Jahre 1923 durch das bayrische Staatsministerium der Justiz den Titel eines Geheimen Justizrates.

In den Jahren 1919—1921 war Guggenheimer Vorsitzender einer der Unterkommissionen für Materialrückgabe an Belgien und Frankreich, wurde im Jahre 1920 Präsident der Rücklieferungskommission und gleichzeitig Reichskommissar für die Ausführung der Aufbauarbeiten in den zerstörten Gebieten. 1919—22 war er Kommissar der Reichsregierung für Fragen der Ausführung und Auslegung des Friedensvertrages.

Guggenheimer gehörte zu den tätigsten Mitgliedern im Vorstände des Reichsverbandes der Deutschen Industrie seit dessen Begründung. Ein gründlicher Kenner aller einschlägigen Verhältnisse ließ er den Arbeiten des Reichsverbandes die mannig-

fachste und weitgehendste Förderung zuteil werden. Im besonderen machte er sich als Vorsitzender des Steuerausschusses und des Ausschusses für Bank- und Kreditfragen und für gewerblichen Rechtsschutz hochverdient.

Zudem beteiligte sich Guggenheimer auch an den Arbeiten des deutschen Vereins für den Schutz des gewerblichen Eigentums und beschäftigte sich weiter als Mitglied der deutschen Gruppe der internationalen Vereinigung für gewerblichen Rechtsschutz mit den Fragen der Regelung der internationalen Beziehungen dieses Gebietes.

Trotz schwerer Leiden, von denen er bereits seit längerer Zeit heimgesucht wurde, ließ er es sich nicht nehmen, an den Arbeiten des Reichsverbandes der deutschen Industrie bis in die allerletzte Zeit mitzuwirken. In der Hauptausschußsitzung des Reichsverbandes, die den Auftakt zu dessen Kölner Tagung bildete, erstattete er noch ein längeres Referat über Steuerfragen. Es sollte dies seine letzte hingebungsvolle Arbeit sein, denn nach Beendigung dieses Referates traf ihn ein schwerer Anfall von Herzschwäche, von dem er sich nicht wieder erholen sollte.

Die deutsche Industrie- und Handelswelt wird dem Dahingegangenen stets ein ehrendes Gedenken bewahren.

M. F.

HILFSMITTEL ZUR ERMITTLUNG VON SILOWANDDRÜCKEN.

Von Prof. Dr.-Ing. Walther Kunze, Dresden

Übersicht. Es wird eine Koeffiziententabelle und ein Kurvenblatt für die Seiten- und Sohlendrucke von Silofüllgütern mitgeteilt. Grundlage ist die bekannte Gleichung von Janßen, Vergleich mit Löfers Tabelle.

Für die Berechnung der Seiten- und Bodendrucke in Zellen-silos ist die Formel von Janßen eine anerkannte Grundlage. Lufft hat ihre Gültigkeit in seiner Broschüre: „Die Druckverhältnisse in Silozellen“ an Hand eigener und fremder Versuche großen Maßstabes für Getreide nachgeprüft und als erwiesen bezeichnet. Für andere Arten von Schüttgütern fehlen allerdings ausreichende Versuchsergebnisse. Trotzdem wird nach Anleitung der in Betracht kommenden Lehr- und Handbücher in der Regel nach Janssenscher Weise gerechnet, denn auch der Untersuchungsgang nach den Vorschlägen von Mörsch und Sor beruht mehr oder weniger, mindestens aber in dem Werte für $p_{s\max}$ auf Janßens Ableitung.

Bei dieser allgemeinen Anerkennung der Janßenschen Kurve erscheint es wünschenswert, diese selbst und nicht einen Ersatzlinienzug für die Wand- bzw. Sohlenbelastung zugrunde zu legen, namentlich wenn auch zur Auffindung der Ersatzlinie verschiedene Zwischenrechnungen nötig sind.

Die Ermittlung der Janßenschen Kurve erfordert aber eine nicht unerhebliche logarithmische Rechnung.

Die von Löser im Taschenbuch für Bauingenieure gegebene kleine Tabelle bietet zwar eine gewisse Erleichterung, doch scheint das in der vorliegenden Veröffentlichung gegebene Hilfsmittel im Gebrauch noch bedeutend einfacher. Die nachfolgende Tabelle ist das Ergebnis einer planmäßig, und deshalb sehr ökonomisch durchgeführten Berechnung für alle praktisch in Betracht kommenden Fälle.

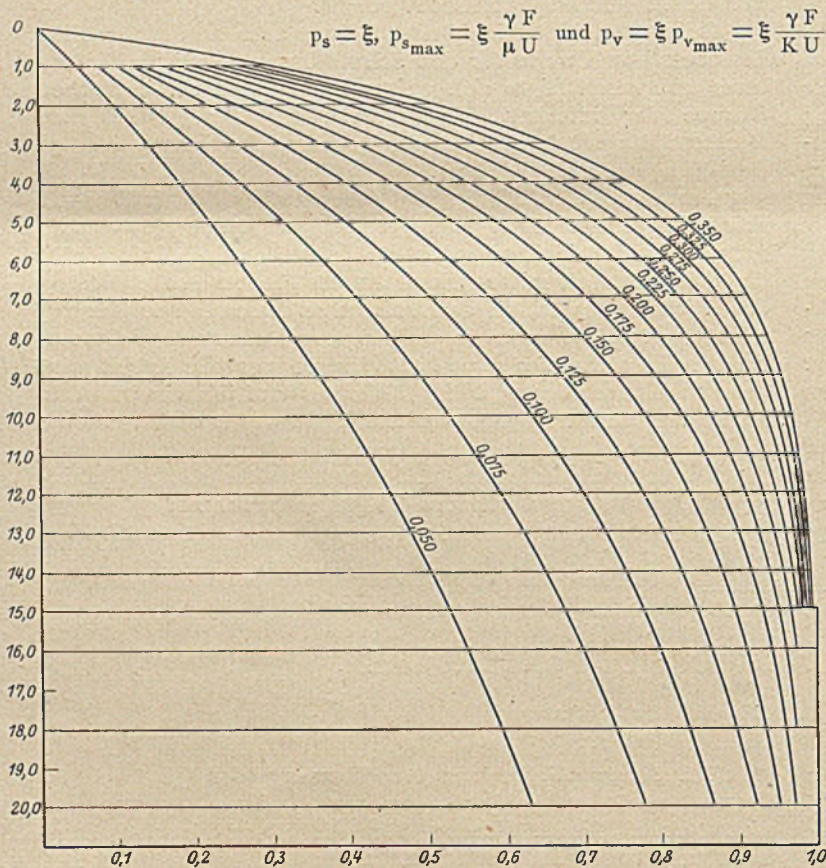
Tabelle zur Berechnung der Wand- und Sohlendrucke in Silozellen.

Tiefe m	Exponenten $\frac{UK}{F}$ in m^{-1}												
	0,050	0,075	0,100	0,125	0,150	0,175	0,200	0,225	0,250	0,275	0,300	0,325	0,350
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1,0	0,049	0,072	0,095	0,117	0,139	0,160	0,181	0,202	0,221	0,240	0,259	0,277	0,294
2,0	0,095	0,139	0,181	0,221	0,259	0,294	0,330	0,362	0,393	0,423	0,451	0,478	0,503
3,0	0,139	0,202	0,259	0,312	0,362	0,408	0,451	0,491	0,528	0,562	0,594	0,623	0,650
4,0	0,181	0,259	0,330	0,393	0,451	0,583	0,550	0,594	0,632	0,667	0,699	0,727	0,753
5,0	0,221	0,312	0,393	0,464	0,528	0,583	0,632	0,675	0,714	0,747	0,777	0,803	0,826
6,0	0,259	0,362	0,451	0,528	0,594	0,650	0,699	0,741	0,777	0,808	0,835	0,861	0,878
7,0	0,294	0,408	0,503	0,583	0,650	0,705	0,753	0,793	0,826	0,858	0,878	0,896	0,914
8,0	0,330	0,451	0,550	0,632	0,699	0,753	0,798	0,835	0,865	0,889	0,909	0,926	0,939
9,0	0,362	0,491	0,594	0,675	0,741	0,793	0,835	0,868	0,893	0,916	0,933	0,946	0,957
10,0	0,393	0,528	0,632	0,714	0,777	0,826	0,865	0,893	0,918	0,936	0,950	0,961	0,970
11,0	0,423	0,562	0,667	0,747	0,808	0,858	0,889	0,916	0,936	0,951	0,963	0,972	0,979
12,0	0,451	0,594	0,699	0,777	0,835	0,878	0,909	0,933	0,950	0,963	0,973	0,980	0,985
13,0	0,478	0,623	0,727	0,803	0,861	0,896	0,926	0,946	0,961	0,972	0,980	0,985	0,989
14,0	0,503	0,650	0,753	0,826	0,878	0,914	0,939	0,957	0,970	0,979	0,985	0,989	0,993
15,0	0,528	0,675	0,777	0,846	0,893	0,929	0,950	0,966	0,977	0,984	0,989	0,992	0,995
16,0	0,550	0,699	0,798	0,865	0,909	0,939	0,962	0,973	1	1	1	1	1
18,0	0,584	0,741	0,835	0,893	0,933	0,957	0,973	1	1	1	1	1	1
20,0	0,632	0,777	0,865	0,920	0,950	0,970	1	1	1	1	1	1	1

Nach Janßen ist der Seitendruck im Maximum: $p_{s_{max}} = \frac{\gamma F}{\mu U}$, der Bodendruck im Maximum: $p_{v_{max}} = \frac{\gamma F}{K U}$.

Die obenstehende Tabelle liefert die Koeffizienten, mit denen $p_{s_{max}}$ oder $p_{v_{max}}$ multipliziert werden müssen, um die Drücke in beliebigen Tiefen zu finden.

Kurven für Silodrücke.



Erläuterung:

Die Ordinaten stellen die Tiefen x unter der Schüttungsoberkante dar.

Die Abszissen ergeben die zugehörigen Werte der Klammer $(1 - e^{-\frac{UKx}{F}})$.

In dem Faktor $\frac{\gamma F}{\mu U}$ ist γ in t/m^3 , F in m^2 und U in m einzusetzen. Die an

die Kurven angeschriebenen Zahlen 0,150, 0,175 usw. bedeuten die Werte $\frac{UK}{F}$ in m bzw. m^2 , $K = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \tan \varphi'$.

$\tan \varphi' = \mu =$ Reibungswinkel zwischen Wand und Füllgut,
 $\varphi =$ Böschungswinkel der Füllmasse.

Die Tabelle bzw. das Kurvenblatt gibt für die Gleichungen

$$p_s = \left(1 - e^{-x \frac{UK}{F}}\right) \frac{\gamma F}{\mu U}$$

und
$$p_v = \left(1 - e^{-x \frac{UK}{F}}\right) \frac{\gamma F}{K U}$$

den Klammerwert: $p_{s_{max}} = \frac{\gamma F}{\mu U}$; $p_{v_{max}} = \frac{\gamma F}{K U}$.

Obige Gleichungen lassen sich auch schreiben als:

$$p_s = \xi p_{s_{max}} \text{ und } p_v = \xi p_{v_{max}},$$

$$\text{worin } \xi = 1 - e^{-x \frac{UK}{F}}$$

In der Tabelle sind die Werte $x = 1,0 - 2,0$ usw. bis 20 m berücksichtigt. Der Rest des Exponenten $\frac{UK}{F}$ ist in den weitesten Grenzen abgewandelt.

Als äußerste Grenzen für U/F werden angenommen:

$$U/F = 0,625 \text{ und } U/F = 1,60$$

Der erstere Wert entspricht einer kreisförmigen Zelle vom Radius 3,20 m; nämlich $2r/r^2 = 2/r = 2/3,20 = 0,625 m^{-1}$. Der letztere Wert entspricht einer rechteckigen Zelle vom Seitenverhältnis 1:2 bei einer Seitenlänge von 1,88 bzw. 3,76 m; nämlich $6s/2s^2 = 6 \cdot 1,88/2 \cdot 1,88^2 = 1,60 m^{-1}$.

Extremere Fälle dürften kaum vorkommen.

Als Grenzwerte für K sind angenommen:

$$K = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \tan \varphi' = 0,080 \text{ und } 2,20.$$

Der erstere Wert wird erreicht bei $\varphi = 45^\circ$ und $\tan \varphi' = \mu = 0,49$. Während $\varphi = 45^\circ$ für steilgeböschte Schüttgüter wie Erze und Koks zutreffen dürfte, ist bei diesen Stoffen mit einem Wandreibungsbeiwert selbst bei geputzter Wand von mehr als 0,49 zu rechnen, so daß $K = 0,080$ wohl nie nach unten überschritten werden dürfte.

Der letztere Wert (0,220) entspricht einem Böschungswinkel $\varphi = 22^\circ$ und einem Wandreibungsbeiwert von 0,48.

Bei Malz kann äußersten Falles ein derartig flacher Böschungswinkel angenommen werden. Der Wandreibungswinkel wird oft zu $\frac{3}{4}\varphi$ angenommen; dann wäre $\tan 17^\circ 30' = 0,315$ einzusetzen. Man sieht, daß die Annahme $\tan \varphi' = \mu = 0,48$ unwahrscheinlich hoch ist und damit $K = 0,220$ wohl eine kaum vorkommende obere Grenze darstellt.

Die Kombination der ungünstigsten Werte U/F und K ergibt:

$$U/F \cdot K = 0,625 \cdot 0,080 = 0,050 \text{ (Kleinstwert)}$$

$$U/F \cdot K = 1,60 \cdot 0,220 = 0,350 \text{ (Größtwert)}$$

Für diese Werte und die — um 0,025 gestaffelten — Zwischenwerte sind Tabelle und Kurvenblatt aufgestellt.

Wie einfach die Ermittlung der Wand- und Sohlendrucke mit diesen Hilfsmitteln erfolgen kann, möge das nachfolgende Beispiel zeigen.

Beispiel:

Zellensilo von $4,00 \times 4,00$ m Grundfläche.

Inhalt: Weizen, R-G : $\gamma = 0,800$ t/cbm.

Böschungswinkel: $\varphi = 26^\circ$,

Wandreibungsbeiwert: $\mu = \tan \varphi'$; $\varphi' = 20^\circ$
 $\mu = 0,364$,

Schütthöhe: 10,0 m über Trichteroberkante.

a) Wie groß sind von Meter zu Meter die Seitendrucke des Füllgutes?

b) Wie groß ist der Sohlendruck in der Ebene der Trichteroberkante?

1. Berechnung der Maximalwerte für p_s und p_v .

$$p_{s\max} = \frac{\gamma F}{\mu U} = \frac{0,800 \cdot 16,0}{0,364 \cdot 16,0} = 2,20 \text{ t/m}^2$$

$$K = \tan^2 (45^\circ - \varphi/2) \mu = 0,390 \cdot 0,364 = 0,142$$

Da φ und μ nur ungenaue Werte sind, wird der Wert K im erhöhtem Maße ungenau. Es genügt für K statt 0,142 den runden Wert 0,150 anzunehmen.

$$p_{v\max} = \frac{\gamma F}{K U} = \frac{0,800 \cdot 16,0}{0,150 \cdot 16,0} = 5,35 \text{ t/m}^2$$

2. Benutzung der Tabelle.

$$\text{Leitwert } \frac{U K}{F} = \frac{16,0 \cdot 0,150}{16,0} = 0,150$$

Für diesen Leitwert werden der Tabelle die Faktoren ξ für die verschiedenen Tiefen entnommen. Die Drücke sind dann:

$p_{s1} = 0,139$	} $\cdot 2,20 =$	0,306	t/m ²
$p_{s2} = 0,259$		0,570	"
$p_{s3} = 0,362$		0,800	"
$p_{s4} = 0,451$		0,990	"
$p_{s5} = 0,528$		1,062	"
$p_{s6} = 0,594$		1,305	"
$p_{s7} = 0,650$		1,430	"
$p_{s8} = 0,699$		1,540	"
$p_{s9} = 0,741$		1,630	"
$p_{s10} = 0,777$		1,710	"

Der Vertikaldruck am unteren Ende des Silo-Schaftes ist:

$$p_v = \xi_{10} p_{v\max} = 0,777 \cdot 5,35 = 4,16 \text{ t/m}^2$$

* * *

Hiermit sei der Rechnungsgang nach Löser (Taschenb. f. Bauing., IV. Aufl. S. 1006—7) in Vergleich gesetzt.

1. Berechnung von $p_{s\max}$

$$p_{s\max} = \frac{\gamma F}{U \tan \varphi'} = \frac{0,800 \cdot 16,0}{16,0 \cdot 0,364} = 2,20 \text{ t/m}^2$$

2. Ermittlung der Äquivalenz-Höhe h

$$h = \frac{p_{s\max}}{\alpha} = \frac{p_{s\max}}{\gamma \tan^2 (45^\circ - \varphi/2)} = \frac{2,20}{0,8 \cdot 0,390} = 7,05 \text{ m}$$

3. Ermittlung der Werte $\lambda = y : h$

$\lambda_1 = 1,00$	} $\cdot 7,05 =$	0,141
$\lambda_2 = 2,00$		0,283
$\lambda_3 = 3,00$		0,424
$\lambda_4 = 4,00$		0,566
$\lambda_5 = 5,00$		0,707
$\lambda_6 = 6,00$		0,850
$\lambda_7 = 7,00$		0,992
$\lambda_8 = 8,00$		1,134
$\lambda_9 = 9,00$		1,275
$\lambda_{10} = 10,00$		1,415

4. Benutzung der aus der Gleichung

$$p_s = \frac{e^\lambda - 1}{e^\lambda} p_{s\max}$$

abgeleiteten Tabelle (S. 1007 a. a. O).

Will man, wie wünschenswert, die Drücke in vollen Metern tiefen haben, so muß man für jede Metern tiefe interpolieren, z. B. für $y = 10,0$ m = 1,415 h ergibt sich unter Benutzung der Löserschen Tabelle

$$p_{s10} = \left(0,753 + 0,045 \cdot \frac{0,015}{0,200} \right) p_{s\max} = 0,756 \cdot 2,20 = 1,663 \text{ t/m}^2$$

5. Berechnung des Vertikaldruckes nach der Formel

$$p_v = p_s \frac{\gamma}{\alpha} = p_s \cdot \frac{1}{\tan^2 (45^\circ - \varphi/2)}$$

Ergebnis der Gegenüberstellung:

1. Die Stichprobe zeigt für eine Tiefe von 10,0 m eine Differenz in den Werten p_{s10} von

$$1,710 - 1,663 = 0,047 \text{ t/m}^2 = 3 \text{ vH.}$$

Die Abweichung ist dadurch erklärlich, daß unserer Tabelle die Beiwerte für $K = 0,150$ statt 0,142 entnommen sind.

2. Die Lösersche Tabelle ist eleganter, weil sie statt der vielen absoluten Werte eine relative Tiefe $x/\frac{F}{U K}$ oder nach Lösers Bezeichnungen $y/h^1 = \lambda$ benutzt.

3. Das Arbeiten mit der neuen Tabelle erweist sich jedoch als bedeutend bequemer, es erspart die Berechnung der Äquivalenz-Höhe h und die Berechnung der Werte $y : h = \lambda$ und die Interpolationen.

¹⁾ h ist nicht mit der Gesamthöhe der Zelle zu verwechseln. h ist die Äquivalenzhöhe, definiert nach der Formel $h = \frac{p_{s\max}}{\gamma \tan^2 (45^\circ - \varphi/2)}$

ZUSCHRIFT ZUM AUFSATZ RIECKHOF IN HEFT 7.

Beitrag zur experimentellen Lösung statisch unbestimmter Systeme.

Von Ing. Ladislaus Feimer, Budapest.

Herr Christian Rieckhof veröffentlicht im Heft 7 d. J. eine kurze Abhandlung über seinen „Nupubest“-Apparat, welche die zeichnerische Lösung statisch unbestimmter Systeme sehr einfach und übersichtlich ermöglicht. Verfasser dieses kurzen Beitrages befaßte sich gleichfalls, angeregt durch die erwähnten amerikanischen Versuche mit diesem vielverheißenden Problem, beschränkte sich jedoch auf das Gebiet der

durchlaufenden Träger, konnte aber die Versuche aus fernliegenden Gründen nicht rechtzeitig abschließen. So möchte ich nur, wenn auch im geringen Maße, dem Werke Herrn Rieckhofs beisteuern.

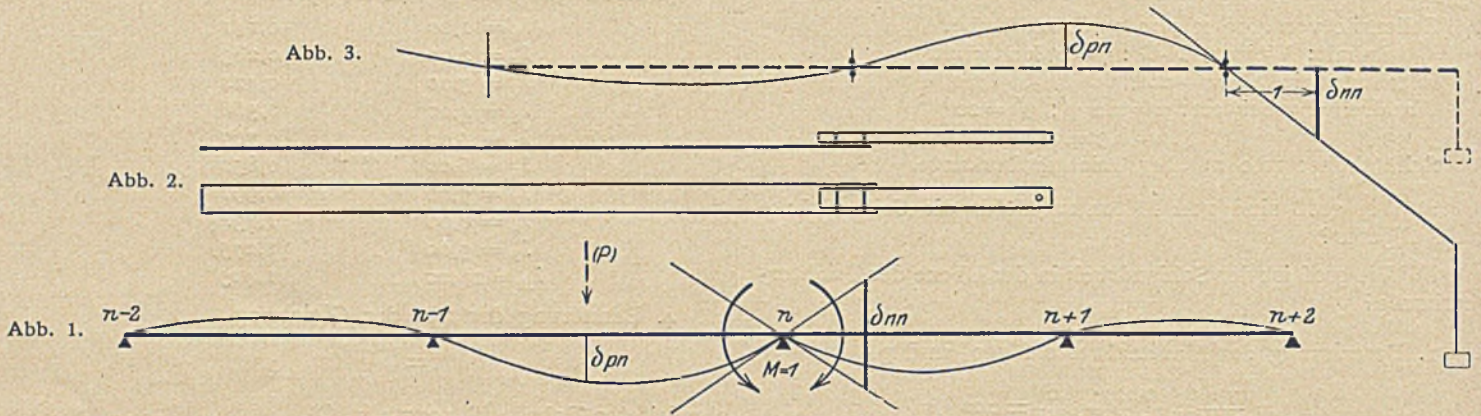
Der Erfinder des „Nupubest“ wählt, seiner Veröffentlichung gemäß, zur Lösung der statisch unbestimmten Systeme den Weg, daß er mit seinem Apparat die Wendepunkte der

Biegungslinien bestimmt, die selbstredend als Momentennullpunkte zu betrachten sind. Mit Hilfe der Nullpunkte und der elementaren Momentenlinien läßt sich der endgültige Momentenverlauf leicht bestimmen.

Zwecks experimenteller Bestimmung der Einflußlinien, also nicht der Momentenlinien, wie bei Herrn Rieckhof, durchlaufender Balkenträger glaubte ich auf einem anderen Weg zum Ziele zu gelangen. Das Verfahren beruht auf einer kurz anzuführenden, in der Praxis üblichen Berechnungsart.

Zerschneidet man einen durchlaufenden Träger an einem

gehoben, bis das Gewicht frei hing und in dieser Lage befestigt. Die Lage des Metallstabes, welche nebenbei bemerkt gegenüber dem Stahlband als starr betrachtet werden konnte, lieferte die Endtangenten, d. h. einen Teil des Endverdrehungswinkels. Die Linie wurde mit einem Bleistiftstrich gezeichnet, geradeso die Biegungsfigur des Stahlbandes, welches bereits die verzerrte Momentenlinie darstellt. Falls die Lage des betreffenden Stützpunktes nicht symmetrisch ist, wird das Verfahren mit gleichbleibendem Gewicht und Hebelarm bei der anderen Trägerhälfte wiederholt.



beliebigen Stützpunkt und läßt hier die Momente $M = 1$ wirken, (Abb. 1), so besteht zwischen den Ordinaten der Biegungslinie, den Endtangenten und der Momente das bekannte Verhältnis:

$$M_n = -l^t \frac{\delta p n}{\delta n n}$$

Die Zeichnung der Biegungslinie, herrührend von den Momenten ($M = 1$) erfolgte mit einer einfachen Vorrichtung, welche aus einem Stahlband bestand, an dessen Ende ein durchlochtes Metallstab befestigt wurde (Abb. 2). Das Stahlband wurde den Stützpunkten entsprechend am Reißbrett mittels Pickier-nadeln befestigt und an den Metallstab ein Gewicht mit Bindfaden befestigt (Abb. 3). Nun wurde das Reißbrett so weit

Trotz der primitiven, selbstverfertigten Einrichtung lieferte das Verfahren — bei einiger Übung — brauchbare Resultate. Ein entschiedener Nachteil der Methode liegt darin, daß sie nur bei durchweg gleichbleibendem Trägheitsmoment anwendbar ist. Ein Mangel, der ja dem „Nupubest“ auch anhaften dürfte.

Zum Schluß sei noch bemerkt, daß dem Verfasser dieses Beitrages nichts ferner lag, als die Priorität Herrn Rieckhofs bestreiten zu wollen. Ich empfinde es im Gegenteil als eine Genugtuung, daß ich beim Ausarbeiten einer Erfindung, der zweifelsohne eine große Zukunft bevorsteht, auf dem guten Wege mich befand.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

26. Einsturz eines zweigeschossigen Eisenbetonbaues.

Zur Verbindung von zwei bestehenden Fabrikgebäuden sollte ein zweigeschossiger Bau dienen, dessen Eisenbetonkonstruktionen aus zwei Decken über einer Fläche von $13 \cdot 13,20$ m, einigen Fensterstürzen und zwei Säulen bestand. Fünfzehn Tage nach Beendigung der letzten Eisenbetonarbeiten wurde begonnen, die Dachdecke auszuschalen; die untere Decke war bereits ausgeschalt. Dabei stürzte der Bau zusammen, und es wurden drei Arbeiter erheblich verletzt. Bauleiter war der Inhaber der bauausführenden Firma, am Bau führte ein Polier die Aufsicht. Gegen sie erhob die Staatsanwaltschaft auf Grund der Voruntersuchung Anklage wegen fahrlässiger Körperverletzung und wegen Verstoßes gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst (§§ 330 und 230 R. ST. G. B.). Das Schöffengericht verurteilte die Angeklagten zu einer Gefängnisstrafe von je sechs Wochen, doch wurde die Vollstreckung unter der Bedingung einer guten Führung und mit der Aussicht auf spätere Begnadigung ausgesetzt.

Nach dem Gutachten des vom Gericht bestellten Sachverständigen, dem sich das Gericht in seiner Urteilsbegründung anschloß, haben verschiedene Gründe zum Einsturz geführt. Zunächst war die ganze Konstruktion, insbesondere die des Daches, recht unglücklich, wie sich aus folgendem ergibt.

Das Erdgeschoß war durch eine 40 cm starke gemauerte Zwischenwand unterteilt, die zur Auflagerung für die Unterzüge der Erdgeschoßdecke und eines das Dachgeschoß tragenden Pfeilers diente. Die untere Decke spannte sich über vier Felder von 3,10 bis 3,50 m Weite und wurde von den Außenmauern und drei Unterzügen getragen. Diese Unterzüge waren kontinuierliche Träger über zwei Feldern von 9,10 und 4,30 m Weite. Als Auflager für sie dienten eine Außenmauer, die oben erwähnte Zwischenwand und ein Hauptunterzug, der in der Mitte durch eine Säule unterstützt wurde.

Die Decke des Dachgeschosses, die gleichzeitig die Dachhaut

bildete, war von zwei Unterzügen getragen, die senkrecht zur Richtung der Unterzüge der Erdgeschoßdecke verliefen. Die Feldbreiten betragen 4,20 bzw. 4,70 m. Die Unterzüge ruhten in der Mitte auf einem Hauptunterzug, an den Enden auf Fensterstürzen auf. Der Hauptunterzug wurde an drei Stellen, die 9,05 m und 4,35 m voneinander entfernt waren, durch die Außenmauer und zwei Säulen unterstützt.

Der Sachverständige beanstandete weiter mehrere Punkte der statischen Berechnung und der Dimensionierung. Trotz dieser Mängel in der Gesamtkonstruktion und in der Einzelausbildung hätte aber nach seiner Meinung eine einwandfreie Ausführung und Verarbeitung des Betons sowie eine sachgemäße Behandlung während des Erhärtens und beim Ausschalen ein Unglück verhüten können. Diese letzten Punkte ließen aber ebenfalls zu wünschen übrig. Der Kiessand war unreinigt, der Kies enthielt zu große Stücke, andererseits auch zu viel feines Korn. Die Handmischung geschah nicht sorgfältig genug, und die Eisen waren nicht überall ordnungsmäßig verlegt. „Der ganze Bau war Pfluscharbeit.“

Als erste Ursache des Einsturzes ist aber das zu frühe und unsachgemäße Ausschalen anzusehen. Bereits fünfzehn Tage nach dem letzten Betonieren nahmen die mit der Ausschaltung beauftragten Arbeiter, während der Polier sich zu einem anderen Bau, den er auch beaufsichtigte, begeben hatte, Schalung und Stützen, und zwar auch die Notstützen fort. Die nach Rückkehr des Poliers und des Bauleiters schleunigst gegebene Anordnung zur Wiederunterstützung durch Notstützen kam zu spät. Nach den Vorschriften beträgt die Frist mindestens drei Wochen, für die Notstützen mindestens fünf Wochen. Das frühe Ausschalen war besonders gefährlich, weil die Dachdecke schon beim Ausschalen die volle rechnungsmäßige Last hatte.

Für die Strafbemessung kam als mildernd in Betracht, daß die Angeklagten von der Bauherrin, einer Firma, zum Ausschalen sehr gedrängt wurden. Eine Abschlagszahlung, die der Bauleiter als Inhaber des Baugeschäfts benötigte, sollte erst erfolgen, wenn der Bau ausgeschalt sei.

Cp.

Zuschrift zum Aufsatz Rieckhof in Heft 7.

In dem Aufsatz von Chr. Rieckhof, Darmstadt, „Experimentelle Lösung statisch unbestimmter Systeme für den Gebrauch in der Praxis“ in Heft 7 des „Bauingenieur“ vom 10. IV. 1925 behauptet der Verfasser, daß die „zur Lösung dieses Problems hauptsächlich in Amerika eingeschlagenen Wege nicht dazu geeignet und wohl auch nicht dazu bestimmt wären, daß die Verfahren von den technisch interessierten Kreisen allgemein benutzt werden könnten“. Als Gründe hierfür führt Herr Rieckhof an, daß man bei den bisherigen Verfahren durch „Anhängung von Gewichten und dergl.“ die Einwirkung einer Last erzeugte, um die Durchbiegungen, Verdrehungen, Krümmungsradius oder dergl. festzustellen. Die Untersuchungen hätten sich hierbei nur auf einige bestimmte Belastungsfälle (Einzellasten und einige symmetrische Belastungen) beschränkt. Bei dem neuen Verfahren hingegen werde während des ganzen Arbeitsvorganges mit keiner einzigen absoluten Größe gearbeitet. Selbst die Größe der angreifenden Kraft sei beliebig und bleibe unbekannt.

Hierzu ist folgendes zu bemerken: Die obigen Behauptungen entsprechen, soweit sie die bisherigen Verfahren betreffen, meiner Meinung nicht den Tatsachen. In dem von Herrn Professor Beggs, Princeton, N.-J. vorgeschlagenen und auch vom Einsender dieser Zeilen erprobten Verfahren¹⁾ der Messung an Modellen aus Pappe wird nicht etwa auf die Modelle eine bestimmte Belastung aufgebracht — wie Herr Rieckhof angibt — sondern es wird die statisch Unbestimmte eines 1-fach unbestimmten Systems und in gleicher Weise eine statisch Unbestimmte eines n-fach unbestimmten Systems bei (n-1)-fach unbestimmtem Hauptsystem nach der Gleichung

$$X = P \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} \dots \dots \dots (1)$$

berechnet, wobei nur die beiden zu einander gehörigen Verschiebungen δ_{ma} (am Lastort) und δ_{aa} (am Angriffspunkt der statisch Unbestimmten) genau gemessen werden. Hierbei kann — da es ja nur auf das Verhältnis der beiden Verschiebungen ankommt — eine der beiden Größen, z. B. δ_{aa} , ganz beliebig gewählt werden, so daß also nur die zugehörige Verschiebung δ_{ma} am Lastorte zu messen ist. Ist die Last P nicht Eins, so ist dann das Verhältnis der beiden Verschiebungen noch mit P zu multiplizieren. Es ist also zunächst klar, daß bei der oben beschriebenen Methode keine Gewichte auf die Modelle aufgebracht werden.

Ferner werden nach dieser Methode nicht — wie Herr Rieckhof annimmt — nur einige bestimmte Belastungsfälle ermittelt, vielmehr ergibt sich in einfacher Weise die ganze Einflußlinie für die statisch unbestimmte Größe, indem die Durchbiegung δ_{na} des Lastgurtes für ein bestimmtes (im übrigen willkürliches) δ_{aa} an beliebig vielen Stellen abgelesen und durch diesen Wert δ_{aa} dividiert wird (Maxwell).

Daß die Messungen an Pappmodellen mit der Theorie genügend übereinstimmende Ergebnisse liefern, ist durch die beiden (in der Fußnote) erwähnten Aufsätze dargelegt worden und wird durch in einiger Zeit vom Einsender dieser Zeilen zu veröffentlichende weitere Messungen noch bestätigt werden. Schließlich ist auch noch die Möglichkeit der Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmomentes sicherlich als ein Vorteil der Pappmodelle anzusehen.

Dr.-Ing. Felix Kann.

Erwiderung auf diese Zuschrift.

Herr Dr.-Ing. Kann gibt meine Worte selbst wie folgt wieder: daß man bei den bisherigen Verfahren durch „Anhängung von Gewichten und dergl.“ die Einwirkung einer Last erzeugte, um die Durchbiegungen, Verdrehungen, Krümmungsradius oder dergl. festzustellen.

Hier dürfte Herr Dr.-Ing. Kann angenommen haben, daß gemeint sei, daß „Gewichte und dergl.“ unbedingt nur am Lastpunkte einwirkend gedacht sind. Das ist aber nicht gesagt worden.

Nach der Methode des Herrn Prof. Beggs, die bestimmt ihren wissenschaftlichen Wert besitzt, wirken die „Gewichte und dergl.“ nämlich nicht am Lastpunkt, sondern an den Auflagerpunkten. Die Auflagerreaktionen werden dort als „die oder eine statisch Unbestimmte“ durch „Gewichte oder dergl.“ zur Wirkung gebracht. Hierdurch verbiegt und verschiebt sich die Stabwerksnachbildung aus Pappe, worauf alsdann mittels Mikrometer-Mikroskopen die Verschiebungen usw. abgelesen, d. h. festgestellt werden und so fort.

Wie an den Auflagerpunkten nach der Methode Prof. Beggs die „Gewichte und dergl.“ zur Wirkung gebracht werden, gibt Herr Dr.-Ing. Kann ja auch selbst genau an in seinem Aufsatz in „Beton und Eisen“ 1923, Heft 21.

Nachstehende Abbildung ist diesem Aufsatz entnommen und man liest dort in bezug hierauf, daß an Schnüren, die über Rollen laufen, Eimer hängen, in welche Sand getüllt wird. An einer Stelle wird dann noch erwähnt, daß dieselbe Wirkung auch mittels Formänderungsschablonen erzeugt werden kann.

Ich glaube ferner nicht, daß ich zu erwähnen brauchte, daß man auf dem Umwege über Einflußlinien alle Belastungsfälle erfassen kann.

¹⁾ Vgl. hierzu: Beton u. Eisen, 1923, Heft 21, und Beton u. Eisen, 1924, Heft 20.

Welche Methode zur experimentellen Lösung statisch unbestimmter Systeme für den Gebrauch in der Praxis geeignet ist, kann auch von Herrn Dr.-Ing. Kann allein nicht entschieden werden, sondern von der großen Anzahl praktisch tätiger Ingenieure.

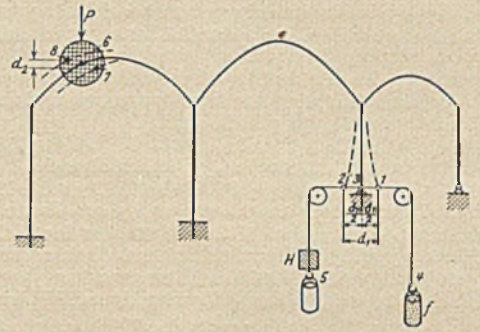
Aus diesen Kreisen sind bereits mehrere hundert schriftliche Anfragen nach dem „Nupubest“ (Nullpunktbestimmungsverfahren) ergangen, und es vergeht kein Tag, an welchem nicht weitere Anfragen eintreffen.

Außerdem sind die Ermittlungen der statisch unbestimmten Größen bereits für eine Anzahl mehrfach statisch unbestimmter, zur Ausführung gebrachter Bauwerke nach dem experimentellen Nupubestverfahren durchgeführt und von den zuständigen Prüfungsbehörden ohne Anstand genehmigt.

Für einen Belastungsfall eines 27-fach statisch unbestimmten Systems (Tribünenstockwerkrahmen vom Stadionneubau Frankfurt a. M.) wurden in den Amtsräumen der prüfenden Behörde die Ermittlungen einschließlich Zusammenbau der verkleinerten Stabwerksnachbildung mit Hilfe der Nupubest-Apparatur in einigen Stunden durchgeführt und eine Abweichung zwischen Berechnung und Experiment von nur 1-8 vH festgestellt.

Hieraus dürfte sich zweifelsfrei die Eignung des Nupubest-Verfahrens für die Praxis ergeben.

Chr. Rieckhof.



Vortrag über den „bayerischen Traß“ und seine technische Verwendung.

Im Münchener Architekten-Verein hielt Ende Februar d. J. Herr Dr.-Ing. Schnell einen Vortrag über den „bayrischen Traß“ und seine technische Verwendung.

Ihm entnehmen wir, daß der im Ries bei Nördlingen gewonnene, auf vulkanischer Grundlage beruhende Tuffstein, der „bayerische Traß“, im Mittelalter und bis in das 17. Jahrhundert hinein ein sehr beliebter Baustein vorwiegend örtlicher Verwendung war, daß er seit Ende des 18. Jahrhunderts auch als hydraulischer Zuschlag zum Kalkmörtel Benutzung fand und als solcher u. a. bei den Festungswerken von Ingolstadt fast ausschließlich bevorzugt wurde. Eine neuzeitliche Heranziehung des Materials als Baustein zeigt der kurz vor Kriegsbeginn errichtete Monumentalbau des bayrischen Verkehrsministeriums in München. Im Jahre 1914 wurde die erste „bayrische Traßindustrie“ gegründet, die es sich zur Aufgabe machte, den Stein des „Kesseltales“ als hydraulischen Zuschlag zu verarbeiten. Aus dieser Unternehmung gingen dann in weiterer Folge die „Bayerischen Traßwerke A.-G.“ in München hervor, die als einzige Industrie ihrer Art in Bayern heute „Traß“ erzeugen. Der Traß wird im „Bollstädter Bruch“, der das beste Material enthält, im Tagebau gebrochen. Von hier aus gelangt das Rohmaterial auf einer 11 km langen Seilbahn nach Möttingen (an der Bahn von Donauwörth nach Nördlingen), um hier in Mahlgut umgewandelt zu werden. Im weiteren behandelte der Vortrag nur die an und für sich bekannte Verwendung von Traß als hydraulischen Zuschlag zum Luftkalk und als Beimengung zum Portlandzement bzw. in der neuzeitlichen Form als Traß-Kalk-Portlandzement-Mörtel¹⁾. Verwendet wurde der bayerische Traß u. a. als Zuschlag zum Zementbeton beim Ausbau des Spullersee-Kraftwerkes, bei der Geestemünder Doppelschleuse, bei der ersten deutschen Eisenbetonsperre in aufgelöster Form im Vöhrenbach (Schwarzwald) bzw. in Verbindung mit Zement und Kalk bei der Talsperre in Muldenberg im Vogtland.

M. F.

Zuschrift zum Aufsatz Walch in Heft 4.

Ein Artikel von Dr. Walch in Heft 4 der Zeitschrift „Der Bauingenieur“ lenkt die Aufmerksamkeit der Fachwelt auf die Bedeutung einer elastischen Dichtung, besonders beim Auskleiden von Druckstellen. In interessanter Weise werden dort die Ergebnisse verschiedener Versuche zur Abdichtung von Stollen wiedergegeben. Dr. Walch kommt zu der Feststellung, daß Asphaltprodukte die am ehesten geeigneten Stoffe zur Herstellung einer einwandfreien elastischen Dichtung sind. Diese Feststellung wird allgemein Anerkennung finden, wie auch diejenige der genannten Schrift, daß die elastischen Asphalt dichtungen und ihre Eigenschaften bisher nur in einigen Zweigen des Bauwesens bekannt geworden sind und dort Eingang gefunden haben.

Beachtung verdient auch die unter 6 geäußerte Ansicht, daß die zur Verwendung kommenden Asphaltfabrikate eine Mischung von Kunst- und Naturprodukten sein sollen.

¹⁾ Vgl. hierzu u. a. Taschenbuch für Bauingenieure (Julius Springer, IV. Aufl.); M. Foerster, Leitfaden der Baustoffkunde (B. G. Teubner 1922).

Da in dem Artikel als eigentlicher Träger der Dichtung die Dachpappe genannt, sei hier die Feststellung gestattet, daß die Verwendung teerfreier Isolierplatten mit Juteeinlage in Verbindung mit Dachpappe die Erreichung einer Festigkeit und einer Elastizität ermöglicht, die bei alleiniger Verwendung mehrerer Lagen Dachpappe niemals erzielt werden kann. Hierzu kommt, daß die Imprägnierung der erwähnten Juteeinlage mit Naturbitumen erfolgt, welches letzteres, wie Dr. Walch treffend erwähnt, widerstandsfähiger gegen äußere Einflüsse ist, als künstlicher Asphalt. Da andererseits außer in der Dachpappe auch in den Isolieranstrichen künstlicher Asphalt vorhanden ist, wird also bei Verwendung genannter Isolierplatten ohne weiteres erreicht, daß — wie als erstrebenswert bezeichnet wird — Natur- und Kunstasphalt gleichzeitig in der Isolierung vorhanden sind. Weiter spricht noch für die Verwendung von Juteplatten, daß die Jute bedeutend weniger Wasser aufsaugt als Rohpappe. Vermutlich ist die Wasseraufnahmefähigkeit der imprägnierten und beiderseitig mit Asphalt überzogenen Jute gleich Null.

Versuche, die die Firma C. F. Beer Söhne in Köln mit ihrem „Pachytek“ unternahm, ergaben folgende Zahlen:

Die Dehnungsfähigkeit beträgt 7 vH. Ein eingespanntes Pachytekstück von 15 cm Länge und 5 cm Breite zerriß erst bei einer Belastung von 90 kg. Die entsprechenden Zahlen bei Versuchen mit Dachpappe: 5 vH bzw. 24 kg. Aus diesem Vergleich muß ohne weiteres gefolgert werden, daß die Mitverwendung von Jutegewebeplatten der Isolierung viel größere Elastizität und Widerstandsfähigkeit verleiht.

Über die Anbringung der Dichtung hat die Erfahrung gelehrt, daß es richtiger ist, die Isolierung auf Sohle oder Mauerwerk nicht aufzukleben, weil dann bei etwaigen Bewegungen im Mauerkörper die Isolierung nicht so leicht in Mitleidenschaft gezogen wird, als wenn sie festgeklebt wäre.

Notgedrungen wird man aber an den Wandflächen kleben müssen, um der Dichtung einen Halt zu geben. Dabei ist von Wichtigkeit, daß diese Flächen möglichst glatt geputzt sind. Auf horizontalen, gewölbten oder schrägen Flächen wird die Dichtung am besten lose aufgelegt oder höchstensfalls die flüssige Asphaltmasse aufgesprenkelt. Wenn irgendwie möglich, sollte es vermieden werden, stückweise abzudichten, weil die freibleibenden Teile, an welche später angeschlossen werden muß, sehr leicht beschädigt und verschmutzt werden. Häufig genug ist es vorgekommen, daß die schützende Betonschicht oder das Mauerwerk so weit entfernt werden mußte, bis es möglich war, ordnungsgemäße Anschlüsse zu erzielen. Schwierig ist es, die Isolierung von unten her gegen Deckenflächen anzukleben. Auch hierbei ist die Verwendung einer starken Jutegewebeplatte anzuraten, da sie bei einer Arbeitsunterbrechung gegen mechanische Einwirkungen nicht so empfindlich ist wie Dachpappe. Auch ist sie bei Verwendung an den Unterflächen der First oder Decke deshalb zu empfehlen, weil sie in sich genügend steif ist, um nicht während der Verarbeitung so leicht herunterzufallen. Jedenfalls ist es von äußerster Wichtigkeit, bei Isolierungen an Brücken, Tunneln, Staubbecken, Stollen usw. nur bestes und bewährtes Isolierungsmaterial anzuwenden und streng sachgemäß ausführen zu lassen, weil die Folgen so schwerwiegend sind.

Einfluß der Sandfeuchtigkeit auf das Betonmischungsverhältnis.

Von R. R. Litehiser vom amerik. Portlandzementverein.
(Concrete vom Jan. 1925, S. 18—20 mit 2 Abbild.)

Beim Mischen des Betons nach Raumteilen beeinflusst der Feuchtigkeitsgehalt des Sandes erheblich das Mischungsverhältnis, glücklicherweise zugunsten der Festigkeit, da feuchter Sand quillt, so daß eine Mischung von 1:2:4 für trockene Gemengteile durch 5 vH Feuchtigkeitsaufnahme zu 1:1,4:3,6 wird, also zu wenig Sand enthält. Zur Untersuchung dieser Verhältnisse sind von je einem groben, mittleren und feinen Sand (bis 6 u. 3 u. 1/2 mm Korngröße) je 9 Proben, getrocknet von gleichem Gewicht in Meßgläser gefüllt, die erste eingestampft, die übrigen lose eingefüllt und die dritte bis achte mit 1, 2 1/2, 5, 7 1/2, 10 und 15 vH Gewichtsteilen Wasser, die neunte bis zur Sättigung mit Wasser versetzt worden. Die erste (trocken und eingestampft) und die neunte (gesättigt) zeigten fast gleichen Rauminhalt, die fünfte (5 vH Wasser) jedoch beim groben Sand über 40, beim feinen über 52 vH Raumzuwachs, der bei steigendem Wasserzusatz etwas abnahm. Infolge der schlanken Probegläser, an denen der Sand hängen bleibt, sind die Verhältnisse ungefähr um ein Zehntel größer als auf der Baustelle, wo die Baustoffe in der Regel breiter als hoch lagern. N.

Zement mit hohen Anfangsfestigkeiten aus titanreichen Erzen.

Nach Engineering News-Record 1924, Vol. 93, Nr. 25, S. 1001.

Ein Zement mit hohen Anfangsfestigkeiten aus titanreichen minderwertigen Eisenerzen ist von dem Mineralogen und Geologen Edwin C. Eckel in Washington jüngst zum Patent angemeldet worden. Das Patent ist ihm erteilt worden. Der Zement und sein Herstellungsprozeß wird wie folgt beschrieben:

Einige der Eisenerzlager in verschiedenen Teilen der Welt haben für die wirtschaftliche Gewinnung von Eisen zu hohen Titanoxydgehalt.

Diese Erze zu schmelzen erfordert übermäßige Mengen an Brennmaterial. Indessen kommt die Nutzbarmachung dieses Eisenerzes zur Zementherzeugung in Frage. Das Schmelzen von Kalkstein mit diesen titanreichen Erzen bei 1400—1500° Fahrenheit erzeugt ein ungewöhnlich reines metallisches Eisen und eine neue Art von Zementschlacke. Diese Schlacke ergibt, zu einem feinen Pulver zermahlen, den sog. Titanzement, der nach Eckel wertvolle Eigenschaften besitzt. Wenn der Kalkgehalt unter 50 vH gehalten wird — vornehmlich um 30—40 vH herum —, erhärtet der Zement nach einer normalen Bindezeit mit großer Geschwindigkeit und erreicht innerhalb 24 bis 48 Stunden sehr hohe Festigkeiten. Die Festigkeitszunahme in höherem Alter ist allerdings sehr niedrig, aber die Festigkeit ist zu allen Zeiten weit höher als diejenige des Portlandzementes. Die Festigkeit des Titanzementes kann durch Veränderung der chemischen Zusammensetzung verändert werden; die Abbindezeit scheint durch die Methode des Kühlens und durch den Prozentsatz titanreichen Eisens beeinflusst zu sein. Als Hauptunterschied gegenüber den tonerereichen Zementen ist das wesentlich höhere spezifische Gewicht des Titanzementes (3,35—3,55) zu nennen. Außerdem soll der Zement auch gegenüber chemischen Angriffen widerstandsfähiger sein als die Portlandzemente und die tonerereichen Zemente. Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

Vortrag in Kaiserslautern vom V. D. I.

Am 17. 3. 25 hielten der Verein Deutscher Ingenieure und der Pfälzische Architekten- und Ingenieurverein einen gemeinsamen Vortragsabend in Kaiserslautern ab. Bei dieser Gelegenheit hielt Herr Dipl.-Ingenieur Professor A. Marx, Kaiserslautern, einen Vortrag über Beton und Eisen, der demnächst zur Veröffentlichung gelangen wird. Insbesondere behandelte der Redner Rahmenbauten und Überdeckungen unserer gewöhnlichen normalräumigen Wohnstätten, wie Platten, Plattenbalken bzw. Unterzüge und Stützen. Hierbei ging er u. a. auch auf die Konstruktion und innige Verbindung von Eisen und Beton ein und beleuchtete ganz besonders die vereinfachte Berechnungsart bei richtiger Anwendung von Formelsammlungen, unter welchen er die Formelsammlung von Herrn Professor Dr. Kleinogel, Darmstadt, bei einer großen Anzahl von Rahmenfällen als die beste bezeichnete.

Ferner sprach der Vortragende über Gelenkrahmenbinder und Ersatzausbildung von Gelenken durch Dachpappeeinlagen, Bleizwischenlagen und Stahl. Auch die Wichtigkeit der Kenntnis der Rahmentheorie und der Praxis des Bauleiters sowie exakter Ausführung der Schalung, richtiger Einbringung der Eiseneinlagen, besseres Mischungsverhältnis des Betons, als bei den gewöhnlichen Bauausführungen (flüssiger Beton bei engzusammenliegenden Eisen) war längerer Gegenstand des Vortrages, in dem auch auf die Vorzüge bei Verwendung von Doppelzement hinsichtlich größerer Druckfestigkeit und früherer Ausschalmöglichkeit aufmerksam gemacht wurde.

Der Vortrag, der mit von der Fa. Wayß und Freytag zur Verfügung gestellten Lichtbildern ergänzt wurde, hat bei den Zuhörern reichen Beifall gefunden.

Verstärkung einer gußeisernen eingleisigen Eisenbahnbrücke.

Nach Engineering vom 6. Februar 1925.

Die Brücke, die im Jahre 1861 gebaut ist, überspannt in 5 Bögen die Rhone. Der Baustoff war Gußeisen. Abb. 1 zeigt skizzenhaft die Ansicht. Es waren in jedem Bogen 4 Hauptträger angeordnet, die durch je einen Horizontalverband am Ober- und am Untergurt versteift waren. Die Stützen, die die Kräfte der Fahrbahn auf den Bogen übertrugen, waren in der Längsrichtung durch eine durchgehende Strebe, in der Querrichtung durch rechteckige Rahmen ausgesteift. Diese Stützenversteifungen sind in Abb. 2 und Abb. 3 zu sehen. Die Horizontalverbände sind in Abb. 3 nicht eingezeichnet, da der Schnitt unmittelbar neben dem Pfeiler mit dem Blick auf den Pfeiler geführt ist. In dem Schnitt durch Bogenmitte (Abb. 4) ist jedoch der Horizontalverband des Untergurts in der Ansicht zu sehen. Die Fahrbahn und die Gehwege leiteten ihre Lasten durch gemauerte Bögen auf Querträger und die Fahrbahnstützen ab (Abb. 2).

Im Lauf der Zeit stellten sich schwere Schädigungen der Konstruktion ein. Namentlich die Horizontalverbände, der Querverband der Fahrbahnstützen und der Untergurt der Hauptträger zeigten starke Risse. Die Risse sind im Untergurt offenbar auf Überschreiten der Biegezugfestigkeit durch den Einfluß wiederholter Belastungen, in den Horizontalverbänden durch Nebenspannungen infolge der Steifigkeit der Anschlüsse und durch Temperatureinwirkungen hervorgerufen.

Kurz vor dem Kriege wollte man die Brücke durch eine neue aus Flußeisen ersetzen. Der Krieg verhinderte die Ausführung des Entwurfs. Nach dem Krieg scheute die Eisenbahnverwaltung die Kosten eines Neubaus und entschloß sich im Jahre 1920 zu einer Verstärkung der alten Konstruktion. (Die Abbildungen 1—4 zeigen die alte, 5—7 die verstärkte Konstruktion.)

Die gußeisernen Querverbände wurden durch solche aus Walzeisen ersetzt, zwischen die Hauptträger wurde ein weiterer Querverband

Ansicht.

Längsschnitt zwischen den beiden mittleren Hauptträgern.

Längsschnitt zwischen einem Rand- und einem Mittelträger.

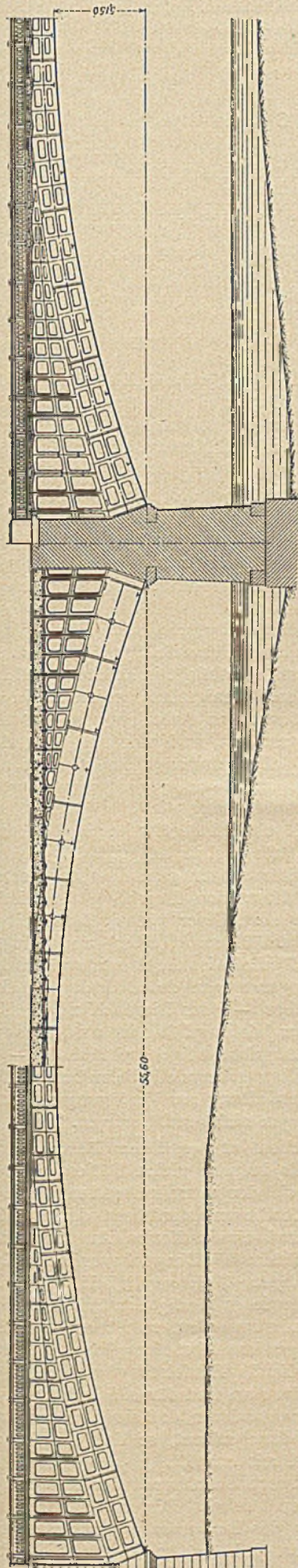


Abb. 2.

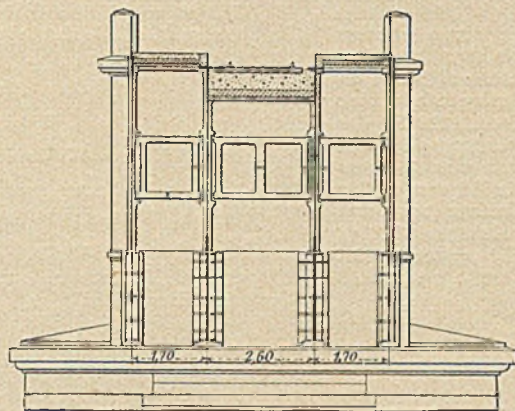


Abb. 3. Querschnitt an einem Widerlager.

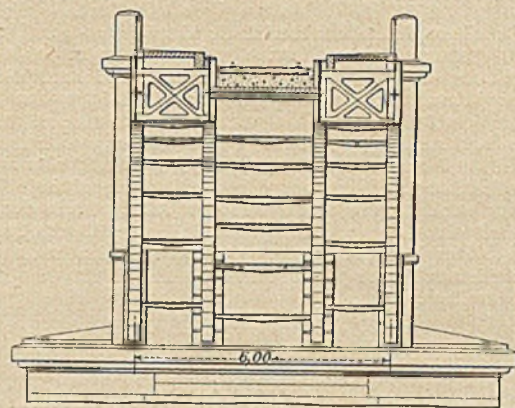


Abb. 4. Querschnitt durch den Scheitel.

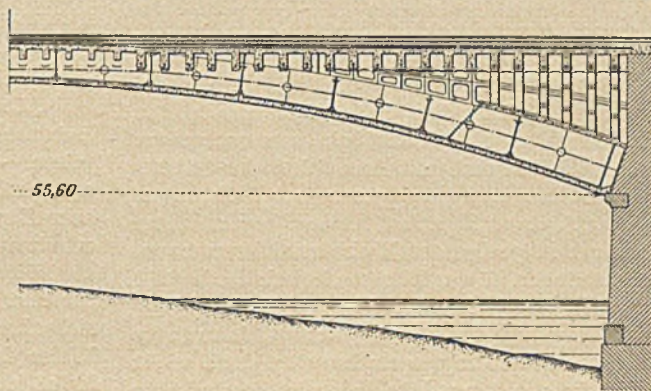


Abb. 5. Längsschnitt durch die verstärkte Brücke.

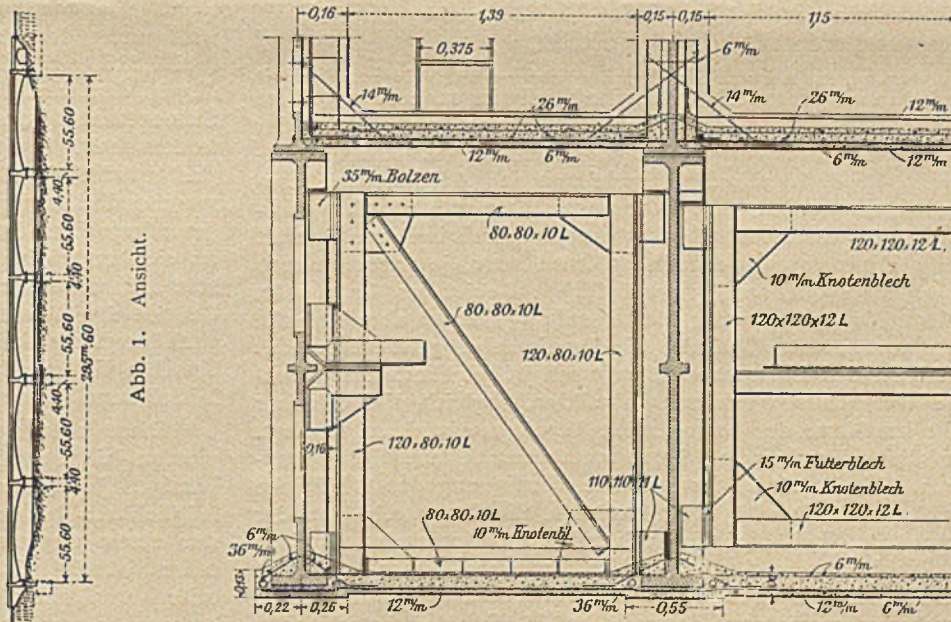


Abb. 1. Ansicht.

Abb. 6.

Eisenbetondecken als Horizontalverbände und neuer Querverband.

an einem Randträger

Mittelträger

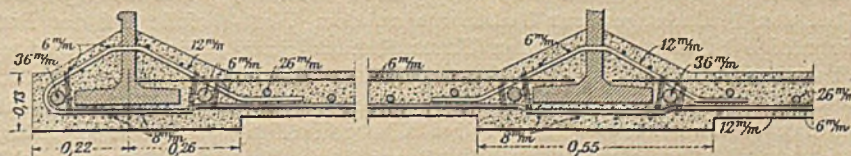


Abb. 7. Einzelheiten der unteren Eisenbetondecke.

eingezogen. Die Verbindung geschah durch Bolzen und Schrauben. Die alten Horizontalverbände des Unter- und Obergurtes wurden entfernt und durch Eisenbetondecken ersetzt (Abb. 5 u. 6). Diese Anordnung hat außerdem den Vorteil, daß man die untere Decke zu Inspektionszwecken begehen kann. Längs des Untergurtes laufen zur Verstärkung des Zugquerschnittes 2, an den gerissenen Stellen des Untergurtes 4 \varnothing 36 mm. Die konstruktive Durchbildung geht aus Abb. 7 hervor. An Stelle der alten Fahrbahn wurde eine Rippendeckenkonstruktion aus Eisenbeton ausgeführt. Die Rippen sollen hauptsächlich die Steifigkeit der Fahrbahn in der Querrichtung und damit eine Lastverteilung auf alle Hauptträger gewährleisten (Abb. 5).

Der Verkehr wurde während des Umbaus nicht unterbrochen. Zu diesem Zweck wurde das Gleis um 60 cm gehoben und provisorisch abgestützt.

Die so verstärkte Brücke hat sich bisher gut bewährt. Eine Neukonstruktion hätte doppelt so viel gekostet als der oben beschriebene Umbau.

Dipl.-Ing. Mehmel, Techn. Hochschule Karlsruhe.

Deutsche Ostmesse 1926.

14.—17. Februar 1926: XII. Deutsche Ostmesse Königsberg (Allgemeine Mustermesse mit Technischer Messe und Baumesse).

15.—18. August 1926: XIII. Deutsche Ostmesse Königsberg (Allgemeine Mustermesse mit Technischer Messe, Baumesse und Landmaschinenschau).

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Öffentliches oder beschränktes Wettbewerbsverfahren?

Von Direktor C. Meisenhelder, Frankfurt a. M.

Die Verdingungsordnungen der öffentlichen Verwaltungen, und zwar insbesondere die Bestimmungen des preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 23. 12. 05 enthalten allgemein an der Spitze den Satz, daß Leistungen und Lieferungen in der Regel öffentlich auszuschreiben sind. Der beschränkte Wettbewerb mit Ausschluß der Öffentlichkeit wird dann des weiteren zugelassen bei Leistungen und Lieferungen, die nach ihrer Eigenart nur ein beschränkter Kreis von Unternehmern in geeigneter Weise ausführen kann. Die badischen Bestimmungen fügen hier noch bei: „oder für die nur Spezialfirmen in Frage kommen“.

Wenn man das Wort „in der Regel“ betont, könnte es so scheinen, als wollten die Verdingungsordnungen doch nicht in all den Fällen, für die nicht ausdrücklich der beschränkte Wettbewerb zugelassen ist, die öffentliche Verdingung vorschreiben. Allein in Wirklichkeit wird es so gehandhabt. Die Verwaltungen prüfen die Leistungen daraufhin, ob sie die Voraussetzungen für den beschränkten Wettbewerb erfüllen, und wenn dies nicht zweifelsfrei zutrifft, wird die Arbeit öffentlich ausgeschrieben. Auch die Bestimmung über den beschränkten Wettbewerb wird sehr häufig in engherziger Weise zuungunsten des beschränkten Verfahrens ausgelegt oder überhaupt nicht berücksichtigt, jedenfalls ist leicht nachzuweisen, daß ständig Bauleistungen öffentlich ausgeschrieben werden, von denen feststeht, daß für ihre Ausführung nur ein bestimmter Unternehmerkreis in Frage kommt. Dieser Kreis von Unternehmern kann zwar, je nachdem man ein größeres oder geringeres örtliches Gebiet ins Auge faßt, zahlenmäßig größer oder kleiner sein —, er ist aber auf alle Fälle beschränkt. Wie also die Praxis zeigt, geht seitens der Behörden das Bestreben dahin, nach Möglichkeit das öffentliche Wettbewerbsverfahren zu wählen, obgleich dies offenbar nicht im Sinne der betreffenden Verdingungsordnungen liegt. Für diese Erscheinung kann man verschiedene Gründe angeben. Die Behörde, die für eine Verdingung das öffentliche Verfahren wählt, entgeht Vorwürfen, die ihr sowohl von der vorgesetzten Behörde, wie auch selbst aus Unternehmerkreisen bei Wahl des beschränkten Wettbewerbes gemacht werden könnten. Zur Begründung ihrer Vorliebe für das öffentliche Wettbewerbsverfahren geben sehr häufig die betreffenden Beamten an, daß sie gerade bei diesem Verfahren die größte Freiheit in der Zuschlagserteilung hätten, also hierbei alle Angebote mit unangemessenen Preisen unberücksichtigt lassen könnten. Bei dem beschränkten Wettbewerb sei die vergebende Stelle mehr oder weniger an das Mindestangebot gebunden, da schon bei den Einladungen zur Teilnahme an dem Wettbewerb die nötige Sichtung unter den Unternehmern stattgefunden habe und die anbietenden Firmen hinsichtlich des Zuschlags als gleichwertig anzusehen seien. Dieser Einwand ist nur auf den ersten Blick bestechend, bei näherer Prüfung hält er nicht stand. Zunächst ist dem Verfasser keine Vorschrift bekannt, die bei dem beschränkten Wettbewerbs-

verfahren die Zuschlagserteilung auf jeden Fall für das Mindestangebot vorschreibt. Im Gegenteil: die allgemeinen Bestimmungen des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom Dezember 1905 schreiben in Ziffer 8 hinsichtlich der Zuschlagserteilung vor:

„Die niedrigste Geldforderung als solche darf für die Entscheidung über den Zuschlag keineswegs den Ausschlag geben. — Der Zuschlag darf nur auf ein in jeder Beziehung annehmbares, die tüchtige und rechtzeitige Ausführung der betreffenden Leistung oder Lieferung gewährleistendes Angebot erteilt werden.“

Diese Bestimmungen gelten allgemein, ohne Rücksicht auf die Art des gewählten Wettbewerbsverfahrens. Sie scheinen sich allerdings bei den Dienststellen nicht in zufriedenstellender Weise durchgesetzt zu haben. Wenigstens werden sie in dem Erlaß des Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 15. 12. 12 noch einmal besonders eingeschränkt, und es wird hinzugefügt: „Erst nach Ausscheidung aller ungeeigneten Gebote, insbesondere auch der, die wegen zu niedriger Preisstellung eine tüchtige und rechtzeitige Ausführung nicht erwarten lassen, wird unter den dann noch als Mindestfordernde bleibenden drei Anbietern das geeignetste Gebot ausgewählt.“ Nur in diesem dem landläufigen Auffassungen ganz entgegengesetzten Sinne kennen die Vorschriften den Begriff des „Mindestfordernden“. Weiter heißt es: „Einer tüchtigen Arbeit soll (insbesondere bei handwerksmäßigen Arbeiten) auch ein entsprechender Lohn werden. Deshalb ist die Ausnahmenvorschrift der allgemeinen Bestimmungen wegen des Zuschlages auf ein an sich zu niedriges Angebot — (der hiernach nur zulässig sein soll, wenn der Bewerber leistungsfähig ist und besondere Gründe für das niedrige Angebot beigebracht sind) — auf ganz besondere nicht zu verallgemeinernde Fälle zu beschränken. Unzulänglichkeit der der Verwaltung zur Verfügung stehenden Mittel kann Verstoß hiergegen nicht rechtfertigen.“

Diese sehr verständlichen und sozialen Bestimmungen werden leider in der Praxis in sehr vielen Fällen nicht beherzigt. Jedenfalls geben sie der ausschreibenden Stelle die Möglichkeit, bei jedem Wettbewerbsverfahren den Zuschlag nur einem angemessenen und einwandfreien Angebot zu erteilen. Auch bei beschränktem Wettbewerbsverfahren kann selten von einer vollständigen Gleichwertigkeit der Bieter gesprochen werden. Wenn, wie es häufig der Fall ist, 10, 15 und mehr Firmen aufgefordert werden, so ist es begreiflich, daß auch bei diesen eine gewisse Abstufung hinsichtlich der Geeignetheit für die betreffende Bauleistung vorhanden ist. Außerdem kann es auch einer an und für sich einwandfreien und tüchtigen Unternehmung passieren, daß sie in einem Einzelfalle bei der Preisstellung danebenhaut, so daß ihr Angebot einen nicht angemessenen Preis enthält.

Der öffentliche Wettbewerb erschwert der Behörde das Auffinden des angemessenen Preises. Dieses Verfahren muß bei den Eigentümlichkeiten des Baugewerbes ganz von selbst zu Submissionsblüten führen, d. h. zu Angeboten, die sich so weit von den angemessenen Preisen entfernen, daß sie eigent-

lich nicht mehr ernst zu nehmen sind. Das Bauunternehmertum ist kein in sich gleichartiger, scharf umschriebener Berufs- und Gewerbestand. Seine Grenzen sind flüssig. Jeder Tag kann eine neue Unternehmung hervorbringen, da zur Begründung im allgemeinen keinerlei besondere technische Einrichtungen, Erfahrungen oder Vorbildung als nötig angesehen werden. Es ist bekannt, daß gerade vor dem Kriege, als das Hochbaugewerbe Häuser auf eigene Rechnung erstellte und verkaufte, also neben dem eigentlichen Baugewerbe noch ein Immobiliengeschäft betrieb, berufsfremde Elemente sich dem Baugewerbe zuwandten, für die der spekulative Einschlag des geschilderten Geschäftsbetriebes einen starken Anreiz bot. Es muß auch zugegeben werden, daß einem großen Teil der Baubeflissenen selbst die zur Führung eines Geschäftsbetriebes erforderliche kaufmännische und technische Ausbildung abgeht. Wohl in keinem Stande sind die Unterschiede in Ausbildung und Fähigkeiten, sowie in der moralischen Qualifikation so groß, wie innerhalb des wirtschaftlichen Tätigkeitsgebietes, das man gemeinhin mit dem Ausdruck „Baugewerbe“ bezeichnet. Wenn sich eine Behörde nun in einem öffentlichen Ausschreiben ohne jede einschränkende oder erschwerende Bestimmungen an die Gesamtheit dieses Berufsstandes wendet und diesen zur Angebotseinreichung auffordert, dann ist es nicht weiter verwunderlich, wenn die Ergebnisse so ausfallen, wie wir es von jeher bei öffentlichen Submissionen gewohnt sind. In Zeiten von Wirtschaftskrisen und bei allgemeinem Mangel an Aufträgen ist es dann keine Seltenheit, daß das niedrigste Angebot zum höchsten sich verhält wie 1:5. Bei anderen Industriegruppen, die an feste Betriebsstätten und feste umfangreiche Betriebseinrichtungen gebunden sind und deren Mitgliederkreis eine gewisse Stetigkeit aufweist, könnte ein öffentliches Wettbewerbsverfahren nie zu derartigen Verhältnissen führen, wie gerade im Baugewerbe.

Trotzdem wird gerade bei dem letzteren das öffentliche Wettbewerbsverfahren in größerem Ausmaße zugrunde gelegt als bei den anderen Gewerben und Industriegruppen.

(Fortsetzung folgt.)

Binnenschifffahrt und Binnenwasserstraßenverwaltung. Auf der Hauptversammlung des Zentralvereins für deutsche Binnenschifffahrt trat der Referent, Oberbürgermeister Dr. Most, für eine bedeutende Erweiterung des deutschen Kanalnetzes und eine großzügige Reichsverkehrspolitik ein. Er verlangte Durchführung des Artikels 97 der Verfassung, der Übergang der Wasserstraßenverwaltung auf das Reich festsetzt, und wandte sich besonders gegen das preußische Landwirtschaftsministerium, das Einschränkungen im Bau von Wasserstraßen im angeblichen Interesse der Landwirtschaft verlangt. Von der Reichsbahn fordert eine Entschließung der Versammlung besseres Zusammenarbeiten mit dem Verkehrsmittel der Wasserstraßen, vor allem einen baldigen Ausbau der Wasserumschlagtarife. — Ähnlich haben sich einige Tage vorher süddeutsche Wirtschafts- und Behördenkreise in Nürnberg zur selben Materie ausgesprochen. W.

Hauszinssteuer und Umsatzsteuer im Steuerauschuß des Reichstages. Von der Hauszinssteuer sollen, nach Beschluß des Ausschusses, für Förderung des Wohnungsbaues zunächst vom 1. April 1926 bis zum 31. März 1928 jährlich mindestens 15 bis 20 vH der Friedensmiete aufgewendet werden; für die spätere Zeit soll die Reichsregierung den Mindestsatz festsetzen. Die Mindesthöhe der Mieten, die allmählich gesteigert werden sollen, soll ebenfalls die Reichsregierung für das Reich einheitlich festsetzen; am 1. April 1926 muß die Friedensmiete erreicht sein.

Im übrigen soll die Hauszinssteuer auch weiterhin der Deckung des allgemeinen Finanzbedarfes der Länder und Gemeinden dienen.

Zur Umsatzsteuer haben die Regierungsparteien im Ausschuß eine Herabsetzung des Satzes auf 1,25 vH beantragt, eine weitere Senkung erklärte Staatssekretär Popitz für unmöglich. Die Frage der Systemänderung ließ der Ausschuß noch offen, der Staatssekretär hatte sich dagegen ausgesprochen. W.

Rechtsprechung.

Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. S t r o u x.

Arbeitsrecht. a) Passive Resistenz. Eine Fabrik hatte, nachdem die Arbeiter einen Schiedsspruch abgelehnt hatten und nunmehr passive Resistenz übten, die Arbeiter ausgesperrt und die Fabrik geschlossen. Die Gewerkschaft bewilligte den Arbeitern Unterstützungsgelder und soll den Boykott über die Fabrik verhängt haben. Die Arbeitgeberin sah die passive Resistenz als Bruch des laufenden Tarifvertrages an und verklagte die Gewerkschaft auf Schadensersatz. Das Reichsgericht erklärt: Soweit der beklagte

Verband im Tarifvertrag die Einhaltung des Wirtschaftsfriedens durch seine Mitglieder zusagt, hat er lediglich Handlungen und Unterlassungen Dritter versprochen. Damit hat er aber die Vertragspflicht übernommen, jede Anstiftung zur Arbeitsniederlegung und jede Unterstützung der Arbeiter zu unterlassen. Positiv war er verpflichtet, seine Mitglieder von einem Bruch des Wirtschaftsfriedens abzuhalten. Gegen diese negative und positive Vertragspflicht hat der beklagte Verband schuldhaft verstoßen. Dem Vorsitzenden der Ortsgruppe war die Kampfstellung der Arbeiter bekannt; er wußte, daß Aufmerksamkeit, Überwachung und Beeinflussung der Arbeiter im friedlichen Sinne geboten waren. Die passive Resistenz bedeutete einen Bruch der Arbeitsverträge. Der in dem Bescheide vom 30. April 1923 geäußerten Ansicht des Reichsarbeitsministers, daß passive Resistenz kein Streik sei, kann nicht beigegeben werden. Sie ist sogar schlimmer als Streik; denn sie will die Streikwirkung ohne nachteilige Folgen für die Arbeiter erreichen. Die Klägerin mußte sich gegen die vertragsbrüchigen Arbeiter zur Wehr setzen. Die Schließung der Fabrik war in diesem Fall eine natürliche und verständige Maßregel. Es war Sache des beklagten Verbandes, den Arbeitern auf das bestimmteste zu erklären, daß sie, wenn sie die Fortsetzung des Wirtschaftskampfes ebenso verschulden würden, wie seinen Beginn, auf Unterstützung des Verbandes, insbesondere auf Streikgelder nicht rechnen dürften. Eine solche Erklärung ist weder von den Organen des Verbandes, noch von denen der Ortsgruppe abgegeben worden. Der Vorsitzende der Ortsgruppe begnügte sich mit der objektiv unzutreffenden Angabe einzelner Arbeiter, daß keine Verhandlungsgrundlage gegeben sei, und erstattete in diesem Sinne Bericht. Dieses Verhalten war fahrlässig und wurde den Tarifvertragspflichten des Beklagten nicht gerecht. (RG. III, 9. Juni 1925.)

b) Verzicht auf Lohnansprüche. Wenn ein Arbeitnehmer durch eine schriftliche Erklärung anerkennt, keine weiteren Lohnforderungen mehr zu haben, kann er nicht nachträglich auf Zahlung einer strittigen Differenz klagen. Er hat durch seine Erklärung endgültig auf eventuelle Ansprüche verzichtet und kann die Erklärung auch nicht wegen Irrtums (§ 119 BGB.) anfechten, da er vor Abgabe seiner Unterschrift die selbstverständliche Verpflichtung hatte, sich über den Inhalt der Erklärung zu informieren (Urteil d. Kreisgew. Ger. Schwelm v. 14. 5. 1925).

c) Streikposten. Das Aufstellen von Streikposten kann an sich nicht beanstandet werden. Es verstößt jedoch wider die guten Sitten, wenn die Streikposten Arbeitswilligen den Eintritt in die Betriebsanlagen verwehren. Die Streikleitung handelt widerrechtlich, wenn sie die Streikposten anweist, Arbeitswilligen den Zutritt nur gegen Vorzeigung eines von der Streikleitung ausgestellten Erlaubnisscheins zu gestatten. Für etwaige Schäden, die durch die Verhinderung der Arbeitsleistung der Arbeitswilligen entstehen, ist die Streikleitung ersatzpflichtig (§§ 826, 830 BGB). (Urteil d. Landger. Elberfeld v. 23. 12. 1924.)

Großhandelsindex.					
10. Juni	17. Juni	24. Juni	1. Juli	8. Juli	15. Juli
134,3	133,3	134,2	134,9	135,8	134,9

Erwerbslosigkeit.					
In vH der Mitglieder der Fachverbände.					
Vollarbeitslose			Einschl. Kurzarbeiter		
	31. März	30. April	31. März	31. März	30. April
Gesamt:	6,5	4,7	3,7	10,7	8,9
Baugewerbe:	13,8	5,5	3,2	13,8 ¹⁾	5,5 ¹⁾

Löhne.			
a) Durchschnittlicher Stundenlohn im Monat ²⁾ .			
Durchschnitt der wichtigen			
	Industrien ³⁾	Im Baugewerbe	
Gelernt	April 82,9 Rpf	97,0 Rpf	
	Mai 84,9 „	103,5 „	
Ungelernt	April 59,3 Rpf	81,5 Rpf	
	Mai 60,4 „	86,7 „	

b) Durchschnittlicher Bauarbeiterstundenlohn in Städten über 50000 Einwohner am 16. jeden Monats in Pfennigen.				
Nominallohn:	Juli 1914	16. Mai	16. Juni	16. Juli
Facharbeiter	68,5	97,53	106,05	107,45
Bauhilfsarbeiter	53,6	82,55	88,92	90,95
Tiefbauarbeiter	46,0	73,07	76,58	77,5
Reallohn ⁴⁾ :				
Facharbeiter	68,5	71,98	76,68	—
Bauhilfsarbeiter	53,6	60,92	64,3	—
Tiefbauarbeiter	46,0	53,92	55,01	—

c) Der durchschnittliche monatliche Stundenlohn der Ungelernten betrug in vH des Lohnes der Gelernten (vgl. a).			
Im Durchschnitt wichtiger Industrien ⁵⁾		Im Baugewerbe	
April	71,5 vH	April	84 vH
Mai	71,1 „	Mai	83,8 „

1) Im Baugewerbe waren keine Kurzarbeiter, daher gleiche Zahlen.
2) Für Vollarbeiter der höchsten tariflichen Altersstufe in den Hauptorten.
3) Einschließlich Baugewerbe.
4) Nach Lebenshaltungskostenindex.
5) Einschließlich Baugewerbe.

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbau-Arbeitsverband für Deutschland EV., Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband EV., Berlin W 30, Nollendorferplatz 31.)

Am 20., 21. und 22. Juli fand in München eine Tagung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau statt. Auf dem Pro-

gramm der Tagung standen Fragen der Gesetzgebung und Finanzierung für Kraftwagenwege, sowie Berichte über Erfahrungen im Bau von Automobilstraßen und Ausführungen über die Beziehungen des Kraftverkehrs zum Eisenbahn- und Wasserstraßenverkehrs. Für die Finanzierung der Wegelasten liegen von einem Unterausschuß ausgearbeitete Richtlinien vor.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 4. Juni 1925.

- Kl. 19 d, Gr. 3. 415 383. Heinrich Fitz, Dresden, Umlandstr. 32. Schwellenlagerung auf eisernen Brücken; Zus. z. Pat. 411 962. 3. VII. 24. F 56 421.
- Kl. 20 g, Gr. 1. 415 519. Walter Kaempff, Mannheim, Collinstr. 21. Drehscheibe und Schiebepöhl mit unterteilten Hauptträgern. 27. XI. 23. K 87 726.
- Kl. 20 i, Gr. 4. 415 620. Dr.-Ing. Rudolf Vogel, Butzbach, Oberhessen. Herzstück mit sanften Einläufen. 20. III. 24. V 19 034.
- Kl. 20 i, Gr. 8. 415 634. Arthur Melaun, Berlin, Quitzowstr. 10. Zungenbefestigung bei Weichen mit federnden Zungen. 26. X. 24. M 86 879.
- Kl. 20 i, Gr. 11. 415 635. John Hedley Nicholson, Dublin, Irland, Walter Sidney Roberts, Ormskirck, Engl. u. The Railway Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Einrichtung zur elektrischen Betätigung von Eisenbahnweichen, Signalen o. dgl. N 23 336. England 23. VII. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 19. 415 636. Hans Theobald Holm, Befors, u. Axel Ulrik Westfelt, Stockholm; Vertr.: Dr. O. Arendt, Pat.-Anw., Berlin W 50. Selbsttätige Sicherheitsvorrichtung für Kreuzungen von Eisenbahnen mit Landstraßen. 22. X. 24. H 08 921. Schweden 2. XI. 23 f. Anspr. 1—8 u. 5. III. 24 f. Anspr. 9—11.
- Kl. 20 i, Gr. 33. 415 637. Eloi Rodolause, Saint-Antonin, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Walther, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Apparat zum Kontrollieren des vorgeschriebenen Langsamfahrens und der Stillstände von Eisenbahnwagen, Straßenbahnwagen u. dgl.; Zus. z. Pat. 343 329. 20. XII. 24. R 62 897. Frankreich 21. XII. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 41. 415 638. Wilhelm Dörre, Stadtoldendorf. Vorrichtung zur Verhütung von Eisenbahnunfällen. 11. XI. 24. D 46 520.
- Kl. 20 k, Gr. 9. 415 386. Alfred Hilpert, Stuttgart, Kronenstr. 31. Kettenfahrlauf für elektrische Bahnen mit mehrfach nebeneinander laufenden Tragdrähten oder Tragseilen. 26. IX. 23. H 94 853.
- Kl. 37 a, Gr. 2. 415 395. Fa. Carl Zeiß, Jena. Verfahren zur Herstellung von Kuppeln und ähnlichen gekrümmten Flächen aus Eisenbeton. 9. XI. 22. Z 13 458.
- Kl. 37 a, Gr. 3. 415 543. Wilhelm Schütz, Düsseldorf, Schloßstr. 19. Putzträger aus Blechplatten. 3. I. 24. Sch 69 242.
- Kl. 37 e, Gr. 10. 415 544. Willem van Alst, Mortsel b. Antwerpen; Vertr.: Dr. v. Rothenburg, Pat.-Anw., Darmstadt. Hängewerkartige Abstützung von Deckenschalungen bei Betondecken. 21. II. 18. A 32 579.
- Kl. 42 c, Gr. 9. 415 397. John Huw Williams, Hankow, China; Vertr.: A. Ohnimus, Pat.-Anw., Karlsruhe i. B. Straßenprofil- oder Wegaufzeichengerät. 10. V. 24. W 66 205. England 8. X. u. 14. XII. 23.
- Kl. 80 a, Gr. 7. 145 579. Leipziger Tangier-Manier (Alexander-Grube), Leipzig-Plagwitz. Vorrichtung zum Fördern von Mörtel in Mörtelspritzvorrichtungen mittels Druckluft; Zus. z. Pat. 412 475. 19. IX. 20. L 51 394.
- Kl. 80 a, Gr. 52. 415 455. Willi Heinz, Emden. Verfahren zur Herstellung von Schlackensteinen. 15. XI. 22. H 91 848.
- Kl. 81 e, Gr. 31. 415 522. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großschocher. Den Tagebau für Braunkohlen u. dgl. überquerende, fahrbare Verladebrücke. 22. VI. 22. A 38 030.
- Kl. 84 d, Gr. 2. 415 457. Friedrich Brennecke, Borna, Bez. Leipzig. Bolzenschmierung für Eimerbaggerketten. 26. I. 24. B 112 444.
- Kl. 84 d, Gr. 3. 415 617. Herbert McDonald Cooper, Ilford, u. Henry Benjamin Wilmott, Barking, Engl.; Vertr.: W. Schwaebisch, Pat.-Anw., Stuttgart. Einseiliger Drehschaukelbagger. 25. V. 23. C 33 576.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 11. Juni 1925.

- Kl. 19 a, Gr. 28. 415 906. Albert Sakobielsky jr., Bochum, Zechenstraße 33. Aus einer Stange bestehendes Handgerät zum Kippen von Schienen. 19. II. 24. S 65 129.

- Kl. 20 g, Gr. 3. 415 021. Rheiner Maschinenfabrik Windhoff A.-G., Rheine i. W. Eisenbahnschiebebühne mit Hebezeug. 20. I. 25. R 63 251.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 415 870. Walter Sackur, Karlsruhe, Baden. Westendstraße 62. Knotenpunktausbildung für Kuppeldächer aus Holz. 4. X. 24. S 67 269.
- Kl. 37 f, Gr. 3. 415 808. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Fundament für wasserlose Gasbehälter. 28. IX. 23. M 82 656.
- Kl. 42 c, Gr. 6. 415 723. Fa. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Gerät zum Messen der Lage von hochliegenden Gegenständen, insbesondere von Leitungsdrähten elektrischer Bahnen. 24. II. 24. A 41 652.
- Kl. 80 b, Gr. 13. 415 765. Société Anonyme „Lap“, Paris; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. H. Weil, M. M. Wirth, Frankfurt a. M., Dipl.-Ing. T. Kochhorn u. E. Noll, Berlin SW 11. Überziehen von tonigen (tonerdigen) oder anderen hydraulischen Zementflächen mit Metall. 27. IX. 24. S 67 226. Frankreich 29. IX. 23 u. 31. V. 24.
- Kl. 80 b, Gr. 19. 415 842. Carl Jäger G. m. b. H., Düsseldorf-Derendorf. Imprägnierungs- und Konservierungsmittel für Gesteine, Faserstoffe, Holz und andere Zellulosearten. 12. XI. 22. J 23 175.
- Kl. 80 b, Gr. 19. 415 843. Carl Jäger G. m. b. H., Düsseldorf-Derendorf. Imprägnierungs- und Konservierungsmittel für Gesteine, Faserstoffe, Holz und andere Zellulosearten; Zus. z. Pat. 415 842. 7. X. 23. J 24 086.
- Kl. 80 b, Gr. 20. 415 766. Eduard Thies, Hamburg, Ahrensburger Str. 38—44. Verfahren zur Herstellung von Bausteinen aus Flugasche. 8. I. 24. T 28 395.
- Kl. 81 e, Gr. 24. 415 775. Maschinenfabrik „Herold“ Hentschel & Reubold, G. m. b. H., Zossen. Ofenhausanlage. 23. VIII. 23. M 82 335.
- Kl. 81 e, Gr. 32. 416 001. Fa. „Eintracht“ Braunkohlenwerke und Briketfabriken Akt.-Ges., Welzow, N.-L. Vorrichtung zum Einebnen und Säubern von Bodenflächen. 29. V. 24. E 30 826.
- Kl. 84 d, Gr. 2. 415 779. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen a. d. Ruhr. Baggerlöffel. 21. VIII. 23. K 86 933.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 18. Juni 1925.

- Kl. 19 d, Gr. 7. 416 083. Fa. Polensky & Zöllner, Driesen, N.-M. Vorrichtung zum Ein- und Ausbau von Gleisbrücken. 27. XI. 23. P 47 149.
- Kl. 35 b, Gr. 1. 416 245. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohl's. Kabelkran mit Ausleger. 27. X. 23. B 106 919.
- Kl. 80 b, Gr. 1. 416 134. Santiago Emilian Fournier, Royan, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Huß, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von künstlichen Quadersteinen. 4. IX. 24. F 56 822. Frankreich 24. X. 23.
- Kl. 84 b, Gr. 1. 416 376. Fried. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Schiffshebewerk. 26. IV. 24. K 89 368.
- Bekanntgemacht im Patentblatt vom 25. Juni 1925.
- Kl. 5 c, Gr. 4. 416 538. Goswin & Co., Kommanditgesellschaft, Haspe i. W. u. Peter Thielmann, Silschede i. W. Grubenstempel. 4. VI. 21. T 25 405.
- Kl. 19 a, Gr. 28. 416 551. Ferrodesherbeuse Scheuchzer S. A., Renens, Schweiz, Vertr.: Dipl.-Ing. K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Durch Druckluft betätigte Bremsvorrichtung für die Winde von Jätmaschinen für Eisenbahnbettungskörper. 25. V. 23. F 54 081.
- Kl. 20 i, Gr. 28. 416 675. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Magnetsperre für Blockfelder. 27. VII. 24. S 66 656.
- Kl. 20 i, Gr. 28. 416 676. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Gleichstromblockfeld. 27. VII. 24. S 66 657.
- Kl. 20 k, Gr. 9. 416 456. Aktiengesellschaft Brown, Boverie & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boverie, Mannheim-Käferthal. Kettenfahrlauf für elektrische Bahnen (nach Patent 401 728) mit Zickzackführung des Tragdrahts; Zus. z. Pat. 401 728. 3. X. 22. A 38 558.
- Kl. 80 b, Gr. 3. 416 592. G. Polysius Eisengießerei und Maschinenfabrik, Dessau. Verfahren zur Herstellung von Schmelzement und schwefliger Säure. 13. IX. 24. P 48 769.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Kleine Brockhaus, Handbuch des Wissens in einem Bande. Leipzig, F. A. Brockhaus, in zehn Lieferungen. Preis je 1,90 M. (ermäßigter Subskriptionspreis).

Uns liegen die Lieferungen 1 und 2 vor, die erkennen lassen, daß es sich bei der Ausgabe des „Handbuches des Wissens“ um ein in jeder Hinsicht würdiges und erstklassiges Werk handelt. Es bietet in kurzer aber übersichtlicher Form und durch eine große Anzahl von Karten, Abbildungen auf Tafeln und im Text wirksamst erläutert ein wirkliches Handbuch allen Wissenswerten und gestattet in seiner hervorragenden Übersichtlichkeit der Einteilung und Darstellung, sich in ganz kurzer Zeit über diesen oder jenen Gegenstand oder ein bestimmtes Wissensgebiet zu unterrichten. Hierbei wird von allen technischen Hilfsmitteln, im besonderen auch graphischen Diagrammen (namentlich für wirtschaftliche Fragen) bestens Gebrauch gemacht. Es liegt hier ein Werk vor, das sich jede Familie anschaffen kann und aus dem sie dauernde und zeitgemäßeste Belehrung zu ziehen vermag. Die weiteren Lieferungen sollen in kurzer Reihenfolge erscheinen, so daß das Gesamtwerk bald zur Verfügung stehen wird. Vivant sequentes.

M. F.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften III. Wasserbau, VII. Band. 5. vermehrte und teilweise verbesserte Auflage. Landwirtschaftlicher Wasserbau, Fischereilicher Wasserbau, Dünenbau und Seedeiche. Leipzig 1924, Verlag Wilhelm Engelmann. Lex. XIV u. 655 Seiten mit 670 Textabb. Geh. 31 GM., geb. 34 GM.

Der vorliegende neue Band des Handbuches wird als teilweise neu bearbeitete und vermehrte Auflage bezeichnet. Mir will scheinen, als ob darin der Herausgeber zu bescheiden gewesen ist, denn m. E. ist der Band nicht mehr und nicht weniger als ein vollkommen neues und neuzeitliches Werk geworden. Damit soll nicht gesagt sein, daß nicht auch heute noch die alte 4. Auflage in den Teilen, die in der vorliegenden 5. nicht mehr enthalten sind, Ausführungen von wesentlicher und auch bleibender Bedeutung aufweisen. Das gilt insbesondere von der Arbeit Spöttles. Die seit Erscheinen der 4. Auflage im Jahre 1911 vergangenen Jahre haben aber auf allen Arbeitsgebieten des vorliegenden Bandes so viele Neuerungen und Ergänzungen gebracht, daß das Neuerscheinen der 5. Auflage lebhaft zu begrüßen ist.

Der landwirtschaftliche Wasserbau hat in dem Wirkl. Geh. Oberbaurat Gerhardt einen neuen Bearbeiter an Stelle des verstorbenen Oberregierungsrats Spöttle gefunden, der in diesem Kapitel wie auch in den beiden anderen Hauptabschnitten des Buches die große Erfahrung niedergelegt hat, die er in einem reichen und vielseitigen Wirken in örtlichen Ausführungen und in leitenden Stellen sich erwerben konnte.

An vielen Stellen hat das erste Kapitel eine Erweiterung erfahren, überall ist es auf den neusten Stand der Erfahrung und Forschung gebracht. Immerhin hat sich dieses Kapitel doch auch manche Kürzung gefallen lassen müssen, wobei auch manche der so ausgezeichneten Planbeigaben der 4. Auflage in Fortfall kommen mußten. Deshalb glaube ich nicht fehlzugehen in der Annahme, daß mancher gern neben der neuen Auflage auch noch die alte zur Hand nehmen wird. Wertvoll erweitert ist das Kapitel durch die neueren Ausführungen über Beregnungsanlagen und die Untergrundbewässerung.

Eine wesentliche, ebenfalls den neuesten Erfahrungen angepaßte Erweiterung bringen die Abschnitte über Heide- und Moorkultur. Gerade auf diesem Gebiete hat ja die Not der Zeit ganz erhebliche Fortschritte gezeitigt, hier auch haben sich unsere Anschauungen in manchen Dingen nicht unwesentlich gewandelt. Wesentlich erweitert sind auch die Ausführungen über Einlaß- und Überlaufpolder.

Der III. Abschnitt des I. Kapitels über den Dünenbau ist der 5. Auflage als besondere dritte Abteilung eingefügt. Die Behandlung dieses Arbeitsgebietes war von Spöttle bereits in der 4. Auflage auf Grund des ausgezeichneten „Handbuches des deutschen Dünenbaues“ von Gerhardt durchgeführt worden; so war es nur natürlich, daß nunmehr Gerhardt selbst die Neubearbeitung auf Grund seiner langjährigen Erfahrungen übernahm.

Das II. Kapitel der 4. Auflage über „Fischteiche“ hat eine starke Erweiterung ebenfalls von Gerhardt erfahren und erscheint nunmehr unter der Überschrift „Fischereilicher Wasserbau“. Da gerade auf fischereilichem Gebiete sich die Anschauungen in den letzten Jahren außerordentlich geändert haben, so wird man die Ausführungen des bewährten Fachmannes auf diesem Gebiete besonders beachten dürfen, muß allerdings sich vergegenwärtigen, daß leider Gerhardt den Abschluß der Bewegung und die volle Klärung der Fragen nicht mehr erleben durfte.

Äußerlich bemerkenswert ist, daß die beiden Kapitel über Fischwege aus Bd. II und über Fischteiche aus Bd. VII der 4. Auflage hier zu einem einheitlichen Abschnitt unter der neuen Bezeichnung zusammengefaßt worden sind, sicher zum Vorteil des Ganzen.

Das Kapitel über Flußdeiche ist in die neue Auflage nicht mit übernommen.

Das Kapitel „Seedeiche“, das bereits aus der 3. Auflage unverändert in die 4. übernommen werden mußte, hat nunmehr in der neuen Auflage ebenfalls in Gerhardt einen hervorragend sachkundigen Bearbeiter gefunden, der auch hier etwas vollkommen Neues und Mustergültiges geschaffen hat. Abgesehen von einer Erweiterung der früheren Ausführungen auf Grund der neusten Erfahrungen an Seedeichen, schuf er vollkommen neue Abschnitte besonders über die Deichreife der Watten, die unterseeischen Angriffe gegen Deiche, Uferfalle und Uferabschiebungen nach den holländischen Erfahrungen und die Schutzmittel gegen derartige Vorkommnisse. Auch bei dem Abschnitt über Deichschleusen sind die neuesten Erfahrungen nutzbar gemacht.

Alles in allem liegt somit ein neuer Band des Handbuches vor uns — in seinem ganzen Umfange das Ergebnis der Lebensarbeit und der Lebenserfahrung Gerhardts, dem wohl keiner den Ruf streitig machen wird, einer der Berufensten gewesen zu sein zu diesem Werke — der sich würdig anschließt an die vielen ihm vorausgegangenen. Daß es noch nicht wieder möglich war, ihn so reich mit Abbildungen und Planbeigaben auszustatten, wie seine Vorgänger, wird man bedauern dürfen. Andererseits wird man aber dem Verlage Dank wissen, daß er in dieser wirtschaftlich schweren Zeit trotzdem mit nicht hoch genug anzuerkennendem Verständnis für die wissenschaftliche Notwendigkeit solchen Vorgehens die notwendige Erneuerung des Handbuches sich angelegen sein läßt.

Heinrich Heiser.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW7, Sommerstr. 4a.

Ortsgruppe Rheinland-Westfalen.

Die Emschergenossenschaft hat die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen Ortsgruppe Rheinland-Westfalen zu einem Vortrag und anschließend zur Besichtigung einiger bemerkenswerter Bauten der Emschergenossenschaft eingeladen. Der Vortrag fand im Emscherhaus am 13. Juni in Essen statt, wo Herr Baudirektor Dr.-Ing. Helbing über die Aufgaben der Emschergenossenschaft sprach.

Vortrag

des Baudirektors Dr.-Ing. e. h. Helbing am 13. Juni 1925
im Sitzungssaal der Emschergenossenschaft.

Nach Begrüßung der zahlreich erschienenen Mitglieder der Ortsgruppe Rheinland-Westfalen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen schilderte der Vortragende die Entwicklung der Genossenschaft aus ihren ersten Anfängen, die Vorflut- und damit zusammenhängenden hygienischen Schwierigkeiten im Gebiet vor dem Eingreifen der Genossenschaft, ihre mannigfachen Aufgaben, ihre Organisation, das Veranlagungswesen usw. Der Vortragende ging dann auf die Einzelheiten der technischen Lösung ein, mit denen sich sein Amtsvorgänger, der erste Baudirektor der Genossenschaft, Baurat Middeldorf, bei der Aufstellung der Entwässerungsentwürfe beschäftigen mußte. Die erste Aufgabe war, das gesamte Wasser,

und zwar das natürliche Niederschlagswasser, einschließlich des höchsten zu erwartenden Hochwassers, das häusliche und das gewerbliche Abwasser und das aus den Bergwerken aufgepumpte Grubenwasser glatt abzuführen. Gleichzeitig mußten die Vorflutstörungen, die durch Bodensenkungen infolge Kohlenabbaues entstanden waren, beseitigt und künftig möglichst verhindert werden. Dies Ziel ist inzwischen nahezu erreicht. Die Emscher ist von der Mündung in den Rhein bis oberhalb von Hörde auf einer Länge von 70 km begradigt, durchschnittlich um 4 m vertieft, durch Fortfall der Mühlenstaue ist das Gefälle wesentlich verbessert und das Flußbett so groß, daß selbst das höchste Hochwasser nicht ausufern kann. Durch diesen Ausbau ist es gelungen, daß ganze Gebiet mit wenigen Ausnahmen wieder natürlich zu entwässern. In der Mündungsstrecke mußte der alte Emscherlauf verlassen werden, da hier die Bodensenkungen inzwischen schon so gewachsen waren, daß natürliche Vorflut zum Rhein nicht mehr vorhanden war. Die neue Emscher ist deshalb weiter nach Norden verlegt worden und mündet jetzt bei Walsum in den Rhein. Das 30 qkm große Gebiet der verlassenen alten Emscher wird durch ein großes Pumpwerk, in dem 3000 PS installiert sind, entwässert.

Ähnlich wie die Emscher sind auch ihre Nebenbäche begradigt, vertieft, und, da sie die Hauptkanäle für die städtischen, gewerblichen und Zechenabwässer sind, mit glatten Betonschalen ausgekleidet.

Die zweite Aufgabe war, das Abwasser in einen Zustand zu bringen, daß es, abgesehen von der Unschädlichkeit für den eigenen Bezirk, vom Rhein, ohne Schaden zu verursachen, aufgenommen werden kann. Die Klärung konnte man, berücksichtigt man nur die Bedürfnisse des eigenen Bezirkes, nunmehr beschränken auf Anlagen, die alle Schwebstoffe aus dem Wasser herausfingen, die etwa auf dem Wege des Wassers durch die Vorfluter im Emschergebiet hätten abgeführt werden und so hier zu Mißständen hätten führen können. Jede Nutzung des Wassers, abgesehen von solcher für grobtechnische Zwecke, war ja im Emschergebiet schon vor Eingreifen der Genossenschaft verschwunden, jede weitere Klärung des Wassers also unnütz. Kam das fäulnisfähige Wasser in frischem Zustande in den Kläranlagen an, wurde es hier von den absitzbaren Schwebstoffen befreit, verließ es die Anlage frisch und blieb auch frisch auf seinem Lauf bis zum Rhein, so war allen billigerweise in einem Industriebezirk zu stellenden Anforderungen genügt. Ob diese Klärung auch für den Rhein genügte, blieb besonders zu untersuchen. Das fäulnisfähige Wasser, d. h. das Abwasser vor allem aus den Haushaltungen, war das gefährlichste, da seine organischen Bestandteile bei Schlamm- bildung zu Fäulniserscheinungen, zu Geruchsbelästigungen und zur Verbreitung von Krankheiten Anlaß gaben. Die Genossenschaft hat daher 26 sogenannte „häusliche Kläranlagen“ an den Hauptschmutzungscentren errichtet, an die von den im Emschergebiet wohnenden 2,3 Millionen Menschen 1,5 Millionen angeschlossen sind. In diesen Anlagen wird der Schlamm ausgeschieden und unter Wasser ohne Geruchsbelästigung biologisch zersetzt. Für etwa 30000 Einwohner werden in den nächsten Jahren noch Kläranlagen errichtet. Der Rest wohnt so weit zerstreut, nutzt zum Teil das Abwasser im eigenen landwirtschaftlichen Betriebe, hat noch keine geregelte Kanalisation oder schickt das wenige Abwasser in noch genügend leistungsfähige Vorfluter, so daß diese Abwassermengen gänzlich ungefährlich sind. An keiner Stelle des Bezirkes hat seit dem Eingreifen der Emschergenossenschaft das organisch verschmutzte Abwasser irgendwelche Mißstände mehr hervorgerufen.

Die Klärung des industriellen Abwassers, vor allen desjenigen der Zechen und Eisenwerke, glaubte die Emschergenossenschaft bis vor kurzem den Erzeugern des Abwassers überlassen zu dürfen, da die hierfür zu errichtenden Anlagen meist Teile des eigentlichen Industriebetriebes, System und Bedienung der Anlagen einfach sind und die Genossenschaft mit ihren Erfahrungen auf diesem Gebiet allen Beteiligten bei der Entwurfsbearbeitung bearbeitend und helfend zur Seite stehen konnte. Sie mußte aber die Erfahrung machen, daß trotz aller Bemühungen durchgehend einwandfreie Verhältnisse nicht zu erreichen waren. Sie ging daher in den letzten Jahren dazu über, das Wasser der Bachläufe, an die eine größere Zahl von Werken angeschlossen ist, in genossenschaftlichen Bachkläranlagen nochmals zu klären, so daß also der Schlamm, den die einzelnen Werke absichtlich oder unabsichtlich der Vorflut zuschieben, hier herausgefangen wird. Notwendig ist dieses Vorgehen, da die Zuführung der Schlammmassen, wenn sie schließlich auch in dem Bezirk selbst erträglich wäre, im Rhein zu großen Schwierigkeiten führen wird. Von großer Bedeutung hierbei ist, daß der Schlamm mit Teer, Öl und anderen besonders gefährlichen Bestandteilen durchsetzt ist. In hohem Maße schädlich für den Rhein ist das Abwasser, das aus den Nebenproduktanlagen der Zechen in die Vorflut kommt, wegen seines Gehaltes an Phenolen, die auch in großer Verdünnung schädigend auf die Fische im Rhein, die den bekannten Karbolgeschmack annehmen, einwirken. Es ist daher seit Jahren das unausgesetzte Bestreben der Genossenschaft, Mittel und Wege zu finden, um auch diesem Mißstand abzu- helfen. Es sind jetzt Verfahren gefunden, die durch Auswaschen des Phenols mit Benzol im Fabrikationsprozeß die in die Vorflut gelangenden Abwassermengen in ihrer Schädlichkeit um etwa 60 vH herabsetzen. Um auch die restlichen 40 vH aus dem Abwasser zu beseitigen, hat die Genossenschaft erfolgreiche Versuche angestellt. Durch Behandlung des phenolhaltigen Abwassers in belüfteten Füllkörpern ist es ihr gelungen, auf diesem biologischen Wege das Phenol restlos unschädlich zu machen. Große Anlagen sind auf einzelnen Zechen errichtet, in denen die praktische Ausgestaltung des Verfahrens studiert werden soll.

Die von Middeldorf ursprünglich veranschlagten 38 Millionen Mark für Emscher, Nebenbäche und Kläranlagen sind überschritten worden. Nicht etwa weil der Anschlag falsch war, sondern vielmehr weil das ursprüngliche Bauprogramm für Nebenbäche und Kläranlagen gegenüber den anfänglichen Absichten ganz wesentlich erweitert wurde. Ziemlich alle Nebenbäche des Bezirkes mußten in das Bauprogramm aufgenommen werden, während ursprünglich nur einige wenige berücksichtigt waren. Rund 100 Millionen Goldmark sind bisher verausgabt. Die jährliche Höchstausgabe hatte das Jahr 1913 mit 11 Millionen Goldmark. Die Ausgaben sind durch Anleihen gedeckt worden. Die ordentlichen Ausgaben für Unterhaltung, Betrieb, Verwaltung und für Verzinsung und Tilgung fingen im Jahre 1908 mit 1,7 Millionen Mark jährlich an, stiegen dann bis 1914 auf 3,5, hatten 1924 eine Höhe von 1,9 und sind für 1925 auf 2,5 Millionen Goldmark veranschlagt. Zum Schluß streifte der Vortragende die Aufgaben, die von der Genossenschaft noch zu leisten wären. Außer Unterhaltung und Betrieb der geschaffenen Anlagen muß sie mit dem Fortschreiten von Industrie und Siedlung immer neue Bäche

ausbauen und immer neue Kläranlagen errichten, die vorhandenen erweitern. Ganz besondere Arbeit werden aber die durch die fortschreitenden Bodensenkungen herbeigeführten Störungen der Vorflut verursachen, die man wohl bei der Aufstellung und Ausführung eines Entwurfes berücksichtigen, aber nicht ganz vermeiden kann.

Zum Schluß zeigt der Vortragende an Hand von Plänen, wie nach dem Vorbilde der Emschergenossenschaft und unter ihrer Mitwirkung eine Anzahl weiterer Genossenschaften mit ähnlichen Aufgaben entstanden sind, wie der Ruhrverband zur Reinhaltung der Ruhr, die linksrheinische Entwässerungsgenossenschaft zur Mörs, die Sesekegenossenschaft zu Dortmund, der Ravaverband in Oberschlesien (jetzt polnisch) und die große Lippegenossenschaft, für die zurzeit ein Sondergesetz dem Landtag zur Verabschiedung vorliegt. Eine 600 Seiten umfassende und mit zahlreichen Abbildungen ausgestattete Denkschrift „25 Jahre Emschergenossenschaft“, welche im Selbstverlage herausgegeben ist, und von der Genossenschaft bezogen werden kann, gibt ein vollständiges Bild, wie die Genossenschaft wurde und wuchs und welche Aufgaben von ihr und ihren Schwester- und Tochtergenossenschaften noch zu lösen sind.

Anschließend an den interessanten und äußerst klaren Vortrag fand eine Besichtigung wichtiger, moderner Anlagen der Emschergenossenschaft statt. Die Emschergenossenschaft stellte zu diesem Zweck liebenswürdigerweise einen Autobus zur Verfügung. Die Fahrt ging zunächst zu den Kläranlagen Essen-Nord an der Grillostraße, in denen die Berne, die einen bedeutenden Teil der häuslichen Schmutzwasser der Stadt Essen abführt, geklärt und gereinigt wird. Die Führung und die Erläuterung der Anlagen hatte freundlicherweise Herr Marinebaurat Prüß, Vorstand des Abwasseramtes der Emschergenossenschaft, übernommen. In eindrucksvoller Weise führte Herr Baurat Prüß hier und bei weiteren Besichtigungen die Bauart, Wirkungsweise und den Zweck der Anlagen den Teilnehmern vor Augen. Die Anlage in Essen-Nord kann als Musterbeispiel guter Kläranlagen für städtische Abwässer angesehen werden. Obwohl sie mitten in der Stadt liegt, tritt in keiner Weise eine Geruchsbelästigung auf; vielmehr belebt sie durch ihre geschmackvollen Grünanlagen das ganze Bild. Die Klärung erfolgt in dem weitbekannten Emscherbrunnen, eine Erfindung des bekannten Abwasserfachmanns Dr.-Ing. Imhoff, dem langjährigen Leiter des Abwasseramtes der Emschergenossenschaft, jetzt im Hauptamt Geschäftsführer des Ruhrverbandes. Der ausfallende, stark mit organischen Bestandteilen durchsetzte Schlamm wird unter Luftabschluß durch chemisch-biologische Prozesse in Gärung gebracht. Hierbei werden die hochmolekularen organischen Verbindungen, die Ursache der Fäulnis, vernichtet. Bei dem Gärungsprozeß entwickeln sich nur geruchfreie Gase, Methan und Kohlensäure. Das Methan, das hier in beinahe chemischer Reinheit frei wird, wird teilweise dem städtischen Gaswerk zugeführt, teilweise neuerdings auf Flaschen gefüllt und industriellen Werken zu Versuchszwecken zur Verfügung gestellt.

Die Fahrt ging dann weiter zu der erst seit einigen Monaten in Betrieb genommenen Kläranlage in Horst-Süd. Hier werden im Gegensatz zu der Essener Anlage vorwiegend Abwässer der Kohlenzechen, die durch den Schwarzbach zugeführt werden, gereinigt. Da diese Abwässer keine wesentlichen organischen Bestandteile enthalten, konnte die Anlage einfacher gestaltet werden. Diese Kläranlage, nach Entwürfen von Baurat Prüß, ist sowohl was allgemeine Anordnung als auch technische Lösung betrifft, neuartig. Zum ersten Male wird hier im großen der Saugbagger zum Entfernen des abgelagerten Klärschlammes aus den Behältern verwendet. Der Saugbagger kann durch kreisförmig und geradlinig angeordnete Gleisanlagen das ganze 40 bis 80 m große Becken bestreichen. Von besonderem Interesse ist die sinnreiche Verbindung zwischen dem Absaugen und Fortleiten des Schlammes in die Druckleitung durch ein und dasselbe Aggregat. Auch die technischen Einzelheiten des in Eisenbeton erbauten Bauwerks, die Vorkehrungen gegen Bergschäden usw. sind sehr interessant und neuartig. Zur Bedienung der ganzen Anlage bei einer Jahresleistung von 50000 t Schlamm genügen zwei Mann.

Eine längere Autofahrt brachte die Teilnehmer von hier an die neue Emschermündung bei Walsum. Hier werden die Wassermengen der Emscher, zwar von den schädlichen Bestandteilen befreit, doch immerhin noch verschmutzt, dem Rhein zugeführt. Vor einigen Jahren wurde noch das Wasser unmittelbar am Ufer in den Rhein geleitet. Infolge der nicht genügend innigen Vermischung mit den Rheinwassermengen trat nur eine mangelhafte Verdünnung ein, so daß ein großer Teil der noch vorhandenen Sinkstoffe am Ufer entlang an den Buhnen sich absetzte. Dieser phenolhaltige Schlamm brachte für den Fischbestand des Rheines unangenehme Nachwirkungen. Seit 1921 werden die Emscherwassermengen durch zwei große eiserne Rohre in etwa 65 m Abstand vom Ufer auf die Rheinsohle geleitet. Auf diese Weise tritt eine derartige starke Verdünnung der Schmutzwassermenge ein, daß nachteilige Wirkungen durch Schlammablagerungen bislang nicht mehr auftraten.

Anschließend an diese Besichtigungen fuhren nun die Teilnehmer über Oberhausen-Mülheim und dann an dem Ufer der Ruhr entlang zum Kruppschen Restaurant nach Hülgel. Ein gemütliches Zusammensein hielt die Gäste bis kurz vor Mitternacht fest.