

DER BAUINGENIEUR

5. Jahrgang

31. Juli 1924

Heft 14

DIE STÜTZ- UND UFERMAUERN AM SÜDUFER DES SPANDAUER SCHIFFAHRTKANALS IN BERLIN.

Von Ober-Ingenieur Alfons Schroeter, Berlin.

Übersicht. Schilderung einer wettbewerbsmäßigen Ausschreibung von Futter- und Ufermauern aller für Binnenschiffahrtsstraßen üblichen Ausführungsarten — Preistabellen — Typenbilder — Beschreibung der ausgeführten Konstruktionen, ihre Schwierigkeiten bei und nach dem Bau — statische Streiflichter und Anregung zur Normierung von Stützmauern.

Nach Herstellung stabiler Währungsverhältnisse und damit Ermöglichung friedensmäßiger Kalkulationsverfahren dürfte ein kurz vor Kriegsausbruch angestellter Versuch von Interesse sein, einmal vergleichsfähige Unterlagen für die die Güte und Kosten von Stütz- und Ufermauern an Binnenschiffahrtsstraßen betreffenden Fragen zu einem Ergebnis zu führen, welches einen gewissen Erfahrungskomplex festlegt und für Entwurfsarbeiten Richtlinien ermöglicht. Dieser Versuch wurde ausgeführt beim Bau einer 500 m langen Lösch- und Ladestraße am Südufer des Spandauer Schiffahrtskanals zwischen Fenn- und Torfstraßenbrücke in Berlin.

Die Ladestraße gehört zu denjenigen Bauwerken, die dem jahrzehntelangen Drängen der Berliner Kaufmannschaft und Handelskammer nachgebend, in der Rückständigkeit Berlins hinsichtlich seiner Lösch- und Ladegerlegenheiten Wandel schaffen sollten. So wurden in ununterbrochener Bautätigkeit der Ost- und Westhafen und als Bestandteil des letzteren, nämlich als Ziegelfreiladehafen die hier besprochene, nahe dem alten Berliner Nordhafen gelegene Anlage geschaffen. Die Ausschreibungen waren ein Jahr vor und der Bauanfang, durch Genehmigungsschwierigkeiten verzögert, einen Monat nach Kriegsbeginn. Vielfach durch Hochwasser, Frost und Kriegszeit behindert, wurde die Gesamtanlage Ende 1916 fertiggestellt.

Der Entwurf sah eine rd 20 m breite Ladestraße vor, welche durch zwei 5,50 m breite Rampen 1 : 40 mit je 1 m breiten beiderseitigen Bürgersteigen von der hochgelegenen Verkehrsstraße aus zugänglich gemacht wurde. Beide Rampenköpfe liegen in der Mitte der Anlage (unter der Ringbahnbrücke, siehe Abb. 5), da wo die Verkehrsstraße sich senkt und somit die kleinste Rampenlänge entsteht. Die Ladestraße selbst liegt hochwasserfrei, ist beiderseits mit je einem 1 m breiten Bürgersteigstreifen versehen, hat zweiseitiges Quergefälle nach der Mitte zu, von wo sie sich durch eine Längsleitung direkt in den Kanal entwässert.

Wie oben schon erwähnt, fanden die Ausschreibungen bereits 1913 statt. Der damals herrschende Arbeitsmangel ließ einen scharfen Konkurrenzkampf unter den ausgewählten — darunter die bekanntesten deutschen — Eisenbetonfirmen erwarten, zumal für die Entwurfsbearbeitung völlige Freiheit gelassen war. Zur Ermöglichung einer leichteren Auswertung wurden außer einigen Berechnungsgrundlagen lediglich die bekannten Mauertypen mit Gruppennummern angegeben, außerdem war aber noch eine Gruppe für völlig neuartige Konstruktionen vorgesehen. Die wenigen für diese Gruppe bearbeiteten Eingänge gehörten aber zu den vorgenannten Ausführungsarten, so daß die Ausschreibung absolut Neues nicht brachte. In seinen Erwartungen sah man sich aber im ganzen nicht getäuscht. Statische Berechnung, Entwurf und Kostenermittlung waren größtenteils sehr gründlich bearbeitet. Inwieweit Vorvereinbarungen der Unternehmer stattgefunden haben, läßt sich natürlich schwer beurteilen. Wenn aber auch — wie vielleicht bei den Futtermauern — solche getroffen

wurden, so können sie das Bild der Kostenverhältnisse der Mauertypen zueinander nicht verschieben, sondern eher noch bestätigen.

Nachstehend werden nun die Grenz- und Durchschnittspreise für 1 m Mauer in Friedensmark und zwar getrennt nach Los I und II entsprechend der west- und östlich der Ringbahnbrücke gelegenen Anlagehälften gegeben, wobei zu beachten ist daß Los I eine etwas längere Torfstrecke enthält als Los II.

Zusammenstellung A. Landseitige Mauern (Futtermauern).

Ausführungsart	Los I			Los II			Anzahl der Entwürfe
	Niedrigster	Höchster	Mittel	Niedrigster	Höchster	Mittel	
1. Verankerte Eisenbetonspundwand	309	350	328,02	328	370	346,55	11
2. Winkelstützmauer	315	355	332,55	305	345	322,00	11
3. Volle Betonmauer	320	362	339,61	298	340	320,07	14
4. Verankertes Ständerfachwerk	215	241	230,00	211,5	245	229,50	7
5. Freigewählte Konstruktionen	312,5	335	326,00	308	340	316,00	3

Die Preise stellen den Durchschnitt für alle Mauer-Ansichtshöhen von 0 bis 5,54 m bzw. 3,94 m einschließlich der Rampenmauern dar. Bezeichnend ist das große Interesse für die vollen Betonmauern (14 Entwürfe). Die Preise für Los I und II unterscheiden sich nur wenig, weil die tiefere Fundierung im Lose I fast gänzlich ausgeglichen wird durch die um 1½ m größere Mauerhöhe des Loses II. Eine Ausnahme machen die Eisenbetonspundwände, deren Kosten offenbar mit der Ansichtshöhe schneller steigen als mit der Fundierungstiefe, wenn letztere wie hier in mäßigen Grenzen bleibt; jedoch trat diese Ansicht nicht bei allen Einheitspreisen zutage. Weit aus am billigsten sind die aus verankerten Rammträgern mit zwischengespannten Eisenbetonplatten (auch Steineisenplatten) hergestellten sogen. Ständerfachwerke, für die 30 vH niedrigere Preise als für alle anderen Mauern abgegeben wurden.

Für Winkelstützmauern (mit und ohne Rippen) konnte nur eine unwesentliche Verbilligung gegenüber vollen Betonmauern erzielt werden. Die statischen Berechnungen zeigten recht deutliche Unsicherheit bei der Wahl der Grundwerte. Das Erdgewicht wurde mit einer Ausnahme zu 1600 kg/cm² angesetzt, der Böschungswinkel schwankte von 30°—40°, der Reibungswinkel zwischen 0 und 37°, die Sohlenbreiten der vollen Mauern von 2,30 bis 2,80 m und bei Eisenbetonmauern von 2,20 bis 3,80 m, die Kantenpressungen entsprechend von 3,90 bis 2,45 kg/cm³ bzw. 2,80 bis 1,58 kg/cm³ bei gleicher Ansichtshöhe der Mauern von 5,57 m. Die Winkelstützmauern sind also durchweg wesentlich standsicherer dimensioniert. Die sogen. Kippsicherheit¹⁾ wurde nur in einigen Fällen behandelt. Die Plattenmomente bei den Rippenmauern wurden mit $\frac{pl^2}{10}$ und $\frac{pl^2}{15}$ bis $\frac{pl^2}{11}$ und $\frac{pl^2}{27}$ über Rippe und im Felde errechnet. Die Erddruckberechnung wurde größtenteils gra-

¹⁾ Siehe hierüber Zuschrift des Verfassers in Beton und Eisen, 1915, Heft XIX/XX.

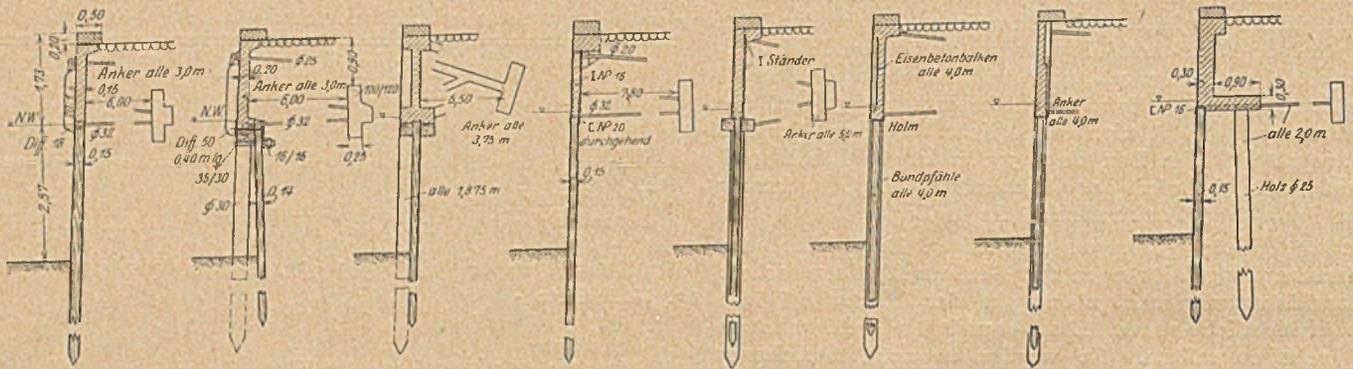
phisch nach Rebhann, aber auch nach Tabellen von Möller und von Krey durchgeführt.

Diese verschiedenen Berechnungsgrundlagen und Ergebnisse kommen in den Preisen nicht in entsprechender Weise zum Ausdruck. Ja, es war sogar die volle Mauer mit der breitesten Fundamentfuge für Los II am billigsten, so daß sie zur Ausführung bestimmt wurde, und die schwächste Mauer am teuersten. (Siche auch Abb. 2 und 3). Bei den Eisenbeton-Winkelstützmauern war es ähnlich. Die stärkste Mauer lag an fünfter und die schwächste an zehnter Stelle. Die Winkelstützmauern kamen aber nicht in Betracht, weil man mehr Ausführungsschwierigkeiten als bei der Stampfbetonmauer befürchtete. Erfahrungsgemäß ist jedoch eine solide dimensionierte Eisenbetonmauer standischer wegen des Ausbleibens der bei Stampfbetonmauern so häufig beobachteten Temperatur-, Schwind- und Setzungsrisse, denen der magere, nicht

armierte und dabei viel massigere Beton nicht genügenden Widerstand entgegenzusetzen vermag. Die hier beschriebenen Stampfbetonmauern zeigen — acht Jahre nach Fertigstellung — ebenfalls mehrere Risse, welche zurzeit aber noch als unbedenkliche Schönheitsfehler anzusprechen sind. Wie aus Abb. 6 ersichtlich, sind die Mauern architektonisch ausgestaltet. Die Pilaster- und übrigen Flächen wurden nicht als Vorsatzbeton mit hochgeführt, sondern als Stütz- und Putzschicht mit Muschelkalkzusatz aufgetragen und werksteinmäßig bearbeitet. Sie sind im Laufe der Zeit an vielen Stellen abgefroren, wahrscheinlich auch infolge des von der Rückseite her durch den Beton 1 : 8 durchdringenden Wassers. Der Schutz durch Zement- und Goudronanstrich ist ungenügend. Die Dehnungsfugen sind 2 cm breit angelegt und mit Meißnerschem Dichtungsmörtel und mit geteertem Hanfstrick ausgefüllt worden. Es hätte jedoch genügt, die Ausfüllung mit

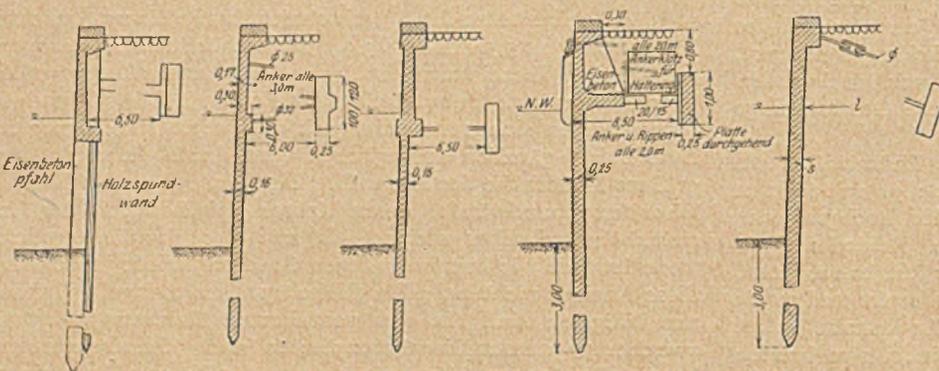
a) Verankerte Konstruktionen.

I. Aufbau Eisenbeton, Unterbau Holz.



II. Aufbau und Unterbau aus Eisenbetonbau.

III. Eisenbetonspundwand in voller Höhe.



Nr.	Bohlenstärke s	Ankerabstand a	Ankerlänge l	Bohlenbreite b	Anker-Dmr. mm	Ankerplatte	pro Bohle
1	0,30	2,00	8,50	0,40	40	130 ∞	6 Ø 22
2	0,25	5,00	6,00	0,60	45	125/125	8 Ø 16
3	0,25	3,75	7,00	—	39	125/125	10 Ø 22
4	0,25	5,00	7,00	0,50	56	94/100	6 Ø 22
5	0,25	4,00	7,80	0,60	40	100/100	12 Ø 17
6	0,25	5,00	7,00	—	—	—	—
7	0,20	5,00	5,40	0,70	40	170/170	10 Ø 16
8	0,25	5,00	7,00	—	—	—	—
9	0,30	4,00	5,50	50	50	150/150	3 Ø 20 + 2 Ø 18

β) Unverankerte Konstruktionen.

I. Winkelstützmauern.

II. Volle Betonmauern.

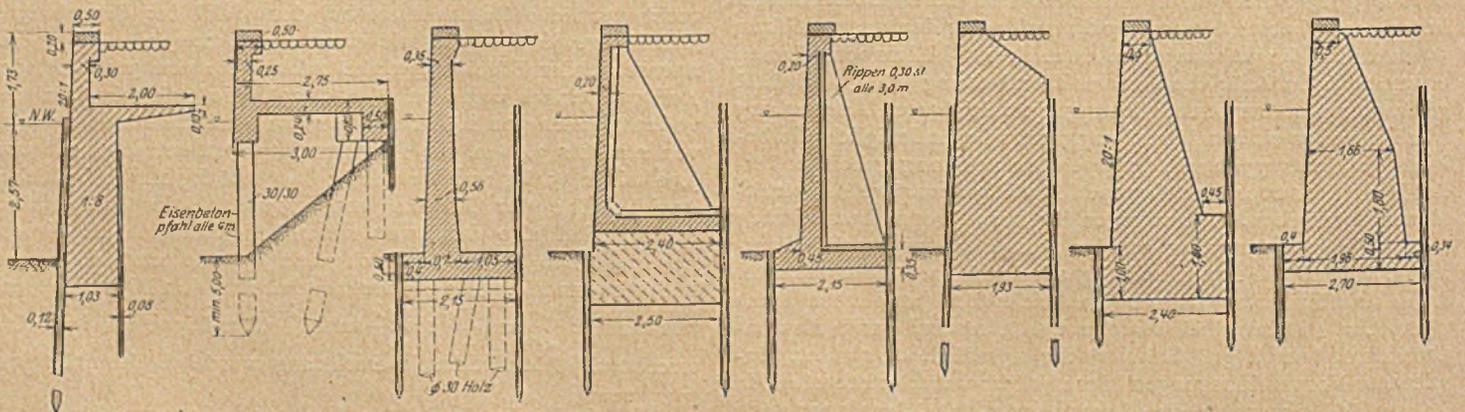


Abb. 1. Typenbilder für Ufermauern aus der wettbewerbsmäßigen Ausschreibung Südufer in Berlin.

einfacher Teerpappe vorzunehmen und eng aneinander, also ohne besonderen Fugenabstand zu betonieren, da die Schwindung größer als die Temperaturexension ist.

Mit größerem Interesse als die Futtermauern wurden die Ufermauern von den Einsendern behandelt; die Anzahl der Beteiligten war zwar etwas kleiner. Umfangreiche statische Berechnungen und bis in die Einzelheiten gehende Entwürfe zeigten einen scharfen Wettbewerb um die Güte der Konstruktionsidee. Um eine Übersicht über die Einsendungen zu erhalten, mußte die oben mitgeteilte Gruppierung von Futtermauern verlassen und eine die Konstruktionsgliederung der Ufermauern besser aufzeigende Einteilung vorgenommen werden. Aus nachstehender Preis-Tabelle B ist diese ersichtlich. Preise in Friedensmark für einen lfdm.

Einspannungsstelle hatten die verschiedensten Lagen. Man kann sagen, daß sich weder die Formel von Engels-Mohr noch das Verfahren von Krey Eingang in die Praxis verschafft haben. Das statische Gefühl und die Erfahrung sind auch heute hierfür noch verlässlichere Faktoren, zumal die genaue Berechnung der Rammtiefe aus der elastischen Linie mit Hilfe von Bodenziffer und Elastizität des Wandmaterials zu den verwickeltesten statischen Problemen gehört.

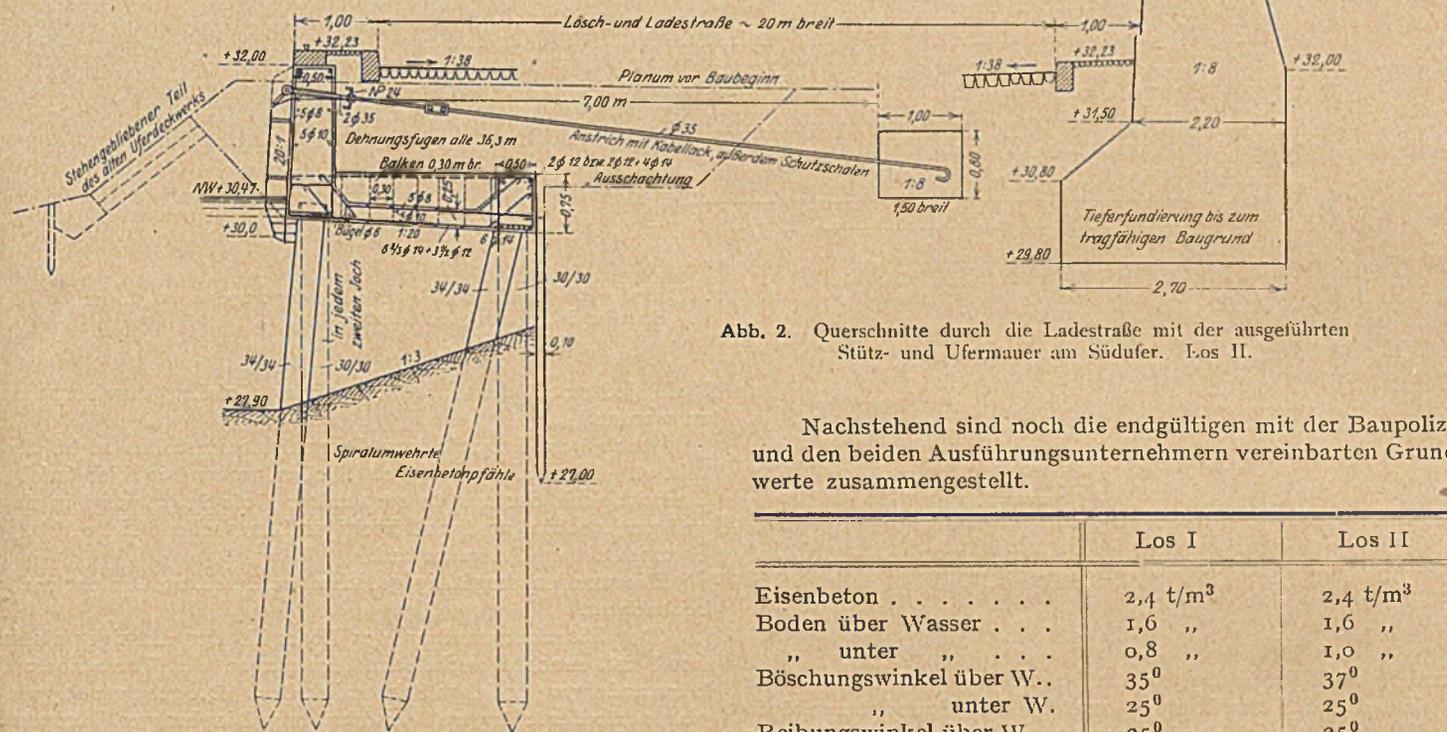


Abb. 2. Querschnitte durch die Ladestraße mit der ausgeführten Stütz- und Ufermauer am Südufer. Los II.

Nachstehend sind noch die endgültigen mit der Baupolizei und den beiden Ausführungsunternehmern vereinbarten Grundwerte zusammengestellt.

	Los I	Los II
Eisenbeton	2,4 t/m ³	2,4 t/m ³
Boden über Wasser . . .	1,6 „	1,6 „
„ unter „	0,8 „	1,0 „
Böschungswinkel über W..	35°	37°
„ unter W.	25°	25°
Reibungswinkel über W. .	25°	25°
„ unter W.	18°	10°
Verkehrslast	3 t/m ²	3 t/m ²
σ _{bd} bei Biegung	35 kg/cm ²	35 kg/cm ²
„ „ reinem Druck	30 „	35 „
σ _c	1000 „	1000 „

Zusammenstellung B. Ufermauern.

a) Verankerte Konstruktionen	Los I			Los II			Einsender
	Niedrigster	Höchster	Mittel	Niedrigster	Höchster	Mittel	
1. Holzunterbau mit Eisenbetonaufbau .	280	340	297,69	285	335	300,33	8
2. Eisenbetonunterbau u. Eisenbetonaufbau	280	372	331,83	290,5	365	329,26	5
3. Eisenbetonspundbohlen in voller Höhe	355,5	395	376,61	347	397	371,20	10
β) Unverankerte Konstruktionen							
1. Winkelstützmauern	358	545	436,57	358	510	429,57	7
2. Volle Betonmauern	380	535	447,33	375	497,5	442,17	3

Die gewählte Gruppierung entspricht also auch den Kostenverhältnissen. Die höheren Preise des Loses I erklären sich auch wieder aus dem etwas schlechteren Baugrunde. Die Unterschiede sind verschwindend. Nicht enthalten sind Abdeckplatte, Fender- und Halteringe. Abb. 1, gibt die Konstruktionstypen in vorgenannter Gruppierung wieder.

Auch hier war wieder eine große Unregelmäßigkeit in der Wahl der Erdruckwerte erkennbar. Besondere Unsicherheit bestand bei der Ermittlung der erforderlichen Rammtiefe für die verankerten Ausführungsarten. Freier Auflagerpunkt bzw.

Die zulässige Eisenbeanspruchung ist, obwohl seinerzeit gerade 1200 kg/cm² allgemein als zulässig eingeführt wurde, mit Rücksicht auf Haarrisse und größere Rißgefahr bei Uferbauten nicht erhöht worden.

Zur Ausführung wurden die Entwürfe α II 4 für Los I und β I 2 für Los II der Abb. 1 bestimmt. Maßgebend waren Preiswürdigkeit und statische Gesichtspunkte. Die beiden Entwürfe sind in ihrer Ausführungsform in der Abb. 2 und Abb. 3 dargestellt. Das Flechtwerk von Los II zeigt dies Baustellenbild Abb. 4. Besonders Ausführungsentwurf Los II zeigt erhebliche Verbesserungen gegenüber seiner ursprünglichen Form. An dieser wurde hauptsächlich die hochliegende Platte bemängelt, welche einen abgeschlossenen Raum für Schwimm- und Faulstoffe aller Art ergab. Die Platte ist deshalb im Ausführungsquerschnitt tief, eben und mit Neigung versehen. Die baupolizeiliche Prüfung ergab ferner die Notwendigkeit, in jedem zweiten Joch noch einen zweiten Vorderpfahl zu schlagen. Diese Umstände verteuerten natürlich die Ausführung, wobei nicht die vermehrte Baggerarbeit vergessen werden darf. Ausschreibungsentwurf Los I wurde nur noch durch eine Steinpackung, sonst aber nicht berichtigt. Die Steinpackung hat sich für den Schiffsverkehr als hinderlich erwiesen,

weil bei niedrigen Wasserständen größere Schiffe ablegen müssen.

Die Ausführung brachte, wie eingangs schon erwähnt, Bauverzögerungen durch Hochwasser, Frost- und Kriegszeit. Besonders die durchgehende Ankerplatte und die alle 2 m liegenden Eisenbetonanker des Loses I und der Transport der für 13 m lange Eisenbeton-Spundbohlen eingerichteten Ramme auf schlüpfrigen Torfschichten verursachten Erschwernisse, die selbst eine sehr vorsichtige Kalkulation zu erschüttern geeignet sind. Die Spundbohlen (siehe Querschnitt derselben in Abb. 2) standen nach dem Einrammen vielfach sperrig, die Fugen mußten mit Eisenblechen und Spülrohr auf 120 m Uferlänge

daß Trichter von 1—1,8 m oberem Durchmesser entstanden. Offenbar hatte das durch immer noch undichte Spundwandfugen eindringende Wasser den unter der zähen Torfschicht liegenden Boden weggespült. Diese Einstürze fanden noch 1½ Jahre nach Fertigstellung an weiteren sechs Stellen statt. Hierbei

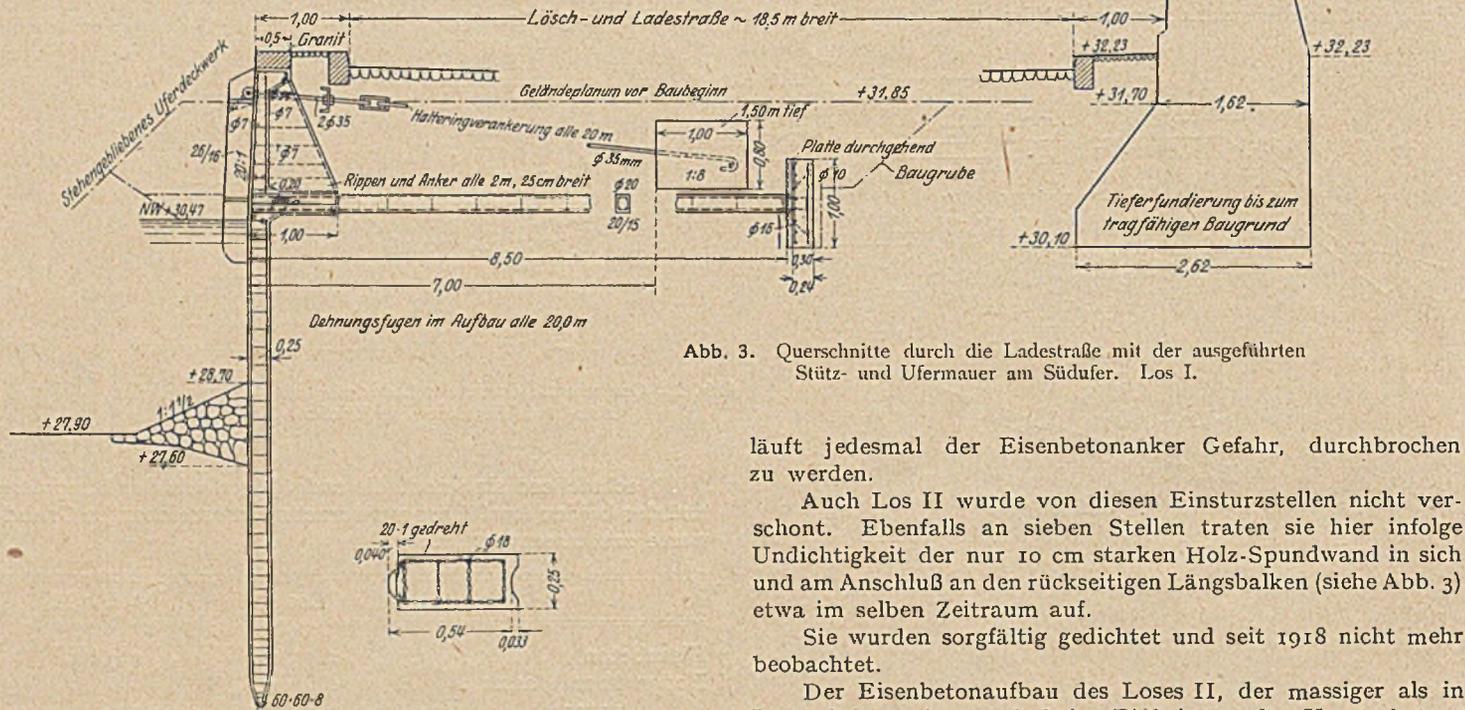


Abb. 3. Querschnitte durch die Ladestraße mit der ausgeführten Stütz- und Ufermauer am Südufer. Los I.

und 2,20 m Tiefe freigelegt und gedichtet werden. Für die Aufnahme des Aufbaues konnten die Spundbohlenköpfe verhältnismäßig leicht abgespitzt werden, jedoch machte der

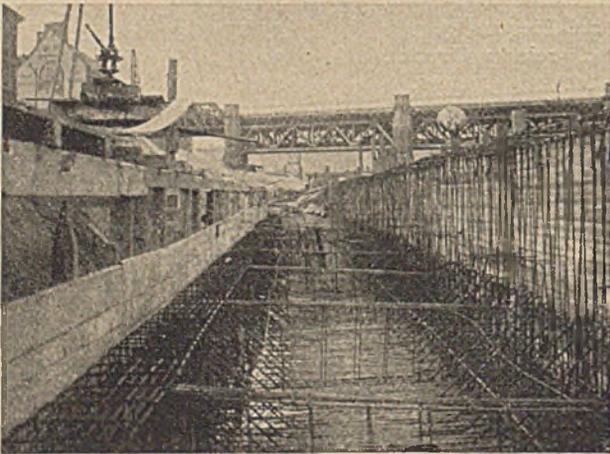


Abb. 4. Flechtwerk der Ufermauer Los II.

für einen Wasserbau viel zu feingliedrige Aufbau besonders beim gleichzeitigen Hochführen des Vorsatzbetons Schwierigkeiten; immer wieder mußten die Trag- und Verteilungseisen nachgerichtet werden.

Nach Fertigstellung der Mauer einschließlich Hinterfüllung und Pflasterung stürzten kurz nach Beginn der Baggerarbeiten einige Stellen der Ladestraße hinter der Wand ein, so

läuft jedesmal der Eisenbetonanker Gefahr, durchbrochen zu werden.

Auch Los II wurde von diesen Einsturzstellen nicht verschont. Ebenfalls an sieben Stellen traten sie hier infolge Undichtigkeit der nur 10 cm starken Holz-Spundwand in sich und am Anschluß an den rückseitigen Längsbalken (siehe Abb. 3) etwa im selben Zeitraum auf.

Sie wurden sorgfältig gedichtet und seit 1918 nicht mehr beobachtet.

Der Eisenbetonaufbau des Loses II, der massiger als in Los I ist, machte auch beim Einbringen des Vorsatzbetons keine außergewöhnlichen Schwierigkeiten. Die geneigte Rippenplatte erforderte längere Wasserhaltung (Diaphragma-Pumpen). Das Eisengerippe für die Eisenbetonpfähle 30/30 bzw. 34/34 cm bestehend aus 4 Längseisen und fabrikmäßig gekrümmter Spiralumwehrung ließ sich mit geradezu mustergültiger Sorgfalt und Schnelligkeit herstellen. Dagegen kann eine Wiederverwendung der gedrehten Flacheisenbügel der Spundbohlen des Loses I (siehe Abb. 2) nicht angeraten werden. Pfahlbruch war in beiden Fällen gering. Bei Hochwasser, wo mit Junger gerammt werden mußte, war das Herausholen der Schlaghaube zeitraubend.

Für die Pfähle des Loses II (Maximalbelastung 37 t) wurde zur Kontrolle der Tragfähigkeit ein Rammregister geführt. Dieses wies in sehr vielen Fällen zu große Eindringstiefen nach den letzten Hitzten auf, so daß zu entscheiden war, ob die rückwärtigen Pfähle noch um einen dritten vermehrt werden müssen. Die Frage konnte durch Probebelastung der Kosten wegen nicht gelöst werden. Die Einigung scheiterte an der Wahl der richtigen Rammformel. Die Unternehmerfirma schwor erfahrungsgemäß auf Brix und ging bis auf den Sicherheitsgrad $s = 2$ herunter, woraus sich immer noch die Notwendigkeit der Pfahlvermehrung ergab; nach Redtenbacher bei $s = 2$ war diese nicht erforderlich, nach Eytelwein und Weißbach erst recht nicht. Entscheidend war dann eine Nachrammung, die die Hälfte der letzten Eindringstiefen ergab. Man verzichtete auf Beipfähle und Unternehmergarantie. Nachteile haben sich bis heute nicht gezeigt. Die Rammformeln haben ja bekanntlich ihre Geltungsgebiete und innerhalb dieser noch Schwächen. Die zahlreichen Versuche, immer mehr Faktoren in ihnen zu berücksichtigen, haben den Formeln ein unhandliches Format und reichliches Mißtrauen einge-

bracht, so daß man vorerst wieder zur Rückkehr zu den Faustformeln und praktischer Beobachtung gezwungen ist. Leider werden die Erfahrungen hierin allzu sorgsam gehütet, so daß ein vergleichender Erfahrungsaustausch, also eine allgemein verwendbare Auswertung nicht möglich ist und die Erfahrungen ihres einseitigen Charakters als Behauptung nicht maßgeblich entkleidet werden können.



Abb. 5. Ansicht der fertigen Anlage bei hohem Kanalwasserstande.

Die fertige Gesamtanlage stellt Abb. 6 dar. Sie ist mit Wassertreppen, Schiffsleitern, Halteringen und Fendern ausgerüstet. Letztere erhielten zur Sicherung gegen Luftrisse keine Zinkkappen, sondern S-Klammern und Loratzin-Anstrich, was sich bis heute gut bewährt hat. Der Abstand der 2 cm breiten Dehnungsfugen beträgt in Los I 20 m und in Los II 36 m.

Die Auswertung der Erfahrungen mit vorbeschriebenen Stütz- und Ufermauern sowie mit vielen anderen, die in verschiedenen Gegenden Deutschlands Verfasser zu machen Gelegenheit hatte, läßt die Frage in den Vordergrund treten, ob nicht im allgemeinen Bauinteresse eine Vereinheitlichung der Grundwerte und Bemessungsverfahren angestrebt werden sollte mit dem Ziele, zu einer Art Normierung der Stützmauern für alle vorkommenden Höhen und zulässigen Baugrundpressungen zu kommen. Für volle Beton- und für Winkelstützmauern erscheint diese Frage ohne weiteres lösbar, soweit es sich um Futtermauern handelt. Für Ufermauern liegen die Verhältnisse nur wenig schwieriger. Jedenfalls kann man wohl sagen, daß für die Erfordernisse des praktischen Tiefbaues die zahlreichen theoretischen Erddruckuntersuchungen im Endergebnis nichts Neues gebracht haben. Andererseits haben die nach dem Prüfungsmuster Müller-Breslau durchgeführten neuesten amerikanischen Versuche zum wiederholten Male die Brauchbarkeit des Rebhannschen Verfahrens bestätigt. Die Uneinheitlichkeit ist also nicht mehr nötig und der Weg zur Normierung geebnet, wenn man sich auf Grundwerte und Berechnungsgang im Rahmen praktischer Erfordernisse einigt, indem u. a. die zugunsten der Sicherheit beliebten Faktoren erst zum Schluß, nämlich bei der Wahl der zulässigen Spannung, hier also der zulässigen Bodenpressung unterbringt.

Auch auf dem Wege zur Ausschaltung spekulativer Momente bei der Kalkulation könnte man durch Normierung hierzu geeigneter tiefbautechnischer Konstruktionen — am besten durch einen Normenausschuß der tiefbautechnischen Industrie — einen Schritt weiter kommen. Die Hauptarbeit auf dem letztgenannten Gebiete liegt aber bei den ausschreibenden Behörden.

DIE SPANNUNGEN IM RECHTECKIGEN EISENBETONQUERSCHNITT INFOLGE EINER SCHRÄG ZU DEN RECHTECKSEITEN LIEGENDEN BIEGUNGSACHSE.

Zusammenfassung.

Die genaue Rechnung liefert recht schwerfällige Gleichungen für die Länge B, eine meist genügend genaue Annäherungsrechnung einfache quadratische bzw. kubische Gleichungen. Die Annäherung besteht darin, daß die Richtung der Nulllinie, der Winkel β vorher berechnet wird aus der Annahme eines voll wirksamen Rechteckquerschnitts ohne Eiseneinlagen nach der Formel:

$$\tan \beta = \frac{h^2}{b^2} \tan \alpha \dots \dots \dots (1)$$

worin b die Breite des Rechtecks,
h „ Höhe „ „
und α der Richtungswinkel der Biegungebene

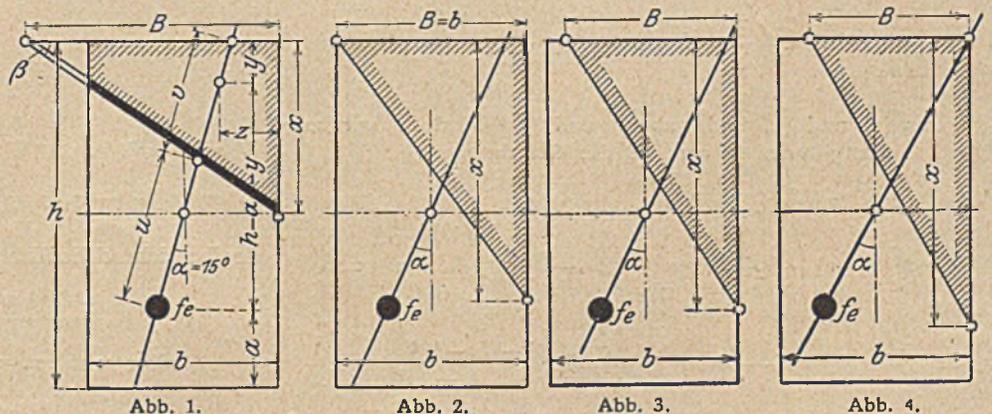
ist. Im folgenden werden für die möglichen Lagen der Nulllinie die Grundgleichungen und die aus diesen folgenden Bestimmungsgleichungen angegeben:

- a) für die genaue Rechnung,
- b) „ „ Annäherungsrechnung.

Vergleichende Zahlenrechnungen haben gezeigt, daß beide Rechnungsarten zwar gute Übereinstimmungen der B-Werte ergeben, daß jedoch die weitere Werte (x , y , σ_e und σ_b) der Annäherungsrechnung um so weniger mit denen der genauen Rechnung stimmen, je kleiner der Winkel α ist. Diese werden deshalb zweckmäßig stets nach der genauen Rechnung auszuwerten sein; auch sind für sie die Formeln aus der Annäherungsrechnung nur wenig einfacher. Für ein Zahlenbeispiel ($b = 25$ cm, $h = 45$ cm, $h - a = 35$ cm, $f_c = 4 \text{ } \mathcal{D} 20 = 12,56$

cm², $n = 15$) sind die B-Werte am Schluß jeder Entwicklung kurz angegeben, ebenso der Fehler der Annäherungsrechnung nach der Formel: Annäherung — Fehler = genauer Wert. In den Bildern sind die Verhältnisse dieses Zahlenbeispiels dargestellt; die Endpunkte der genauen Längen von B und x durch Kreise gekennzeichnet und die Fehlerfläche des Druckkörpers schwarz angelegt.

Jede Spannungsrechnung muß zunächst nach II. den Grenzwinkel α bestimmen und dann nach I. oder III. weiterrechnen.



I. Lage der Nulllinie nach Abb. 1.

a) *Genauere Rechnung.* Gleichgewichtsbedingungen:
 Aus $\frac{B}{3} \cdot \frac{\sigma_b x}{2} - \frac{B-b}{3} \cdot \frac{\sigma_b x}{2} \cdot \frac{(B-b)^2}{B} - f_c \sigma_e = 0$
 folgt $\frac{\sigma_b x}{6} \cdot \frac{B^3 - (B-b)^3}{B^2} - f_c \sigma_e = 0 \dots \dots \dots (2)$

und aus $f_c \sigma_e \frac{h-a-y}{\cos \alpha} - M = 0$
 $f_c \sigma_e = \frac{M \cos \alpha}{h-a-y}; \dots \dots \dots (3)$

die Lage des Schwerpunkts des Druckkörpers ist bestimmt durch

$\frac{\sigma_b x}{6} \cdot \frac{B^3 - (B-b)^3}{B^2} y = \frac{B \sigma_b x}{6} \cdot \frac{x}{4} - \frac{(B-b) \sigma_b x}{6} \cdot \frac{x}{4} \left(\frac{B-b}{B} \right)^3$
 oder $y [B^4 - B(B-b)^3] = \frac{x}{4} [B^4 - (B-b)^4] \dots \dots (4)$

und durch $\frac{\sigma_b x}{6} \cdot \frac{B^3 - (B-b)^3}{B^2} z = \frac{B \sigma_b x}{6} \cdot \frac{B}{4} - \frac{(B-b) \sigma_b x}{6} \left(\frac{B-b}{B} \right)^3 \left(b + \frac{B-b}{4} \right)$
 oder mit $z = \frac{b}{2} - \frac{h}{2} \tan \alpha + y \tan \alpha$

durch $[B^3 - (B-b)^3] \left(\frac{b}{2} - \frac{h}{2} \tan \alpha + y \tan \alpha \right) = \frac{B^4 - (B-b)^3 \left(b + \frac{B-b}{4} \right)}{4}; (5)$

das Verhältnis der Spannungen (in der Momentenebene gemessen) liefert

$\sigma_e = n \sigma_b \frac{B - \frac{b}{2} + \frac{h}{2} \tan \alpha}{B} \cdot \frac{u}{v},$

worin zur Bestimmung von u und v die Gleichungen dienen:

$u + v = \frac{h-a}{\cos \alpha}; \quad u = \frac{h-a}{\cos \alpha} - v,$
 $v = \left(B - \frac{b}{2} + \frac{h}{2} \tan \alpha \right) \cdot \frac{\sin \beta}{\sin (90^\circ + \alpha - \beta)}$
 $= \frac{B - \frac{b}{2} + \frac{h}{2} \tan \alpha}{\frac{B}{x} \cos \alpha + \sin \alpha};$

damit

$\frac{u}{v} = \frac{(h-a) \left(\frac{B}{x} + \tan \alpha \right) - \left(B - \frac{b}{2} + \frac{h}{2} \tan \alpha \right)}{B - \frac{b}{2} + \frac{h}{2} \tan \alpha}$

und

$\sigma_e = n \sigma_b \frac{(h-a) \left(\frac{B}{x} + \tan \alpha \right) - \left(B - \frac{b}{2} + \frac{h}{2} \tan \alpha \right)}{B} \dots (6)$

Aus (2) und (6) und aus (4) und (5) erhalten wir zur Bestimmung von x und B die Gleichungen:

$\frac{x}{6} \cdot \frac{B^3 - (B-b)^3}{B^2} - \frac{n f_c}{B} \times \left[(h-a) \left(\frac{B}{x} + \tan \alpha \right) - \left(B - \frac{b}{2} + \frac{h}{2} \tan \alpha \right) \right] = 0 (7)$

und

$[B^3 - (B-b)^3] \left[\frac{b}{2} - \frac{h}{2} \tan \alpha + \frac{x}{4} \cdot \frac{B^4 - (B-b)^4}{B^4 - B(B-b)^3} \tan \alpha \right] = \frac{B^4 - (B-b)^3 \left(b + \frac{B-b}{4} \right)}{4}; (8)$

aus 8:

$x = \frac{B^4 - B(B-b)^3}{B^4 - (B-b)^4} \times \left[\frac{B^4 - (B-b)^3 (B+3b)}{B^3 - (B-b)^3} - 2b + 2h \tan \alpha \right] \cot \alpha (9)$

und mit

$\varphi_1 = - \left[\frac{b}{2} + \left(\frac{h}{2} - a \right) \tan \alpha \right], \dots \dots (10)$

$\varphi_2 = 6 n f_c (h-a), \dots \dots (11)$

$\varphi_3 = 2(b-h \tan \alpha), \dots \dots (12)$

$\varphi_4 = 6 n f_c \cot \alpha \dots \dots (13)$

als Bestimmungsgleichung für B:

$[B^3 - (B-b)^3] \{ B^4 - (B-b)^3 (B+3b) - \varphi_3 [B^3 - (B-b)^3]^2 \cot \alpha^2 + \varphi_4 (\varphi_1 + B) [B^4 - (B-b)^4] \{ B^4 - (B-b)^3 (B+3b) - \varphi_3 [B^3 - (B-b)^3] \} - \varphi_2 [B^4 - (B-b)^4]^2 = 0. \dots (14)$

Hieraus gewinnen wir eine Gleichung vierten Grades durch Einsetzen von

$B^4 - (B-b)^3 (B+3b) = 6 B^2 b^2 - 8 B b^3 + 3 b^4, \dots (15)$

$B^3 - (B-b)^3 = 3 B^2 b - 3 B b^2 + b^3 \dots \dots (16)$

und

$\frac{B^4 - (B-b)^4}{B^3 - (B-b)^3} = \frac{1}{1 + \frac{1}{b^2 - Bb}} (2B-b) = \vartheta (2B-b), \dots (17)$

worin ist

$\vartheta = \frac{2}{3} \text{ für } B = \infty, \quad \vartheta = 1 \text{ für } B = b. \dots (18)$

Mit

$\varphi_5 = \frac{\vartheta \varphi_1}{\cot \alpha^2}, \dots \dots (19)$

$\varphi_6 = \frac{\vartheta \varphi_2}{\cot \alpha^2}, \dots \dots (20)$

$\varphi_7 = 2 h \tan \alpha, \dots \dots (21)$

$\varphi_8 = 2 b + 3 \varphi_7, \dots \dots (22)$

$\varphi_9 = b + \varphi_7 \dots \dots (23)$

$\psi_1 = (3 b \varphi_7)^2 + 6 \varphi_8 \varphi_7 b, \dots \dots (24)$

$\psi_3 = - [6 \varphi_7 \varphi_8 b^3 + 3 \varphi_5 \varphi_7 b (b - 2 \varphi_1) + 2 \varphi_5 \varphi_8 b^2 + 12 \varphi_6 b^2], (25)$

$\psi_2 = (\varphi_8 b^2)^2 + 6 \varphi_7 \varphi_9 b^4 - 3 \varphi_1 \varphi_5 \varphi_7 b^2 + \varphi_5 \varphi_8 b^2 (b - 2 \varphi_1) + 2 \varphi_5 \varphi_9 b^3 + 22 \varphi_6 b^3, (26)$

$\psi_4 = - [2 \varphi_8 \varphi_9 b^5 - \varphi_1 \varphi_5 \varphi_8 b^3 + \varphi_5 \varphi_9 b^3 (b - 2 \varphi_1) + 14 \varphi_6 b^4], (27)$

$\psi_0 = (\varphi_9 b^3)^2 - \varphi_1 \varphi_5 \varphi_9 b^4 + 3 \varphi_6 b^5 \dots \dots (28)$

ergibt sich schließlich als Gleichung für B:

$\psi_1 B^4 + \psi_3 B^3 + \psi_2 B^2 + \psi_4 B + \psi_0 = 0. \dots (29)$

Weiter erhalten wir x aus Gleichung 9.

y	"	"	4.
σ _e	"	"	3.
σ _b	"	"	6.

Die Zahlenrechnung zeigt, daß die ψ:ψ₄-Werte der Gleichung (29) für ϑ = 1 und ϑ = 2/3 sehr wenig von einander abweichen, so daß man ohne bemerkbaren Fehler mit ϑ = 1 rechnen darf.

Das Zahlenbeispiel liefert für

$$\begin{aligned} \alpha &= 15^\circ (\vartheta = 0,9), & \alpha &= 20^\circ (\vartheta = 1) \\ \varphi_1 &= - 15,85 \text{ cm}, & \varphi_1 &= - 17,06 \text{ cm}, \\ \varphi_2 &= + 39 560 \text{ cm}^3, & \varphi_2 &= + 39 560 \text{ cm}^3, \\ \varphi_3 &= + 25,88 \text{ cm}, & \varphi_3 &= + 17,28 \text{ cm}, \\ \varphi_4 &= + 4 220 \text{ cm}^2, & \varphi_4 &= + 3 100 \text{ cm}^2, \\ \varphi_5 &= + 275 \text{ cm}^2, & \varphi_5 &= + 410 \text{ cm}^2, \\ \varphi_6 &= + 2 566 \text{ cm}^3, & \varphi_6 &= + 5 236 \text{ cm}^3, \\ \varphi_7 &= + 24,1 \text{ cm}, & \varphi_7 &= + 32,8 \text{ cm}, \\ \varphi_8 &= + 122,4 \text{ cm}, & \varphi_8 &= + 148,4 \text{ cm}, \\ \varphi_9 &= + 49,1 \text{ cm}, & \varphi_9 &= + 57,8 \text{ cm}, \\ \frac{\psi_4}{\psi_4} &= + 1 \text{ cm}^4, & \frac{\psi_4}{\psi_4} &= + 1 \text{ cm}^4, \\ \frac{\psi_3}{\psi_4} &= - 85,7 \text{ cm}^5, & \frac{\psi_3}{\psi_4} &= - 78,3 \text{ cm}^5, \\ \frac{\psi_2}{\psi_4} &= + 2 655 \text{ cm}^6, & \frac{\psi_2}{\psi_4} &= + 2 277 \text{ cm}^6, \\ \frac{\psi_1}{\psi_4} &= - 35 500 \text{ cm}^7, & \frac{\psi_1}{\psi_4} &= - 29 200 \text{ cm}^7, \\ \frac{\psi_0}{\psi_4} &= + 175 200 \text{ cm}^8, & \frac{\psi_0}{\psi_4} &= + 141 400 \text{ cm}^8, \\ B &= 33 \text{ cm}, & B &= 28 \text{ cm}. \end{aligned}$$

b) Annäherungsrechnung.

Diese liefert eine Gleichung von der Form der Gl. (29), in der ist

$$\left. \begin{aligned} \psi_4 &= 0, \psi_3 = 0, \psi_2 = 1, \psi_1 = \frac{2 n f_c b}{h^2 \tan \alpha} - b, \\ \psi_0 &= \frac{b^2}{3} - \frac{2 n f_c b}{h^2 \tan \alpha} \left[(h-a) \frac{h^2}{h^2} \cot \alpha \right. \\ &\quad \left. + \left(\frac{h}{2} - a \right) \tan \alpha + \frac{b}{2} \right] \end{aligned} \right\} \dots (30)$$

und daraus für

$$\begin{aligned} \alpha &= 15^\circ, & \alpha &= 20^\circ \\ B &= 32 \text{ cm}, & B &= 27,5 \text{ cm}, \end{aligned}$$

d. h. einen Fehler von

$$-\frac{1}{33} = -0,0303, \quad -\frac{0,5}{28} = -0,0179.$$

II. Lage der Nulllinie nach Abb. 2, $B = b$, $B - b = 0$.

a) genaue Rechnung.

Wir erhalten aus 14 unter Beachtung der Gleichungen (10) bis (18) eine Bestimmungsgleichung für den Grenzwinkel α , und zwar für $\cot \alpha$ nach der Form der Gleichung (29), in der ist

$$\left. \begin{aligned} \psi_4 &= 0, \psi_3 = b^4, \psi_2 = -(4b^3h + 3nf_c b^2), \\ \psi_1 &= 4b^2h^2 + 3nf_c bh \text{ und } \psi_0 = -12nf_c h \left(\frac{h}{2} - a \right) \end{aligned} \right\} (31)$$

Unser Zahlenbeispiel liefert $\alpha = 24^\circ$.

b) Annäherungsrechnung.

Hier werden die Beiwerte ψ der Bestimmungsgleichung für $\tan \alpha$:

$$\left. \begin{aligned} \psi_4 &= 0, \psi_3 = 0, \psi_2 = b - \frac{6 n f_c}{h^2} \left(\frac{h}{2} - a \right), \\ \psi_1 &= \frac{b}{2}, \psi_0 = -\frac{n f_c}{h^2} (h-a) \frac{b^2}{h^2} \end{aligned} \right\} \dots (32)$$

und das Zahlenbeispiel liefert $\alpha = 23^\circ 55'$, d. h. einen Fehler von $5 : 24,60 = 0,00348$.

III. Lage der Nulllinien nach Abb. 3.

a) genaue Rechnung.

Grundgleichungen:

$$\frac{x B}{2} \cdot \frac{\sigma_b}{3} - f_c \sigma_e = 0, \dots (33)$$

$$f_c \sigma_e = \frac{M \cos \alpha}{h-a-\frac{x}{4}}, \dots (34)$$

$$\tan \alpha = \frac{\frac{b}{2} - \frac{B}{4}}{\frac{h}{2} - \frac{x}{4}} = \frac{2b-B}{2h-x}, \dots (35)$$

$$\sigma_e = \frac{n \sigma_b}{B} \left[(h-a) \left(\frac{B}{x} + \tan \alpha \right) - \left(B - \frac{b}{2} + \frac{h}{2} \tan \alpha \right) \right] (36)$$

Hieraus die Bestimmungsgleichung für B nach Form (29) mit den Werten:

$$\left. \begin{aligned} \psi_1 &= \frac{\cot \alpha^2}{6 n f_c}, \psi_3 = \frac{4 \cot \alpha}{6 n f_c} (h-b \cot \alpha), \\ \psi_2 &= \frac{4(h-b \cot \alpha)^2}{6 n f_c} + \cot \alpha, \\ \psi_1 &= \frac{h}{2} + 2a - \frac{5}{2} b \cot \alpha, \\ \psi_0 &= -2(h-b \cot \alpha) \left[\left(\frac{h}{2} - a \right) \tan \alpha + \frac{b}{2} \right]. \end{aligned} \right\} (37)$$

Weiter aus (35):

$$x = 2h - (2b - B) \cot \alpha \dots (38)$$

σ_e aus (34) und σ_b aus (36)

b) die Annäherungsrechnung

ergibt

$$B^3 + B \frac{6 n f_c b^2}{h^2 \tan \alpha} - \frac{6 n f_c b^2}{h^2} \left[(h-a) \left(\frac{b^2}{h^2} \cot \alpha^2 + 1 \right) - \frac{b}{2} \cot \alpha + \frac{h}{2} \right] = 0 (39)$$

weiter x , σ_e und σ_b wie vorher.

IV. Lage der Biegungsebene nach Abb. 4.

a) genaue Rechnung.

Die Gleichung für B erhält die Beiwerte:

$$\left. \begin{aligned} \psi_1 &= 0, \psi_3 = 1, \psi_2 = 0, \psi_1 = \frac{6 n f_c b}{h}, \\ \psi_0 &= -\frac{12 n f_c b^2 (h-a)}{h^2}; \end{aligned} \right\} \dots (40)$$

$$x = B \frac{h}{b}, \sigma_e = \frac{M \cos \alpha}{f_c \left(h-a-\frac{x}{4} \right)}, \sigma_b = \frac{\sigma_e}{n} \cdot \frac{1}{\frac{2b(h-a)}{Bh} - 1} (41)$$

b) die Annäherungsrechnung

ergibt die gleichen Beiwerte ψ , so daß also hier die genaue Richtung der Nulllinie übereinstimmt mit der nach der Formel (1) berechneten. Zahlenbeispiel: $B = 21 \text{ cm}$.

Breslau, Januar 1924.

Martin Preuß.

EISERNE WERKSTATTBAUTEN.

Von Oberingenieur H. Gruetz, Gustavsburg.

Der Bau eiserner Werkstätten für die verschiedenen Zweige der Industrie stellt heute an den entwerfenden und ausführenden Konstrukteur nicht geringe Anforderungen. Die oft gewaltigen Abmessungen, welche diese Gebäude erhalten

Industriezweige kennzeichnen, zusammenstellen. Den angeführten Beispielen und Abbildungen sind dabei Ausführungen der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, zugrunde gelegt. Im allgemeinen kann man die Werkstätten etwa in folgende Gruppen einteilen:

1. Werkstätten für den allgemeinen Maschinenbau, Eisen- und Brückenbauwerkstätten,
2. Schmieden und Kesselschmieden,
3. Eisenbahnwerkstätten (Lokomotiv- und Wagenbauhallen),
4. Stahl- und Walzwerkshallen, Eisen gießereien,
5. Werkstätten für die chemische Großindustrie,
6. Spinnereien, Webereien, Papierfabriken, Lederbearbeitungswerkstätten, keramische Werkstätten,
7. Holzbearbeitungswerkstätten.

Die umfassende Gruppe 1 bedarf Arbeitshallen von etwa 5–10 m lichter Höhe und 10–30 m Breite, je nachdem es sich um Fabriken kleiner Maschinen und leichter Maschinenteile oder um Baustätten für Großmaschinen oder sonstige Erzeugnisse großer Abmessungen handelt. Die ersteren besitzen oft keine besonderen mechanischen Fördermittel, so daß ihre lichte Höhe dann nur etwa den Durchgang voll beladener Eisenbahnwagen zu gestatten braucht. Dagegen ist bei ihnen

meist in weitgehender Weise auf gute Anbringungsmöglichkeit von Transmissionen u. dgl. zum Antrieb der Bearbeitungsmaschinen Rücksicht zu nehmen. Ein bezeichnendes Beispiel



Abb. 1.

müssen, um allen neuzeitlichen Bedürfnissen der in ihnen stattfindenden Arbeitsvorgänge zu entsprechen, die verschiedenen Einrichtungen zur Heranbringung, Zwischenförderung und Abfuhr der Rohstoffe und bearbeiteten Erzeugnisse, welche mehr oder weniger mit der Tragkonstruktion in Verbindung stehen, die Rücksicht auf die möglichst wirtschaftliche, dem gegebenen Fall angepaßte Ausnutzung aller Baustoffe, zwingen in statischer und konstruktiver Hinsicht zu streng wissenschaftlicher Durcharbeitung des gesamten Eisenbauwerkes. Auch die sonstigen Betriebsanforderungen müssen für jeden einzelnen Fall natürlich genau durchdacht sein, ehe auch nur die Hauptausführungsmaße endgültig festgelegt werden. Für hinreichende und dem betreffenden Arbeitsvorgang angepaßte Belichtung und Lüftung muß gesorgt werden und auch die Gesetze der Wärmelehre wollen beachtet sein. Spätere Erweiterungsmöglichkeiten sollen meist auch gegeben sein. Dazu kommen zahlreiche andere Forderungen, welche die Rücksicht auf die Arbeiterwohlfahrtspflege stellt. Jeder Industriezweig hat seine eigentümlichen Ansprüche. Eine Maschinenmontagehalle ist nach anderen Grundsätzen zu erbauen, als z. B. eine Walzhalle, eine Spinnereianlage kann mit Werkstätten anderer Art nicht in Vergleich gestellt werden. Schließlich stellt die Neuzeit auch an solche reinen Zweckbauten Ansprüche in baukünstlerischer Hinsicht, welche von dem entwerfenden Ingenieur nicht außer Acht gelassen werden dürfen, wenn seine Arbeit vollen Erfolg haben soll. Im folgenden ist versucht, einige Hauptmerkmale, welche die Gebäude von Werkstätten der verschiedenen

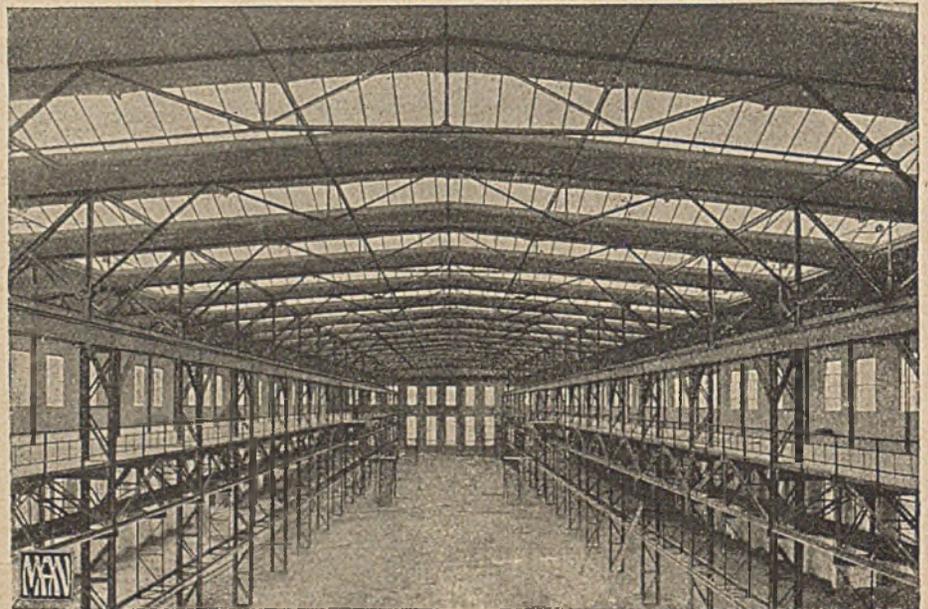


Abb. 2.

dieser Art von Werkstätten stellt Abb. 1 dar für eine Werkzeugmaschinenfabrik. Bemerkenswert ist dabei die verwirrende Fülle der Transmissionen. Zur leichteren Anbringung derselben an jeder beliebigen Stelle der Dachkonstruktion liegen die Dachträger durchweg genau wagrecht. Das erforder-

liche Gefälle der Dachfläche ist durch entsprechende Aufbetonierung der Deckung erzielt.

Zu den größeren Ausführungen dieser Gruppe gehören u. a. Werkstätten zur Montage von Großmaschinen (Abb. 2) und zur Herstellung von Brücken und sonstigen Eisenkonstruktionen. Abb. 3 stellt ein mit modernsten Fördereinrichtungen versehenes Gebäude letzterer Art dar. Elektrisch betriebene Laufkrane mit hoher Geschwindigkeit und großer Tragfähigkeit, weit ausladende, seitlich angebrachte Konsolkranen zur Bedienung der an den Stützen entlang aufgestellten schweren Arbeitsmaschinen, einschienige Hängebahnkatzen, dazu Transmissionen aller Art zwischen den Gebäudestützen geben diesen Werkstätten das charakteristische Gepräge. Der gesamte Förderverkehr spielt sich also möglichst in der Luft ab, so daß zwar das Arbeitsfeld in seiner ganzen Ausdehnung möglichst vielseitig bedient werden kann, andererseits aber bis zu entsprechender Höhe über Werkstattflur für die Arbeit an den Werkstücken selbst ganz frei bleibt. Der Größe und Sperrigkeit dieser Werkstücke müssen die Abmessungen der Hallen angepaßt werden und sie erhalten oft Spannweiten bis 30 m und lichte Höhen bis 10 m und mehr. Dagegen genügen für den Querverkehr meist Abstände der Stützen in der Längsrichtung von 6–8 m. Alle Werkstätten dieser Gruppe erfordern reiche Belichtung und gute Lüftungseinrichtungen. Erstere wird erzielt durch quer- und längslaufende Oberlichter im Dach (sattelförmigen Aufbaues oder als durchlaufende Walmfenster) und große Fenster in den Umfassungswänden. Man rechnet etwa mit 30–45 vH der Bodenfläche als Oberlichtgrundriß und etwa 25–30 vH der Wandfläche für die Fenster. Zur Entlüftung werden in den Oberlichtern leicht zu handhabende Lüftungsflügel oder auch besondere verstellbare Entlüftungshauben eingebaut. Die Fenster erhalten ebenfalls Lüftungsflügel.

Weiter müssen diese Werkstätten geheizt werden können, wobei schon bei dem Gesamtentwurf der Gebäude Rücksicht genommen werden muß. Denn die Heizungskosten sind besonders bei der heutigen Kohlenknappheit beträchtlich und sie werden durch die Art der Gebäudeausführung wesentlich beeinflusst. Es gilt zunächst die umschlossenen Räume mög-

wenden. Die Wände werden fast ausschließlich in Mauerwerk oder Beton hergestellt, und zwar entweder in geringer Stärke zwischen Eisenfachwerk oder in größerer Dicke als Massiv-Mauerwerk, welches dann gleichzeitig auch zur Aufnahme der Lasten mit herangezogen werden kann.

Für die Dachdecke ist eine Ausführungsart vorteilhaft, welche mit geringster Neigung der Dachfläche hergestellt werden kann, ohne daß Eindringen von Nässe stattfindet, damit verlorene Dachräume möglichst vermieden werden. Hierfür ist geeignet Holzschalung oder Beton (massiv oder in fertigen Platten verlegt) mit Pappdeckung, welche fugenlos

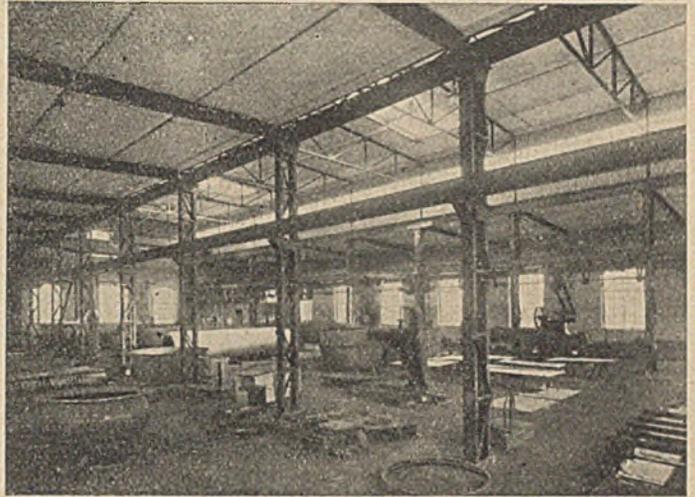


Abb. 4.

aufgebracht wird und daher mit ganz geringem Gefälle auskommt. Beide Ausführungsarten sind gleichzeitig an sich hinreichend wärmeundurchlässig, der Beton ganz besonders, wenn er als sog. Bimsbeton mit Bimskieszuschlag ausgeführt wird. Andere Eindeckungsarten als diese kommen daher im deutschen Werkstattbau z. Zt. kaum noch vor. In anderen Ländern findet

man häufiger Ziegeldächer und bei besonders günstigen klimatischen Verhältnissen auch Wellblechabdeckung. Sie sind aber, abgesehen von ihrem geringen Wärmeschutz, in bezug auf die Gebäudekonstruktion nicht besonders vorteilhaft zu verwenden, was allerdings beim Wellblechdach durch sein sehr geringes Eigengewicht wieder etwas ausgeglichen wird. Sämtliche Abbildungen dieser Abhandlung, ausgenommen Abb. 6, 11 und 12, stellen Gebäude mit Bimsbetondächern dar. Sie lassen die hierbei mögliche straffe und gedrängte Form der Dachkonstruktion gut erkennen.

Bei großen Maschinenbauwerkstätten sind in den Nebenhallen oft Zwischendecken eingebaut, welche als Lager oder zur Aufstellung von Arbeitsmaschinen dienen. Sie haben also zumeist größere Nutzlasten aufzunehmen und werden gewöhnlich mit Betondecken zwischen eisernen Trägern hergestellt. Auch hier hält man die Konstruktionshöhe der Decke möglichst klein, wobei breitflanschtige (sog. Grey-Träger) oder genietete Blechträger gute Dienste tun.

Bei den zur Gruppe 2 gehörigen Schmieden müssen wegen der starken Rauchentwicklung der offenen Feuer besondere Vorkehrungen getroffen werden. In früherer Zeit führte man dieselben deshalb mit steilen Dächern und luftdurchlässiger Dachdeckung (Pfannenziegel od. dgl.) aus. Da Schmieden nicht beheizt werden, so war an sich diese Deckungsart kein

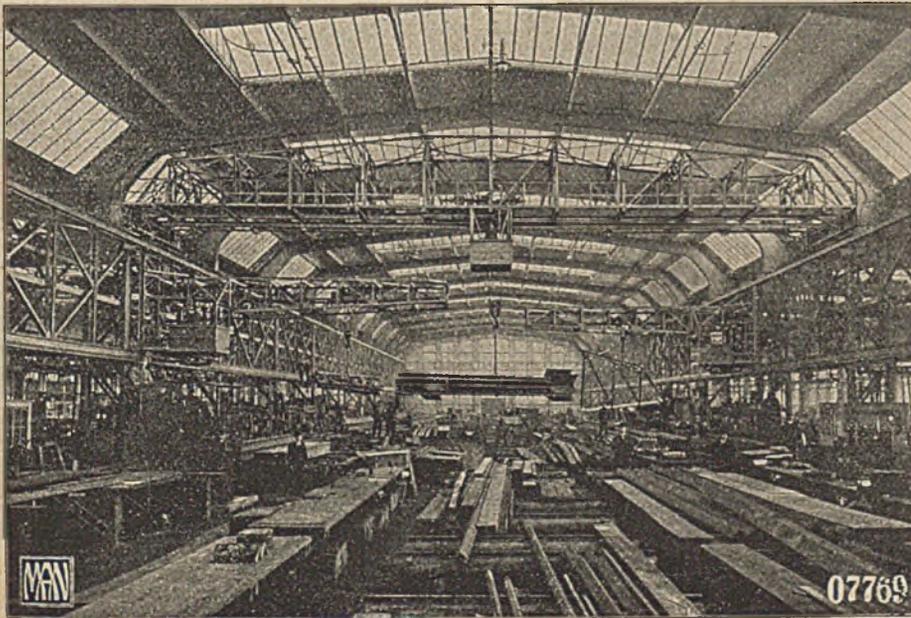


Abb. 3.

lichst klein zu halten, also Dach und Wände durch straffe und geschlossene Ausführung der gesamten Tragkonstruktion an den für den Betrieb erforderlichen Lichtumriß möglichst eng heranzuziehen und weiterhin für die Wände und die Dach-eindeckung möglichst wärmeundurchlässige Baustoffe zu ver-

Nachteil, aber sie erfordert viel Unterkonstruktion (Latten, Sparren, Pfetten) und auch die Ausgestaltung der gesamten übrigen Eisenkonstruktion wird durch die große Dachhöhe



Abb. 5.

ungünstig beeinflusst. Bei neuerer Ausführung wird nun der Rauch vermittlems Absaugeanlagen an den Feuern abgezogen und unmittelbar aus dem Gebäude geleitet. Nun konnte man die Dächer in gleicher Weise ausführen, wie diejenigen der Gruppe 1. An Fördereinrichtungen erhalten solche gewöhnlichen Schmieden meist nur an einzelnen Stützen angebrachte Schwenkkrane zur Bedienung der Feuer und Hämmer und vielleicht noch Hängebahkatzen zur Beförderung einzelner Werkstücke. Es kommen also zumeist einfache Bauten mittlerer Abmessungen in leichter Eisenkonstruktion in Frage. Die Belichtung braucht nur mäßig zu sein, dagegen ist für gute Entlüftung Sorge zu tragen.

Die ebenfalls zur Gruppe 2 zu zählenden Kesselschmieden dagegen erfordern, besonders, wenn in ihnen Kessel aller Art herzustellen sind, meist bedeutendere Abmessungen, die bis zu einer lichten Breite von 30 m und darüber und bis zu lichten Höhen von 12—14 m gehen können. Die Fördereinrichtungen entsprechen etwa denjenigen einer Brückenbauhalle, also mittlere und schwere Laufkrane, Konsolkrane und Hängebahkatzen, daneben auch einzelne ortsfeste Schwenkkrane für die elektrischen Nietmaschinen. Für die oft gleichzeitig angewandte hydraulische Nietung ist ein turmartiger Aufbau vorzusehen mit hochgelegenen, schweren Laufkran und darüber die Bühne mit den Wasserbehältern. Die Ausführung der Dächer erfolgt im allgemeinen wie bei den Gebäuden der Gruppe 1, Heizung kommt nicht in Frage. Belichtung und Lüftung ist wie bei den Schmieden auszuführen. Abb. 4 gewährt einen Einblick in eine kleinere Kesselbauwerkstätte.

Kesselschmieden leiten bereits zu den Gebäuden der Gruppe 3 über, denn Anlagen zur Herstellung oder Ausbesserung von Lokomotiven bedürfen ebenfalls besonderer Räume für die Arbeiten an den Lokomotivkesseln. Bei kleineren An-

lagen dieser Gruppe bildet die Kesselschmiede meist einen Teil des Lokomotivwerkstättegebäudes; neuere größere Anlagen aber besitzen ausgedehnte selbständig errichtete Gebäude für Herstellung und Ausbesserung der Kessel, welche im allgemeinen wie die Kesselschmieden vorherbeschriebener Art auszuführen sind.

Im übrigen gelten für die Gebäude der Gruppe 3 etwa die gleichen Grundsätze, wie sie für die Werkstätten des allgemeinen Maschinenbaues erläutert wurden. Für die eigentlichen Lokomotivrichtstätten kommen hohe Hallen mit sehr schweren Kranen bis zu 80 t Tragkraft in Frage, welche einzeln oder paarweise ganze Lokomotiven übereinander wegzuhoben imstande sind. Häufig sind hierbei Krane geringerer Tragkraft unterhalb solcher schweren Krane angeordnet, wobei die ersteren die regelmäßigen Förderarbeiten in der Werkstätte vorzunehmen haben. Die Nebenwerkstätten, wie Drehereien, Räderwerkstätten, Lackierereien usw. werden ähnlich, wie die eingangs beschriebenen Werkstätten für den Kleinmaschinenbau ausgeführt.

Ebenso genügen für Wagen-Bau- oder -Ausbesserungs-

werkstätten im allgemeinen Hallen mittlerer Höhe mit leichten Kranen, da das Überheben von Wagen nur in seltenen Fällen in Frage kommt. Das Anheben der Wagen behufs Auswechsellung der Radgestelle usw. erfolgt entweder mit den Laufkranen, häufiger aber vermittlems Hubböcken. Die Stützenentfernung in der Längsrichtung der Hallen hängt davon ab, ob die Aufstellgleise für die Lokomotiven und Wagen in der Werkstätte in der Längsrichtung der Hallen liegen oder senkrecht dazu. In letzterem Falle wird meistens ein

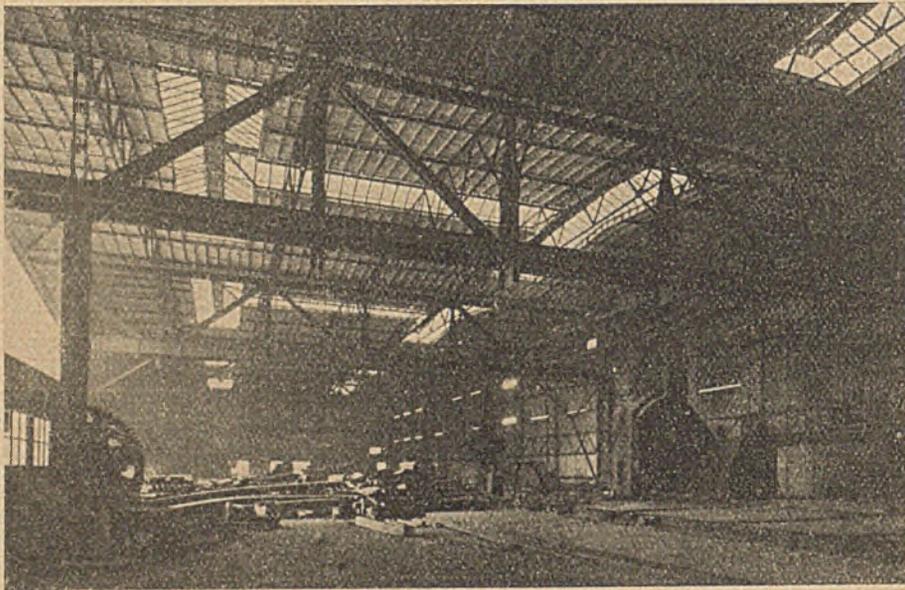


Abb. 6.

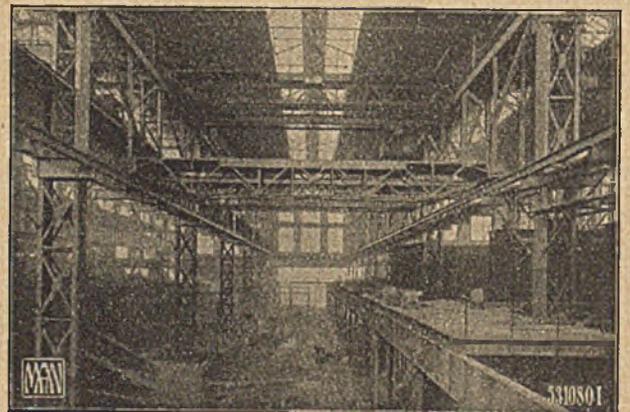


Abb. 7.

Teil dieser Gleise durch mehrere nebeneinander liegende Hallen durchgeführt werden. Dabei wird in vielen Fällen verlangt, daß zwischen zwei oder drei nebeneinander gelegenen Gleisen keine Stütze eingebaut wird, so daß sich dann Stützenentfernungen von 10—15 m in der Längsrichtung ergeben. Um hierbei das Verschieben von Lokomotiven und Wagen von

einem Quergleis auf das andere zu ermöglichen, sind Schiebepöhlen erforderlich, welche in besonderen, zwischen den Arbeitshallen gelegenen Schiffen untergebracht sind.

Bezüglich der Wände, der Dacheindeckung, der Belichtung und Lüftung gilt für diese Werkstätten ebenfalls das gleiche, was bei denjenigen der Gruppe 1 gesagt wurde. Bei der Belichtung durch Oberlicht ist darauf zu achten, daß auch die zwischen den aufgestellten Lokomotiven bzw. Wagen gelegenen Arbeitsräume genügend Licht erhalten.

Abb. 5 gibt den Einblick in die Schiebepöhlenhalle einer Wagenwerkstätte.

Die nun folgende Gruppe der Gebäude für Hütten- und Walzwerksanlagen bietet dem Konstrukteur oft Gelegenheit, besonders eigenartige Aufgaben zu lösen. Hier erfordert der Betrieb meist sehr weite, durch Stützen möglichst wenig behinderte Räume; es erhalten daher nicht nur die einzelnen Hallen sehr große Stützweiten, sondern auch in der Längsrichtung ist mit Stützen möglichst sparsam umzugehen. Entfernungen von 25 m und darüber von Stütze zu Stütze, sowohl in der Längs- als in der Querrichtung, sind bei Walzhallen und Stahlwerksgebäuden fast stets erwünscht, es kommen aber auch wesentlich größere Entfernungen hierfür in Betracht.

Laufkrane in Sonderausführungen mannigfachster Art mit gewaltiger Radlast und für sehr hohe Geschwindigkeiten gebaut, stellen hohe Ansprüche an die Tragfähigkeit und Standsicherheit der Eisenkonstruktion. Oft sind solche schweren Krane besonders in den Gieß- und Mischerhallen von Stahlwerken mehrfach über- und nebeneinander angeordnet, so daß nicht nur die Gebäudehöhen außerordentlich groß genommen werden müssen, sondern auch noch Aufhängung der Lauf-

bildung der oft bis zu 20 m und darüber hohen, zur Aufnahme ganz gewaltiger Lasten auszubildenden Stützen erfordert scharfsinnigste Durcharbeitung in konstruktiver und statischer Hinsicht. Den großen Beanspruchungen entsprechend, welche diese Tragteile ausgesetzt sind, müssen dieselben sehr massiv durchgebildet werden. Sie können so aber auch einen kräftigen



Abb. 8.

Stoß durch die an den Kranen hängenden Lasten aushalten, was bei dem ziemlich rohen Betrieb in diesen Werkstätten häufig genug vorkommt.

Für derartige Anlagen kommen neuerdings einschienige Hängebahnkatzen leichter oder schwererer Ausführung sehr

in Aufnahme, deren Laufbahnen sich verhältnismäßig leicht überall anbringen lassen. Sie können in ziemlich scharfen Kurven geführt werden und passen sich auch Geländeunebenheiten in gewissen Grenzen an.

Abb. 6 zeigt das Innere einer Walzwerkshalle.

Die Umfassungswände dieser Gebäude sind zum größten Teil unten offen, es kommen also ausschließlich $\frac{1}{2}$ Stein starke Fachwerkwände zur Verwendung. Nach den Lagerplätzen zu müssen zuweilen Öffnungen zur Durchfahrt von Kranen gelassen werden, welche durch bewegliche Schilder oder Klappen abschließbar zu machen sind.

Besondere Aufmerksamkeit erfordern auch die Arbeitsbühnen in der Stahlwerkshalle, wie sie Abb. 7 erkennen läßt, welche ein Stahlwerks- und Mischergebäude während der Aufstellung der Eisenkonstruktion darstellt. Diese Bühnen haben z. T. außerordentlich schwere Lasten aufzunehmen und sind großer Abnutzung ausgesetzt. Sie erfordern schwere Unterkonstruktionen und werden entweder ganz in Eisen mit dickem Blechbelag oder mit Beton zwischen eisernen Trägern und aufgelegten Herdgußplatten od. dgl. abgedeckt.

Die Eindeckung der Dächer erfolgt etwa in gleicher Art, wie bei den Kesselschmieden. Bevorzugt wird auch hier Deckung mit Pappe auf Holz oder Beton. Als Oberlichtgrundrißfläche genügen 20–30 vH des Gesamtgrundrisses. Dagegen muß die Entlüftung reichlich sein; sie erfolgt durch große Dachreiter mit seitlich offener Dunsthaube oder mit

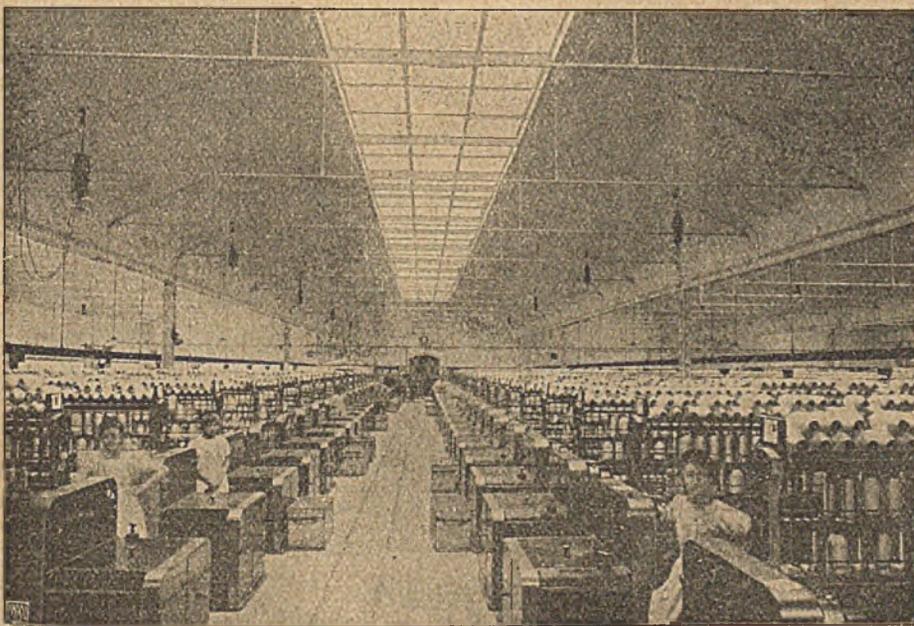


Abb. 9.

bahnen an den die Halle überspannenden Dachträgern erforderlich wird. Bei den großen Stützweiten erhalten die einzelnen Glieder der Haupttragwerke, insbesondere der Kranlaufbahnen, sehr große Stabkräfte und die günstigste Durchbildung dieser Konstruktion die Zusammenfassung der neben- und übereinanderliegenden Einzeltragwerke, auch die Aus-

offenen oder durch feste Jalousien abgeschlossenen Wänden, daneben auch mit einzelnen Entlüftungsaufsätzen. Bewegliche Teile an solchen Einrichtungen werden bei Werkstätten der Hüttenindustrie meist vermieden, weil die Arbeiter in diesen gewöhnt sind, fest zuzugreifen und daher empfindlichere Teile bald unbrauchbar werden.

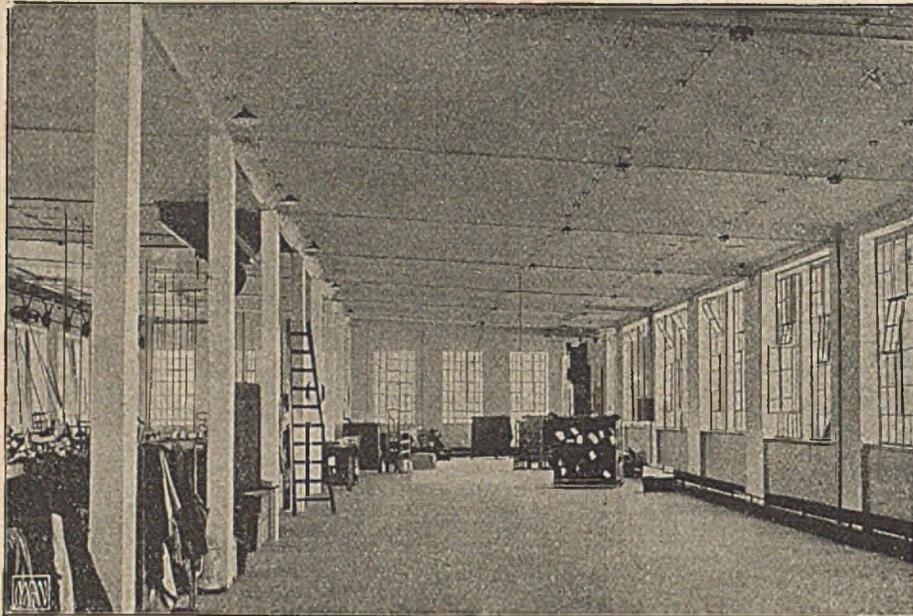


Abb. 10.

Den Blick in eine Eisengießerei mittleren Umfanges gewährt Abb. 8 mit einfachen und Konsollaufkränen leichter Tragkraft. Dagegen erfordern Gießereien für den Großmaschinenbau sehr schwere Fördereinrichtungen an Kranen aller Art, Hängebahnkatzen u. dgl. und dementsprechend schwere Eisenkonstruktionen. Die zur Bedienung der Öfen nötigen Bühnen werden in gleicher Weise ausgeführt, wie bei den Stahlwerken.

Bei den Gebäuden der Gruppe 5 für die chemische Großindustrie handelt es sich, soweit nicht für den eigenen Bedarf der Werke Einrichtungen vorbeschriebener Art in Betracht kommen, im wesentlichen um Lagergebäude für trockene oder flüssige Stoffe. Es sind also keine Werkstätten im Sinne dieser Abhandlung und sie sollen daher hier nicht näher behandelt werden. Wir kommen also zur Gruppe 6. Spinnereien und Webereien werden in überwiegendermaßen in einstöckigen Gebäuden untergebracht werden, seltener kommen hierfür mehrgeschossige Bauten zur Verwendung. Sie brauchen nur geringere lichte Höhe zu besitzen, da besondere Luftfördereinrichtungen selten in Frage kommen. Bestimmend für die Höhenabmessung ist gute Anbringungsmöglichkeit der Transmissionen zum Antrieb der Spinn- und Webmaschinen. Eine Besonderheit bei Bauten dieser Art besteht in der Forderung, innerhalb der Arbeitsräume beständige Temperatur bestimmter Höhe halten zu können und der unbedingten Tropfsicherheit von Dach und Wänden, da wegen der Feuchtigkeit gesättigten Luft innerhalb solcher Räume sich leicht Niederschläge bilden können, durch deren Abtropfen die Erzeugnisse großen Schaden erleiden würden. In früherer Zeit legte man daher unterhalb der eigentlichen Dachdeckung (Ziegel, Holz) besondere Isolierschichten aus Korksteinplatten

od. dgl. ein. Die Erfahrungen mit Bimsbetondächern ergaben aber, daß bei genügend großer Stärke solcher Decken ausreichende Sicherheit in dieser Beziehung gegeben ist. Oberlichter, welche reichlich mit 30–40 vH des Grundrisses vorhanden sein sollen, werden mit äußerer und innerer Verglasung versehen und oft wird auch noch der Luftraum zwischen beiden Verglasungen mittels eines Röhrensystems leicht erwärmt, bzw. gekühlt. Zur Sicherheit kommen dann wohl auch noch kleine Tropfwasserrinnen an allen Stellen, an welchen sich Niederschläge ansammeln könnten, zur Verwendung, welche das Schweißwasser auf sammeln und bis zur Verdunstung bewahren. Vorteilhaft ist es hierbei, wenn die Dachinnenfläche möglichst glatt, also von Dachgespärre, Rippen, Vorsprüngen u. dgl., an welchen sich Tropfwasser ansammeln kann, frei bleibt. Die Abb. 9 eines großen Spinnereisales kann hierfür als Muster gelten. Das Bimsbetondach ist dort unmittelbar zwischen den als Bogen mit Zugstange ausgebildeten Dachbindern ohne jede Zwischenkonstruktion eingewölbt. Auf vollkommene Dichthaltung aller Übergänge vom Oberlicht zur Dachfläche und an den Wänden ist ebenfalls besonders zu achten. Gut wirkende Entlüftungsvorrichtungen, wie Lüftungsfügel in den Oberlichtern und Fenstern oder besondere, verstellbare Lüftungsaufsätze müssen reichlich vorhanden sein. Die doppelte Verglasung des Oberlichtes erfordert dabei besondere Maßnahmen.

Die Werkstätten für die übrigen, unter Gruppe 6 aufgeführten Industriezweige sind meist in mehrstöckigen Gebäuden untergebracht, welche im allgemeinen nach den gleichen Grundsätzen, wie sie für Spinnereien gelten, herzustellen sind. Hier gilt es vornehmlich, die Zwischendecken und Zwischenstützen tropfsicher zu halten, was zuweilen durch

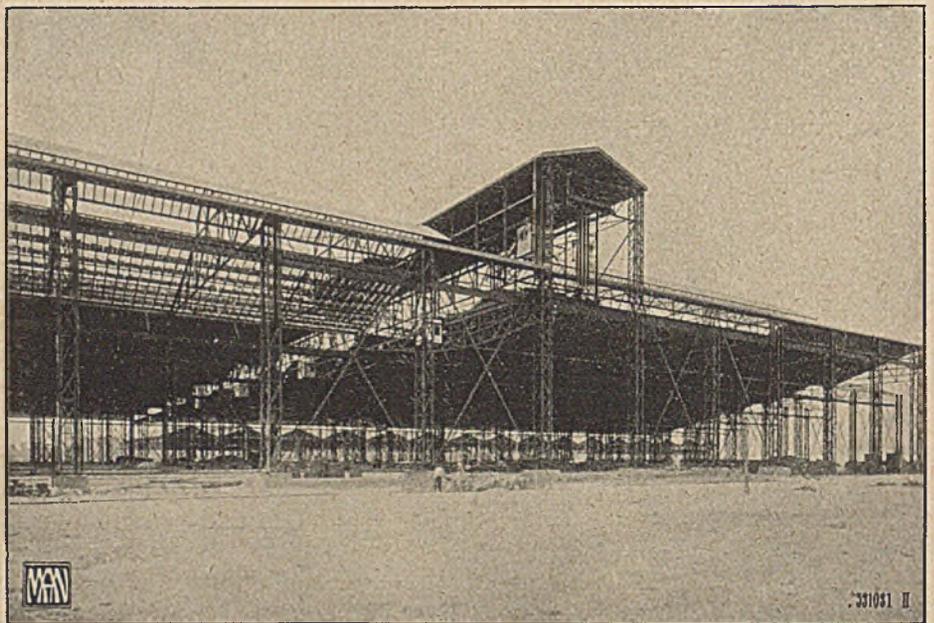


Abb. 11.

vollständige Umhüllung aller sichtbar bleibenden Eisenteile mit Beton oder Rabetzverputz geschieht. Eine solche Umhüllung dient dann auch gleichzeitig als Feuerschutzmittel (Abb. 10). Werkstätten für Holzbearbeitung (Gruppe 7) sind entweder ähnliche, mehrstöckige Gebäude oder es handelt sich um Schuppen einfachster Ausführung mit leichten Förder-

einrichtungen. Dach und Wände werden dabei meist in Holz auf eisernen Trägern ausgeführt. Abb. 11 zeigt eine große Anlage für Holzlagerung und -Bearbeitung.

Bei allen beschriebenen Bauwerken handelt es sich ausnahmslos um Zweckbauten reinsten Art, trotzdem kann auch bei ihnen das Schönheitsempfinden auf seine Rechnung kommen. Die Abbildungen zeigen gut, wie strengste Anpassung in die Betriebserfordernisse und an die Gesetze der Wirtschaftlichkeit Schönheit der Formgebung auch bei solchen Nutzbauten nicht auszuschließen braucht. Erzeugen die einen durch ihre gewaltigen Abmessungen im ganzen und durch die Wucht der einzelnen Bauteile einen nachhaltigen Eindruck bei dem Beschauer, so vermögen auch die anderen durch die ungesuchte Gefälligkeit ihrer Formen und die sich von selbst einstellende rhythmische Gliederung dem künstlerischen Empfinden Befriedigung zu geben.

Wer die alten Werkstätten unserer Industrie gekannt hat, wie sie noch in den letzten Jahrzehnten des vorigen Jahrhunderts häufig genug anzutreffen waren, meist aus Holz roh und plump zusammengebaut, niedrig und dunkel mit den unvollkommensten Fördermitteln ausgestattet, im Sommer voll erdrückender Hitze, im Winter zugig und kalt, der wird dankbar die gewaltigen Fortschritte eines knappen Menschenalters anerkennen, wenn er eine neuzeitliche Werkstätte betritt. Ganz

abgesehen von den technischen und wirtschaftlichen Vorteilen, welche eine, mit allen erdenklichen Arbeitshilfsmitteln ausgestattete Stätte bietet, kann in solchen hellen und luftigen, wohltemperierten und sauberen Räumen die Arbeit mit ganz anderer Befriedigung und viel intensiver betrieben werden. Unsere letzte Abb. 12 zeigt eine Holzhalle, welche noch im ersten Jahrzehnt dieses Jahrhunderts in Betrieb war und in der auf Abb. 3 dargestellten Werkstätte ihre Nachfolgerin fand. Sie stellt jedoch schon eine wesentlich fortgeschrittene Ausführungsform dar und ist mit den alten hölzernen Bauhütten kaum mehr zu vergleichen.



Abb. 12.

Und doch sind jene alten Werkhäuser die Geburtsstätten unserer heutigen Großindustrie. In ihnen haben die Hirne und Hände eines Krupp, eines Borsig, eines Schuckert, Werders und Gerbers geschafft und unter unendlichen Schwierigkeiten die wunderbaren Erzeugnisse erdacht und ausgeführt, welche den jungen Ruhm deutschen Gewerbefleißes in alle Welt zu tragen anfangen. Und wenn wir hoffen, daß in nicht allzuferner Zeit in unseren mächtigen, jetzt halb verödeten

Eisenhallen bald wieder die Hämmer fröhlich schlagen, die Räder sich emsig drehen und die Krane lustig dahinrollen, dann wollen wir daran denken, daß unsere Väter einstmal fast aus dem Nichts heraus das wunderbare Gebäude der deutschen Industrie aufzubauen vermocht haben.

RECHTECKIGE EISENBETONQUERSCHNITTE BEANSPRUCHT DURCH BIEGUNGSMOMENTE UND ZUG- ODER DRUCKKRÄFTE.

Von Dipl.-Ing. Janser.

(Fortsetzung von S. 413.)

Ein typisches Beispiel, welches mir kürzlich vorgelegt wurde, sei noch mitgeteilt als Beleg dafür, wie mitunter auch andere vielfach gebrauchte Verfahren noch einen um 10 vH zu hohen Eisenaufwand im Gefolge haben, trotzdem der Spannungsnachweis scheinbar die unzweifelhafte Richtigkeit verbürgt.

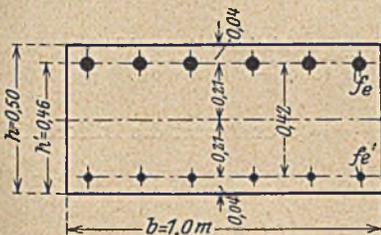


Abb. 1.

von den Kopfwänden ein Normaldruck $P = 6,83$ t kam.

Der Ingenieur hatte die notwendigen Eisenquerschnitte nach Mörsch bestimmt für $\sigma = 40/1200$, wobei $f_e = 23$ und $f_e' = rd$ 10 cm^2 sich ergeben; gewählt wurde $f_e' = 11,4 \text{ cm}^2$, $f_e = 22,81 \text{ cm}^2$, wobei der Schluß nahe liegt, daß die nachzuweisenden Spannungen nahe bei den angenommenen liegen würden.

Die Gleichung dritten Grades nach Mörsch S. 389 lieferte:

$$x^3 - x^2 \cdot 3(25 - 189) + X \frac{6 \cdot 15}{100} [22,81(189 + 21) + 11,4(189 - 21)] - \frac{6 \cdot 15}{100} [22,81(21 + 25)(189 + 21) + 11,4(25 - 21)(189 - 21)] = 0$$

Nach zeitraubender Ausrechnung, Reduktion und Auflösung dieser Gleichung folgte $x = 16 =$ Druckzonlänge, sodann aus Gleichung (6 b) bei Mörsch S. 389 die Randspannung $\sigma_b = 40,5 \text{ kg/cm}$ und davon abgeleitet $\sigma_e = 1140 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_e' = 455 \text{ kg/cm}$.

Das ist ein scheinbar durchaus günstiges Ergebnis, aber die Probe: Die Summe der Vertikalkräfte = 0 offenbart, daß erhebliche Abweichungen vorliegen. Es ist:

$$\begin{aligned} \text{Normaldruck } P & \dots \dots \dots = 6830 \text{ kg} \\ \text{Eisenzugkraft } 22,81 \cdot 1140 & \dots \dots \dots = 26000 \text{ „} \\ & \underline{\hspace{10em}} \\ & \hspace{10em} 32830 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Druckeisenkraft } 11,4 \cdot 455 & \dots \dots \dots = 5190 \text{ kg} \\ \text{Betondruckkraft} & = \frac{16 \cdot 100 \cdot 40,5}{2} = 32400 \text{ „} \\ & \underline{\hspace{10em}} \\ & \hspace{10em} 37590 \text{ kg} \end{aligned}$$

Am Gleichgewicht fehlen somit 4760 kg, obwohl bei $f_e + f_e' = 34,21 \text{ cm}^2$ sogar 10 vH Eisen zuviel eingebracht sind, wie sich an Hand meiner Dimensionierung ergibt. Um mit genau denselben Spannungen $\sigma_b = 40,5 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_e = 1140 \text{ kg/cm}^2$ zu rechnen, habe ich wegen des scharfen Beweises die Koeffizienten für sich auf mehrere Dezimalen bestimmt (statt zu interpolieren), nämlich $\beta = 0,12675$; $\frac{\alpha}{\beta} = 61,75$; $\varphi = 0,34764$.

Es wird $M = 12,91 + 6,83 \cdot 0,21 = 14,344$ tm:

$$M_0 = \left(\frac{0,46}{0,12675} \right)^2 = 13,171 \text{ tm}; \quad D = Z \frac{14,344 - 13,171}{0,42} = 2,793 \text{ t.}$$

$$\sigma'_e = 15 \cdot 40,5 \cdot \frac{46 \cdot 0,34764 - 4}{46 \cdot 0,34764} = 607,5 \frac{15,991 - 4}{15,991 (= x)} = 455,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_e = 61,75 \cdot 0,46 - \frac{6,83 - 2,793}{1,14} = 28,407 - 3,541 = 24,866 \text{ cm}^2$$

$$f'_e = \frac{2,793}{0,4555} = 6,131 \text{ cm}^2$$

$$f_e \dots \dots = 24,866 \text{ ,,}$$

$$f_e + f'_e = 30,997 \text{ cm}^2$$

Probe · P = 6830 kg

Eisenzugkraft = 24,866 · 1140 . . . = 28 347 ,,

35 177 kg

Eisendruckkraft = 2 793 kg

Betondruckkraft $\frac{15,991 \cdot 100 \cdot 40,5}{2} = 32 383$,,

35 176 kg

Summe der Momente um den Schwerpunkt der Zügeisen:

D · 0,42 = 1 173 kgm

$32 383 \left(0,46 - \frac{15,99}{3} \right) = 13 170$,,
14 343 kgm

P · 0,21 = 6830 · 0,21 = 1 434 kgm

M_m = 12 910 ,,
14 344 kgm

Die Übereinstimmung kann nicht besser sein.

Die Erklärung dafür, daß bei der erstgenannten Dimensionierung trotz scharfer Rechnung beim Spannungsnachweis die Überdimensionierung nicht in Erscheinung tritt, liegt darin, daß der Einsatz von $11,4 - 6,13 = 5,27 \text{ cm}^2$ weniger in der Druckzone und von $24,87 - 22,81 = 2,06 \text{ cm}^2$ mehr in der Zugzone geringen Einfluß auf x, und somit auf σ_b, σ_e und σ'_e hat, aber die Querschnittsdifferenzen mal den Beanspruchungen geben zusammen obigen großen Unterschied.

Zur Bestimmung der Eisenzugbeanspruchung, bei welcher ein Minimum an Eisenbedarf vorliegt, gibt es schon eine ganze Anzahl Verfahren, die, wie mir scheint, für die praktische Handhabung wenig geeignet sind, da man kaum einen Ingenieur findet, der sie anwendet. Da meine Dimensionierungsmethode und die dazu ausgearbeiteten Tabellen von allen, die sie kennen, gern in Anwendung gebracht werden, hoffe ich auch, durch das folgende einfache Verfahren der Bauingenieurwelt einen großen Dienst zu erweisen, und zur Verbilligung der Bauten und damit zur Hebung der Wirtschaft einen bescheidenen Teil beizutragen.

$$- b h' \frac{1000 \varphi}{3 \sigma_e^2} (\varphi \sigma_e + n \sigma_b) + \frac{P}{\sigma_e^2} + Z \left[- \frac{1}{\sigma_e^2} + \frac{h' a'}{(h' \varphi - a')^2} \left(\frac{\varphi}{n \sigma_b} \right)^2 \right] + \left(\frac{1}{\sigma_e} + \frac{1}{\sigma'_e} \right) \frac{b h'^2}{h' - a'} 10 (3 - 2 \varphi) \left(\frac{\varphi}{0,3} \right)^2 = 0$$

$$- b h' \frac{1000 \varphi}{3} (\varphi \sigma_e + n \sigma_b) + P + Z \left[\frac{h' a'}{(h' \varphi - a')^2} \left(\frac{\varphi \sigma_e}{n \sigma_b} \right)^2 - 1 \right] + \left(\frac{1}{\sigma_e} + \frac{1}{\sigma'_e} \right) \frac{b h'^2}{h' - a'} 10 (3 - 2 \varphi) \left(\frac{\varphi \sigma_e}{0,3} \right)^2 = 0$$

$$- b h' \frac{1000 \varphi}{3} (\varphi \sigma_e + n \sigma_b) + P + \frac{M}{h' - a'} \left[\frac{h' a'}{(h' \varphi - a')^2} \left(\frac{\varphi \sigma_e}{n \sigma_b} \right)^2 - 1 \right] - \frac{b h'^2}{h' - a'} \left(\frac{1}{\beta} \right)^2 \left[\frac{h' a'}{(h' \varphi - a')^2} \left(\frac{\varphi \sigma_e}{n \sigma_b} \right)^2 - 1 \right] + \left(\frac{1}{\sigma_e} + \frac{1}{\sigma'_e} \right) \frac{b h'^2}{h' - a'} 10 (3 - 2 \varphi) \left(\frac{\varphi \sigma_e}{0,3} \right)^2 = 0$$

$$b h' \left\{ \left(\frac{1}{\sigma_e} + \frac{1}{\sigma'_e} \right) \frac{h'}{h' - a'} 10 (3 - 2 \varphi) \left(\frac{\varphi \sigma_e}{0,3} \right)^2 - \left(\frac{1}{\beta} \right)^2 \frac{h'}{h' - a'} \left[\frac{h' a'}{(h' \varphi - a')^2} \left(\frac{\varphi \sigma_e}{n \sigma_b} \right)^2 - 1 \right] - \frac{1000 \varphi}{3} (\varphi \sigma_e + n \sigma_b) \right\} + P + \frac{M}{h' - a'} \left[\frac{h' a'}{(h' \varphi - a')^2} \left(\frac{\varphi \sigma_e}{n \sigma_b} \right)^2 - 1 \right] = 0$$

Das Minimum des Eisenbedarfs.

Der gesamte Eisenbedarf ist:

$$F = f_e + f'_e = \frac{\alpha}{\beta} b h' - \frac{P - Z}{\sigma_e} + \frac{Z}{\sigma'_e}$$

$$F = \frac{\alpha}{\beta} b h' - \frac{P}{\sigma_e} + Z \left(\frac{1}{\sigma_e} + \frac{1}{\sigma'_e} \right).$$

Die Ableitung der Koeffizienten α u. β , die in jedem Buch über Eisenbeton zu finden ist, setze ich als bekannt voraus. Werden als Einheiten t und m gewählt, also $M = \text{tm}$, b und $h' = \text{m}$, σ_b, σ_e und $\sigma'_e = \text{t/cm}^2$, so lassen sich die Ausdrücke leicht in nachstehende Form bringen:

$$\alpha = \frac{1}{\sigma_e} \sqrt{\frac{15000 \sigma_b \varphi}{3 - \varphi}}; \quad \beta = \sqrt{\frac{0,0006}{\sigma_b \varphi (3 - \varphi)}}$$

$$\frac{\alpha}{\beta} = 5000 \frac{\sigma_b}{\sigma_e} \varphi; \quad \varphi = \frac{n \sigma_b}{n \sigma_b + \sigma_e}$$

$$\left(\frac{1}{\beta} \right)^2 = \frac{\sigma_b}{0,0006} \varphi (3 - \varphi); \quad \sigma'_e = n \sigma_b \frac{h' \varphi - a'}{h' \varphi}; \quad \frac{1}{\sigma'_e} = \frac{h' \varphi}{n \sigma_b (h' \varphi - a')}$$

$$M_0 = b h'^2 \left(\frac{1}{\beta} \right)^2; \quad Z = \frac{M - M_0}{h' - a'} = \frac{M}{h' - a'} - \frac{b h'^2}{h' - a'} \cdot \left(\frac{1}{\beta} \right)^2$$

Zunächst werden alle Differentialquotienten entwickelt:

$$\frac{d \varphi}{d \sigma_e} = - \frac{n \sigma_b}{(n \sigma_b + \sigma_e)^2} = - \frac{\varphi^2}{n \sigma_b}$$

$$\frac{d \left(\frac{\alpha}{\beta} \right)}{d \sigma_e} = 5000 \sigma_b \frac{\sigma_e \frac{d \varphi}{d \sigma_e} - \varphi}{\sigma_e^2} = \frac{5000 \sigma_b}{\sigma_e^2} \left(- \sigma_e \frac{\varphi^2}{n \sigma_b} - \varphi \right)$$

$$= - \frac{5000 \sigma_b}{\sigma_e^2} \cdot \frac{\varphi^2 \sigma_e + \varphi n \sigma_b}{n \sigma_b}$$

$$= - \frac{5000 \sigma_b}{\sigma_e^2 n \sigma_b} \varphi (\varphi \sigma_e + n \sigma_b) = - \frac{1000 \varphi}{3 \sigma_e^3} (\varphi \sigma_e + n \sigma_b)$$

$$\frac{d \left(\frac{1}{\beta} \right)^2}{d \sigma_e} = \frac{\sigma_b}{0,0006} \left(- \varphi \frac{d \varphi}{d \sigma_e} + (3 - \varphi) \frac{d \varphi}{d \sigma_e} \right)$$

$$= \frac{\sigma_b}{0,0006} (3 - 2 \varphi) \frac{d \varphi}{d \sigma_e} = - \frac{\sigma_b}{0,0006} \cdot \frac{3 - 2 \varphi}{n \sigma_b} \varphi^2$$

$$= - \frac{3 - 2 \varphi}{0,009} \varphi^2 = - 10 (3 - 2 \varphi) \left(\frac{\varphi}{0,3} \right)^2$$

$$\frac{d Z}{d \sigma_e} = - \frac{b h'^2}{h' - a'} \cdot \frac{d \left(\frac{1}{\beta} \right)^2}{d \sigma_e} = \frac{b h'^2}{h' - a'} 10 (3 - 2 \varphi) \left(\frac{\varphi}{0,3} \right)^2$$

$$\frac{d \left(\frac{1}{\sigma'_e} \right)}{d \sigma_e} = \frac{(h' \varphi - a') h' \frac{d \varphi}{d \sigma_e} - h' \varphi h' \frac{d \varphi}{d \sigma_e}}{n \sigma_b (h' \varphi - a')^2}$$

$$= - \frac{h' a' \frac{d \varphi}{d \sigma_e}}{n \sigma_b (h' \varphi - a')^2} = \frac{h' a'}{(h' \varphi - a')^2} \left(\frac{\varphi}{n \sigma_b} \right)^2$$

Entwickelt man jetzt $\frac{d F}{d \sigma_e} = 0$ und setzt die Differentialquotienten ein, so folgt:

Drückt man a' als Bruchteil von h' aus, z. B. $a' = 0,04 h'$ und setzt $a' = p h'$ oder $\frac{a'}{h'} = p$, so ist:

$$b h' \left\{ \left(\frac{1}{\sigma_e} + \frac{1}{\sigma'_e} \right) \frac{10(3-2\varphi)}{1-p} \left(\frac{\varphi \sigma_e}{0,3} \right)^2 - \left(\frac{1}{\beta} \right)^2 \frac{1}{1-p} \left[\frac{h' a'}{(h' \varphi - a')^2} \left(\frac{\varphi \sigma_e}{n \sigma_b} \right)^2 - 1 \right] - \frac{1000 \varphi}{3} (\varphi \sigma_e + n \sigma_b) \right\} + P + \frac{M}{h'} \cdot \frac{1}{1-p} \left[\frac{h' a'}{(h' \varphi - a')^2} \left(\frac{\varphi \sigma_e}{n \sigma_b} \right)^2 - 1 \right] = 0$$

Zur Abkürzung sei noch gesetzt:

$$\frac{1}{1-p} \left[\frac{h' a'}{(h' \varphi - a')^2} \left(\frac{\varphi \sigma_e}{n \sigma_b} \right)^2 - 1 \right] = \frac{1}{1-p} \left[\frac{p}{(\varphi - p)^2} \left(\frac{\varphi \sigma_e}{n \sigma_b} \right)^2 - 1 \right] = \eta$$

$$b h' \left\{ \left(\frac{1}{\sigma_e} + \frac{1}{\sigma'_e} \right) \frac{10(3-2\varphi)}{1-p} \left(\frac{\varphi \sigma_e}{0,3} \right)^2 - \left(\frac{1}{\beta} \right)^2 \eta - \frac{1000 \varphi}{3} (\varphi \sigma_e + n \sigma_b) \right\} + P + \frac{M}{h'} \eta = 0$$

Bezeichnen wir noch den Koeffizienten von $b h'$ mit ϵ , so erhält man als

Wird $P = 0$, liegt also Doppelbewehrung bei reiner Biegung vor, so vereinfacht sich die Bedingung zu

Bedingung für das Minimum des Gesamteisenbedarfs:

$$\frac{M}{b h'^2} = - \frac{\epsilon}{\eta}$$

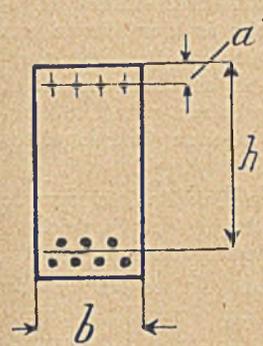


Abb. 2.

$$b h' \epsilon + P + \frac{M}{h'} \eta = 0,$$

worin bedeutet:

$$\eta = \frac{1}{1-p} \left[p \left(\frac{\varphi \sigma_e}{[\varphi - p] n \sigma_b} \right)^2 - 1 \right]$$

$$\text{und } p = \frac{a'}{h'}$$

$$\epsilon = \left(\frac{1}{\sigma_e} + \frac{1}{\sigma'_e} \right) \frac{10(3-2\varphi)}{1-p} \left(\frac{\varphi \sigma_e}{0,3} \right)^2$$

$$- \left(\frac{1}{\beta} \right)^2 \eta - \frac{1000 \varphi}{3} (\varphi \sigma_e + n \sigma_b)$$

$$\frac{1}{\sigma'_e} = \frac{\varphi}{n \sigma_b (\varphi - p)}$$

Man braucht also nur mit verschiedenen Eisenzugspannungen die Probe zu machen, wann die Bedingung am vollkommensten erfüllt ist.

Für die am meisten vorkommenden Betonbeanspruchungen $\sigma_b = 40$ und 50 kg/cm^2 und Eisenzugspannungen von 1200 bis 600 kg/cm^2 sind in nachfolgender Tabelle die Werte ϵ , η und $-\frac{\epsilon}{\eta}$ angegeben, wobei noch 4 Stufen von $p = \frac{a'}{h'}$ berücksichtigt sind, da sämtliche Werte damit stark wechseln, also eine Verlegung der Minimumstelle verbunden sein kann.

$f_e + f'_e$ wird ein Minimum

1. bei exzentrischem Druck, wenn $b h' \epsilon + P + \frac{M}{h'} \eta = 0$

		$\sigma_e = 1200$		1100		1000		900		800		750		700		600	
$p = \frac{a'}{h'}$		ϵ	η	ϵ	η	ϵ	η	ϵ	η	ϵ	η	ϵ	η	ϵ	η	ϵ	η
$\sigma_b = 40$	0,04	55,8	-0,826	49,2	-0,864	41,8	-0,897	34,0	-0,926	25,6	-0,959	20,7	-0,963	15,6	-0,974	5,2	-0,993
	0,06	55,9	-0,684	49,8	-0,752	43,0	-0,813	35,5	-0,865	26,6	-0,911	22,6	-0,931	17,8	-0,949	7,6	-0,981
	0,08	54,0	-0,485	49,3	-0,599	43,7	-0,696	36,2	-0,782	28,2	-0,854	24,2	-0,885	19,5	-0,914	9,8	-0,964
	0,10	49,0	-0,204	45,7	-0,385	41,2	-0,538	35,5	-0,667	28,5	-0,775	24,9	-0,822	20,1	-0,864	11,6	-0,938
$\sigma_b = 50$	0,04	48,3	-0,908	40,5	-0,931	32,2	-0,952	22,0	-0,970	11,7	-0,985	6,5	-0,993	0,9	-0,999	-11,0	-1,010
	0,06	50,0	-0,834	42,6	-0,875	34,5	-0,911	24,7	-0,942	14,6	-0,969	9,5	-0,982	4,0	-0,993	-8,0	-1,012
	0,08	50,3	-0,732	43,5	-0,797	36,2	-0,853	26,7	-0,902	17,0	-0,945	12,1	-0,964	6,5	-0,981	-4,7	-1,011
	0,10	48,4	-0,591	43,1	-0,690	36,5	-0,774	28,0	-0,849	19,0	-0,910	14,4	-0,938	9,3	-0,963	-1,8	-1,005

2. bei reiner Biegung, wenn $\frac{M}{b (h')^2} = - \frac{\epsilon}{\eta}$

$p = \frac{a'}{h'}$		$-\frac{\epsilon}{\eta}$							
$\sigma_b = 40$	0,04	67,6	56,9	46,6	36,7	26,7	21,5	16,0	5,6
	0,06	81,7	66,2	52,9	40,1	29,2	24,3	18,8	7,7
	0,08	111,3	82,3	62,8	46,3	33,0	27,4	21,3	10,2
	0,10	240,7	119	76,6	53,2	36,8	30,3	23,3	12,4
$\sigma_b = 50$	0,04	53,2	43,5	33,8	22,7	11,8	6,55	0,90	-10,9
	0,06	60,0	48,7	37,9	26,2	15,1	9,67	4,03	-8,9
	0,08	68,7	54,6	42,4	29,6	18,0	12,60	6,62	-4,65
	0,10	81,9	62,5	47,0	33,0	20,9	15,40	9,66	-1,80

Beweisproben:

Im ersten Beispiel war $M = 18 + 20 \cdot 0,37 = 25,4$ tm,
 $P = 20$ t, $bh' = 0,4 \cdot 0,77 = 0,308$, $p = \frac{a'}{h'} = \frac{3}{77} = 0,0389 = \text{rd } 0,04$,
 $\frac{M}{h'} = \frac{25,4}{0,77} = 33$.

$\sigma = 40/1000: 0,308 \cdot 41,8 + 20 - 33 \cdot 0,897 = +3,27$, erforderlich $41,1 \text{ cm}^2$
 $\sigma = 40/900: 0,308 \cdot 34 + 20 - 33 \cdot 0,926 = -0,09$, „ $40,93$ „
 $\sigma = 40/800: 0,308 \cdot 25,6 + 20 - 33 \cdot 0,959 = -3,76$, „ $41,24$ „

Die Probe weist mit großer Deutlichkeit darauf hin, daß bei $\sigma_e = 900 \text{ kg/cm}^2$ das Minimum liegt, obwohl im vorliegenden Falle praktisch die Unterschiede nach den benachbarten Hundertzahlen nicht viel ausmachen.

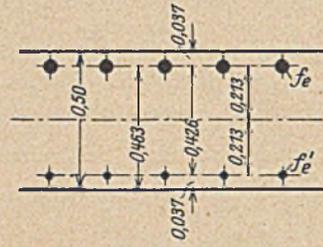


Abb. 3.

Noch drastischer tritt das in Erscheinung in dem zweiten Beispiel, das ich ein wenig geändert habe, damit an der Minimumstelle $f'_e = 0$ werde und um bei a'/h' nicht interpolieren zu müssen, weil ich mit scharf berechneten Zahlen beweisen

muß. Es sei wie vorhin: $P = 6,83$ t; $h = 0,50$ und $b = 1,0$ m, aber $a' = 0,037$; $h' = 0,463$, also $a' : h' = 0,08$ und $M = 13,408$ tm, sodaß

$$M = 13,408 + 6,83 \cdot 0,213 = 14,863 \text{ tm.}$$

Dann ist: $bh' = 0,463$; $P = 6,83$; $\frac{M}{h'} = \frac{14,863}{0,463} = 32,2$

$$40/1000: 0,463 \cdot 43,7 + 6,83 - 32,2 \cdot 0,696 = +4,66$$

$$40/900: 0,463 \cdot 36,2 + 6,83 - 32,2 \cdot 0,782 = -1,6$$

Obschon hierdurch $\sigma_e = 900 \text{ kg/cm}^2$ ganz klar als Stelle des Eisenminimums hervortritt, ist doch der Eisenmehrverbrauch bei $\sigma_e = 1000$ so klein, daß alle Koeffizienten mit vielen Dezimalstellen eingesetzt werden müssen, um die Richtigkeit zu beweisen.

40/1000:

$$\varphi = 0,375; \quad \beta = 0,120096; \quad \frac{\alpha}{\beta} = 75,00$$

$$M_0 = \left(\frac{0,463}{0,120096} \right)^2 = 14,068 \text{ tm}$$

$$D = Z = (14,863 - 14,068) : 0,426 = 1,867 \text{ t}$$

$$\sigma'_e = 40 \cdot 15 \frac{0,375 - 0,08}{0,375} = 472 \text{ kg/cm}^2 = 0,472 \text{ t/cm}^2$$

$$f'_e = 1,867 : 0,472 \dots \dots \dots = 3,956 \text{ cm}^2$$

$$f_e = 75 \cdot 0,463 - (6,83 - 1,867) \dots \dots \dots = 29,762 \text{ cm}^2$$

$$f_e + f'_e = 33,718 \text{ cm}^2$$

40/900:

$$\varphi = 0,4; \quad \beta = 0,123443; \quad \frac{\alpha}{\beta} = 88,888 \dots$$

$$M_0 = \left(\frac{0,463}{0,123443} \right)^2 = 14,068 \text{ tm}$$

$$D = Z = 0; \quad f'_e = 0$$

$$f_e = 88,888 \cdot 0,463 - \frac{6,83}{0,9} \dots \dots \dots = 33,567 \text{ cm}^2$$

$$f_e + f'_e = 33,567 \text{ cm}^2$$

Der Unterschied ist nur $0,151 \text{ cm}^2$.

Die Formel für σ'_e folgt aus: $\sigma'_e = n \sigma_b \frac{h' \varphi - a'}{h' \varphi}$, wenn man

$$\frac{a'}{h'} = p \text{ einführt, zu } \sigma'_e = n \sigma_b \frac{\varphi - p}{\varphi}.$$

Zusammenfassung:

1. Es ist ein mit erstaunlicher Einfachheit abgeleitetes Verfahren angegeben zur Dimensionierung von rechteckigen Eisenbetonquerschnitten für einfache und doppelte Bewehrung, wenn der Querschnitt beansprucht wird durch ein Biegemoment und eine Druckkraft, welche in der Ebene des Momentes auf der Hauptachse des Querschnittes liegt, vorausgesetzt, daß überhaupt Zugspannungen auftreten, d. h. die durch das Biegemoment verschoben gedachte Normalkraft außerhalb des Kerns des ideellen Querschnittes liegt.
2. Das gleiche Verfahren und dieselben Tabellenzahlenwerte sind anwendbar nach einfacher Umkehrung der Vorzeichen, wenn statt der Druckkraft eine Zugkraft vorliegt.
3. Ebenso einfach können Fußplatten und Anker einer Säule dimensioniert werden, weil das nur ein Spezialfall exzentrischer Druckbeanspruchung ist, wobei lediglich Zugarmierung in Frage kommt.
4. Es ist ein ebenso einfaches Hilfsmittel geboten zur Ermittlung der Eisenzugbeanspruchung, bei welcher der Eisenaufwand zu einem Minimum wird.
5. Eine noch einfachere Formel hilft diese Eisenzugbeanspruchung aufsuchen, wenn der Querschnitt lediglich durch ein Moment beansprucht wird und wegen beschränkter Bauhöhe Doppelbewehrung nicht zu umgehen ist.
6. Das angegebene Verfahren ist in allen Fällen, besonders verschiedenen Randabständen der Eisen anwendbar, zeichnet sich aus durch Einfachheit und vollkommene Schärfe und erzielt oft ansehnliche Ersparnis an Eisen neben Ersparnis an Arbeitskraft und Zeit für die Ingenieure auf dem Konstruktionsbüro.

NOTWENDIGKEIT UND ZWECKMÄSSIGKEIT DER VERWENDUNG HOCHWERTIGER ZEMENTE MIT BESONDERER BERÜCKSICHTIGUNG DES SCHMELZZEMENTES.

Hierzu führte der Berichterstatter, Herr Dr.-Ing. W. Petry, auf der 27. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 26. April 1924 in Berlin etwa folgendes aus:

Die Frage der Verwendung hochwertiger Zemente für Eisenbetonbauten ist nun auch in Deutschland in ein neues Stadium getreten. Außer einzelnen Werken haben sich auch die Verbände der Zementindustrie entschlossen, dieser Frage näher zu treten und die Herstellung hochwertiger Zemente mit allen Mitteln zu fördern. Wir freuen uns darüber und hoffen, daß es dem Zementverbraucher in Zukunft erspart bleibt, daß er sich wegen hochwertiger Zemente an das Ausland wenden muß, wie es seither leider oft der Fall war. Es ist kein Zweifel, daß der Stein durch die Vorgänge im Ausland erst richtig ins Rollen gekommen ist. Als die aufsehenerregenden Mitteilungen über den französischen Schmelzzement zu uns herüberkamen, da konnten wir stärker noch als früher das

lebhafteste Interesse der Bauindustrie an dieser Frage feststellen. Wir waren gezwungen, auf Anfragen die französischen Schmelzzementfabriken anzugeben, und wir sagten uns sofort, daß dieser Zustand auf die Dauer unerträglich sein müßte. Wir haben daher von unserer Seite getrieben, haben Verhandlungen angeknüpft mit der Zementindustrie und einzelnen Werken und freuen uns, daß wir nun dem Ziel, das vor nunmehr fünf Jahren Herr Staatsbahnrat Spindel auf unserer Hauptversammlung in Nürnberg vor uns hinstellte, doch ein gut Stück näher gekommen sind. Außer der Herstellung hochwertiger Portlandzemente wird in Deutschland auch die Frage der Erzeugung von Schmelzzement wissenschaftlich und wirtschaftlich geprüft. Den deutschen Betonbauunternehmern ist

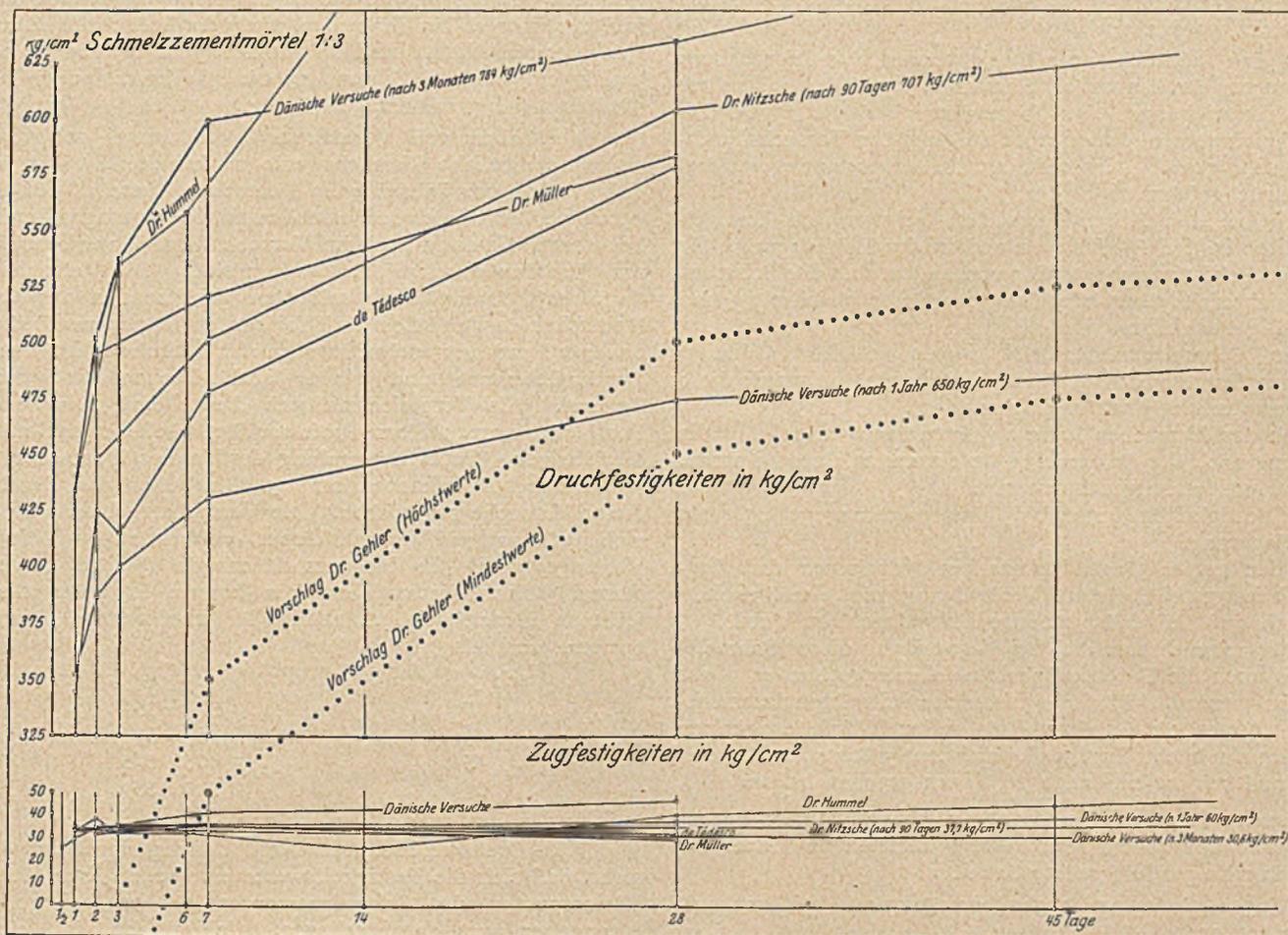
selbstverständlich ein deutscher hochwertiger Portland-, Eisenportland- oder Hochofenzement viel lieber als ein ausländischer Schmelzzement. Wir versteifen uns durchaus nicht auf Schmelzzemente, wenn uns die deutsche Zementindustrie etwas gleichwertiges bieten kann. Daß sie dies kann, haben wir nie bezweifelt; die Bemühungen der letzten Zeit bewiesen, daß wir auf dem Weg dazu sind.

Worin liegen für uns die Vorteile der hochwertigen Zemente? Die Gesichtspunkte, die hier in Frage kommen, haben wir so oft ausgesprochen, daß ich mich kurz fassen kann.

Hochwertige Zemente sind vor allem für solche Bauten wertvoll, die möglichst schnell dem Betrieb übergeben werden sollen, also z. B. für Wasserbauten, die in der Zeit zwischen zwei Fluten hergestellt werden müssen, für dringliche Aus-

des Betonbauunternehmers restlos erfüllt. Ich weiß, daß hoher Kalkgehalt, der mit dem Begriff der Hochwertigkeit häufig in engstem Zusammenhang steht, und Säurebeständigkeit zwei entgegengesetzte Pole sind. Immerhin ist aber die Lösung dieses Problems des Schweißes der Edlen wert, und es scheint so, daß der französische Schmelzzement infolge seines geringen Kalkgehaltes und seiner ganz anderen chemischen Zusammensetzung hier zunächst noch einen Vorsprung vor den deutschen hochwertigen Zementen hat.

Die Schmelzzemente zeichnen sich durch besonders hohen Tonerdegehalt aus. Man nennt sie deshalb auch Tonerdezemente. Dieser hohe Tonerdegehalt ist bestimmend für die Eigenschaften des Zements. Das ist für uns Deutsche durchaus nichts Neues. Otto Schott hat schon im Jahre 1906 nach-



besserungsarbeiten, Estriche, Straßenbefestigungen, Straßen- und Eisenbahnbrücken, für Industrie- und bergbauliche Arbeiten, für Grundbauten bes. Pfähle, Senkkästen, Maschinenfundamente u. dgl. Für alle solche Bauten mit kurzer Bauzeit bringen also Qualitätszemente Sondervorteile.

Die allgemeinen Vorteile liegen im Hoch- und Tiefbau in der Möglichkeit schnellerer Ausschaltung und der damit verbundenen Ersparnis an Schalholz und Abkürzung der Herstellungsfristen, sodann in der Aussicht, höhere Betonbeanspruchungen zuzulassen. Bei der Herstellung von Zementwaren und Betonwerksteinen, die wir hier nicht vergessen dürfen, können hochwertige Zemente den bedeutenden Vorteil bieten, daß die Erzeugnisse sehr rasch ausgeschalt, die Formen also viel häufiger verwendet werden können.

Nach den französischen Mitteilungen eignet sich Schmelzzement besonders auch für Betonbauten, bei denen schädliche Angriffe chemischer Natur zu erwarten sind. Wenn es gelingt, dem deutschen hochwertigen Zement nebenher auch die Eigenschaft hoher Widerstandsfähigkeit gegen sulfat- und salzhaltige Wässer zu verleihen, so wären damit die Wünsche

gewiesen, daß die verschiedenen Kalziumaluminat er härten. Im Jahre 1913 hat Killig festgestellt, daß Zemente unter Zusatz von reiner Tonerde (Bauxit und Kaolin) hergestellt und außerordentlich hohe Festigkeiten damit erreicht werden konnten. Neben dem hohen Tonerdegehalt ist der hohe Gehalt an Eisen und Eisenoxyd beim Schmelzzement bemerkenswert. Der Kalkgehalt ist gering, nämlich rund 40 vH gegenüber rund 66 vH beim Portlandzement. Die Zusammensetzung kann natürlich innerhalb gewisser Grenzen schwanken. Ich will auf die chemische Zusammensetzung und auf die Herstellung des Schmelzzementes nicht näher eingehen, da wir die ganze Frage vorzugsweise vom Standpunkt des Zementverbrauchers aus beurteilen wollen.

Was uns am meisten interessiert, sind die Festigkeiten des Schmelzzementes. In der beigefügten Abbildung sind die aus Versuchen gefundenen Druck- und Zugfestigkeiten von französischem Schmelzzementmörtel 1:3 aufgetragen. Es zeigt sich, daß Schmelzzement außerordentlich hohe Anfangsfestigkeiten hat, während die Nacherhärtung wesentlich langsamer fortschreitet. Besonders ist dies bei der Zugfestigkeit

der Fall. Man könnte nach dem unteren Bild sogar die Frage stellen, ob die Zugfestigkeit mit höherem Alter des Schmelzementes stehen bleibt oder gar zurückgeht. Dies müßte durch weitere Versuche aufgeklärt werden. Nach der Mehrzahl der hier aufgeführten Versuche scheint das Ansteigen der Zugfestigkeit bei bestimmtem Alter sehr gering zu sein. Bei der Betrachtung der hier gezeichneten Linien ist zu beachten, daß sich die Ergebnisse ausländischer Normenprüfungen nicht ohne weiteres mit denen deutscher Normenprüfungen vergleichen lassen. Es ist aber auch zu beachten, daß einige Linien Ergebnisse von deutschen Versuchen darstellen, die nach den deutschen Zementnormen ausgeführt worden sind. Im allgemeinen kommt man nicht an der Tatsache vorbei, daß bei den Versuchen mit französischem Schmelzement in verschiedenen Ländern hohe Festigkeiten schon nach kurzer Zeit erreicht worden sind.

Aus den kürzlich im „Bauingenieur“ veröffentlichten Versuchen von Dr. Hummel, Karlsruhe, ergibt sich folgendes:

Die Abweichungen der Einzel-Festigkeitswerte von den Durchschnittswerten waren trotz sorgsamster Versuchsdurchführung sehr groß. Dies wird auf Erhärtungsunregelmäßigkeiten zurückgeführt.

Auch bei den Abbindeversuchen zeigten sich Unregelmäßigkeiten in den Bindezeiten und in der Verfestigung. Es waren deutliche Anzeichen dafür vorhanden, daß der Schmelzement sich nicht über alle Teile der Masse gleichzeitig und gleichmäßig verfestigte.

Beim Schmelzementmörtel wurde starke Abbindeerwärmung festgestellt; beim Schmelzementbeton wurde diese Abbindeerwärmung stark herabgemindert.

Nach den Versuchen kann angenommen werden, daß die Abkühlung nach der Erwärmung im erstarrten Beton eintritt, also Schwindspannungen hervorruft.

Die Festigkeiten waren bei Wasserlagerung geringer als bei Luftlagerung.

In den ersten Tagen wurde ein Nachlassen der Zugfestigkeit festgestellt, die auf Verfestigungsunregelmäßigkeiten oder auch auf Schwindspannungen zurückgeführt wurde.

Es ist anzunehmen, daß bei Verwendung dieses Schmelzementes auch die Betonfestigkeiten in entsprechender Weise zunehmen werden. Dänische Versuche mit Schmelzementbeton 1 Zement:2 Sand:3 Kies sollen Würfel Festigkeiten von 421 kg/cm² nach 1 Tag, 524 kg/cm² nach 3 Tagen, 613 kg/cm² nach 7 und 701 kg/cm² nach 28 Tagen ergeben haben.

Versuche von Dr. Hummel an Schmelzement-Betonwürfeln 1:6 von 20 cm Kantenlänge lieferten im Mittel aus je 3 Proben folgende Druckfestigkeiten:

nach 2 Tagen 480 kg/cm² gegenüber 25 kg/cm² bei Portlandzementbeton;
nach 6 Tagen 550 kg/cm² gegenüber 150 kg/cm² bei Portlandzementbeton;
nach 28 Tagen 610 kg/cm² gegenüber 290 kg/cm² bei Portlandzementbeton;
nach 90 Tagen 650 kg/cm² gegenüber 360 kg/cm² bei Portlandzementbeton.

Biegungsversuche mit Betonprismen von 30 × 10 × 10 cm ergaben eine große Überlegenheit des Schmelzementbetons nur in den Anfangsfestigkeiten. Er erreichte schon nach 2 Tagen die Festigkeit, die der Portlandzementbeton nach 3 Monaten besaß. Zwischen 28 und 90 Tagen nahm die Biegunzugfestigkeit bei beiden Betonarten in gleichem Verhältnis zu. Zwischen dem zweiten und sechsten Tag war ein Abfall der Biegunzugfestigkeit des Schmelzementbetons festzustellen, dann wieder ein langsames Ansteigen. Dies läßt auf Schwindspannungen schließen, die an der Oberfläche infolge des langsamer trocknenden und daher langsamer schwindenden Kerns entstehen und die Biegunzugfestigkeit verringern.

Betrachten wir demgegenüber nun die Festigkeitszahlen von hochwertigem Portlandzementen, so waren wir seither fast

ausschließlich auf Mitteilungen aus dem Ausland angewiesen. Bei diesen Zahlen fehlt zunächst der Vergleichsmaßstab, da die ausländischen Normenprüfungen andere, die österreichischen, schweizerischen und französischen z. B. an sich schon höhere Werte ergeben als die deutschen. Bei den österreichischen und französischen Festigkeiten beträgt der Unterschied etwa 20 vH, bei den schweizerischen rund 10 vH. Es hängt dies mit der Verwendung verschiedenartigen Mörtelsandes und mit der Verschiedenartigkeit der Einschlagverfahren zusammen. Ich brauche auf diese Tatsachen hier nicht näher einzugehen. Staatsbahnrat Spindel hat auf unserer Hauptversammlung im Jahre 1919 Zahlen aus Österreich angegeben, die nach 2 Tagen Erhärtung Druckfestigkeiten bis zu 400 kg/cm² und mehr entsprachen. Gleiche Zahlen kamen aus Ungarn und der Schweiz. Der Standard-Portlandzement von Tschischkowitz in Böhmen ergab bei Versuchen, die in der Zeitschrift „Zement“ 1922 veröffentlicht sind, Druckfestigkeiten von 227 bis 303 kg/cm² nach 2 Tagen, 425 bis 481 kg/cm² nach 7 und 582 bis 648 kg/cm² nach 28 Tagen.

Wir haben von vornherein Wert darauf gelegt, auch deutsche amtliche Versuchswerte zu erhalten. Wir haben daher schon vor Jahren beim Deutschen Ausschuss für Eisenbeton die Vornahme von Versuchen mit hochwertigem Zementen beantragt, die dann auch im Versuchs- und Materialprüfungsamt Dresden durchgeführt worden sind. Die Versuche sind dann im Einverständnis mit dem Vorsitzenden des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten in neuerer Zeit noch erweitert und ausgedehnt worden auf 6 hochwertige deutsche Portlandzemente und einen ausländischen hochwertigen Zement. Als Vergleichsmaßstab diente ein guter normaler Portlandzement. Herr Professor Dr. Gehler hat auf der diesjährigen Hauptversammlung des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten am 25. März über die Ergebnisse dieser Versuche gesprochen. Die Versuchsergebnisse beziehen sich auf etwa 700 Versuchskörper, von denen zur Zeit jenes Vortrages rund 500 bis zum Alter von 180 Tagen geprüft waren. Nach diesen Versuchen konnte Professor Gehler folgende Druckfestigkeitstabelle für hochwertige Portlandzemente vorschlagen:

nach 3 Tagen	200—250 kg/cm ² ;
„ 7 „	300—350 „
„ 28 „	450—500 „
„ 45 „	475—525 „
„ 90 „	500—550 „
„ 180 „	550—600 „

Diese Grenzwerte sind in der Abbildung eingetragen. Man sieht, daß sich die Festigkeitswerte erst bei 28 Tage Alter den Kleinstwerten des Schmelzementes nähern, bei geringem Alter aber weit darunterliegen. Ich glaube, daß einzelne deutsche Zementfabriken nach 3 Tagen schon höhere Werte erreicht haben und erreichen können, und daß das Bestreben vor allem dahin gehen muß, die Anfangsfestigkeit zu heben, ohne daß die spätere Festigkeit sinkt. Wenn wir bei Verwendung hochwertiger Zemente den Vorteil ausnutzen wollen, daß wir schon nach einigen Tagen ausschalen können, statt wie bisher nach einigen Wochen, so scheint mir Voraussetzung dafür zu sein, daß die Zwei- oder Drei-Tagefestigkeit des Zements (auf einen Tag kommt es dabei nicht an), allermindestens die seitherige Normenfestigkeit nach 28 Tagen Erhärtung erreicht. Ich glaube, daß auch die Baupolizei dies fordern wird, wenn sie uns Erleichterungen in den Ausschaltungsfristen zugestehen will.

Die Dresdener Versuche haben für die deutsche Zementindustrie viel ehrendes und für die deutsche Bauindustrie viel erfreuliches gebracht. Wenn sich allerdings die bekannt gewordenen Versuchsergebnisse mit Schmelzement allgemein bewährten sollten, so bleiben die Festigkeiten deutscher hochwertiger Zemente, besonders die Anfangsfestigkeiten nach dem Ergebnis der Dresdener Versuche hinter diesen Schmelzementfestigkeiten noch zurück. Im allgemeinen haben wir

aber diese hohen Anfangsfestigkeiten (rd. 350 kg/cm² nach 1 Tag, rd. 375 kg/cm² nach 2 und 400 kg/cm² nach 3 Tagen als Minimum) gar nicht nötig.

Neuerdings hat Professor Rütth Versuche mit dem hochwertigen Zement der Portlandzementfabrik Dyckerhoff u. Söhne Amöneburg „Dyckerhoff Doppel“ im „Bauingenieur“ und in „Beton u. Eisen“ veröffentlicht. Die Grenzwerte waren nach 2 Tagen 250—300 kg/cm² Druckfestigkeit, 24—28 kg/cm² Zugfestigkeit, nach 7 Tagen 400—450 kg/cm² Druckfestigkeit, 30—34 kg/cm² Zugfestigkeit, nach 28 Tagen 550—600 kg/cm² Druckfestigkeit, 45—50 kg/cm² Zugfestigkeit (kombinierte Lagerung).

Betonversuche mit weichem, leicht verarbeitungsfähigen Beton 1:6 an Würfeln, Platten, Balken und Plattenbalken von rund 5 m Länge führten zu ausgezeichneten Ergebnissen: Die Platten und Balken wurden nach 24 Stunden ausgeschalt, die Plattenbalken nach 47 Stunden, so daß nach 48 Stunden die rechnermäßige Nutzlast ($\sigma_c = 1200$ kg/cm², $\sigma_b = 25$ bis 30 kg/cm²) aufgebracht werden konnte. Diese Nutzlast wurde nach Vornahme der ersten Durchbiegungsmessungen auf das 3fache und dann auf das 4fache gesteigert. Die 4fache Nutzlast blieb 1 Woche lang auf dem Versuchskörper. Die größte Durchbiegung betrug 16,1 mm, d. i. rund 1/300 der Stützweite. Die Versuche beweisen, daß derartig hochwertige Zemente für die Praxis von großer Bedeutung werden können.

Soviel ich weiß, beträgt der Preis der hochwertigen deutschen Portlandzemente durchschnittlich das 1,1- bis 1,3fache des normalen Zements. Der Schmelzzement ist viel teurer. Man liest und hört allgemein, daß er mindestens das 3- bis 4fache des normalen Portlandzementes kostet. Im Februar dieses Jahres wurde der französische Schmelzzement zum Preise von 500 Franken je Tonne frei Waggon deutsche Grenze angeboten, das waren bei dem damaligen Stand des Franken rund 1000 Goldmark für 10 Tonnen, also etwas mehr wie das Doppelte des deutschen Handelszements. Nehmen wir das Vorkriegsverhältnis zwischen Mark und Franken an, so würde sich der Preis des französischen Schmelzzementes fast 10 mal so hoch stellen als derjenige des deutschen Normalzements. Auch wenn der Schmelzzement in Deutschland hergestellt würde, würde er vermutlich viel teurer werden, viel teurer jedenfalls als hochwertige Portlandzemente. Der wichtigste Rohstoff Bauxit, d. i. reine Tonerde, ist in deutschen Ländern nur vereinzelt vorhanden. Er muß also wohl aus dem Ausland bezogen werden. Ferner müßten neue Fabrikationseinrichtungen, elektrische oder Wassermantelöfen geschaffen werden, da die Erbbrennung des Schmelzzementes im Drehofen und in den andern heute üblichen Zementbrennöfen meines Wissens bis jetzt nicht möglich ist. Alles, was zur Verbilligung des Herstellungsverfahrens dienen kann, müßte benutzt werden. Die Fabrikation würde also vermutlich nur da lohnend, wo billige Kraftstoffe, vornehmlich also billige Wasserkräfte zur Verfügung stehen. Wie weit man bei Ausnutzung aller Möglichkeiten den Herstellungspreis herunterdrücken könnte, weiß ich nicht, ich halte es aber für ausgeschlossen, daß man auf den Preis hochwertiger Portlandzemente wird herunterkommen können. Von diesem Gesichtspunkt aus wird also hochwertiger Portlandzement immer eine starke Konkurrenz für den Schmelzzement bedeuten und dessen Absatz bei landläufigen Bauausführungen unmöglich machen.

So sehr wir auch die technischen Vorteile, die uns die Verwendung hochwertiger Zemente im Beton- und Eisenbetonbau bringen kann, würdigen, so dürfen wir doch einen wichtigen Punkt nicht vergessen. Der Preis dieses Zements darf über eine bestimmte Grenze nicht hinausgehen, wenn ihm eine umfassende Verwendung beschieden sein soll.

Wir müssen hier die normalen von den Sonderfällen unterscheiden. Es wird im Betonbau immer Sonderfälle geben, in denen die Verwendung hochwertiger Zemente so große

Vorteile bringen kann, daß der Preis des Zements keine ausschlaggebende Rolle spielt. Ich denke z. B. an Gelenksteine, an hochbelastete Stellen unter eisernen Stützen oder an Teile, die starken Stößen ausgesetzt sind und daher besonders fest, namentlich auch zugfest sein müssen. Hierher gehören auch die Fälle, in denen eine ganz besonders kurze Bauzeit verlangt wird. Man kann sich sehr wohl denken, daß in einem bestimmten Fall, wenn z. B. die Verringerung der Bauzeit um einige Wochen dem Bauherrn noch eine Ausnutzung der Konjunktur ermöglicht, ein besonders hoher Zementpreis kein Hindernis bildet. Man darf dabei aber auch nicht vergessen, daß es Fälle geben kann, in denen die besonderen Eigenschaften des Zements gar nicht ausgenutzt werden können, weil der Baufortschritt von andern Umständen abhängig ist.

In den normalen Fällen dürfen die aus dem höheren Zementpreis erwachsenden Mehrkosten keinesfalls höher werden als der Gewinn, der aus der wiederholten Verwendung der Schalung erzielt werden kann. Wenn man bedenkt, daß bei einem Kubikmeter Eisenbeton gewöhnlicher Zement etwa 18, der Holzverlust etwa 12 vH der Selbstkosten ausmacht, so erkennt man, daß die Grenze der Zementpreiserhöhung nicht hoch, jedenfalls nicht viel über 1,2 liegen darf, wenn hochwertige Zemente auch bei solchen Normalbauten nicht nur ausnahmsweise angewandt werden sollen.

In Schweden ist jetzt eine Klasseneinteilung für Zement eingeführt. Für die gewöhnliche Handelsware „A“ wird eine Druckfestigkeit von 400 kg/cm² nach 28 Tagen kombinierter Lagerung garantiert, während die schwedischen Zementnormen nur 250 kg/cm² vorschreiben. Alle Zemente, die die Druckfestigkeit von 400 kg/cm² nach 28 Tagen nicht erreichen, werden als Marke „B“ bezeichnet. Außerdem sollen, um der Konkurrenz des Auslandes zu begegnen, Sonderzemente mit garantiert hohen Festigkeiten mehr als seither in den Handel kommen. Diese Klasseneinteilung bedeutet also, daß die Normfestigkeit der Handelsware erhöht und deren Güte gehoben wird. Dies muß auch bei uns in Deutschland erreicht werden, und unsere Anträge an das Reichsverkehrsministerium bewegen sich in dieser Richtung. Wir kämen dann zu einem unternormalen, einem normalen und einem besonders hochwertigen Sonderzement, ganz im Sinne der Vorschläge, die auch Herr Prof. Dr. Gehler in seinem Vortrag gemacht hat.

Zusammenfassend möchte ich folgendes feststellen: Es ist uns an sich unsympatisch, ausländischen Schmelzzement zu verwenden. Die deutsche Bauindustrie bevorzugt selbstverständlich deutsche hochwertige Zemente.

Abgesehen davon kommt die Verwendung von Schmelzzement wegen seines hohen Preises für normale Bauten nicht in Frage. Sein Verwendungsgebiet wird sich auf wenige Einzelfälle beschränken. Dagegen ist ein dringendes Bedürfnis nach Qualitätszement mit hoher Anfangsfestigkeit vorhanden, der erfahrungsgemäß mit unerheblichen Mehrkosten erzeugt und mit geringem Preisaufschlag verkauft werden kann.

Für diese hochwertigen Zemente müßte die Zementindustrie garantieren eine Druckfestigkeit nach 3 Tagen, die mindestens gleich der heutigen Normendruckfestigkeit des Handelszementes nach 28 Tagen kombinierter Lagerung ist, und ferner eine Festigkeitszunahme entsprechend etwa der von Prof. Gehler vorgeschlagenen Tabelle.

Dringend erwünscht ist es, die Forschungen und Versuche in der Richtung auszudehnen, daß den hochwertigen Zementen eine größere Widerstandsfähigkeit gegen chemische Angriffe verliehen wird. In dieser Beziehung scheint der französische Schmelzzement heute noch mehr zu leisten als unsere deutschen hochwertigen Zemente.

Über die Güte der deutschen Handelszemente liegen viele Klagen vor. Es ist dringend erwünscht, daß ihre Qualität gehoben wird. Wir glauben, daß dies am besten dadurch erreicht wird, daß man in den Zementnormen die Festigkeitsanforderungen in die Höhe setzt, also statt 250 kg/cm² nach 28 Tagen mindestens 350 kg/cm² Druckfestigkeit verlangt. Zemente, die diese Festigkeit nach 28 Tagen nicht erreichen,

sind für viele Bauzwecke untergeordneter Art, nicht aber für Eisenbetonbauten zu verwenden.

Wir hoffen, daß die deutsche Zementindustrie die Hand dazu bieten wird, daß die heute vorgeschriebenen Normenfestigkeiten für Handelszement erhöht werden.

An diesen Bericht schloß sich eine eingehende Aussprache, aus der nachstehend das Wesentliche hervorgehoben wird:

Herr Direktor Dr. phil., Dr.-Ing. e. h. Müller, Kalkberge, sprach als Zementerzeuger, nicht aber als Vorsitzender des Vereins deutscher Portland-Cement-Fabrikanten.

Auch er war der Ansicht, daß die jetzigen Normenfestigkeiten des Portlandzementes in den meisten Fällen bei weitem überschritten würden und daß fast alle Zementfabriken ohne Mühe höhere Festigkeiten erreichten. Er stimmte also dem Wunsche des Deutschen Beton-Vereins, die Normenfestigkeiten zu erhöhen, bei und erklärte sich auch mit den von dem Berichterstatter genannten Zahlen für normale Zemente und für hochwertige Zemente einverstanden. Er sprach den Wunsch aus, daß die in früheren Jahren bewährte Zusammenarbeit des Deutschen Beton-Vereins und des Vereins deutscher Portland-Cement-Fabrikanten zu dem von den Zementverbrauchern gewünschten Ergebnis führen werde.

Herr Geheimer Regierungsrat Prof. Sigmund Müller, Berlin, stellte die Frage, wie es mit der Elastizität der hochwertigen Zemente stehe. Er glaubte, daß gerade der Frage, ob die Elastizität dieser Zemente die gleiche sei wie diejenige normaler Portlandzemente, für die Praxis eine ausschlaggebende Rolle spiele.

Herr Prof. Dr. Gehler, Dresden, griff auf seinen Vortrag zurück, den er auf der diesjährigen Generalversammlung des Vereins deutscher Portland-Cement-Fabrikanten am 25. März 1924 in Berlin gehalten hat. Er betonte, daß er in diesem Vortrag auch die Elastizitätsfrage der hochwertigen Zemente behandelt habe. Es sei selbstverständlich, daß man auch die Frage der Verarbeitung hochwertiger Portlandzemente genau prüfen müsse. Dazu sei aber erforderlich, daß die Zementindustrie den Zementverbrauchern zunächst einmal das Material liefere. Praxis und Wissenschaft würden dann schon prüfen, was mit dem neuen Material anzufangen sei.

Herr Prof. Rüth, Biebrich, ging dann auf die Versuche ein, die er mit dem hochwertigen Portlandzement „Dyckerhoff-Doppel“ der Portland-Cementfabrik Dyckerhoff & Söhne, Mainz-Amöneburg, und mit Beton aus diesem Zement gemacht hat. Diese Versuche sind in der Zeitschrift „Der Bauingenieur“ 1924, Heft 7 und „Beton und Eisen“ 1924, Heft 6 und 8 veröffentlicht worden. Was die Elastizitätsfrage der hochwertigen Zemente anlangt, so haben die Versuche im wesentlichen ergeben, daß gegenüber normalem Portlandzement keine besonderen Unterschiede vorhanden sind. Entsprechend der früheren Erhärtung der Zemente verschiebt sich alles, so daß man schon in kürzerer Zeit die gleichen Elastizitätszahlen erwarten kann, wie bei normalem Zement später. Auch Herr Prof. Rüth betonte ebenso wie Herr Professor Gehler, daß die

Frage der Verarbeitung der hochwertigen Zemente natürlich eingehend geprüft werden müsse, damit keine Fehlschläge eintreten.

Herr Dr. Kühl, Berlin, berichtete über eigene Versuche mit Schmelzzement und bestätigte die vom Berichterstatter erwähnten hohen Anfangsfestigkeiten. Auch die Widerstandsfähigkeit gegenüber sulfathaltigen Wässern habe sich ergeben, dagegen könne man nicht sagen, daß der Schmelzzement Säuren gegenüber widerstandsfähiger sei als Portlandzement. Wir hätten auch in Deutschland heute schon einen Portlandzement, der gegenüber sulfathaltigen Wässern außerordentlich widerstandsfähig sei, nämlich den Erzzement der Portlandzementfabrik Hemmoor. Herr Dr. Kühl konnte auch berichten, daß in Deutschland bereits Schmelzzement hergestellt werde, und daß die Versuche, Schmelzzement im Drehrohrofen zu brennen, zum Erfolg geführt hätten. Bei den Versuchen sei Vogelsberg-Bauxit verwendet worden, doch kämen außer diesem Rohstoff auch Braunkohlenaschen und Generatorschlacken in Betracht. Auch Herr Dr. Kühl führte an, daß bei der Verarbeitung neuer Bindemittel naturgemäß große Vorsicht zu walten habe. Von besonderem Einfluß auf die Erhärtung sei auch die Temperatur. Es gebe Zemente, die bei Laboratoriumsversuchen außerordentlich hochwertig, die aber für den Bau zu empfindlich seien.

Herr Dr. Haegermann, Karlshorst, war der Ansicht, daß die Schmelzzemente zunächst mit großer Vorsicht zu genießen seien. Die Säurebeständigkeit sei nicht höher als diejenige des Portlandzements. Auch die Schwindung werde unter Umständen eine große Rolle spielen. Bei der Verarbeitung sei die Frage, ob nicht bei Arbeitspausen oder bei Arbeitsunterbrechungen stärkere Fugenbildung eintrete, als bei den heute üblichen Portlandzementen. Herr Dr. Haegermann warnte davor, den Schmelzzement mit anderen Bindemitteln, also zum Beispiel mit Portlandzement oder mit Kalk zu vermischen, weil sonst die Festigkeiten wesentlich heruntergingen und der Schmelzzement außerdem schnellbindend würde.

Herr Dr.-Ing. Petry wies in seinem Schlußwort darauf hin, daß die Zementverbraucher keineswegs beabsichtigten, ohne Prüfung und eingehendes Studium nun allgemein hochwertige Zemente, insbesondere Schmelzzemente zu verwerten. Selbstverständlich müsse die Frage der Verarbeitung hochwertiger Bindemittel eingehend geprüft werden. Dazu sei es aber nötig, daß die Zementindustrie diese hochwertigen Zemente liefere, und daß Vereinbarungen getroffen werden, welche Festigkeit die Zementindustrie für diese hochwertigen Bindemittel gewährleisten könne.

Der Vorsitzende des Deutschen Beton-Vereins, Herr Dr.-Ing. e. h. Alfred Hüser dankte dem Berichterstatter und allen übrigen Herren für ihre Ausführungen und schloß mit dem Wunsche, daß die Zementfrage, die für die Betonbauindustrie von so außerordentlich großer Bedeutung sei, im Einverständnis zwischen dem Verein deutscher Portland-Cement-Fabrikanten und dem Deutschen Beton-Verein gelöst werden möge.

HALTBARE BETONSTRASSEN.

Beton ist als Straßenbaustoff nichts neues. Als Tragschicht unter Stein- und Holzpflaster oder unter einer Asphaltdecke, auch als Bett zur Aufnahme von Straßenbahngleisen ist er, man kann wohl beinahe sagen, von jeher angewendet worden. Als Straßendecke hat sich der Beton erst in neuerer Zeit einzuführen vermocht; die Entwicklung hat etwa im ersten Jahrzehnt dieses Jahrhunderts eingesetzt. Um 1910 begann man in den Vereinigten Staaten mit dem Bau von Betonstraßen, um dieselbe Zeit auch in England, obgleich Amerika dabei die Führung behielt. In beiden Ländern sind seitdem Betonstraßen ohne besondere Decke aus anderem Baustoff in erheblichem Umfang gebaut worden. In Deutschland

hatte man zwar schon eher mit dieser Bauweise begonnen, sie hat sich aber im Gegensatz zu der hohen Entwicklung, die im übrigen der Betonbau hier genommen hat, nicht recht durchzusetzen vermocht, und es scheint bei den deutschen Fachleuten des Straßenbaues noch ein gewisses Mißtrauen gegen diesen Baustoff als Straßendecke zu bestehen. Vom theoretischen Standpunkt ist dieses Mißtrauen nicht unberechtigt. Der Beton erscheint zu hart und spröde für eine Straßendecke, und auch in Bezug auf seine Verschleißfestigkeit bestehen gewisse Bedenken. Daß sie aber nicht stichhaltig sind, hat die Praxis gezeigt, sonst hätte die Betonstraße sich nicht die Verbreitung zu erzwingen vermocht, die sie in Amerika

und England gefunden hat. Vorschub hat ihr dabei der Kraftwagen geleistet; für sein gummibereiftes Rad ist die Betondecke besonders geeignet, und so werden denn z. B. neuerdings auch in Italien, wo der Kraftwagen eine hervorragende Rolle im Strassenverkehr spielt, Betonstraßen gebaut, die ausschließlich dem Kraftwagen und Kraftrad vorbehalten sind. Wie sich Frankreich zur Frage der Betonstraße stellt, kann nicht angegeben werden. Es gehört zwar zu den führenden Ländern im sonstigen Betonbau, Nachrichten über Betonstraßen liegen aber nicht vor. Der Grund dafür ist zum Teil der, daß Frankreich mit der Abgabe seines technischen Schrifttums nach Deutschland auch heute noch aus politischen Gründen Schwierigkeiten macht.

Die wirtschaftliche Lage Deutschlands wird verhindern, daß in der nächsten Zeit größere Straßenbauten vorgenommen werden. Das deutsche Straßennetz ist soweit ausgebaut, daß es den Anforderungen des Verkehrs auch dann genügt, wenn der neuzeitlichen Entwicklung des Straßenverkehrs Rechnung getragen wird, wenn es also den Verkehr der neuerdings sich stark mehrenden Kraftwagen, nicht nur im Orts-, sondern auch im Fernverkehr, aufnehmen soll. Ganz ohne Straßenbauten, seien es Neubauten oder Verlegungen, auch Neubefestigungen bestehender Straßen mit einer widerstandsfähigeren Decke, wird man aber in Deutschland trotz der Schwierigkeiten, die hierfür nötigen Mittel zu beschaffen, nicht auskommen, und da sollte, gerade mit Rücksicht auf die Kosten, nicht weniger aber wegen ihrer technischen Eigenschaften, die Betonstraße nicht unbeachtet bleiben. Sie ist nur wenig teurer als eine Schotterstraße, namentlich wenn der Schotter mit Teer als Bindemittel behandelt wird, hat aber der im übrigen alt bewährten Macadamstraße gegenüber den Vorteil der weit geringeren Unterhaltungskosten. An Unterhaltungsarbeiten kommt im allgemeinen nur eine in weiten Zwischenräumen zu wiederholende Besprengung mit Teer in Frage, während an einer Schotterstraße, wenn sie einigermaßen stark belastet ist, fast dauernd gearbeitet werden muß.

Um eine dauerhafte Betonstraße zu schaffen, muß der Erbauer sein Augenmerk auf drei Gesichtspunkte richten. Die Straßendecke muß die nötige Tragfähigkeit besitzen, um der statischen und auch der dynamischen Beanspruchung durch die Verkehrsmittel auf die Dauer widerstehen zu können; ihre Oberfläche muß ausreichende Verschleißfestigkeit besitzen; sie muß rissefrei bleiben.

Was die nötige Festigkeit und Tragfähigkeit anbelangt, so bestehen für den Fachmann des Betonbaues keine Schwierigkeiten, den Anforderungen des Verkehrs durch Auswahl des geeigneten Baustoffs, also eines Betons aus geeigneten Bestandteilen in dem richtigen Mischungsverhältnis, und durch Festsetzung der richtigen Formen und Abmessungen, namentlich der Stärke der Betondecke zu genügen. Wenn der Baugrund keine höhere Festigkeit als etwa 0,8 kg/qcm besitzt, sollte man z. B. eine rd. 25 cm starke Betondecke wählen; man kann diese in zweckmäßiger Weise in etwa 4 bis 5 cm Abstand von der oberen und unteren Fläche mit einem Drahtgewebe bewehren, dessen Hauptzweck die Verteilung des Raddrucks auf eine Fläche von genügender Größe ist. Bei besserem Untergrund wird eine Betonschicht von 15 cm Stärke genügen, die entweder nur eine untere oder auch gar keine Bewehrung enthält.

Für eine Straße ist es mehr noch als für andere Bauwerke nötig, einen dichten Beton zu verwenden, und das gilt namentlich für die Oberfläche. Man stellt daher zweckmäßig eine Betonstraßendecke in zwei Schichten her; für die untere empfiehlt sich ein Mischungsverhältnis 1:2:4 mit etwa 40 mm als Höchstmaß der Korngröße, für die 5 cm starke Deckschicht ein Mischungsverhältnis 1:1½:3, wobei die Korngröße von 15 mm nicht überschritten werden sollte. Die Deckschicht sollte nicht später als 20 Minuten nach Herstellung des Unterbetons aufgebracht werden, damit beide Schichten eine innige Verbindung eingehen. Man muß deshalb zwei Mischer gleichzeitig laufen lassen, doch ist das immer noch wirtschaft-

licher, als wenn man ausschließlich die fettere Betonsorte verwenden wollte. Der Wasserzusatz sollte so niedrig gehalten werden, daß der Beton gerade noch verarbeitet werden kann, da höherer Wasserzusatz die Festigkeit vermindert. Für den Unterbeton eignen sich alle Steinteile, die überhaupt für einen sachgemäß hergestellten Beton in Frage kommen, für die Deckschicht sollte nur Granit oder Gestein von gleicher Härte verwendet werden. Der Beton ist mit Hilfe einer Lehre, die sich über die ganze Breite der auf einmal hergestellten Fläche erstreckt und die von zwei Mann an den Enden gehandhabt wird, abzugleichen, leicht zu stampfen und mit einem Brett abzureiben. Die Arbeiter müssen dabei auf einer die Straße überspannenden Brücke stehen. Ein Blech darf zum Abreiben nicht verwendet werden, auch soll damit nicht zu weit gegangen werden.

Damit sind wir bereits zur Herstellung der verschleißfesten Oberfläche gekommen; es gehört eine gewisse Erfahrung dazu, wenn man hierbei Fehlschläge vermeiden will. Man könnte glauben, eine glatt geriebene Oberfläche sei vorteilhaft, in der Praxis hat sich das Gegenteil erwiesen. Beim Glattreiben kommen die feinen Teile an die Oberfläche, die unter Rad und Huf alsbald abspringen. Es ist im Gegenteil erwünscht, daß die Straßenfläche körnig wird. Dies kann dadurch erreicht werden, daß man den Beton nach dem Abreiben noch mit einer Walze von etwa 25 cm Dmr und 1,5 m Länge im Gewicht von etwa 35 kg abwalzt; das dabei austretende Wasser wird mit einem gummibewehrten Schieber, wie er auch beim Asphaltwaschen verwendet wird, bei Seite getrieben. Die erste Nacht sollte der Asphalt mit Planen auf Holzrahmen abgedeckt werden. Am nächsten Tag ist dann eine 5 cm starke Sand- oder Lehmschicht aufzubringen, die 14 Tage lang feucht zu halten ist. Man kann auch aus Lehm oder Erde niedrige Dämme bauen und die sogebildeten Teiche mit Wasser füllen. Frühestens nach drei Wochen kann der Verkehr auf einer neuen Betonstraße zugelassen werden. Es empfiehlt sich, die Oberfläche zu teeren, wobei dem Teer Granitgrus beizumengen ist. Diese Decke wird zweckmäßiger Weise erst aufgebracht, wenn die Straße schon etwa einen Monat lang befahren worden ist. Vor dem Aufbringen des Teers ist sie mit scharfen Besen abzukehren. Die Teerschicht wird besser in zwei dünnen als in einer stärkeren Schicht aufgebracht. Auch eine Tränkung der Oberfläche des Betons mit Natronwasserglas oder Kesslerschem Fluat, das neuerdings auch unter der Bezeichnung Hauenschild-Fluat oder Lithurin in den Handel gebracht wird, ist zu empfehlen. Hierdurch wird eine Härtung des Betons an der Oberfläche herbeigeführt und die an sich geringe Neigung zur Staubbildung noch weiter unterdrückt. Die Kosten für eine derartige Tränkung sind nicht hoch und machen sich durch eine Verlängerung der Lebensdauer des Betons wieder bezahlt. Die Tränkung kann übrigens auch nachträglich vorgenommen werden; wird sie aber alsbald nach der Fertigstellung ausgeführt, so wird dadurch die Erhärtung beschleunigt.

Die Herstellung einer verschleißfesten Oberfläche hat zunächst beim Bau von Betonstraßen Schwierigkeiten gemacht, die aber als überwunden gelten können. Wesentlich dazu haben amerikanische Forschungen beigetragen; ihr Ergebnis kann dahin zusammengefaßt werden, daß ein hochwertiger Beton, was Auswahl der Stoffe und Herstellung anbelangt, auch für den Straßenbau geeignet ist und daß nur ein solcher Beton verwendet werden darf, wenn Fehlschläge vermieden werden sollen. Druckfestigkeit und Verschleißfestigkeit gehen dabei Hand in Hand. Ein Beton von etwa 155 kg/qcm Festigkeit nach 28 Tagen dürfte schon billigen Anforderungen entsprechen.

Ein nach vorstehenden Winken hergestellter Beton wird auch der Ribbildung den nötigen Widerstand entgegensetzen. Es kommt darauf an, das überschüssige Anmachwasser so lange im Beton festzuhalten, bis er die nötige Festigkeit erreicht hat, um die beim Schwinden entstehenden Zugspannungen aushalten zu können, und das wird auf die angedeutete Weise erreicht. Will man in der Verhinderung der Rissebildung weiter gehen, so kann man in der Nähe der Oberfläche ein Draht-

gewebe einlegen. Eine Straßendecke aus Beton, die sowohl in Bezug auf Tätigkeit als auch auf Rissefreiheit den höchsten Ansprüchen genügen soll, müßte also oben und unten mit Eisen bewehrt sein. In England wird zu diesem Zweck ein Gewebe empfohlen, dessen Längsdrähte 8 cm und dessen Querdrähte 30 cm Abstand haben. Für die Querdrähte der oberen Bewehrung wird ein Durchmesser von etwa 2 mm, für die Längsdrähte von 3 mm empfohlen; die entsprechenden Maße der unteren Bewehrung sind 3 und 5,5 mm. Verwendet wird dabei ein Draht von 6 200 kg/qcm Zugfestigkeit.

In sachgemäß hergestelltem Beton werden Risse, die zu Bedenken Anlaß geben, nur selten vorkommen. Die feinen Risse, die zuweilen doch auftreten, können mit Teer oder einer anderen bituminösen Masse ausgefüllt werden. Diese muß von Zeit zu Zeit erneuert werden, und hierin besteht im wesentlichen die einzige Unterhaltungsarbeit, die an einer Betonstraße vorzunehmen ist. Die Kosten dafür sind unbedeutend.

In Amerika wird es allgemein für zweckmäßig erachtet, der Rissebildung dadurch vorzubeugen, daß man künstliche Fugen einlegt. Auch eine der ältesten Betonstraßen, diejenige im Berliner Tiergarten, hat solche Fugen, deren Kanten, unter etwa 60° gegen die Straßennachse geneigt, durch hochkant stehende Flacheisen bewehrt sind. Auch englische Betonstraßen sind häufig mit Fugen hergestellt worden, Mustervorschriften für die Vergebung der Herstellung einer Betonstraße, die hier vorliegen, sprechen sich jedoch gegen die Anordnung von Fugen aus; sie seien unnötig und bildeten eine schwache Stelle in der Straßendecke. Bei den natürlichen Rissen liegt die Betonoberfläche zu beiden Seiten des Risses in gleicher Höhe, bei künstlichen Fugen gelingt es nicht, diese Lage mit genügender Genauigkeit herzustellen, und durch die Stoßwirkung, die infolgedessen entsteht, wenn die Räder über die Fuge rollen, wird der Beton an der Fuge zerstört, zumal er ohnehin, weil er eine scharfe Kante bildet, an dieser Stelle nicht die Festigkeit besitzt wie im Innern des Betonkörpers. Die erwähnten englischen Bestimmungen schreiben vielmehr vor, daß die Betondecke fortlaufend hergestellt wird; der letzte, am Abend eingebrachte Beton soll am folgenden Morgen

auf eine gewisse Tiefe wieder beseitigt werden, damit der neue Beton eine innige Verbindung mit dem alten eingeht. Bei eisenbewehrten Betonstraßen soll eine besondere Einlage aus Drahtgeflecht halb in den alten Beton eingebettet werden, halb aus ihm herausragen, um die Verbindung der in getrennten Arbeitsgängen hergestellten Teile noch fester zu machen. Ebenso soll die Verbindung in der Straßenmitte hergestellt werden, wenn etwa nur die eine Straßenhälfte auf einmal betoniert werden kann, weil auf der anderen der Verkehr aufrecht erhalten werden muß. Für den letzteren Fall wird empfohlen, nach Befinden auch die zuerst hergestellte Hälfte durch eine Reihe Pflastersteine einzufassen, doch läßt sich dagegen geltend machen, daß die Unterbrechung der Gleichmäßigkeit der Straßendecke durch einen anderen Baustoff mindestens unschön ist.

Hält man künstliche Fugen für richtig und zweckmäßig, so wird noch die Frage zu erörtern sein, in welchem Abstand sie angeordnet werden sollen. Unter Berücksichtigung der Reibung zwischen dem Beton und der Erdoberfläche unter ihm und seiner Zugfestigkeit läßt sich errechnen, daß bei einem Abstand der Fugen von 9 bis 10 m keine unzulässige Zugspannung auftreten wird, und dieses Maß hat man auch ungefähr bei amerikanischen Betonstraßen eingehalten; 15 m Entfernung wird dort noch zugelassen.

Im ganzen kann man wohl sagen, daß ein Beton, der, was die Auswahl der ihn bildenden Stoffe und seine Herstellung anbelangt, den allgemein an einen guten Beton gestellten Anforderungen genügt, sich auch als Straßendecke bewähren wird, wenn dabei auch die Besonderheiten in der Beanspruchung, der er bei dieser Verwendung ausgesetzt ist, gebührend berücksichtigt werden. Die äußerste Sorgfalt bei Herstellung der Straße muß natürlich aufgewendet werden; sie wird sich aber bezahlt machen, indem eine dauerhafte Straße geschaffen wird, die von Fahrzeugen aller Art gut befahren werden kann. Namentlich wird sie nur ganz geringe Unterhaltungsarbeiten nötig machen, was einerseits mit Rücksicht auf die Kosten von großem Wert, andererseits aber auch für den Verkehr, der durch solche Arbeiten stark gestört wird, von größter Bedeutung ist.

W e r n e k k e.

DURCHMESSER ODER-QUERSCHNITT BEI BEWEHRUNGSEISEN.

Der Eisenbetonbau, eine Bauweise, die sich in den letzten Jahrzehnten in Hoch- und Tiefbau außerordentlich entwickelte verwendet fast ausschließlich Rundeisen zu Bewehrung seiner Decken-, Balken- und Säulenkonstruktionen. Hierbei hat er die im Handel üblichen Rundeisen, deren dünnere Sorten jetzt im Sprachgebrauch als Moniereisen laufen, übernommen und sich allmählich, um nicht zu viele Sorten zu verwenden, mehr oder weniger auf gerade Durchmesser festgelegt. Dies ist in der Vereinheitlichung der Rundeisendurchmesser des Betonvereins zum Ausdruck gekommen, wobei 16 verschiedene Eisen von 5–40 mm Ø zur Verwendung empfohlen worden sind. Die Tabelle sei nachstehend aufgeführt:

Durchmesser	Querschnitt	Gewicht	Durchmesser	Querschnitt	Gewicht
mm	cm ²	kg/m	mm	cm ²	kg/m
5	0,20	0,15	18	2,54	2,00
6	0,28	0,22	20	3,14	2,46
7	0,39	0,30	22	3,80	2,98
8	0,50	0,39	25	4,91	3,85
10	0,79	0,62	28	6,16	4,83
12	1,13	0,89	32	8,04	6,31
14	1,54	1,21	36	10,18	7,99
16	2,01	1,58	40	12,57	9,86

Betrachtet man die Querschnittszahlen, so muß man sich aber unwillkürlich fragen, warum man nicht längst vom Durchmesser ab und zum einfachen Querschnitt übergegangen ist. Für den Eisenbetonfachmann ist der Durchmesser gleichgültig, er verwendet Querschnitte und diese sollten sich in einfachsten Zahlen darstellen lassen. Ich schlage daher vor, den Durchmesser als untergeordnete Größe unregelmäßig auszuführen, dagegen die Querschnitte der nachstehenden Tabelle gemäß für die Eisen zugrunde zu legen.

Diese Regelung denke ich mir wie folgt:

M Ø	Querschnitt	wirklicher Ø	M Ø	Querschnitt	wirklicher Ø
mm	cm ²	cm ²	mm	cm ²	mm
5	0,20	5,—	18	2,50	17,85
6	0,30	6,18	20	3,00	19,50
7	0,40	7,13	22	4,00	22,50
8	0,50	8,—	25	5,00	25,20
10	0,80	10,10	28	6,00	27,60
11	1,00	11,30	32	8,00	31,90
12	1,20	12,36	36	10,00	35,70
14	1,50	13,80	40	12,50	39,85
16	2,00	16,00			

Man behalte die Durchmesser-Einheitszahlen bei, bezeichne sie aber als $M \varnothing$, was zum Ausdruck bringen soll, daß der angegebene Durchmesser nicht dem Querschnitt voll entspricht, sondern aufgerundet ist. Verwechslungen können dabei nicht vorkommen, denn beim Nachmessen der Durchmesser mit der Schublehre wird jeder z. B. einen 7,13 mm Stab von $\varnothing 8$ usw. unterscheiden, genau wie jetzt auch. Es würde somit künftig

der $M \varnothing 10 = 0,8 \text{ cm}^2$

der $M \varnothing 25 = 5,0 \text{ cm}^2$ usw. Querschnitt

besitzen. Mit der Zeit, d. h. wenn sich diese Änderung eingebürgert hat, könnte man die Bezeichnung für den Durchmesser als $M \varnothing$ weglassen und als Moniereisen solche mit geänderten Querschnitten verstehen. Die Einführung einer derartigen Änderung könnte nur bei den Walzwerken auf Schwierigkeiten stoßen, da sie ihre Walzen auf die neuen Durchmesser einstellen müssen. Wenn man aber bedenkt, daß die größten Mengen der Rundeisen beim Betonbau verwendet

werden, so dürfte, sich die Umstellung unter gewissem Druck von seiten des Betonvereins, bzw. seiner Mitglieder, erzielen lassen, vorausgesetzt, daß die Vereinfachung allgemeinen Anklang findet. Es ist ohne Frage, daß die runden Querschnittszahlen dem Rechnenden und dem Polier am Bau viel leichter im Gedächtnis bleiben, als die derzeitigen. Wenn auch der Techniker durch seine Rechenschieber und Tabellen die Möglichkeit hat, bei Umrechnungen ohne Zeitverlust die Durchmesser aus den Querschnitten zu bestimmen, so dürfte der Vorschlag eine Vereinfachung darstellen, die viele Vorteile bietet. Gleichzeitig empfehle ich bei Arbeiten im Abrechnungsverfahren für das spezifische Gewicht nicht mehr die Zahl 7,85 sondern 8 zugrunde zu legen. Die Erhöhung um ca. 2 vH kann mit Leichtigkeit im Preis berücksichtigt werden. Für Eisenlängen der zu verwendenden Stäbe empfiehlt sich die Abrundung auf 5 cm nach oben und unten.

Hamburg, den 19. Mai 1924.

Hermann Deimling.

TECHNISCHE BERICHTE.

Die Aufgaben des Bauingenieurs in der Winddruckfrage.

Nach einem Referat im Arbeitsausschuß für Winddruck der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen gehalten von Ministerialrat Busch.
(Schluß von Seite 422.)

Es liegt auf der Hand, daß diese Art der Ermittlung der Windstärke stark vom Gefühl des Schätzenden abhängig ist. So werden die Angaben des Seemanns heute, wo die ursprünglich von Beaufort im Hinblick auf die Takelage der englischen Kriegsschiffe vor mehr als 100 Jahren gegebenen Unterscheidungsmerkmale, nicht mehr verständlich sind, ganz besonders davon beeinflusst sein, wie er den Wind an seinem Gesicht und Körper empfindet, wenn er sich auch noch auf äußere Merkmale stützen kann, wie Schornsteinrauch, Fahrt des Schiffes und Oberfläche des Wassers. Er wird dazu neigen, dieselbe Windstärke z. B. bei NO im Winter höher zu schätzen wie im Sommer, in der Fahrt „beim Winde“ höher als in der Fahrt „vor dem Winde“. Auf dem Lande gibt die Windtafel einen etwas besseren Anhalt, aber die gegebenen Merkmale sind natürlich bei Dunkelheit nahezu unwirksam. Die Methode der Schätzung ist also, wie wir sehen, mit ganz erheblichen Fehlerquellen belastet, die teils in der Art der Beobachtungsmerkmale, teils in der Person des Beobachters, dem Grade seiner Empfindlichkeit, seiner Beobachtungsgabe und Zuverlässigkeit liegen. Sie vermag für mittlere Geschwindigkeiten nur unsichere Werte zu ergeben, für die Bestimmung von Höchstgeschwindigkeiten muß sie versagen. Die letzteren sind es aber, deren Ermittlung fast ausschließlich auf Schätzungen beruht, und gerade auf die Höchstwerte kommt es dem Ingenieur allein an. Mag daher die Schätzung der Windstärke für Aufgaben der Meteorologie, die ja im wesentlichen Mittelwerte benutzt, genügen, zur Erlangung von zuverlässigen Erfahrungswerten, die als Grundlage für die Berechnung der Standfähigkeit von Ingenieurbauwerken maßgebend sein sollen, ist sie völlig unbrauchbar. Die Überzeugung, daß möglichst weitgehender Ersatz der unzulänglichen Schätzung durch genaue Messungen dringend notwendig ist, wenn Fortschritte auch in der Meteorologie erzielt werden sollen, scheint übrigens auch in Meteorologenkreisen schon viel Raum gewonnen zu haben. Shaw bezeichnet beispielsweise die Methode der Schätzung als völlig veraltet und nur noch traditionell⁵⁾, dem Verfasser sind aber auch scharf ablehnende Urteile über den Wert der Schätzungen seitens leitender Meteorologen bekannter Anstalten bei uns mitgeteilt worden. Für den Ingenieur ergibt sich daraus, daß die bekannt gewordenen Höchstwerte der Windstärken daraufhin geprüft werden müssen, inwieweit sie auf Schätzungen beruhen und daß alle geschätzten Werte für seine Zwecke auszuschneiden sind, die nicht durch einwandfreie Messungen bestätigt werden, ferner, daß künftig auch von seiner Seite mit Nachdruck darauf hingewirkt werden muß, daß in für seine Aufgaben geeigneter Weise Messungen der größten Windstärken ausgeführt werden.

Da also nur Messungen der größten Windstärke für den Ingenieur von Wert sind, so ist zu untersuchen, wie weit er sich mit den zur Verfügung stehenden, durch Messung gewonnenen Werten der größten Windgeschwindigkeiten abfinden kann. Auch bei den gemessenen Werten muß wieder die Frage nach der Art des Zustandekommens erhoben werden.

Zunächst zu den Meßinstrumenten. Die im Gebrauch befindlichen Windmesser — Anemometer — sind entweder Rotations- oder Druckanemometer oder, wie man sie auch unterschieden hat, „mecha-

nische“ bzw. „hydrodynamische“⁶⁾. Bei den mechanischen Apparaten wird dem Luftstrom eine materielle Fläche entgegengestellt und der Winddruck kinematisch durch die dieser Fläche erteilte Beschleunigung gemessen, bei den hydrodynamischen wird der Druck am Ort der Beobachtung als hydrodynamischer Druck abgenommen, um dann manometrisch gemessen zu werden. Die mit ihnen erzielten Ergebnisse unterscheiden sich grundsätzlich dadurch, daß erstere die Mittel aus den Geschwindigkeiten für bestimmte Zeitabschnitte, die letzteren augenblickliche Werte der Geschwindigkeit sind. Die meisten Windmeßinstrumente sind heute Registrierinstrumente, die sowohl fortlaufendes Festhalten der Angaben sichern, wie auch die Möglichkeit bieten, ihre Aufstellung so zu wählen, wie es die möglichst getreue Aufnahme der Windverhältnisse erfordert, ohne Rücksicht auf unmittlere Ablesungsmöglichkeit durch den Beobachter am Apparat selbst. Auf die verschiedenen Konstruktionen von Windmessern soll hier nicht eingegangen werden, es genügt die verbreitetsten herauszugreifen, das sind von den mechanischen das Schalenkreuzanemometer und von den dynamischen das Staurohr mit Registriereinrichtung, dazu noch das Federdruckanemometer.

Entsprechend den Bedürfnissen der Meteorologen, die ihrem eigentlichen Ziel, der Erforschung des Windeinflusses auf die Gestaltung der Witterung auf dem Wege der Untersuchung und Vergleichung von Stunden-, Tages- und Jahresmitteln zustreben, beruht der regelmäßige Windmeßdienst im wesentlichen auf dem Schalenkreuzanemometer, einem an seinen Enden mit Hohlkugeln versehenen, im Schnittpunkt der Arme um eine horizontale oder meist vertikale Achse drehbaren Kreuz. Das Schalenkreuz ist mit einem Räderwerk verbunden, welches nach einem Windweg von 100, 500 oder 1000 m einen die Wirkung einer Schreibfeder auslösenden elektrischen Kontakt schließt. Das Instrument, das im übrigen bei jeder Windrichtung denselben Drehungssinn beibehält, weil der Winddruck auf die hohle Seite der Kugeln immer stärker ist, integriert immer über gewisse Zeiträume und gibt daher mittlere Geschwindigkeiten, im allgemeinen Stundengeschwindigkeiten. Das Schalenkreuzanemometer nach Robinson ist das erste Instrument, mit dem brauchbare, vergleichbare Windmessungen vorgenommen worden sind. Nach Robinsons Versuchen soll bei den von ihm benutzten Abmessungen des Instrumentes die Windgeschwindigkeit = 3 × Drehgeschwindigkeit des Mittelpunktes der Schalen betragen. Diese Angabe ist lange benutzt worden. Dines' Versuche haben jedoch ergeben, daß der Faktor 3 unzutreffend ist, daß vielmehr der Wert 2,2–2,8 angenommen werden muß. Daraus geht hervor, daß die älteren Messungen, auch noch die heutigen in England, wo an dem Faktor 3 festgehalten wird, erheblich zu große Werte zeigen. Eine strenge Theorie für das Instrument gibt es nicht⁷⁾, die Konstante jedes Instrumentes muß immer erst bestimmt werden. Die Konstantenbestimmung erfolgte früher mittels des Rotationsapparates von Combes, oder in geradliniger Bahn auf Eisenbahnen oder mit frei fliegenden Ballons⁸⁾, heute wohl am sichersten im Luft-

⁶⁾ Seeliger und Bräuer, Über die Methoden zur Untersuchung der Struktur des Windes; Meteorologische Zeitschrift 1918, S. 31 ff. Hütte 20, S. 319 — mit Abbildung.

⁷⁾ Schreiber, Meteorol. Zeitschr. 14, S. 372.

⁸⁾ Cederström, Meteorol. Zeitschr. 1905, S. 419.

⁵⁾ Shaw-Advisory Committee for Aeronautic. Reports and Memorandum No. 9.

kanal der Versuchsanstalt. Die erste Methode wird u. a. von Hellmann als unzuverlässig abgelehnt⁹⁾, vielleicht mit Recht. Jedenfalls zeigen die Prüfungsergebnisse nur mangelhafte Übereinstimmung. Sehr großen, und zwar mit der Witterung und der Güte der Wartung des Instrumentes stark schwankenden Einfluß hat die Reibung. Wenn es auch gelingen kann, diese Wirkung auch durch Art der Achsenlegung und durch Sorgfalt in der Wartung weitgehend einzuschränken, ganz beseitigen läßt sie sich nicht. Sie muß also bei der Konstantenbestimmung berücksichtigt werden, was in England übrigens nicht geschehen soll. Bei alledem aber bringt der dauernd verschiedene Einfluß der Nebenwirkungen auf den einzelnen Stationen eine große Unsicherheit in die Messungsergebnisse. Ist größere Reibung vorhanden, so werden die Angaben zu gering ausfallen, andererseits wird sich bei sehr geringer Reibung das Schalenkreuz noch einige Zeit nach Abflauen des Windes weiter drehen, wodurch zu große Geschwindigkeiten herauskommen. Die genannten Unsicherheiten, die die Vergleichbarkeit der vorliegenden Messungsergebnisse von Schalenkreuzanemometern stark herabsetzen, haben dazu beigetragen, daß das Schalenkreuzanemometer an Ansehen immer mehr verloren hat und daß das Vertrauen darauf jetzt recht gering ist, obwohl es noch ganz allgemein angewendet wird¹⁰⁾. Aber abgesehen von der Unzulänglichkeit des Schalenkreuzanemometers geben die mittleren Werte der Geschwindigkeit aus der Umdrehungszahl gerade bei starken Winden, die erfahrungsgemäß meist nur während kurzer Dauer von großer Stärke sind, kein richtiges Bild der Windstärken die in Wirklichkeit geherrscht haben. Verschiedene Durchschnittswerte können sehr wohl einander gleich sein, obwohl die Höchstwerte in denselben Zeiträumen sehr verschiedene Größe gehabt haben. Dem Ingenieur ist aber nur mit Höchstwerten gedient, die ihm das Schalenkreuzanemometer nicht liefern kann.

Man glaubt nun durch Vergleich vieler Beobachtungsergebnisse ein bestimmtes Erfahrungsmaß des Pendelns der Windstärke um ihren mittleren Wert in der Stunde festgestellt zu haben. Simpson¹¹⁾ gibt an, daß die Windstärke in Böen 20–30 vH größer als das Stundenmittel, Robitzsch, daß die Amplitude der Pulsation bei minimalböigen Winden 0,7 mal, bei normalböigen 1,0 mal, bei starkböigen 1,7 mal, das Maximum 1,9 mal und das Minimum 0,2 mal mittlere Geschwindigkeit zu rechnen sei¹²⁾. Nach dem Schweden Nilson sollen Schwankungen der Windgeschwindigkeit bei böigem Wetter nicht über 10 m/sec, ausnahmsweise bis 15 m/sec vorkommen¹³⁾, während Dines den Böenfaktor mit 1 bis 1,59 annimmt¹⁴⁾. Wir sehen auch hier starke Abweichungen, so daß auch diesen errechneten Höchstwerten wenig Vertrauen entgegengebracht werden kann.

Zu den Druckanemometern, wenn auch nicht nach der oben gegebenen Unterscheidung zu den hydrodynamischen, sind die Federdruckanemometer zu rechnen, die teilweise noch im Gebrauch sind. Sie besitzen naturgemäß eine große Trägheit und geben schnell aufeinanderfolgende Windstöße nur sehr unvollkommen wieder. Ihre Ergebnisse können daher nur etwa als Minutenmittelwerte angesehen werden. Bei starkem Wind sind ihre Angaben mit ganz besonderer Vorsicht zu verwenden, da der Zeiger bei starken Windstößen leicht über die der wirklichen Windstärke entsprechenden Stand hinaus-schnellt und dann viel zu hohe Werte anzeigt. Da die Federdruckanemometer nicht die Geschwindigkeit sondern den Druck messen, so sind die auf seiner Verwendung beruhenden Geschwindigkeitsangaben erst aus den Druckmessungen nach einer der für die Beziehung zwischen Geschwindigkeit und Druck aufgestellten Formeln umgerechnet. Ist deshalb mit der vorliegenden Geschwindigkeitsangabe nicht auch gleichzeitig die zur Umrechnung benutzte Formel bekannt, so ist die Angabe bei den starken Abweichungen der verschiedenen Formeln von einander so gut wie wertlos. Aber auch wenn die Formel bekannt ist, wird dem mit ihr errechneten Wert meist wenig Vertrauen geschenkt werden können, da, wie später noch zu erörtern sein wird, die Beziehung zwischen Geschwindigkeit und Druck noch durchaus nicht genügend geklärt sind.

So sind die durch hydrodynamische Instrumente gewonnenen Höchstwerte der Windgeschwindigkeit als die einzigen zu bezeichnen, die für Zwecke des Ingenieurs einigermaßen maßgebend sein können, und zwar durch Instrumente mit Registriereinrichtung, wohl auch unter dem Namen „Böenschreiber“ bekannt. Die Bestandteile eines Böenschreibers sind der Aufnahmeapparat, die Druckleitung und der Registrierapparat. Der Aufnahmeapparat ist ein Staurohr, d. h. ein offenes Rohr, welches mit seinem offenen Ende von besonderer Form, der Druckdüse (Form von Prandtl oder Brabée, Diner u. a.), dem Winde zugekehrt ist. In dem offenen Düsenquerschnitt hält der innerhalb des Rohres proportional dem hydrodynamischen Druck auf den Rohrquerschnitt sich bildende Überdruck dem äußeren Druck das Gleichgewicht. Auf der dem Winde abgekehrten Seite des Rohres befindet sich eine weitere Öffnung, die durch eine Saugleitung mit dem Registrierapparat in Verbindung steht. In ihr wird durch den vorbeistreichenden Luftstrom Unterdruck erzeugt. Die Messung des Druckes

erfordert die Übertragung der Wirkung auf einen Registrierapparat. Die Luftleitung ist eine luftdichte metallene Rohrleitung von etwa 3 cm lichem Durchmesser. Das Messen und Aufschreiben erfolgt im Registrierapparat. In diesem ist die Druckleitung entweder an ein Aneroid angeschlossen, die Saugleitung an ein zweites Aneroid, oder die Druckleitung mündet im Innern einer auf dem Flüssigkeitsspiegel eines geschlossenen Gefäßes schwimmenden Taucherglocke, die sich beim Eintreten von Druckluft hebt und den mit ihr fest verbundenen Schreibstift über die Papierrolle führt, während die Saugleitung mit dem freien Raum über dem Flüssigkeitsspiegel in Verbindung steht und durch die in diesem Raum entstehende Luftverdünnung ein Steigen des Flüssigkeitsspiegels und damit ebenfalls eine Bewegung der Taucherglocke nach oben verursacht wird. Als erster Böenschreiber dieser Art ist der Pressure Tube Anemometer von Dines bekannt geworden¹⁵⁾. Die Theorie dieser Böenschreiber ist wesentlich komplizierter als die der mechanischen Anemometer. Die Literatur darüber ist spärlich¹⁶⁾. Die Anforderungen, die zur Erlangung zuverlässiger, für die Praxis geeigneter Höchstwerte der Windstärke an den Apparat zu stellen sind, sind folgende: Das Instrument muß so empfindlich sein, daß es namentlich im Registrierapparat der schnell und stark veränderlichen äußeren Kraft möglichst getreu folgt. Die Empfindlichkeit darf aber wiederum nicht so weit gehen, daß die Aufzeichnung aller kleineren und schnellen Pulsationen verwirrend wirkt, vielmehr hat es für die Praxis nur Bedeutung, eine gewisse Makrostruktur kennen zu lernen. Darauf kann die Druckleitung erheblichen Einfluß haben. Die Reibung der Luft an den Rohrwandungen ergibt eine Dämpfung der Schwingungen, auch die Auffüllungszeit spielt eine Rolle. Von dem richtigen Verhältnis zwischen Rohrlänge und Rohrweite hängt es ab, ob das richtige Maß der Empfindlichkeit erzielt wird. Notwendig ist natürlich eine möglichst vollkommene Dichtigkeit der Leitung. Vor allem stellt aber der Registrierapparat einen wesentlichen Empfindlichkeitsfaktor dar. Aneroidapparate sind sehr empfindlich und scheinen sich nicht bewährt zu haben. Die Taucherglockenapparate besitzen verhältnismäßig bedeutende bewegte Masse und großen Auffüllungsraum und damit beträchtliche Eigenschwingungsdauer, sind auch unter Umständen Störungen durch Frost ausgesetzt; im übrigen sind sie aber genügend stabil und gegen äußere Einflüsse ziemlich widerstandsfähig.

In welchem Umfange, von welcher Art und mit welchem Erfolge solche Böenschreiber bei den einzelnen Observatorien in Gebrauch sind, hat Verfasser bisher nicht feststellen können, insbesondere auch nicht, welche der in der Literatur angegebenen bzw. der von den Observatorien weiter bekanntgegebenen Höchstwindstärken mit solchen Apparaten gewonnen sind. Er hat aber nach Erkundigungen den Eindruck, als ließe die Verbreitung und Benutzung von Böenschreibern für den regelmäßigen Wetterdienst noch sehr viel zu wünschen übrig. Einer der modernsten dieser Böenschreiber, bei dem auch zum ersten Male die Windrichtungen gleichzeitig auf demselben Blatt in einwandfreier Weise mitregistriert werden, ist während des Krieges im Dienstbereich der Marineluftfahrt in mehreren Dutzenden aufgestellt worden, der Anemograph Steffens-Hedde. Diese Apparate sind bis zum Kriegsende in allen Marineluftschiff- und Seeflughäfen der Marine, die an der ganzen Ostküste von Windau bis Apenrade, an der Nordseeküste von Sylt bis Borkum einschließlich Helgoland und an der flandrischen Küste verteilt waren, im Betrieb gewesen und haben nach den Berichten in jeder Weise einwandfrei gearbeitet. Leider sind sie fast ausnahmslos in den Wirren der Revolution verloren gegangen. Z. Z. sind Steffens-Hedde-Apparate bei der Seewarte in Hamburg und bei dem Strombauressort der Reichswerft in Wilhelmshaven im Betrieb, weitere Verwendungsorte sind dem Verfasser nicht bekannt. Es wird zu prüfen sein, ob nicht z. B. hinsichtlich des Maßstabes der Aufzeichnung zur Erzielung größerer Klarheit, der Empfindlichkeit gegen Temperatur, der Trägheit des Registrierapparates o. a. Verbesserungen möglich und angezeigt sind; immerhin scheint schon jetzt der Apparat Steffens-Hedde derjenige zu sein, der für Ingenieurzwecke die brauchbarsten Werte liefert. Eine Vereinfachung der Apparatur und eine weitere Ausschaltung von Unsicherheit der Messungsergebnisse würde es bei allen Druckanemometern bedeuten, wenn auf die für Ingenieurzwecke nicht erforderliche direkte Angabe von Geschwindigkeitswerten durch den Apparat verzichtet und allein die Aufzeichnung des Druckes von den Apparaten verlangt würde; denn der Druck wird von dem Apparat unmittelbar gegeben, während jetzt der Übergang vom Druck zu der von den Meteorologen allgemein verlangten Geschwindigkeit erst durch eine besondere, auf der unsicheren, noch nicht geklärten Beziehung zwischen Geschwindigkeit und Druck auf eine dünne ebene Platte beruhenden Einrichtung bewirkt werden und aus dieser wieder durch den Ingenieur unter Anwendung derselben Beziehung der Druck errechnet werden muß.

Bei der Beurteilung aller Messungsergebnisse von Windstärken, gleichviel von welcher Art von Anemometern sie stammen, muß einem Punkte besondere Beachtung geschenkt werden, der oft entscheidend ist für den Wert, der Art und dem Ort der Aufstellung. Graf Zeppelin hat in einem 1895 im Verein Deutscher Ingenieure gehaltenen

⁹⁾ Hellmann, Sitzungsberichte d. Pr. Akademie d. W. 1914.

¹⁰⁾ Schreiber a. a. O.

¹¹⁾ Köppen, Annal. d. Hydrographie 16.

¹²⁾ Sähling, Betrieb 1921.

¹³⁾ Sells, Centralbl. d. Bauv. 1915.

¹⁴⁾ Dines, Meteorol. Zeitschr. 1913, S. 312

¹⁵⁾ Meteor. Zeitschr., 12. Nach Angabe des Präsidenten der Deutschen Seewarte, Herrn Geh. Rat Capelle, ist ein Dinesscher Apparat 1915 beim Marineobservatorium in Wilhelmshaven unter seiner Leitung aufgestellt worden und hat einige Jahre zur Zufriedenheit gearbeitet.

¹⁶⁾ Seeliger u. Bräuer, Meteor. Zeitschr., 1918, S. 31.

Vortrag über die wissenschaftliche Berechnung des Winddruckes¹⁷⁾ bereits mit aller Klarheit und Entschiedenheit auf diesen Punkt hingewiesen und den Vorschlag gemacht, „Windmeßapparate nicht auf hohen Türmen oder ähnlichen Bauwerken, sondern in möglichst freien, ausgedehnten, wagerechten Ebenen, zweckmäßig auf sehr hohen Gerüsten aus dünnstem Stabwerk mit häufiger Unterbrechung der aufwärts gerichteten Linien aufzustellen“. In gleicher Richtung liegen die Äußerungen namhafter Meteorologen. Hellmann¹⁸⁾ hat die Forderung aufgestellt, daß zur Erzielung wirklich vergleichbarer Werte von Windstärken Normal-Anemometerstationen zu schaffen seien, d. h. in freiem Gelände, wo keine Veränderung der Kulturen, der Bebauung zu erwarten, gleichartige, geprüfte Anemometer auf leichten, aber doch stabilen Gerüsten in gleicher Höhe über dem Erdboden, für die er 15 m als genügend frei von störenden Einflüssen eines ebenen Geländes als zweckmäßig bezeichnet. Er erwähnt dabei die interessante Tatsache, daß bei dem in 32 m über Gelände angebrachten Anemometer auf dem Turm des ehemaligen Joachimsthalschen Gymnasiums in Berlin, das ehemals in freier, fast unbebauter Gegend lag, ein Rückgang der mittleren jährlichen Windgeschwindigkeit von mehr als 1 m/sec festgestellt worden ist, nachdem der Turm vollständig mit hohen städtischen Häusern umbaut war, deren Dachkronen sich bis auf etwa 8 m unter Instrumentenhöhe erhoben. Tatsächlich ist es für jeden, der sich mit der Beobachtung der Windwirkung auf Bauwerke oder umgekehrt des Einflusses von Bauwerken oder anderen Hindernissen auf den Wind beschäftigt, ohne weiteres einleuchtend, daß je nach der Art der Aufstellung des Anemometers, ob auf Hausdächern, Türmen, Kuppeln, Masten u. a. m., unmittelbar über diesen bzw. über dem Erdboden oder in einer gewissen Höhe und je nach der Lage der Instrumentenaufstellung in freier Umgebung, inmitten städtischer Bebauung, im Gebirge, auf Bergspitzen, in der Ebene oder auf dem Meere die Reibung und Stauung des Luftstromes sich in der allerverschiedensten Weise äußert. Leider muß festgestellt werden, daß die Aufstellung der Anemometer bei uns und, wie es scheint, auch in anderen Ländern, noch sehr weit davon entfernt ist, die erwähnten Forderungen auch nur annähernd zu erfüllen. Da vorerst Besseres nicht zur Verfügung steht, werden die vorliegenden Ergebnisse von Anemometermessungen daraufhin zu prüfen sein, durch welche von den oben bezeichneten Mängeln der Anemometeraufstellung sie besonders beeinflusst werden, und es wird versucht werden müssen, auf Grund vergleichender Untersuchungen mit einwandfreieren Messungen anderer Anemometer bzw. der weiter unten noch zu behandelnden Beziehungen zwischen den Windstärken in verschiedenen Höhen über dem Boden entsprechende Korrekturen vorzunehmen. Vor allem wird aber erstrebt werden müssen, sobald als möglich eine wenn auch nur beschränkte Anzahl von modernen leistungs- und widerstandsfähigen Böenschreibern gleicher Bauart und Empfindlichkeit im Küstengebiet und Binnenland verteilt, in gleichartiger Weise derart aufzustellen, daß sie als Normal-Anemometerstationen im obigen Sinne gelten können, um damit zuverlässige Messungen der höchsten vorkommenden Winddrücke zu gewinnen. Geeignete Plätze und Dienststellen würden sich gewiß finden lassen, die eine befriedigende Aufstellung und sachkundige Wartung und Beobachtung der Apparate gewährleisten. Sehr zu beklagen ist es, daß die oben bereits erwähnten regelmäßigen Windmessungen mit Steffens-Hedde-Anemographen in den Luftschiff- und Seeflughäfen der Marine, die einen erfolgverheißenden Anfang in dieser Richtung bildeten, durch die Revolution abgebrochen worden sind, sie würden, da die Anemometer alle gleich waren und ihre Aufstellung einheitlich und fast genau nach oben bezeichneten Gesichtspunkten erfolgte, heute schon eine beträchtliche Menge besonders wertvollen Materials geliefert haben. Das Beobachtungsmaterial aus den Kriegsjahren schien ebenfalls verloren zu sein, doch ist es dem Verfasser kürzlich gelungen, wenigstens einen Teil bei der Deutschen Seewarte zu ermitteln. Ob auch auf den Luftschiff- und Flugplätzen im Binnenland in ähnlicher Weise nach einheitlichen Gesichtspunkten Beobachtungsmaterial gewonnen worden ist und noch zur Verfügung steht, wäre noch festzustellen.

Zu den vom Ingenieur für die Berücksichtigung des Winddruckes beim Entwerfen seiner Bauwerke zu machenden Annahmen gehören nun nicht nur die der Größe der Windstärke, sondern auch die Verteilung der größten Windstärken sowohl örtlich nach der vertikalen und horizontalen Richtung, als auch in geographischer Beziehung. Ferner die Dauer der Wirkung der größten Windstärken und der Schnelligkeit der Aufeinanderfolge von Böen.

Bis vor kurzem war es nicht möglich, beim Entwerfen von Bauwerken je nach der Höhe verschiedene Annahmen der Windbelastung zugrunde zu legen; da zwar vermutet wurde, daß die Reibungswiderstände der Luft am Erdboden und die innere Reibung der Luft eine Verzögerung der Geschwindigkeit in geringerer Höhe über dem Boden verursachen, aber eingehende Untersuchungen über die Zunahme mit der Höhe fehlten. Bestätigt wurde diese Vermutung zuerst durch in den achtziger Jahren auf der 303 m hohen Spitze des Eiffelturmes¹⁹⁾ und zugleich auf dem Beobachtungsturm des meteorologischen Zentralbüros in Paris ausgeführte Messungen, die ergaben, daß oben eine

3 mal so große mittlere Geschwindigkeit herrschte als unten, und daß der Geschwindigkeitsunterschied unten gegen oben mit wachsender Windstärke abnahm. In den nächsten Jahrzehnten ging man zwar an eine genauere Untersuchung der freien Atmosphäre erst mittels Freiballon, dann mittels Pilotballon, dabei blieb aber die für den Ingenieur wichtige Zone unter 500 m ziemlich unberücksichtigt. Versuche über die Änderung der Windstärke in Bodennähe wurden erst in neuester Zeit wieder unternommen. Dines²⁰⁾ glaubte festgestellt zu haben, daß die Windgeschwindigkeit 10 m über dem Boden nur 84 vH von der in 30 m Höhe beträgt. Aber erst die Untersuchungen von Hellmann an den Masten für Funkentelegraphie in Nauen und von Köppen an den gleichen Zwecken dienenden Masten in Eilvese während der Jahre 1913 bis 1916 waren es, die wirklichen Aufschluß über die Windverhältnisse in der bodennahen Zone brachten, wenn diese auch noch nicht als abschließende Feststellungen anzusehen sind²¹⁾. Diese bis 250 m hohen Masten in völlig freiem Gelände, fast ohne Bodenerhebungen und nennenswerte störende Hindernisse durch Kulturen u. ä. waren für diese Zwecke geradezu ideal. In Nauen wurden zunächst in Höhen von 8,16 und 32 m über dem Boden auf besondere Masten, dann auf dem Funkenmast von 123 m und dem von 258 m Höhe Schalenkreuzanemometer aufgestellt. Hier befinden sich die Anemometer zwar nicht in einer vertikalen Schicht übereinander, sondern in Entfernungen von bis zu 1000 m von einander im Umkreis, es wurde aber angenommen, daß sie sich gegenseitig nicht stören würden und daß die horizontale Entfernung ohne Belang sei. In Eilvese waren die Anemometer an ein und demselben Mast, und zwar auf der Spitze in 124 m Höhe, ferner in 84 m, 42 m und 16 m Höhe im Innern des Turmgerüsts angeordnet, daneben noch auf besonderen Masten in 16 m, 8 m und 2 m Höhe. Alle Anemometer waren wie auch in Nauen Schalenkreuzanemometer mit Kontaktaufzeichnung, mit Ausnahme eines Winddruckschreibers in 16 m Höhe, der nur zur Kontrolle und zur Ergänzung von Lücken benutzt wurde. Die Ergebnisse in Nauen und Eilvese zeigten gute Übereinstimmung. Hellmann gibt nebenstehende Kurve für den Verlauf der Windgeschwindigkeit über den Boden, ferner leitet er für das Gesetz der Geschwindigkeitszunahme die Formel ab: $\frac{v}{v_0} = \sqrt{\frac{h}{h_0}}$, die von 16 m aufwärts an Gültigkeit haben soll²²⁾.

Die Untersuchungen in Nauen und Eilvese haben zweifellos der Meteorologie große Dienste geleistet und für die Ausführung weiterer Versuche sehr wertvolle Erfahrungen geliefert. Ihre Ergebnisse sind jedoch für den Ingenieur nicht ausreichend. Einmal sind die Beobachtungsperioden von zu kurzer Dauer — die Versuche haben leider wegen Mangels an geeignetem Personal sowohl in Nauen wie in Eilvese abgebrochen werden müssen —, ferner scheinen die Aufzeichnungen durch den Betrieb der Funkstation, durch die weite Entfernung von einem Observatorium und durch Fehler des Bedienungspersonals nicht unerhebliche Störungen erlitten zu haben; schließlich war das Ziel der Untersuchung auch nicht die für den Ingenieur wichtige Feststellung der Änderung der Höchstgeschwindigkeiten des Windes mit der Höhe, sondern im wesentlichen Erfüllung eines rein meteorologischen Bedürfnisses, Erforschung der täglichen Periode der Windgeschwindigkeit in den unteren Schichten der Atmosphäre. Für Zwecke des Bauwesens wird es daher nötig sein, unter Ausnutzung der Erfahrungen von Nauen und Eilvese in ähnlich günstigem Gelände, etwa an der Küste und im Binnenland je einen oder zwei bis 50 m hohe Masten besonders zu diesem Zwecke aufzustellen derart, daß die sachverständige Beachsichtigung und Beobachtung dauernd sichergestellt werden kann und an diesen in Höhenabständen etwa von 10 zu 10 m eine Reihe von zuverlässigen Böenschreibern anzubringen. Die neuen preußischen Bestimmungen²³⁾ bringen ebenso wie die schwedischen Bestimmungen von 1919²⁴⁾ bereits eine Differenzierung der Winddruckannahmen nach der Höhe, doch scheinen die gewählten Werte noch ziemlich willkürlich zu sein und einer Nachprüfung durch weitere Versuche durchaus zu bedürfen.

Über die Verteilung der Windstärke in der horizontalen Richtung ist so gut wie gar nichts Bestimmtes bekannt. Es ist eine jedem geläufige Beobachtung, daß die zerstörende Wirkung heftiger

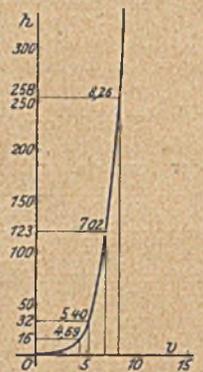


Abb. 1.
Windgeschwindigkeitszunahme über dem Erdboden.

²⁰⁾ Meteor. Zeitschr., 1913.

²¹⁾ Hellmann, Über die Bewegung der Luft in der untersten Schicht der Atmosphäre; Sitzungsberichte d. Pr. Akademie d. Wissenschaften 1914 und Köppen, Ann. d. Hydrogr., 1916; ferner Bonguards ebenda 1921.

²²⁾ S. auch die englischen Messungen für den Bau von Funkentürmen — The Electrician 1921.

²³⁾ S. auch Ellerbeck, Centralbl. d. Bauverw., 1920 und Der Bauingenieur, 1920.

²⁴⁾ Saller, Centralbl. d. Bauverw., 1921.

¹⁷⁾ Zeitschr. d. Vereins Deutscher Ingenieure 1895.

¹⁸⁾ Hellmann, Sitzungsberichte d. Pr. Akademie d. Wissenschaften 1914, S. 415 ff.

¹⁹⁾ Centralbl. d. Bauverw., 1890.

Stürme sich in der Regel nur an einzelnen Objekten äußert, während in kleinerem oder größerem Umkreise in der Nachbarschaft wenig oder nichts davon zu bemerken ist. Auch zahlenmäßige Angaben über die Breitenausdehnung der Windwirkung finden sich vereinzelt. So wird über eine 1916 in der Wiener Neustadt beobachtete Windhose berichtet, daß die Zone stärkster Wirkung scharf begrenzt und 250 bis 400 m breit, beim Übergange über einen Eisenbahndamm nur 40 bis 60 m breit gewesen sei²⁵⁾. Solchen Angaben liegen jedoch wohl nur mehr oder weniger rohe Schätzungen zugrunde, genauere Messungen, die über die Breitenausdehnung der Wirkungszone, besonders über den Verlauf der Windstärken innerhalb derselben Aufschluß geben können, sind, wie es scheint, nicht vorhanden. Für die Bauwerke größerer Längenausdehnung, namentlich in nicht massiver Bauart, wie sie in moderner Zeit in immer wachsender Zahl und Wichtigkeit ausgeführt werden, gewinnt das Fehlen sicherer Unterlagen in diesem Punkte zweifellos steigende Bedeutung. Die für die Untersuchung der Windstärkeänderungen in der Vertikalen vorgeschlagenen Masten mit Böenschreibern können, wenn sie zu zweien an einem Orte errichtet werden, auch dem gleichen Zweck in der Horizontalen dienen, eine Ergänzung durch weitere Böenschreiber auf niedrigeren, etwa 15 m hohen Masten zwischen den hohen Masten verteilt wird in jedem Falle zweckmäßig sein.

Hinsichtlich der in den verschiedenen Gegenden vorkommenden Höchstwerte der Windstärke wird ein erheblicher Unterschied namentlich zwischen dem Küstengebiet und dem Binnenlande behauptet, nach persönlicher jahrelanger Beobachtung des Verfassers auch mit Recht. Sühring²⁶⁾ macht über die mittleren Windverhältnisse größerer Gebiete folgende Angaben:

	Deutsches Küstengebiet	Mittel- und Norddeutschland	Tallage im hügeligen Mittel- u. Süd-deutschland
	m/s	m/s	m/s
Mittlere jährliche Geschwindigkeit	5 ¹ / ₂ —6 ¹ / ₂	4 ¹ / ₂ —5 ¹ / ₂	3 ¹ / ₂ —4 ¹ / ₂
Absolutes Maximum der stündlichen Geschwindigkeit	26	22	20
Jährliche Zahl der stürmischen Tage (Mittel ≥ 16 m/s)	35	10	5
Zahl der windschwachen Tage (Mittel ≥ 3 m/s)	45	65	80
Zahl der windschwachen Stunden im Monat	135	180	200

Sie scheinen das Überwiegen größerer Windstärken im Küstengebiet zu bestätigen. Ob sie zu einem sicheren Schluß hinsichtlich der momentanen Höchstwerte der Windgeschwindigkeit ausreichen, erscheint im Hinblick darauf, daß eine genügend umfassende Windstatistik nicht vorhanden ist, und daß, wie oben ausgeführt, die Messungsergebnisse unzulänglich und wenig vergleichbar sind, zweifelhaft. Durch genaue Nachprüfung der Herkunft und Ermittlungsart der bisher bekannten Höchstwerte und kritische Sichtung für die Benutzung zu größerer Klarheit zu gelangen, wäre zu versuchen. Künftige Verbesserung der Instrumente und ihrer Aufstellung in obigem Sinne wird zweifellos zu einer zuverlässigen Beurteilung führen.

Dasselbe gilt von der Dauer der größten Windstärke und der Schnelligkeit ihrer Aufeinanderfolge. Zur Feststellung dieser Elemente sind Böenschreiber unerlässlich.

Kann sich der Ingenieur aus den Ergebnissen von Windmessungen ein Urteil bilden, welche größten Windstärken an den betreffenden Aufstellungsorten der Windmesser überhaupt erwartet werden können, so gewinnt er damit noch keinen Aufschluß darüber, in welcher Weise der Wind seine Wirkung auf ihm entgegenstehende Hindernisse, wie seine Bauwerke sie darstellen, ausübt. Der durch die Windmesser angezeigte Wert gibt das Maß nur desjenigen Winddruckes an, welcher durch das Staurohr mit seiner verhältnismäßig kleinen Querschnittsfläche aufgenommen wird, während es sich bei seinen Bauwerken um ein Vielfaches an Flächengröße handelt, und zwar nicht um eine einzige zur Windrichtung senkrechte Fläche, sondern um eine ganze Anzahl von Flächen, die gegen einander und gegen die Horizontale verschieden geneigt sind, aneinanderstoßen bzw. sich schneiden und Körper verschiedener Gestalt bilden. Es leuchtet ohne weiteres ein, daß die Gesamtwirkung des Windes auf ein solches Flächengebilde oder auch nur auf einzelne Teile wesentlich verschieden sein wird von derjenigen auf die kleinen Aufnahmeflächen von Windmessern. Annahmen über die Windbelastung von Gebäuden, die auf diese Zusammenhänge keine oder nicht genügende Rücksicht nehmen, müssen daher weit von der Wirklichkeit entfernt bleiben.

Es ist bekannt, daß die Erforschung der Gesetze des Druckes strömender Luft auf eine ruhende Fläche oder des Widerstandes, welchen eine in der Luft bewegte Fläche findet, seit Jahrhunderten

von einer großen Zahl von Forschern sowohl auf dem Wege theoretischer Untersuchungen wie auch des Experimentes versucht worden ist, ohne daß die Lösung dieses schwierigen hydrodynamischen Problems in allgemein gültiger Form bisher gelungen wäre²⁷⁾. Galilei²⁸⁾ stieß bei seinen Versuchen zur Bestätigung der Fallgesetze Anfang des 17. Jahrhunderts zuerst auf den hemmenden Einfluß des Luftwiderstandes. Newton leitete 1687 für den einfachsten Fall, daß ein Luftstrom eine zu seiner Richtung senkrecht gestellte dünne ebene Platte trifft, das Gesetz ab: $P = kfv^2$, worin P = Größe der getroffenen Fläche, v = Geschwindigkeit des Luftstromes und k = Konstante; P in kg, f in m², v in m/sec¹. Für die theoretische Bestimmung des Luftdruckes auf eine senkrecht zu seiner Richtung gestellte Platte sind verschiedene Wege eingeschlagen worden. Newton selbst leitete seine Formel ab, indem er einmal die Bewegung in einem hypothetischen Mittel untersuchte, d. h. eine große Anzahl materieller Teilchen, gleichmäßig im Raum verteilt, ohne merkliche Größe aber mit Masse, die weder aufeinander wirken noch irgendwie miteinander verbunden sind, ferner in einem inkompressiblen kontinuierlichen Mittel. Im ersten Falle erhält er:

$$P = 2 \rho v^2 \text{ wenn die Teilchen als unelastisch angenommen sind}$$

$$(\rho = \text{Dichte}),$$

$$P = \rho v^2 \text{ wenn die Teilchen als elastisch angenommen sind.}$$

Im zweiten Falle erhält er: $P = 0,25 \rho v^2$.

Ein anderer Weg gründet sich auf den Toricellischen Lehrsatz und hat ergeben:

$$P = 0,5 \rho v^2.$$

Auf einem dritten Wege, der auf der Theorie der un stetigen Bewegung beruht, ist Helmholtz-Kirchhoff gelangt zu

$$P = 0,44 \rho v^2,$$

jedoch nur für den Fall eines Streifens von unendlicher Länge.

In den Werken über analytische Hydrodynamik findet sich vor allem der Weg, den Euler, Lagrange und Stokes, in neuester Zeit bei uns auch Finsterwalder, Prandtl gegangen sind. Euler ist davon ausgegangen, daß eine abgegrenzte Flüssigkeitsmenge eine zweifache Beschleunigung erfährt sowohl durch die äußeren Kräfte (Schwere) wie auch durch die in der Flüssigkeit herrschende Druckverteilung in der Richtung des Druckgefälles, wobei aber Kontinuität erhalten, d. h. der Raum bei der Bewegung lückenlos ausgefüllt bleiben muß, und hat dann die Kontinuitätsgleichung und für die drei räumlichen Koordinaten drei dynamische Differentialgleichungen aufgestellt. Ihre Integration ist nur möglich durch Annahme von Vereinfachungen, in der Hauptsache einer idealen reibungslosen Flüssigkeit. Sie führt ebenfalls zu der Formel $P = \rho f v^2$.

Theoretisch ermittelt sind auch die Werte für den Luftwiderstand einer unter dem Winkel α geneigten ebenen Platte:

nach Newton: $P = \rho v^2 f \sin^2 \alpha,$

v. Loeßl: $P = \rho v^2 f \sin \alpha,$

Rayleigh: $P = \frac{\pi \sin \alpha}{4 + \sin \alpha} \rho v^2 f,$

Duchemin: $P = \frac{1,254 \rho v^2 f \sin^2 \alpha}{1 + \sin^2 \alpha}.$

Außer diesen gibt Eiffel in seinem Werk „Recherches expérimentales sur la résistance de l'air“ 1907 noch eine ganze Reihe.

Einen sehr breiten Raum unter den Mitteln zur Erforschung der Luftwiderstandsgesetze nimmt das Experiment ein. Untersucht wurde entweder die Einwirkung des strömenden Wassers oder der Luft auf eine ruhende ebene Platte oder umgekehrt der Widerstand einer im Wasser oder in der Luft bewegten Platte. Je nach den Mitteln, mit denen die Versuche unternommen wurden, sind verschiedene Arten zu unterscheiden: Freier Fall, Bewegung in gerader oder kreisförmiger Bahn (Rundlauf), Pendel, Messung im natürlichen Luftstrom im Freien, und schließlich Messung im künstlichen gleichmäßigen Luftstrom von bestimmten Geschwindigkeiten im Luftkanal. Die Methoden der Bestimmung des Luftwiderstandes, bei denen eine Platte o. ä. durch die Luft getrieben wird bzw. durch die Luft fällt, beruht darauf, daß die Platte durch die dauernd einwirkende Kraft, die z. B. den Rundlauf dreht bzw. die Schwerkraft eine Beschleunigung erfahren würde, wenn der Luftwiderstand nicht vorhanden wäre, und daß beim Eintritt des Bewegungszustandes, in welchem gleiche Strecken in gleichen Zeiten zurückgelegt werden, der Luftwiderstand der beschleunigenden Kraft das Gleichgewicht hält. Die zahlreichen Versuche bis zur neuesten Zeit haben die Proportionalität des Winddruckes mit der Geschwindigkeit als nahezu vollständig vorhanden bestätigt. Im übrigen stimmen aber die Versuchswerte mit denen der Newtonschen Formel vielfach schlecht überein. Die Formel hat deshalb viele Wandlungen durchgemacht. Man hat den Wert $p = fv^2$ durch 2 dividiert und mit Faktoren multipliziert, deren Wert zwischen 1 und 3 schwankt. Heute wird sie wohl allgemein in der Form geschrieben:

$$P = \psi \rho f v^2 \text{ in kg}$$

²⁵⁾ Meteor. Zeitschr., 1917.

²⁶⁾ Sühring, Betrieb, 1921, Heft 22.

²⁷⁾ S. auch Bixby, Rep. of Board of Eng., 1894, und Lang, Schornsteinbau, 1896.

²⁸⁾ Lanchester, Aerodynamik.

worin ψ eine Widerstandszahl bedeutet, die durch Beobachtung zu ermitteln ist; $\rho = \frac{\gamma}{g}$ = Dichte. Um die Widerstandszahl zu ermitteln, sind im Laufe der Jahrhunderte seit Galilei und Newton alle oben genannten Versuchsarten in mannigfaltigster Form angewendet worden. Von den älteren Versuchen sind zu nennen: Fallversuche Newtons in der Paulskirche in London 1710, desgleichen von Mariotte in der Spindel der Wendeltreppe der Pariser Sternwarte, Newtons Pendelversuche, Robins Versuche mit Geschütz- und Gewehrkugeln, Huttons Versuche mit ballistischem Pendel und seine ersten Rundlaufversuche 1795; Rundlaufversuche von Vince, Borda, Smeaton, Coulomb, Duchemins Versuche 1842 mit ruhender Platte in fließendem Wasser und umgekehrt. Eine interessante geschichtliche Zusammenstellung bringt Rühlmann in seiner Hydromechanik. Von den neuen Versuchen gibt Föppl eine Übersicht und Vergleiche der Ergebnisse. Er behandelt u. a. kurz die Rundlaufversuche der Gebrüder Lilienthal, die von Dines, Longley, von Loeßl, Mannesmann, die Pendelversuche von Frank, vor allem die sehr wertvollen Fallversuche Eiffels, welche dieser mittels eines an einem 115 m langen zwischen dem Erdboden und dem zweituntersten Stockwerk des Eiffelturmes gespannten Seile geführten besonderen Fallapparat angestellt hat. Die Versuche wurden zunächst, und in der Hauptsache auch später mit dem einfachsten Objekt, der ebenen dünnen Platte, in der Bewegungsrichtung senkrecht zu ihr unternommen, dann wurde die geneigte Platte untersucht, weiter verschiedene Formen der Platte, mehrere Platten hintereinander, schließlich prismatische und Umdrehungskörper. Von letzteren finden sich ganze Reihen von Ergebnissen, namentlich bei Dines und bei Eiffel. Das Ziel, zu übereinstimmenden Werten der Widerstandszahlen für die gleichen Körper zu gelangen, ist durch alle die Versuche mit bewegten Platten u. a. jedoch nicht erreicht worden. Bei den Rundlaufmethoden mag der Grund in dem störenden Einfluß des „Mitwindes“ bei der Drehung liegen, bei dem freien Fall darin, daß es zweifelhaft ist, ob der Beharrungszustand in der Bewegung auch tatsächlich erreicht worden ist. Im ganzen lagen bis in die neueste Zeit die durch die Versuche gewonnenen wie die empirisch oder theoretisch abgeleiteten Werte vielfach weit auseinander. Eine Verbesserung der bisherigen Ergebnisse ist angestrebt worden und hätte vielleicht auch erreicht werden können durch einen s. Z. von Gießen konstruierten Winddruckmesser, welcher zur Verwendung im Freien bestimmt war und imstande war, die Komponenten des auf Flächen oder Körper einwirkenden Winddrucks nach den sechs räumlichen Koordinaten zu liefern und aufzuzeichnen, eine Methode, die unabhängig davon auch durch Müller-Breslau²⁹⁾ für Erddruckversuche angewendet worden ist. Der Winddruckmesser ist s. Z. durch ein Preisausschreiben entstanden und in einem Exemplar ausgeführt worden. Dersinreiche, aber umständlich arbeitende Apparat hat nach seiner Erprobung keine Verwendung gefunden und ist während des Krieges abgebaut worden. Ein Modell dazu soll sich bei der Seewarte in Hamburg in Aufbewahrung befinden.

Zweifellose Fortschritte sind durch die seit kurzem zur Anwendung gekommene Methode des Anblasens von zu untersuchenden Objekten im Luftkanal der Versuchsanstalt erzielt worden. Eiffel hat seine Fallversuche im Luftkanal nachgeprüft, auch im Luftkanal der Göttinger Versuchsanstalt sind Vergleichsversuche gemacht worden. Sie haben verhältnismäßig gute Übereinstimmung ergeben. Die Methode der Untersuchung im Luftkanal besteht darin, daß ein im Versuchskanal irgendwie festgehaltener Versuchskörper dem durch einen Ventilator erzeugten, über den Kanalquerschnitt in höchst erreichbarem Maße gleichförmig verteilten und in seiner Geschwindigkeit gleichbleibenden Luftstrom ausgesetzt wird und daß die auf ihn wirkenden Kräfte auf eine Wage außerhalb des Luftstromes übertragen werden.

Solange aus den theoretischen und experimentellen Untersuchungen und Beobachtungen nur Erkenntnisse gewonnen waren von dem, was vor der dem Winde zugekehrten Seite einer ebenen Platte oder an der Vorderfläche eines Körpers vorgeht und auch die weitere Forschung sich nur mit diesen Vorgängen beschäftigte, gab es für den Ingenieur keine andere Möglichkeit, als die Windwirkung auf seine Bauwerke in der Weise zu berücksichtigen, daß er jede einzelne dem Winde zugekehrte Fläche des Bauwerkes als isoliert liegende Fläche betrachtete und den auf sie entfallenden Winddruck nach den für den Winddruck auf ebene dünne Platten bisher abgeleiteten Formeln ermittelte. An der Richtigkeit dieser Methode mußten jedoch Zweifel entstehen, nachdem darauf hingewiesen worden war — wie es scheint zuerst von Recknagel 1886³⁰⁾ —, daß nicht, wie es noch von Loeßl 1898 annimmt, der Druck auf die Fläche der Vorderseite die volle Drucksumme darstellt, die bei dem Vorgang überhaupt erzeugt wird, sondern daß der Gesamtdruck auf die Platte sich zusammensetzt aus einer Druckwirkung auf der Luvseite und einer Saugwirkung auf der Leeseite der Platte³¹⁾. Recknagel hat auf Grund gründlicher Untersuchungen ebener runder Scheiben auf einem Rundlauf, die auch die störende Wirkung des Mitwindes und der Querströmungen berücksichtigen, angegeben, daß

der Überdruck auf der Vorderseite:

$$P_1 = \frac{\gamma v^2}{2g} \left(0,752 - \frac{0,632 d^2}{l} \right)$$

der Unterdruck auf der Rückseite:

$$P^2 = \frac{\gamma v^2}{2g} \left(0,37 + \frac{3,21 d}{l} \right)$$

$$\text{der Gesamtdruck } P = \frac{\gamma v^2}{2g} \left(1,122 + \frac{3,21 d - 0,632 d^2}{l} \right)$$

beträgt.

Irminger fand bei seinen unter Ausnutzung des Zuges eines sehr hohen Schornsteins in einem in der Seitenwand desselben eingebauten primitiven Luftkanal angestellten Versuchen nicht nur bei ebenen Platten und Körpern, wie Prisma, Kegel, Zylinder, Kugel u. a. ebenfalls Druckwirkung vor. Saugwirkung hinter der Platte bzw. dem Körper, sondern er ging weiter und bezog Modelle verschiedener Dächer auch von Kuppeldächern, in seine Untersuchungen ein mit dem Ergebnis, daß z. B. auf der Luvseite des einfachen Satteldaches im unteren Teile Druck, im oberen Teile Sog, und auf der ganzen leeseitigen Fläche des Daches nur Sog festgestellt wurde³²⁾. Nachdem durch die 1907 von Eiffel angestellten Fallversuche am Eiffelturm in Paris, die von Prandtl im Versuchskanal der Göttinger Versuchsanstalt nachgeprüft wurden, wiederum bestätigt worden war, daß der Widerstand von Platten und Körpern nicht nur aus dem Überdruck auf der Vorderseite, sondern ganz wesentlich auch aus Saugwirkungen auf der Rückseite der Körper besteht, untersuchte Smith 1913 an einer amerikanischen Universität verschiedene Hausmodelle, namentlich mit runden Dächern, im Freien zu Zeiten, wenn der Wind ziemlich gleichmäßig und senkrecht zur Gebäudeachse wehte, Eiffel 1914 im Luftkanal bei einer Luftgeschwindigkeit von 40 m/sec Modelle von Luftschiffhallen verschiedener Formen in vollständig geschlossenem Zustand, bei geöffnetem Tor und geöffnetem Lüftungsaufsatz, auf dem Dach bei verschiedenen Windrichtungen, und der Holländer v. Baumhauer 1920 das Modell eines Gasometers im Windkanal der Göttinger Versuchsanstalt. Smith fand, daß auf der Luvseite der Seitenwände Druck, auf der luvseitigen Halbkreisdachfläche bis zur Höhe von etwa 45° ebenfalls Druck, auf dem übrigen Teil der luvseitigen Dachfläche und der gesamten Leeseite Sog herrschte. Eiffel stellte bei völlig geschlossenen Hallen ebenfalls Überdruck nur auf der dem Winde zugekehrten Seitenwand und auf dem unteren Drittel der anschließenden Dachfläche, sonst Unterdruck fest, und zwar bis 80 kg/m² Druck auf der luvseitigen Längswand, bis zu - 80 kg/m² Unterdruck auf dem oberen Teil der anschließenden Dachfläche, 40-50 kg/m² Unterdruck auf der hinteren Dachfläche und Längsseite. Traf der Luftstrom die Seitenflächen nicht unter 90°, sondern unter 30°, so ging der Druck um die Hälfte zurück, der Unterdruck wurde noch einmal so groß bis 164 kg/m², während unter 60° der Druck auf die luvseitige Wand 16 kg/m², der Unterdruck auf beide Dachflächen 115 kg/m² betrug. Von Baumhauer kam zu dem Ergebnis, daß die Druckverteilung in den Flächen senkrecht zur Achse des Gasbehältermodelles der für den unendlich langen Zylinder festgestellten nahe kommt. Bei einem Winkel von der Mittellinie aus gemessen unten von 40°, oben von 28°, bzw. 321° und 332° liegt der Übergang von Druckwirkung zur Saugwirkung, während in dem Vertikalschnitt durch die Mittellinie der Druck von unten nach oben erst langsam, in der Nähe des oberen Randes sehr schnell abnimmt und die Decke nur Saugwirkung zeigt (Abb. 2). Es soll hier auf die interessanten Versuche nicht näher eingegangen werden, da ihre Ergebnisse als etwas Abschließendes noch nicht angesehen werden können. Überdies liegen eingehende Veröffentlichungen darüber vor, und zwar von Smith im Journal of the Western Society of Engineers Vol. XIX, von Eiffel in Recherches nouvelles sur la résistance de l'air et l'aviation 1. und 2. Lieferung 1914 und v. Baumhauer, Drukmeting op het model van een gashouder in een kunstmetigen windstroom in De Ingenieur 1920 Nr. 18, letzteres hinsichtlich der Übertragbarkeit der Ergebnisse auf die Wirklichkeit, behandelt von Pigeaud, Windkrachten op gashouders in De Ingenieur 1920³³⁾.

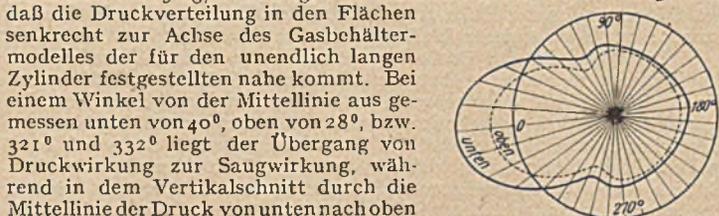


Abb. 2. Winddruckverteilung im Horizontalschnitt.

So beachtenswert diese Modellversuchsergebnisse zweifellos sind, da sie von den bis dahin üblichen Anschauungen völlig abweichen, so haben sie zunächst in die Praxis sehr wenig Eingang gefunden. Erscheinungen, die auf das Vorhandensein von Unterdruck an Gebäuden oder Teilen derselben schließen ließen, wurden zwar vereinzelt fest-

²⁹⁾ Centralbl. d. Bauverw., 1904.

³⁰⁾ Zeitschr. d. Vereins deutscher Ingenieure, 1886.

³¹⁾ Vergl. auch d. Gutachten d. Pr. Akademie d. Bauwesens, 1889 u.

1890, Centralbl. d. Bauverw., 1898 u. 1899.

³²⁾ Irminger, Ingenieuren, 1894 — Auszug Centralbl. d. Bauverw., 1898.

³³⁾ Über die genannten Veröffentlichungen hat kürzlich Dr. Sonntag

eingehend berichtet im Centralbl. d. Bauverw. 1924, Heft 8 u. 10; Zeitschr. f. Flugtechnik u. Motorluftschiffahrt, 1924, Heft 3 u. 4; Deutsche Bauzei-

tung, 1924, Heft 17 u. 18.

gestellt³⁴⁾, sie fanden aber kaum Beachtung. Erst als bei uns die Bedürfnisse der Luftfahrt dazu führten, Hallen sehr großer Abmessungen in fast völlig freiem Gelände und an der Wirkung des Windes besonders ausgesetzten Stellen, noch dazu in Gegenden, die an stürmischen Winden besonders reich waren, erbauen zu müssen, erzwangen sich die Erfahrungen mit den Wirkungen der stürmischen Winde auf diese Bauwerke während ihrer Ausführung und nach ihrer Fertigstellung Aufmerksamkeit auch in der Baupraxis. Besondere Gelegenheit, solche Erfahrungen zu machen, boten die Bauausführungen der zahlreichen z. T. unmittelbar an der Küste, z. T. im Küstengebiet liegenden Luftschiff- und Seeflugzeughallen der Marine von 1912 bis 1918, deren Oberleitung in der Hand des Verfassers lag. Es sei gestattet, hier die wesentlichsten Beobachtungen von Unterdruckwirkungen des Windes kurz mitzuteilen. Die ersten Beobachtungen dieser Art wurden an der Doppeldrehhalle für Luftschiffe in Nordholz bei Cuxhaven gemacht. Zunächst zeigte sich schon vor völliger Fertigstellung des Bauwerkes, daß bei einem stürmischen Winde in einem Felde die Verglasung nach außen herausgedrückt wurde. Weiter wurden durch einen Sturm, während die Drehhalle genau im Winde lag, zunächst 4–5 m² Wellblech mit Holzverschalung, später das ganze Feld der an die Stirnwand stoßenden schrägen Dachfläche nach außen geschleudert³⁵⁾. Bei demselben Sturm wurden in der Fuhsbütteler Luftschiffhalle vier Seitenfenster mit dem eisernen Rahmen und einige Dachplatten herausgedrückt. Auch innerhalb der Hallenräume wurde nach den Wirkungen auf die leicht beweglichen Schiffe vielfach ein eigenartiger Verlauf der Luftströmungen festgestellt. Im darauffolgenden Jahre, fast um dieselbe Zeit, wurde an verschiedenen festen Hallen mehrere Hunderte von Quadratmetern der aus Bimsbetonplatten zwischen I-Eisen bestehenden Dachhaut auf den leeseitigen Dachflächen in der Nähe des Giebels durch einen Sturm herausgeworfen. An mehreren Hallen, deren Seitenwände ebenso wie das Dach nur mit Holz verschalt waren, wurde die Holzverschalung der leeseitigen Wände in der Nähe der Giebel durch den Sturm nach außen hin losgerissen. Von zwei hölzernen Flugzeughallen, die sehr nahe am seeseitigen Rande einer hohen Düne erbaut waren, wurde, bevor sie völlig fertiggestellt waren, durch den Sturm die eine stark beschädigt, die andere völlig umgeworfen. Dabei hielt zwar die Dachhaut stand, aber die Bindersäulen wurden mit der Verankerung von den Fundamenten nach oben losgerissen. Überall da, wo Hallen mit Dachpappe eingedeckt waren, wurde beobachtet, daß die Pappe in wellenförmige Bewegungen geriet, wenn der Wind von den Giebelseiten her wehte und sich hoch bis zum Zerreißen aufblähte infolge des Soges, wenn die Halle durch den Wind mehr quer getroffen wurde. An fast allen Hallen traten wiederholt bei Stürmen mehr oder weniger große Beschädigungen durch Herausschleudern von Drahtglasflächen der Oberlichter und Fenster auf. Sie bildeten gewissermaßen Sicherheitsventile, da ihre Befestigung meist weniger widerstandsfähig war, als die der übrigen Dachhaut. Über die besonders eigenartige Saugwirkung des Windes, durch welche die fest geschlossenen Schiebetorflügel mit nach innen offener Kastenform an einer Marineluftschiffhalle in Stolp aufgerissen wurden, über ihre Endstellung hinausliefen und umstürzten, ist bereits früher berichtet worden³⁶⁾. Dabei wurden auch nach außen schlagende Türen in den Seitenwänden der Halle aufgerissen. Das Öffnen der Tore im Sturm ist auch noch an anderen Hallen beobachtet worden.

Diese Unfälle und Beobachtungen gaben natürlich Veranlassung den Versuch zu machen, über Verteilung und Größe der Kräfte, um die es sich bei den aufgetretenen Saugwirkungen des Windes handeln konnte, Aufschluß zu erhalten und Maßnahmen zu treffen, um sie möglichst unschädlich zu machen. Für den ersten Zweck wurde einmal das Modell einer Luftschiffhalle durch den Luftstrom eines für den Betrieb der Wasserstoffgasanstalt bestimmten Gebläses in einem Schuppenraum angeblasen, ferner wurden Belastungsversuche mit Oberlichtscheiben und ihren Befestigungen, wie sie bei den Hallen zur Verwendung gekommen waren, vorgenommen, auch wurde aus der Zerstörung der Befestigung von Konstruktionsteilen oder deren Befestigung beim Herausschleudern von Flächen die Größe der zerstörenden Kräfte berechnet. Die Ergebnisse des Modellversuches konnten natürlich wegen der primitiven Mittel nur Unvollkommenes bieten, immerhin gaben sie ein ungefähres Bild der Druck- und Unterdruckverhältnisse. Auf Grund der Belastungsversuche und der Berechnung der zerstörenden Kräfte wurde für die Berechnung weiterer Hallenbauten 200 kg/m² Winddruck von außen und 150 kg/m² von innen vorgeschrieben. Angesichts der gemachten Erfahrungen blieb damals nichts übrig, als sehr hohe Werte zu wählen, weil die starke Beanspruchung aller Dienststellen während des Krieges und die Schwierigkeit, geeignete Versuchseinrichtungen zu beschaffen, genauere Feststellungen unmöglich machten, auf der anderen Seite aber bei dem, was auf dem Spiele stand, unbedingte Sicherheit auch gegen kleinere Unfälle gefordert werden mußte. Beiden Zwecken, dem der Messung und dem der Unschädlichmachung der auftretenden Saugwirkung durch Ermöglichen des Druckausgleiches innerhalb und außerhalb der Hallen an den besonders gefährdeten Stellen, sollte die Anordnung von Klappen von mehreren Quadratmetern Flächengröße und von

selbsttätig sich hebenden Dachlüftern dienen. Die Klappen wurden mit Gegengewichten versehen und es sollte durch besondere Einrichtungen die Größe der Gegengewichte entsprechend dem Winddruck selbsttätig verändert und aufgezeichnet werden. Leider erwies sich dieser Weg damals als ungangbar, da vom Schlagen und Rütteln der Druckausgleichklappen Unzuträglichkeiten im Betriebe der Hallen und von etwaigem Unklarwerden bei Sturm Gefährdung der in den Hallen liegenden Luftschiffe befürchtet wurde. Die Klappen mußten daher wieder dicht und fest verschlossen werden. Im weiteren Verlauf des Krieges konnten dann die Messungen in einer Reihe von Punkten in verschiedener Lage an der Doppeldrehhalle in Nordholz mit selbsttätigen Luftdruckschreibern (Aneroiden) ausgeführt werden, über welche im Bauingenieur 1920 Heft 2 berichtet worden ist³⁷⁾. Die weitere Durchführung solcher Messungen wie auch von Versuchen mit beweglichen Flächenausschnitten an Gebäuden und der Untersuchung von Modellen im Luftkanal einer Versuchsanstalt, die ins Auge gefaßt waren, wurden unmöglich gemacht durch die Auflösung der Dienststellen nach Kriegsende. Beide Arten von Versuchen, an wirklichen Objekten sowohl wie an Modellen, letzteres mit einer ganzen Reihe verschiedener Modellformen, werden aber unerlässlich sein, um zu zuverlässigen, für die Praxis wirklich brauchbaren Grundlagen für die Bewertung der Winddruckwirkung auf Bauwerke zu gelangen. Auch die Eiffelschen Versuche mit teilweise offenen Hallen müssen nachgeprüft werden. Wichtig ist weiter die Untersuchung des Einflusses benachbarter Gebäude, über den bisher so gut wie nichts bekannt ist. Sie sollten im Zusammenhange mit den übrigen Versuchen ausgeführt werden. In naher Beziehung dazu steht auch die Frage, welchen Winddruck der auf mehrere hintereinanderliegende Brückenträger wirkende Wind auf die einzelnen Brückenträger bzw. auf die Fahrbahn ausübt³⁸⁾. In den letzten Jahren sind in der Göttinger aerodynamischen Versuchsanstalt in dieser Richtung Versuche gemacht worden auf Veranlassung des Deutschen Eisenbau-Verbandes zusammen mit dem Reichsverkehrsministerium. Es ist darüber nur kurz auf der Tagung des Eisenbau-Verbandes berichtet worden³⁹⁾, die Veröffentlichung der gesamten Ergebnisse steht noch aus. Soweit bekannt, haben die Versuche eine Unterbrechung erfahren. Es ist dringend zu wünschen, daß sich die Wiederaufnahme und Durchführung der Versuche bis zum Ende bald ermöglichen läßt und eingehendere Mitteilung über die Ergebnisse erfolgt. Für systematische Modellversuche im Luftkanal über Winddruck auf Gebäude ist ebenfalls in der aerodynamischen Versuchsanstalt Göttingen von Dr. Betz im Mai 1923 ein erstes Programm aufgestellt worden, wie folgt:

I. Versuche an einzeln stehenden Gebäuden.

Grundform ein Haus mit Satteldach. Dach wie üblich etwas über die senkrechten Wände vorspringend.

Verändert können werden a) der Grundriß (Verhältnis von Länge und Tiefe), b) Höhe der senkrechten Wände, c) Dachneigung.

Daraus ergeben sich folgende drei Versuchsreihen:

- 3 Grundrißformen mit den Seitenverhältnissen etwa 1 : 1, 1 : 2 und 1 : 4 bei mittlerer Höhe der Seitenwände und mittlerer Dachneigung;
- 3 Höhen der senkrechten Wände (etwa Höhe : Tiefe = 0,5, 1,0 und 1,5) bei mittlerem Grundriß (1 : 2) und mittlerer Dachneigung;
- 3 Dachneigungen — etwa 20°, 40°, 60° — bei mittlerem Grundriß und mittlerer Höhe.

Jede dieser Versuchsreihen bei drei verschiedenen Windrichtungen zu untersuchen: Wind senkrecht zur Giebelwand und unter 45° zu den Wänden geneigt.

II. Versuche mit Kombinationen von Gebäuden. Grundform etwa ein Haus mit mittleren Abmessungen der ersten Serie. Wichtig vor allem folgende Anordnungen:

- Zwei rechtwinklig zu einander stehende Häuser mit zusammenlaufenden Dächern;
- zwei parallel zu einander stehende Häuser in drei verschiedenen Abständen;
- eine Reihe von etwa fünf parallel zu einander in mittlerem Abstand stehenden Häusern, wobei hauptsächlich die auf der Leeseite liegenden Häuser zu untersuchen wären.

Zu untersuchen die erste Versuchsreihe bei 5, die zweite und dritte bei 3 verschiedenen Windrichtungen.

Als weiteres Programm wird vorgeschlagen: Winddruckmessungen auf andere Gebäudeformen (Kuppeln, Türme u. a. m.), ferner Untersuchung der Kräfte auf besondere vorspringende Teile (Erker, Schornsteine u. a.).

Im ganzen wird man diesem Programm nur zustimmen können. Es enthält das Wesentliche und unmittelbare Notwendige. Weitere Ausdehnung, u. a. Feststellung der für den Winddruck günstigsten Formen von Gebäuden oder Gebäudeteilen, ist natürlich sehr erwünscht, doch wird natürlich zunächst Rücksicht auf die Kosten genommen werden müssen.

Ähnliche Vorschläge von Modellversuchen von Bauwerken mit verschiedenen Grundriß- und Dachformen als Ergänzung der vor-

³⁴⁾ Bathmann, Centralbl. d. Bauverw., 1891; Moormann, Centralbl. d. Bauverw., 1902 u. 1904.

³⁵⁾ Busch, Der Bauingenieur, 1920, S. 625.

³⁶⁾ Grüning, Der Bauingenieur 1920, S. 39.

³⁷⁾ Grüning, Versuche über Winddruck, Der Bauingenieur 1920.

³⁸⁾ S. auch Remfry, Engineering, 1923.

³⁹⁾ Rein, Eisenbau 19, 22.

liegenden Versuche von Irminger, Eiffel und von Baumhauer sind im Centralblatt der Bauverwaltung vom März d. J. von Dr. Sonntag gemacht worden.

Sind durch Beobachtungen des Windvorkommens in der Natur und Messungen mittels Windmessers zuverlässige Höchstwerte der tatsächlich bei Stürmen auftretenden Winddrücke gewonnen worden und ist Klarheit geschaffen, welche Druck- bzw. Saugkräfte bei den maßgebenden Höchstwerten der Windstärke die einzelnen Punkte von Bauwerken verschiedener Formen erleiden, so bleibt noch die Frage zu untersuchen, ob die Werte dieser Kräfte in voller Höhe als maßgebende, in Rechnung zu stellende Windbelastung angesehen werden müssen, welcher das Bauwerk unter allen Umständen standhalten muß oder ob aus irgendwelchen Gründen die Windbelastung mit einem geringeren Werte in Rechnung gestellt werden kann bzw. gar einen Sicherheitszuschlag erhalten muß. Die Aufzeichnungen selbstregistrierender Druckanemometer zeigen, daß die Höchstwerte der Windstärke nur sehr kurze Zeit hindurch anhalten, Bruchteile einer Sekunde, fast nur Momente, und daß auch das Anwachsen auf den Höchstwert sich in etwa denselben Zeiträumen vollzieht. Die Trägheit, die allen unseren Konstruktionen innewohnt, verhindert es, daß die Spannungen in den gleichen Zeiträumen bis auf die den Höchstwerten der einwirkenden äußeren Kräfte entsprechende Höhe ansteigt. Das Zurückbleiben der Spitzen der Spannungskurve gegenüber denen der Windstärken wird um so erheblicher sein, je schneller der Wechsel der Windstärkenänderungen sich vollzieht, und, da dieser erfahrungsgemäß mit der Windstärke wächst, je stärker der Wind ist. Das würde dafür sprechen, daß es ausreichend ist, nur nach einem Teil der wirklich auftretenden Windstärke die in Rechnung zu stellende Windbelastung auf das Bauwerk zu bemessen. Andererseits werden bei vielen Konstruktionen Schwingungserscheinungen zu berücksichtigen sein⁴⁰⁾, wodurch wieder eine Erhöhung der Belastungsannahme angezeigt wäre. Vielleicht trifft man das Richtige, wenn man annimmt, daß, bei sehr elastischen Konstruktionen wenigstens, und bei der Empfindlichkeit, welche unsern für die Praxis brauchbaren Windmessern heute gegeben werden kann, die Trägheit beider etwa gleich oder in ein bestimmtes Verhältnis gesetzt werden kann. Diese Frage ist vorläufig noch völlig offen, dürfte aber immerhin genügende praktische Bedeutung besitzen, um eine Klärung erstrebenswert erscheinen zu lassen.

Allgemein mag zum Schluß hervorgehoben werden, daß ja der Bauingenieur es als seine Aufgabe betrachten sollte, wo immer sich in seiner Praxis Gelegenheit dazu bietet, zur Lösung der Winddruckfrage entweder selbst mit beizutragen oder doch wenigstens die Arbeit an der Lösung nach Kräften fördern zu helfen. Es fehlt an mit Sachkunde vorgenommenen Beobachtungen und an technisch zuverlässigen Berichten. Der Grund dafür ist zweifellos zum nicht geringen Teile im Mangel an Interesse für diese Frage zu suchen. Dieses Interesse zu steigern, ist der Zweck der Veröffentlichung dieser Ausführungen⁴¹⁾.

In der Sitzung des Ausschusses für Winddruck der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen am 24. 3. 24 wurde folgender

Einige Bemerkungen zu dem Aufsatz im „Bauingenieur“ 1924 Heft 2:

Die Dampfverbrauchsfunktion und die wirtschaftliche Linienführung der Bahnen.

Von Dr.-Ing., Dr. rer. pol. W. G. Waffenschmidt.

Der Dampf- bzw. Kohlenverbrauch einer Zugfahrt kann auf Grund der von Strahl und Obergethmann (veröffentlicht von Dr. Igel) angegebenen Leistungskurven einfacher und einheitlicher ermittelt werden, wenn man von den Voraussetzungen, unter denen diese entstanden sind, ausgeht. Diese sind

1. Dampferzeugung = Dampfverbrauch,
2. konstante Beanspruchung des Lokomotivrostes.

Da der Lauf des Zuges mit dem Stoffverbrauch aufs engste zusammenhängt, so ist zunächst aus obengenannten Leistungslinien die Zugkraftlinie zu bestimmen und aus dieser in Verbindung mit den Lauf- und Streckenwiderständen die Bewegung des Zuges nach Zeit und Weg (bildlicher Fahrplan) aufzutragen. Durch Vervielfältigung der Fahrzeiten mit der Rostbeanspruchung pro Minute bei Fahrt unter Dampf oder ohne Dampf erhält man dann den Kohlenverbrauch sowie unter Berücksichtigung der Verdampfungsnummer den Dampfverbrauch der Zugfahrt. (Vergl. hierüber meine Veröffentlichungen in der Verkehrstechnischen Woche 1922, Heft 10 und 12, sowie in der Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1923, Heft 15.)

Der bildliche Fahrplan aus den Zugkräften der Lokomotive und den Widerständen des Zuges aufgezeichnet ist ferner, wie ich in der Verkehrstechnischen Woche 1922, Heft 36 u. 39 gezeigt und an einem Beispiel aus der Praxis erläutert habe, eine ausreichende Unterlage für die Berechnung der Selbstkosten, der eigentlichen Fahrleistung sowie für Vergleichsrechnungen über die wirtschaftlichste Linienführung

⁴⁰⁾ Remfry, Wind pressures and stresses caused by the wind on bridges; Engineering 1923.

⁴¹⁾ Vgl. auch Der Bauingenieur 1923, Heft 23, S. 633.

Entwurf für ein Arbeitsprogramm beraten und angenommen.

1. Nachprüfung der für das Entwerfen von Bauwerken bisher benutzten Angaben über die vorkommenden Höchstwerte der Windstärke hinsichtlich des Ortes und der Art ihrer Gewinnung.

Ausondern der infolge starker störender Einflüsse bei der Gewinnung als unzuverlässig und wegen Unzulänglichkeit der Gewinnungsmethode nach heutiger wissenschaftlicher Erkenntnis als unwahrscheinlich anzusehenden Werte und gegebenenfalls Korrektur vorhandener Beobachtungswerte, deren Mängel festgestellt sind, durch Vergleich mit anderen, die diese Mängel nicht besitzen, in Verbindung mit meteorologischen Sachverständigen.

2. Künftige Beschaffung von einwandfreien Höchstwerten der vorkommenden Winddrücke durch bewährte selbstschreibende Druckwindmesser, die an einigen geeigneten Orten in der norddeutschen Tiefebene und im Binnenlande unter Berücksichtigung der modernen wissenschaftlich anerkannten Forderungen aufzustellen und zuverlässig zu warten sind.

3. Beschaffung von Messungen der Höchstwerte der Winddrücke in verschiedenen Höhen unter Anwendung des unter 2. Gesagten.

4. Desgl. von Messungen zur Feststellung der Unterschiede der Winddrücke in der Horizontalen in einer Ausdehnung, die Schlüsse auf in der Praxis vorkommende lange Bauwerke zuläßt.

5. Vornahme von Modellversuchen in der aerodynamischen Versuchsanstalt in Göttingen mit Modellen von Bauwerken verschiedener Form und Konstruktion in verschiedener Anordnung zu einander zur Feststellung der Winddruckverhältnisse nach besonderem Versuchsplan sowie zur Ermittlung der hinsichtlich der Windbeanspruchung günstigsten Form der Bauwerke.

6. Untersuchungen an geeigneten Bauwerken in möglichst ebener unbewaldeter Gegend, freier Umgebung und günstiger Lage zur Richtung der stärksten Winde mit dem Ziel, den Winddruck bzw. Unterdruck auf Flächenteile von etwa 1–2 m² an charakteristischen Punkten des Bauwerkes unmittelbar zu messen, sowie die Wirkungen von Öffnungsverschiebener Anordnung hinsichtlich der Erhöhung oder Erniedrigung des Winddruckes auf andere Gebäudeteile und etwaigen Druckausgleich innerhalb und außerhalb der Gebäude festzustellen.

7. Untersuchung des Einflusses der Trägheit der verschiedenen Konstruktionen gegenüber der Einwirkung der in ihrer Größe stark und schnell wechselnden Winddrücke, ferner derjenigen von Schwingungen.

8. Sammlung, Sichtung und Verwertung von Beobachtungsmaterial und Vorschlägen, welche durch die Baupraxis zur Verfügung gestellt werden, ferner Förderung der sachkundigen Beobachtung und Berichterstattung durch Anregung zur Behandlung bestimmter Aufgaben und Anleitung weiterer technischer Kreise zur erfolgreichen Mitarbeit.

9. Verfolgen der in- und ausländischen Literatur, Prüfung und gegebenenfalls Verwertung der erscheinenden Anregungen und Feststellungen.

von Neubaustrecken oder über die günstigsten Leitungswege bestehender Bahnen sowie über den Einfluß der Zugbildung und Bespannung der Güterzüge.

Dieses Verfahren, das durch Erlaß des Reichsverkehrsministers zur Anwendung empfohlen worden ist, löst diese Aufgaben einheitlicher, schneller und anschaulicher als nach den Ausführungen Waffenschmidts, dem anscheinend meine Veröffentlichung nicht bekannt ist. Es ist demjenigen vorzuziehen, das den wirtschaftlichen Vergleichsberechnungen die Arbeit der Zugwiderstände zugrunde legt, wie ich weiterhin bereits in einem Aufsatz in Nr. 17/18 der V. W. 1923 (Arbeitsleistung oder Kohlenverbrauch der Güterzüge als Vergleichsmaßstab für Leitungswege) gezeigt habe.

Professor Dr.-Ing. W. Müller, Dresden.

Erwiderung auf die Bemerkungen von Herrn Privatdozent Dr.-Ing. W. Müller, Regierungsbaurat, Berlin.

1. Die sachliche Absicht der Abhandlungen von Dr. M., wie der meinigen ist die Berechnung des Dampf- bzw. Kraftstoffverbrauchs zur Ergänzung oder an Stelle der üblichen Berechnung der mechanischen Arbeitsleistung.

2. Ich schätze seine Untersuchungen als sehr wertvoll, möchte aber das Urteil darüber, ob die angewandten Methoden besonders einfach sind, dem Leser überlassen; es ist psychologisch verständlich, daß es hier kein allgemeingültiges Maß gibt; so kann man darüber streiten, ob es zweckmäßiger ist, zwei voneinander abhängige Beziehungen durch die Differenzialfunktion oder die Integralfunktion der einen darzustellen und die andere durch Differenzieren oder Integrieren zu ermitteln.

3. Meine Studie ist die letzte einer Folge über Anwendung der graphischen Methode im Eisenbahntwurf aus den Jahren 1916–18; sie wurde nachträglich mit Eintritt besserer Verhältnisse auf Anregung eines führenden Eisenbahnteoretikers veröffentlicht. (Die Leistungsfähigkeit der graphischen Methode für den Entwurf; Bauingenieur

1921 Heft 10. — Zeichnerische Berechnung von Gleisplänen; Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1921 Heft 3—7. — Zur Berechnung der Ablaufanlagen in Verschiebebahnhöfen, Verkehrs-technische Woche 1922 Heft 16, 17.)

4. Die Abhandlungen von Dr. M. aus dem Jahre 1922 gaben keine Veranlassung zu besonderen Bemerkungen, da sich die beiden Anschauungen ergänzen. Dr. M. hatte mehr die sachliche Verwertung der gerade vorhandenen Dampfverbrauchsfunktionen unter Auswertung der dort gemachten engeren Voraussetzungen im Auge; bei mir stand die methodische Frage im Vordergrund, wie die graphische Darstellung gestattet, eine von den Maschinenbauern aufgestellte Funktion ohne weitere Kritik zu übernehmen und unter Aufrechterhaltung der fachlichen Arbeitsteilung den bau- und betriebswirtschaftlichen Entwurf zu vertiefen, auch unter Aufrechterhaltung der Möglichkeit, spätere neuere Ergebnisse von den Maschinenbauern zu übernehmen.

Diese Absicht ändert nichts an der Berechtigung, auf Grund der augenblicklichen Verhältnisse für ein praktisch brauchbares Verfahren einzutreten, was Herrn Dr. M. gern zugestanden werden kann.

Dr.-Ing., Dr. rer. pol. Waffenschmidt,
Privatdozent an der Universität Heidelberg.

Neuer Löffelbagger.

In England ist eine neue Bauart Löffelbagger aufgekommen, die für Wasserbauten, Kohlenhalden u. dgl. als besonders geeignet gepriesen wird. An dem Auslegerarm hängt nicht der bei uns übliche Löffelgraber mit Bodenklappe und Schubbaum, sondern nur ein mehr muldenförmiges Gefäß, ähnlich wie es bei Eimerbaggern verwendet wird, aber mit einem Boden. Auch drei oder vier Grabzähne sind vorhanden. Das Bemerkenswerteste ist, daß das Gefäß nicht vom Bagger weg in den Boden hineingedrückt, sondern durch ein Seil an den Bagger herangezogen wird. Eindringen in das Baggergut tut es durch sein Gewicht. Es wird dann durch Seilzug gehoben und nach Schwenkung des Kranes wieder durch Seilzug gestürzt, so daß der Aushub wieder über Kopf herausfällt. In leichteren Massen soll sich dieser Löffel vorzüglich bewährt haben; für schwere dürfte er ganz ungeeignet sein. Im Grunde genommen liegt etwa ein Eimerbagger mit nur einer, allerdings sehr großen Baggerschale vor, die an Seilen hängt und mit Seilzügen bewegt wird. Die größte Ausführung besitzt 300 t Gewicht, ein Baggergefäß von 6 m³ Fassung, einen Auslegerarm von 36 m, eine Maschine von 200 PS für die Baggerung, und arbeitet auf einer großen Kohlenhalde. (Engineering v. 12. 10. 23.) Gl.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Ostasiatische Riesenobjekte an die deutsche Industrie vergeben.

Wie wir erfahren, wurden der Bamag-Meguün, A.-G. in Butzbach/Hessen in scharfer Konkurrenz gegen englische und amerikanische Firmen zwei Riesenobjekte, nämlich eine Kohlenaufbereitungsanlage für 1000 t Stundenleistung, wie sie bis jetzt für solche Leistung nirgends gebaut wurde, und eine Schiffsbekohlungsanlage für die gewaltige Leistung von 900 t pro Stunde übertragen.

Bauausstellung Stuttgart 1924.

Am 15. Juni wurde die Bauausstellung Stuttgart 1924 eröffnet. Anlässlich dieser Bauausstellung wurde eine periodische Zeitschrift „Das Baujahr“ herausgegeben, die keine eigentliche Fachschrift sein soll, sondern in volkstümlicher Weise das aussprechen soll, was heute über das Bauen und die damit zusammenhängenden Lebensfragen des Volkes zu sagen ist. Die Druckschrift wird in 10 Folgen erscheinen und nach Schluß der Ausstellung als Buch herausgegeben werden. Die einzelne Nummer ist im Buchhandel für je 0,40 M. zu haben, bei Abnahme von 100 Stück und direktem Bezug von der Ausstellungsleitung jedoch für nur 0,10 M.

Anlässlich der Ausstellung werden eine Anzahl Vorträge gehalten, von denen der erste „Wozu Denkmalpflege und Denkmalschutz“? von Professor Fiechter bereits stattgefunden hat. Die weiteren Vorträge sind im nachfolgenden zusammengestellt: Stadtlandkultur (Siedlungsfragen, Selbsthilfesystem usw.) und Siedlerkurs von Arch. Leber. Migge. Worpwede (6. Juli), 3. Die Wohnung als Schöpfung der Frau von Baurat Bruno Taut, Berlin (13. Juli), 4. Wandmalerei, ihr Wesen und ihre Zukunft, von Professor Hildebrandt, Stuttgart (23. Juli), 5. Zur Architektur unserer Zeit von Dipl.-Ing. Erich Mendelsohn, Berlin (20. Juli), 6. Neuzeitliche Mittel und Wege des Wohnungsbaues von Reg.-Rat Stegmann, Dresden (27. Juli), 7. Wie behebt man heute einen Raum? von Dr.-Ing. H. Reiher, München (3. August), 8. Raumakustik von Prof. Dr.-Ing. Michel, Hannover (10. August), 9. Neuzeitlicher Ingenieurbau von Reg.-Bmstr. Dr. Alfred Jackson, Stuttgart (17. August), 10. Kleinhäuser von Dipl.-Ing. Hans Weisen, Bringham (24. August), 11. Architekt und Plastiker von Bildhauer P. Henning, Berlin (31. August), 12. Behebung der Wohnungsnot von Oberreg.-Rat Hoppe, Dresden (7. September), 13. Krisis der Großstadt von Reg.-Rat Dr.-Ing. W. C. Behrendt, Berlin (14. September), 14. Die Beleuchtung innerer Räume von Oberger. P. Heyck, Leipzig-Leutzsch (21. September), 15. Deutschlands Städte von Professor Dr.-Ing. Baum, Stuttgart (28. September), 16. Erziehung und Gestaltung, ein Programm von Arch. A. L. Merz, Stuttgart (5. Oktober).

Anmeldung für die Vorträge ist möglichst früh bei der Ausstellungsleitung einzureichen, die auch Auskünfte über Sonderzüge usw. erteilt.

Ergebnis des Wettbewerbes für die Brigittabrücke.

Die Wettbewerbausschreibung für den Neubau der Brigittabrücke in Wien hat vier Vorschläge für Massivbrücken und fünf Vorschläge für eiserne Tragwerke gebracht. Die eingelangten Projekte werden im Rathaus ausgestellt. Zur Ausführung der Brücke wird die engere Wahl zwischen den beiden besten Entwürfen, d. s. ein kontinuierlicher eiserner Vollwandträger auf vier Stützen und ein Eisenbeton-Dreigelenkbogen mit Stahlgußgelenken getroffen.

50. Gründungstag der Firma Robert Berndt Söhne.

Am 1. Juli 1924 beging die Firma Robert Berndt Söhne, Unternehmung für Eisenbahn-, Beton- und Tiefbauten in Dresden, ihren 50. Gründungstag. Sie wurde im Jahre 1874 von Kommissions-

rat Robert Berndt für die Durchführung von Eisenbahnbauten gegründet und hat seit zwanzig Jahren auch Beton- und Tiefbauten in ihr Arbeitsbereich aufgenommen. Außer dem Zentralbüro in Dresden bestehen Zweigniederlassungen in Chemnitz, Bautzen, Leipzig, Zittau, Coswig i. Sa. usw. sowie ein eigenes Granitwerk und eine Zementwarenfabrik bei Bautzen.

Preisausschreiben.

Die Gemeinde Rotterdam veröffentlicht ein Preisausschreiben zur Gewinnung von vorläufigen Entwürfen für die Erneuerung der Königinnenbrücke in Rotterdam als Grundlage für die endgültige Ausführung, hinsichtlich deren sie sich völlige Freiheit vorbehält. Verlangt werden:

1. Vorentwurf der vollständigen Brückenkonstruktion mit charakteristischen Einzelheiten und weiteren Zeichnungen oder Erläuterungen, die zur Beurteilung nötig sind.
 2. Berechnung und darauf beruhende überschlägige Gewichtsberechnung des Über- und Unterbaues.
 3. Berechnung der Bedienungs- und Bewegungseinrichtungen.
 4. Berechnung der Zeit zum völligen Schließen und Öffnen der Mittelöffnung.
 5. Arbeitsplan mit Zeitschema für die gesamte Ausführung.
 6. Veranschlagung der Baukosten nach den Einheitspreisen des Programms, um den Vergleich der einlaufenden Arbeiten zu ermöglichen.
 7. Veranschlagung der Betriebskosten der fertiggestellten Brücke.
- Der Entwurf soll in allen Teilen konstruktiv Tüchtiges bieten und Verwendung des besten Materials vorsehen. Dabei soll nach architektonischen Formen gestrebt werden, die die technische Zweckmäßigkeit des ganzen wie der Teile zum Ausdruck bringen.

Die Brücke bildet mit beiden Ufern ein Ganzes. Die über die Fahrbahn oben hinausragenden Hauptträger dürfen den Durchblick möglichst nicht behindern.

Die befriedigendste Lösung wird in einer neuen Brücke erblickt, die sich nicht nur der Umgebung von Hafen, Kais, Speichern und Geschäftshäusern einpaßt, sondern deren gesamte Ansicht mit der neuen Eisenbahnbrücke architektonisch möglichst ein harmonisches Ganzes bildet.

Bei der Beurteilung sollen nicht allein technische und architektonische Eigenschaften berücksichtigt werden, sondern zugleich großer Wert auf niedrige Bau-Unterhaltungs- und Betriebskosten gelegt werden.

Die Entwürfe müssen portofrei bis zum 15. Dezember d. J., 12 Uhr mittags, an den Direktor des Gemeindebauwesens zu Rotterdam, Haringvliet 4, unter der Angabe „Prijsvraag Koninginnebrug“ eingereicht werden.

Der Direktor der Gemeindebauten wird bis zum 10. August d. J., mittags 12 Uhr, nur schriftliche Erläuterungen auf gestellte Fragen geben.

Die beste Lösung der Aufgabe nach dem Programm wird mit einem Preis von 10 000 Gulden ausgezeichnet. Andere Entwürfe können nach dem Urteil des Preisgerichtes auf Grund ihrer Eignung für einen endgültigen Entwurf, für je 1000 Gulden angekauft werden, ein Betrag, der unter Umständen durch das Preisgericht erhöht werden kann.

Der preisgekrönte Entwurf und die angekauften Entwürfe werden Eigentum der Stadt Rotterdam, die sich vorbehält, diese Entwürfe ganz oder zum Teil, mit oder ohne Änderung zu einem endgültigen Entwurf zu benutzen, während das Ergebnis des Preisausschreibens die Gemeinde nicht verpflichtet, hinsichtlich der Vergabe von Aufträgen bei der späteren Ausführung.

Das Programm ist täglich von jedermann im Stadtimmerhuis, Haringvliet 4, einzusehen bzw. gegen Vorauszahlung von 10 Gulden zu beziehen vom Direktor der Gemeindebauten, Rotterdam, Haringvliet 4.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 15. Januar 1924, S. 19.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 1. Mai 1924.

- Kl. 5 c, Gr. 4. F 50 404. Albert Joseph François, Doncaster, Engl.; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Karsten u. Dr. C. Wiegand, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Das innere und äußere Rahmenwerk umgreifende Bügelbewehrung in Eisenbetonauskleidungen für Bergwerksschächte und ähnliche unterirdische Bauwerke. 17. X. 21.
- Kl. 20 h, Gr. 6. W 63 623. Fa. Eduard Wille, Cronenberg, Rheinl. Aufgleiser für Eisenbahnwagen. 14. IV. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 9. H 90 824. Anton Heß, München, Berg am Laimstraße 4/2. Weichensystem für führerlose Fahrzeuge. 12. VIII. 22.
- Kl. 20 i, Gr. 11. S 64 531. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Elektrische Stellvorrichtung für Eisenbahnsignale, Weichen o. dgl. 13. XII. 23.
- Kl. 20 k, Gr. 7. E 29 956. Embru-Werke A.-G., Rüti, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Keunecke, Pat.-Anw., Barmen. Schienenstoßverbinder für elektrische Bahnen. 18. X. 23. Schweiz 31. VII. 23.
- Kl. 35 b, Gr. 1. D 44 677. Deutsche Maschinenfabrik A.G., Duisburg. Halbportalartiger Uferkran. 24. XII. 23.
- Kl. 35 b, Gr. 1. W 64 631. Adolf Weit, Wien; Vertr.: Dr. S. Lustig, Pat.-Anw., Breslau. Befestigung für Flachstahl-Kranbahnschienen. 18. IX. 23. Österreich 16. X. 22.
- Kl. 37 a, Gr. 6. L 58 276. Linke-Hoffmann-Lauchhammer Akt.-Ges., Berlin. Dach mit Bindern in den Dachoberlichtern. 10. VII. 23.
- Kl. 37 b, Gr. 3. V 18 375. Marcel Lucien Vaultier, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. C. Landeskroener, Pat.-Anw., Dresden. Versteifung eiserner I-Träger. 28. V. 23. Frankreich 16. XII. 22.
- Kl. 37 e, Gr. 13. A 38 787. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großschocher, u. Karl Dittelbach, Leipzig-Lindenau, Lützowstr. 196. Vorrichtung zur Förderung von Gemengen, insbesondere von Betongemischen. 9. XI. 22.
- Kl. 80 b, Gr. 1. S 59 082. Otto Simon, Berlin-Lankwitz, Waldmannstr. 1. Dichtungsmittel für Mörtel und Mörtelbildner und Verfahren zu seiner Herstellung. 1. III. 22.
- Kl. 80 b, Gr. 3. K 80 988. Dr. Kunze & Soller, Köln-Mülheim. Herstellung von Zement aus Gips und Silikaten. 25. II. 22.
- Kl. 80 b, Gr. 3. R 56 833. Rekord-Cement-Industrie G. m. b. H. Frankfurt a. M., u. Oskar Tetens, Oerlinghausen. Herstellung zementartiger Mörtelbildner. 19. IX. 22.
- Kl. 80 b, Gr. 4. A 39 324. Austro-American Magnesite Company (Österreichisch-amerikanische Magnesitgesellschaft) G. m. b. H., Radenthein, Kärnten; Vertr.: E. Cramer u. Dr. H. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Herstellung von Formstücken aus mit Sorelzement verkitteten Faserstoffen. 6. II. 23. Österreich 30. I. 23.
- Kl. 80 b, Gr. 21. M 80 759. Wilhelm Mühle, Kaulsdorf b. Berlin, Doristr. 33. Herstellung eines Betons und von Gegenständen daraus. 8. III. 23.
- Kl. 84 c, Gr. 2. G 54 445. William Carl Grieser, Pittsburgh, V. St. A.; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren zum Gründen von Bauwerken im Wasser. 29. VII. 21.
- Kl. 84 d, Gr. 2. K 84 685. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Löffelbagger mit rinnenartigem Löffelstiel. 30. I. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 8. Mai 1924.

- Kl. 5 c, Gr. 1. M 76 472. Gustav Middelman, Hoerde u. Wilhelm Fleischmann, Schüren. Verfahren zum Fördern beim Schachtabteufen. 23. I. 22.
- Kl. 35 d, Gr. 9. K 86 334. Fried. Krupp, Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Vorrichtung zum Aufrichten von Masten u. dgl. 25. VI. 23.
- Kl. 37 b, Gr. 3. F 53 505. Friedrich Frick, Teinach. Mastfuß. 19. II. 23.
- Kl. 37 b, Gr. 3. F 54 925. Friedrich Frick, Teinach. Mastfuß; Zus. z. Anm. F 53 505. 3. XI. 23.
- Kl. 80 b, Gr. 3. P 47 533. G. Polysius Eisengießerei und Maschinenfabrik, Dessau. Verfahren zur Herstellung tonerdereicher Zemente. 19. II. 24.
- Kl. 80 b, Gr. 9. K 80 111. Deutsche Baustoff-Werke Akt.-Ges., Bremen. Verfahren zur Herstellung von leichten Bausteinen. 12. XII. 21.
- Kl. 80 b, Gr. 9. L 54 415. Wilhelmine Londenberg, geb. Fehmer, Berlin, Lützowstr. 111. Verfahren zur Herstellung von ungebrannten Baustoffen. 22. XI. 21.
- Kl. 84 b, Gr. 1. O 13 909. Georg Ollert, Neukölln, Weserstr. 85. Schiffshebewerk mit in den Haltungen eintauchendem Schiffstrog. 17. X. 23.

- Kl. 85 c, Gr. 6. P 44 433. E. Posseyer Abwasser- und Wasserreinigungs-G. m. b. H., Essen-Bredeneu. Klärbrunnen mit von dem geklärten Wasser von unten nach oben durchflossenem, über den ganzen Umfang des Klärbrunnens sich erstreckendem Filter. 22. VI. 22.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 1. Mai 1924.

- Kl. 19 a, Gr. 4. 396 563. Kurt Matthaei, Leipzig, Demmeringstraße 52. Eisenbahnoberbau mit eisernen, aus U-förmigen Lang- und Querschwellen festgefügttem Rahmen. 9. V. 22. M 77 702.
- Kl. 20 g, Gr. 3. 396 546. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Nürnberg. Portalschiebebühne mit Laufkran. 16. V. 23. M 81 535.
- Kl. 20 h, Gr. 6. 396 388. Ludwig Klein, Dortmund, Taubenstraße 11. Hebevorrichtung für Wagen. 12. VI. 23. K 86 234.
- Kl. 20 h, Gr. 7. 396 389. Cyrill Wenke, Gelsenkirchen, Kaiserpl. 6. Fördervorrichtung, insbesondere für Rangierzwecke. 21. VI. 23. W 64 067.
- Kl. 20 i, Gr. 31. 396 516. Karl Rades, Friedrichshagen. Streckenstromschließer mit Zeitkontakt. 2. XII. 22. R 57 355.
- Kl. 37 a, Gr. 2. 396 309. Otto Stein, Beuthen, O.-S., Tarnowitzer Str. 34. Eisenbetondecke aus Platte mit Unterzügen und Stützen. 13. VIII. 22. St 36 036.
- Kl. 37 b, Gr. 2. 396 310. H. H. Robertson Company, Pittsburgh, Penns., V. St. A.; Vertr.: Paul Müller, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Baukörper aus Metall. 25. II. 23. R 57 853. V. St. Amerika 24. II. 22.
- Kl. 37 b, Gr. 2. 396 311. „Subox“ Akt.-Ges., Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. D. Landenberger, Pat.-Anw., Berlin SW. 61. Bauelement. 27. III. 23. S 62 554.
- Kl. 37 e, Gr. 6. 396 468. Arno Keller, Leipzig-Möckern, Sohrstraße 5. Stützvorrichtung für ein aus einem Rahmenwerk gebildetes schwebendes Schornsteinbaugerüst. 17. VI. 22. K 84 160.
- Kl. 80 a, Gr. 7. 396 496. Karl Pehler, Leipzig-Gohlis, Dinterstraße 18. Betonmischtrommel. 22. XI. 21. P 43 192.
- Kl. 80 b, Gr. 12. 396 441. Carl Kreutzer, Köln, Mauritiuswall 104a. Verfahren zur Herstellung von Baukörpern. 3. VIII. 22. K 85 944.
- Kl. 84 a, Gr. 4. 396 280. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis, u. Grün & Bilfinger Akt.-Ges., Mannheim. Verfahren zur Ausführung von Gießbetonarbeiten. 19. I. 22. B 103 205.
- Kl. 84 a, Gr. 6. 396 542. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Schaltung für einen elektrischen Rechenputzantrieb. 24. XII. 22. S 61 743.
- Kl. 84 b, Gr. 1. 396 543. Arthur H. Müller, Blankenese. Schiffschleuse; Zus. z. Pat. 384 342. 25. IX. 23. M 82 611.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 8. Mai 1924.

- Kl. 5 c, Gr. 1. 396 630. Société Anonyme des Hauts-Fourneaux et Fonderies, Pont-à-Mousson; Vertr.: Dr. Döllner, Seiler und Maemecke, Pat.-Anwälte, Berlin SW. 61. Verfahren zum Versteinern von unbeständigen und wasserführenden Gebirgsschichten beim Schachtabteufen. 18. IV. 14. S. 41 972. Frankreich 31. III. 14.
- Kl. 19 c, Gr. 7. 396 795. Gesellschaft für Teerstraßenbau m. b. H., Hannover. Anschluß des Pflasters an den Straßenbahnoberbau. 21. I. 21. G 52 867.
- Kl. 20 i, Gr. 5. 396 699. Gutehoffnungshütte, Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, Oberhausen, Rhld. Federstellvorrichtung für Rillen- und Vignolschienenweichen. 30. VII. 22. G 57 161.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 396 738. „Heimland“ gemeinnützige Siedelungsges. m. b. H., Berlin, u. Waldemar Heß, Brandenburg a. H., Kurstr. 5. Hölzernes Tragwerk aus mehreren Lagen hochkant stehender Bretter, Bohlen oder Schwarten. 16. IX. 21. H 87 020.
- Kl. 80 b, Gr. 3. 396 932. Heinrich Becker, Mittenwalde, Hellmuth Janke, Berlin-Friedenau, Bachestr. 5, u. Harry Fehring, Berlin, Schaperstr. 15. Verfahren zur Herstellung zementartiger Mörtelbildner. 9. X. 20. B 96 315.
- Kl. 80 b, Gr. 5. 396 689. Max Gensbaur, Kladno Stulcova, Böhmen; Vertr.: Dr. J. Ephraim, Pat.-Anw., Berlin SW. 11. Herstellung von hydraulischen Bindemitteln oder sonstigem Baustoff. 23. I. 23. G 58 348.
- Kl. 80 b, Gr. 8. 396 851. Hugo Grönroos, Kopenhagen; Vertr.: M. Lemcke, Pat.-Anw., Lübeck. Verfahren zur Herstellung von Baumaterialien od. dgl. 20. VII. 22. G 57 092. Dänemark 6. III. 22.

Kl. 80 b, Gr. 18. 396 691. Dr.-Ing. Heinrich Koppers, Essen, Ruhr, Moltkestr. 29. Verfahren zur Herstellung von Leichtsteinen. 6. III. 23. K 85 147.
Kl. 80 b, Gr. 22. 396 692. Gustav Schlosser, Cöpenick, Forsthaus. Verfahren zur Herstellung von Kunst- und Werksteinen; Zus. z. Pat. 392 949. 4. V. 22. Sch 64 896.

Kl. 84 a, Gr. 3. 396 861. Dr.-Ing. Fritz Heyn, Stettin, Grabower Straße 6 b. Selbsttätiger Heber. 24. I. 22. H 88 492.
Kl. 84 d, Gr. 1. 396 924. Dipl.-Ing. Friedrich Riedig, Dresden, Sängersstr. 8. Entladevorrichtung eines an Seilen geführten Schaufelgefäßes. 15. IV. 23. R 58 252.

BUCHBESPRECHUNG.

Der Eingelenkbogen für massive Straßenbrücken. Eine statisch-wirtschaftliche Untersuchung von Dr. sc. techn. Ernst Burgdorfer, Dipl.-Ing. Mit 51 Abbildungen im Text und 10 Tafeln (VII u. 160 S.) Verlag Julius Springer, Berlin, 1924. Gebunden G.-M. 7,50./Doll. 1,80.

Durch Einschieben eines Scheitelgelenkes in den gelenklosen, dreifach statisch unbestimmten Bogen entsteht der Eingelenkbogen. Er beseitigt gegenüber dem gelenklosen eingespannten Gewölbe den ungünstigen Einfluß, den Wärme- und Schwinderscheinungen sowie etwaige Widerlagerbewegungen auf die Spannungen im Bogen hervorrufen. Allerdings wird hierbei der Einfluß der Verkehrslasten wegen der verringerten Gesamtsteifigkeit größer. Das hierbei wechselseitig auftretende Kräftespiel und die Beeinflussung der Spannungen durch Verminderung der Temperatur- und Schwindspannungen und Erhöhung der Spannungen aus der Verkehrslast im Eingelenkbogen wird vom Verfasser eingehend untersucht. Hierbei wird zunächst die vollständige Berechnung des ebenen, beliebig geformten und belasteten unsymmetrischen Eingelenkbogens entwickelt, daran anschließend als wichtigste Sonderform der symmetrische Eingelenkbogen behandelt. Hieran schließen sich Tabellen und Tafeln und Annäherungsformeln zur ersten Formgebung des Eingelenkbogens, welche die Grundlagen für eine wirtschaftliche Gegenüberstellung der beiden zum Vergleiche stehenden Bogenarten abgeben. Dies geschieht dann in den letzten Teile der Abhandlung. Es ergibt sich aus den wertvollen Betrachtungen, daß der Eingelenkbogen dem vollkommen eingespannten (gelenklosen) Gewölbe um so mehr wirtschaftlich überlegen ist, je mehr die ständige Last gegenüber der Verkehrslast überwiegt, insofern nicht beim gelenklosen Bogen durch

Einführung vorübergehender Gelenke oder das „Gewölbeexpansionsverfahren“, beim Ausrüsten die zusätzlichen Beanspruchungen aus ständiger Last und Schwinden vermindert werden. Naturgemäß können aber die Vorteile des letzteren Verfahrens auch beim Eingelenkbogen sinngemäße Anwendung finden. Ein weiterer Vorteil des Eingelenkbogens liegt darin, daß er unter sonst gleichen Bauverhältnissen erheblich flachere Gewölbe zuläßt als der eingespannte Bogen.

Den Abschluß der ausgezeichnet klar und überzeugend geschriebenen Abhandlung bilden vollkommen durchgeführte vergleichende Rechnungsbeispiele, und zwar die Moselbrücke zu Schweich (46 m weit gespannt) und die Gmündertobelbrücke bei Appenzell. Im ersteren Falle errechnet der Verfasser durch Ersetzung des eingespannten Gewölbes durch einen Eingelenkbogen eine Gesamtersparnis von 27, im zweiten von 22 vH.

Schon diese wenigen Angaben lassen erkennen, daß wir es bei der vorliegenden Bucherscheinung mit einer sehr wertvollen Veröffentlichung zu tun haben, an der der Bauingenieur nicht vorübergehen darf. Wenn auch zunächst noch Erfahrungswerte mit dem Eingelenkbogen im Gewölbebau sowohl bezüglich der Bauherstellung als auch der Bewährung in der Praxis abzuwarten sein dürften, so wird es doch schon jetzt im Interesse aller Bauunternehmungen liegen, bei dem Entwurf von weitgespannten Steinbauten auch die statisch neue Bogenform in Vergleich zu ziehen und ihr die erforderliche Beachtung — namentlich nach der wirtschaftlichen Seite — zu zollen. Für alle die hierzu notwendigen statischen Verhältnisse und Vergleichsrechnungen bietet die Veröffentlichung von Burgdorfer alles Wissenswerte und Notwendige. Sie wird sich daher in der Praxis auch schnell und erfolgreich einführen.

M. F.

Berichtigung zum Aufsatz Moerike in Heft 11.

Auf Seite 338, Tabelle II, muß bei Nr. 2 in Spalte 5 der Wert von F heißen:

$$0,9 P + 2,5 l^2 \text{ bzw. } 0,9 P + 3,0 l^2 \text{ statt } 0,9 P \times 1,8 l^2 \text{ bzw. } 0,9 P + 2,6 l^2.$$

Zuschrift.

Zum Aufsatz in Nr. 12 „Der Bauingenieur“ v. 30. Juni 1924: Eisenbetonschornstein „System Lupescu“ D. R. P. 326 196 usw. sei erwähnt, daß bereits im Jahre 1912 die Eisenbetonfirma Heimbach & Schneider in Hard/Bregenz für eine Spinnerei in Kennelbach (Vorarlberg) einen ca 25 m hohen Turm aus Lochformsteinen herstellte, in deren Löcher — genau wie beim „System Lupescu“ — die Eiseneinlagen eingelegt wurden. Das „System Lupescu“ stellt demnach eine seit langem in der Bauwelt bekannte Bauausführung dar.
Dr.-Ing. G. J. Lehr, Neustadt a/H.

Prospektbeilage der Vereinigten Steinwerke Kupferdreh.

Der heutigen Nummer liegt ein Prospekt der Vereinigten Steinwerke Kupferdreh über gebrauchsfertige Stufen aus Hartgesteinsmischungen bei. Derartige Stufen und zugehörige Podeste sind in neuerer Zeit u. a. bei Wilhelm Marxhaus und beim Neubau des Schlachthofes in Düsseldorf ausgeführt worden. Nach ausreichender Erhärtung werden die Stufen durch den Steinmetzen von Hand aus bearbeitet.

Personalien.

Dem Zivilingenieur Otto Leitholf in Berlin wurde von Rektor und Senat der Technischen Hochschule Berlin die akademische Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste auf dem Gebiete der Hoch- und Ingenieurbauten.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4 a.

An unsere Mitglieder!

Da während des Monats August der 1. und 2. Vorsitzende der Gesellschaft und der Geschäftsführer von Berlin abwesend sind, bitten wir möglichst alle nicht dringenden Zuschriften usw. an die Gesellschaft bis Anfang September zurückzustellen.

Bei dieser Gelegenheit bitten wir im allgemeinen, Zuschriften möglichst an die Geschäftsstelle zu richten, und falls die Herren Einsender die unmittelbare Weiterleitung an bestimmte Herren des Vorstandes wünschen, dies in dem Brief selbst, nicht auf dem Umschlag zu vermerken.

G. de Thierry,
I. Vorsitzender.

Ortsgruppe Brandenburg — Besichtigung.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen Ortsgruppe Brandenburg kam am 23. Juni d. J. zu einer Besichtigung der Umbauten des Verschiebebahnhofes Tempelhof zusammen. Der Vorstand der Bauabteilung, Herr Regierungsbaurat Dr.-Ing. Busse, hatte die Führung freundlichst übernommen und gab an Hand von Plänen eine Dar-

stellung des früheren Zustandes und der geplanten Bauten, ihrer wirtschaftlichen Begründung und technischen Ausführung. Um den dem Betrieb in keiner Weise mehr genügenden Verschiebebahnhof Tempelhof leistungsfähig zu machen, sind vor allem Gleise von größeren Zuglängen zu schaffen und muß der jetzige Zerlegebetrieb durch Hin- und Herbewegen der Wagen beseitigt werden. Zu diesem Zweck werden die Gütereinfahrt- und Ausfahrtgleisgruppen einige Kilometer weiter hinaus nach dem Vorortbahnhof Südende für die Anhalter und Mariendorf für die Dresdner Bahn verlegt. Außerdem werden die jetzt den vorhandenen Platz sehr ungünstig zerschneidenden Hauptgleise der Anhalter Bahn, der Lichtenfelder Vorortbahn, der Dresdner Bahn und der Vorortbahn nach Zossen in einem großen ca. 100 m langen Tunnelbauwerk zusammengefaßt. Alle Brücken verschwinden und die Straßenbauführung Schöneberg—Tempelhof wird durch eine Unterführung ersetzt.

Die Besichtigung zeigte die Schwierigkeit der Arbeit, die unter den ungünstigsten Verhältnissen des lebhaften Zugverkehrs auf sämtlichen zu verlegenden Haupt- und Vorortgleisen zu bewältigen sind. Besonderes Interesse nahmen die Dispositionen der Ausführung und die Unterfangungsarbeiten der in Betrieb befindlichen Gleise in Anspruch. Die Arbeiten die bisher häufige z. T. lange Unterbrechungen — sie wurden bereits vor dem Kriege begonnen — erlitten haben, werden nun hoffentlich so glatt gefördert werden, daß ihr Ziel völlige Beseitigung bestehender Verkehrsschwierigkeiten bald erreicht wird.