

# DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 18. November 1932

Heft 50

Alle Rechte vorbehalten.

## Zu den Baupolizeivorschriften über Winddruck.

Von Dr.-Ing. H. Seltz, Obergeringieur der Karl Kübler AG, Stuttgart.

Während Eigengewicht, Nutzlasten und auch der Schneedruck bei der statischen Berechnung von Bauwerken meist mit ausreichender Genauigkeit erfasst werden, weichen die üblichen Annahmen über den Winddruck von den tatsächlich auftretenden Belastungen oft stark ab. Seit über einem Jahrzehnt werden Abänderungsvorschläge der bestehenden baupolizeilichen Vorschriften erörtert<sup>1)</sup>. Besonders eindringlich hat vor kurzem Flachsbart<sup>2)</sup> auf deren Unhaltbarkeit und Reformbedürftigkeit hingewiesen. Im folgenden wird ein Überblick gegeben über die bestehenden Vorschriften und die derzeitigen meteorologischen und aerodynamischen Erkenntnisse, auf Grund deren Vorschläge für die Gestaltung der künftigen Vorschriften gemacht werden.

### 1. Bestehende Vorschriften im In- und Auslande.

#### 1. Normaler Winddruck auf Dächer und Wände.

Die Winddrücke, mit denen bei Hochbauten gewöhnlich für 1 m<sup>2</sup> senkrecht getroffener Fläche zu rechnen ist, sind in Tafel 1 (S. 648) zusammengestellt. In Preußen gelten merkwürdigerweise für Dächer und Wände verschiedene Winddrücke. Vielleicht hat man die Gründe hierfür darin zu suchen, daß die übliche Berechnungsweise bei flachen Dächern sehr geringe Lasten liefert, doch wären hieraus besser andere Folgerungen gezogen worden (vgl. hierzu Ziffer 3 u. 4). Eine Sonderstellung nehmen vielfach Schornsteine, Maste, Türme u. dgl. ein. Dasselbe gilt von Straßen- und Eisenbahnbrücken, für die zum Teil, vor allem in unbelastetem Zustande und für die Standsicherheitsberechnung, wesentlich höhere Winddrücke als bei Hochbauten vorgeschrieben sind. So rechnet die Deutsche Reichsbahn für unbelastete Brücken mit 250 kg/m<sup>2</sup>, Schweden für über 35 m hohe Brückenteile mit 175 kg/m<sup>2</sup>.

#### 2. Zunahme des Winddrucks mit der Höhe.

Von den wichtigeren deutschen Vorschriften enthalten nur die preußischen Hochbaubestimmungen innerhalb der gewöhnlichen Gebäudehöhen eine Staffelung des Winddruckes. Für Schornsteine, Türme und Gerüste von über 17 m Höhe schreibt außerdem Sachsen zunehmende Windlasten nach der aus Tafel 1 ersichtlichen Formel vor.

Noch wesentlich weiter gehen die angeführten schwedischen Formeln. Dabei wird für frei auf einer Anhöhe liegende Gebäude  $h$  auf das umliegende flache Gelände bezogen. Besonders stark ist die Steigerung des Winddrucks bei geringer Höhe nach den tschechoslowakischen Normen. Bequemer als die Interpolation ist für den Praktiker die treppenweise Abstufung, wie sie z. B. in den Vorschriften für den Bau von Starkstromfreileitungen des Verbandes deutscher Elektrotechniker vorgesehen ist. Dort wird verlangt:

für Höhen	bis 40 m	125 kg/m <sup>2</sup>
" "	von 40 "	100 "
" "	" 100 "	150 "
" "	" 150 "	200 "
" "	über 200 "	250 "

Tafel 2. Winddruck bei offenen Gebäuden und Saugwirkung.

Preußische Hochbaubestimmungen	Bayern	Schweizer Normen	Österreichische Hochbaunormen B 2101	Tschechische Normen	Schwedische Normalbestimmungen
Bei offenen Hallen auf Dach und Wände von innen nach außen bzw. oben 60 kg/m <sup>2</sup> rechtwinklig getroffener Fläche.	Bei offenen Hallen auf unmittelbar getroffene Dach- oder Wandflächen 150 kg/m <sup>2</sup> , sonst 30 kg/m <sup>2</sup> .	Bei offenen Hallen und frei stehenden Dächern auf Dach und Wände 100 kg/m <sup>2</sup> nach außen bzw. oben. Saugwirkung näherungsweise in halber Höhe des Winddrucks.	Offene Hallen und frei stehende Dächer 60 kg/m <sup>2</sup> nach außen bzw. oben.	Frei stehende Dächer oder solche offener Gebäude 60 kg/m <sup>2</sup> lotrecht zur Dachfläche nach außen. Auf Wände offener Gebäude gleicher Druck wie nach außen.	Dächer mit Neigung < 20° und von offenen Hallen 0,5 $p$ (Tafel 1) nach oben. Bei frei gelegenen Gebäuden auf Giebel und benachbarte Teile der Längswände Saugwirkung $\frac{1}{3} p$ (Tafel 1).

<sup>1)</sup> Vgl. hierzu u. a. folgende Veröffentlichungen: Grünig, Versuche über Winddruck, Bauing. 1920, S. 39; Süring, Art und Verteilung des Windes in Deutschland, Betrieb 1921, S. 709; Buchegger, Windgeschwindigkeit und Winddruck, Bauing. 1922, S. 491; Busch, Aufgaben des Bauingenieurs in der Winddruckfrage, Bauing. 1924, Heft 13 u. 14; Sonntag, Windsaugwirkung an Gebäuden, Ztrbl. d. Bauv. 1924, Nr. 4; Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Baingenieurwesen 1927, S. 87, 1928, S. 160; Ergebnisse der Aerodynamischen Versuchsanstalt zu Göttingen, II. Lieferung 1923 und III. Lieferung 1927; Flachsbart, Winddruck auf Bauwerke, Die Naturwissenschaften 1930, S. 475; Graf, Einiges über Windlasten, Z. d. VdI 1931, S. 1230.

<sup>2)</sup> Flachsbart, Grundsätzliches zur Frage des Winddrucks auf Gebäude, Bauwelt 1932, Heft 27.

<sup>3)</sup> Eng. News-Rec. 1931, Band 107, S. 20.

Allgemein anerkannte Berechnungsregeln scheinen auch in den V. St. A. nicht zu bestehen. Einer Bemerkung von Randall<sup>3)</sup> ist zu entnehmen, daß bei Wolkenkratzern zum Teil von folgenden Zahlen ausgegangen wird:

für Höhen	bis 150 m	147 kg/m <sup>2</sup>
" "	von 150 "	300 "
" "	" 300 "	196 "
" "	über 300 "	245 "

### 3. Winddruck auf schräggetroffene Flächen.

Bezeichnet  $\alpha$  den Winkel zwischen Windrichtung und vom Winde getroffener Fläche, so wird der auf 1 m<sup>2</sup> der Fläche winkelrecht wirkende Winddruck in Deutschland allgemein gerechnet zu:

$$(1) \quad w_{\alpha} = w \sin^2 \alpha.$$

Auch das benachbarte Ausland rechnet vorwiegend nach dieser Formel, nur Schweden, dessen Vorschriften in mancher Hinsicht vorbildlich sind, schreibt die Formel

$$(2) \quad w_{\alpha} = w \sin \alpha$$

vor. Für Dächer mit geringer Neigung ergeben sich besonders mit der erstgenannten Formel Windlasten, die sich in ihren Auswirkungen unterhalb der Grenzen der Berechnungsgenauigkeit bewegen. Z. B. wird bei  $w = 125 \text{ kg/m}^2$  und  $\alpha = 5^{\circ}, 10^{\circ}$  bzw.  $15^{\circ}$  die Windlast hier 1, 3,8 bzw. 8,3 kg/m<sup>2</sup>.

### 4. Windrichtung.

Meist wird der Wind waagrecht wirkend vorausgesetzt. Die Geringfügigkeit der Windlasten nach Gl. (1) u. (2) war vielleicht ein Grund, weshalb Sachsen, Württemberg, die Schweiz und teilweise auch Bayern für die Berechnung des Windes auf Dächer die Windrichtung unter  $10^{\circ}$  gegen die Waagerechte geneigt, d. h.

$$(3) \quad w_{\alpha} = w \sin^2 (\alpha + 10^{\circ})$$

vorschreiben.

### 5. Winddruck bei offenen Hallen und Saugwirkung.

Über die bei offenen Hallen von innen nach außen bzw. von unten nach oben wirkenden Winddrücke vgl. Tafel 2. Vereinzelt muß auch bei geschlossenen Gebäuden ein von innen nach außen wirkender Luftdruck, d. h. eine Saugwirkung, berücksichtigt werden. So empfehlen die Schweizer Normen, für dem Winde ganz besonders ausgesetzte Gebäude eine Saugwirkung von  $0,5 w$  vorzusehen. Schweden schreibt für diesen Fall für die Giebel und die benachbarten Teile der Längswände eine nach außen gerichtete Belastung mit  $\frac{1}{3} w$  vor.

### 6. Wirkung des „Windschattens“.

Bei Gitterwerken, wie sie bei Brücken, Masten, Funktürmen u. dgl. vorkommen, wird zum Teil mit sogenanntem Windschatten gerechnet, d. h. es wird angenommen, daß die zuerst vom Winde getroffene Fläche den Anprall der Strömung gegen die rückwärtige Tragwand verringert. So wird in den Vor-

schriften für den Bau von Starkstromfreileitungen bei den Rückflächen mit halber Windlast gerechnet. Die Deutsche Reichsbahn und wohl alle deutschen Staatsbauverwaltungen verlangen dagegen bei Brückenbauten die volle Berücksichtigung der Windlast auch auf die rückwärtigen Tragwerke. Dasselbe gilt von den tschechischen Normen. — Einen Mittelweg geht Schweden, das die im Windschatten liegenden Tragwerkteile mit dem Winddruck  $n \cdot w$  rechnet, wo  $n$  das Verhältnis der leeren Flächen zu der durch den äußeren Umriß des Tragwerks bestimmten Gesamtfläche bezeichnet. Ganz ähnlich ist das Berechnungsverfahren für Brücken der Schweizerischen Bundesbahnen.

### 7. Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse.

Nach den preußischen Bestimmungen sind „in Gegenden mit besonders großen Windstärken, namentlich an der Küste oder im Gebirge“, die Winddruck-

Tafel 1. Normaler Winddruck nach verschiedenen baupolizeilichen Bestimmungen.

Preussische Hochbaubestimmungen	Bayerische Oberpolizeiliche Vorschriften	Sachsen	Hamburg	Schweizer Normen	Österreichische Hochbaunormen B 2101	Tschechische Normen	Schwedische Normalbestimmungen
Wände bis 15 m Höhe 100 kg/m <sup>2</sup> 15 • 25 • 125 kg/m <sup>2</sup> über 25 • 150 kg/m <sup>2</sup> Für Eisengerüstwerk, Holzgerüste und Maste • 150 kg/m <sup>2</sup> Bei dauernd windgeschützter Lage mindestens • 75 kg/m <sup>2</sup>	150 kg/m <sup>2</sup> .	125 kg/m <sup>2</sup> . Für freistehende, dem Wind besonders ausgesetzte Gebäude 150 kg/m <sup>2</sup> . Für Schornsteine, Türme und Gerüste über 17 m Höhe 115 + 0,6 H.	Für Schornsteine, Türme, Gerüste u. dgl. von mehr als 15 m Höhe • 200 kg/m <sup>2</sup> . Für mehrgeschossige, dem Wind besonders ausgesetzte Gebäude, für alle Hallenbauten, Dächer, Gerüste unter 15 m Höhe • 150 kg/m <sup>2</sup> . Für sonstige Fälle, frei stehende Mauern unter 10 m Höhe • 100 kg/m <sup>2</sup> .	100 → 150 kg/m <sup>2</sup> je nach örtlichen Verhältnissen. Für Gerüste, Maste, Fabrik-schornsteine, Türme 150 kg/m <sup>2</sup> . Bei dauernd windgeschützter Lage $\frac{2}{3} w$ .	Für Wände und Dächer bis 7 m Höhe 75 kg/m <sup>2</sup> 7 • 15 • 100 • 15 • 25 • 125 • Darüber, sonst für alle Gerüste, Gitterwerke, Maste, Schornsteine 125 + 0,6 H.	Für Wände und Dächer bis 5 m Höhe 75 kg/m <sup>2</sup> über 20 • 150 • dazwischen geradlinig zu interpolieren. Für Gerüste, Maste, Fabrik-schornsteine, Türme 150 kg/m <sup>2</sup> .	$p = 100 + 1,2 H$ , jedoch $< 250 \text{ kg/m}^2$ . An der Küste $p = 160 + 1,2 H$ $< 250 \text{ kg/m}^2$ .

zahlen um 25 bis 50 % zu erhöhen. Die Schweiz kennt überhaupt keine bindend vorgeschriebenen Windlasten, vielmehr soll der Winddruck je nach den örtlichen Verhältnissen zwischen 100 und 150 kg/m<sup>2</sup> angenommen werden. Für „dem Windangriff ganz besonders ausgesetzte Bauwerke“ ist hier außerdem eine angemessene Erhöhung der Winddruckwerte vorgesehen. Schweden rechnet für frei an der See gelegene Konstruktionen mit  $w = 160 + 1,2 h \leq 250 \text{ kg/m}^2$ . In der Tschechoslowakei ist der Winddruck „in Gegenden, wo starke Winde auftreten, oder bei Teilen, die besonders dem Winde ausgesetzt sind (emporgangene Teile von Kuppeln und Türmen)“, um 50 % zu erhöhen.

Andererseits werden zum Teil für Bauten in windgeschützter Lage wesentlich niedrigere Windlasten zugelassen. So darf in solchen Fällen der Winddruck in Schweden bis auf 50 kg/m<sup>2</sup>, in Preußen auf 75 kg/m<sup>2</sup> ermäßigt werden.

II. Heutiger Stand der Erkenntnis.

Die äußerst verwickelten Erscheinungen, denen sich der Ingenieur bei der Windberechnung seiner Bauwerke gegenüber sieht, lassen sich in zwei Hauptfragen zusammenfassen, nämlich:

1. Mit welcher Windgeschwindigkeit muß am Standort eines bestimmten Bauwerkes gerechnet werden?
2. Welche Kräfte übt ein Wind von bestimmter Geschwindigkeit auf ein Bauwerk von gegebener Form aus?

Die Antwort auf die Frage 1 wird die Meteorologie zu geben haben, die Frage 2 wendet sich an Theorie und Versuchswesen der Aerodynamik. Im folgenden ist versucht, das wichtigste Tatsachenmaterial darzustellen, das diese beiden Wissenschaften dem Ingenieur zu bieten haben.

A. Meteorologische Ergebnisse.

1. Allgemeines über die Struktur des Windes.

Für die Beurteilung der später angeführten Beobachtungen und für deren Übertragung auf die Baupraxis ist es wichtig, eine einigermaßen zutreffende Anschauung von den Strömungsvorgängen der Luft zu erhalten. Daß man es beim Wind oder Sturm nicht mit einer stetigen, auf weite Räume gleichmäßigen Strömung zu tun hat, lehrt die Erfahrung. Besonders weiß jedermann, daß die Windgeschwindigkeit an einem bestimmten Orte innerhalb weniger Sekunden beträchtlichen Schwankungen unterworfen sein kann. Weniger offensichtlich ist es, daß die

Windgeschwindigkeit im selben Zeitpunkte innerhalb eines engen Raumes große Unterschiede aufweist.

Wertvolle Aufschlüsse hierüber gibt Prof. Dr. W. Schmidt<sup>4)</sup>, Wien. Er hat an verschiedenen Orten Versuche über die Verteilung der Windgeschwindigkeit angestellt, von denen sich die wichtigsten auf Beobachtungsflächen von 4 bis 10 m Breite und 4 bis 10 m Höhe bei 0 bis 10 m/sek Geschwindigkeit erstreckten. Als Meßgerät dienten sehr empfindliche, um eine waagerechte Achse drehbare Klappen, deren Ausschläge gefilmt wurden.

Schon innerhalb der kleinen Beobachtungsflächen fand Schmidt oft in derselben Höhe gleichzeitig Geschwindigkeiten, die sich wie 1 : 4 verhielten. Dabei waren alle Beobachtungsstellen so gewählt, daß das Gelände in weitem Umkreis eben und frei von Hindernissen war.

Auch mit der Zeit wechselt die Strömung stark. Um ein richtiges Bild vom Übergang eines Strömungszustandes in den nächsten zu erhalten, mußte die Aufnahmegeschwindigkeit auf etwa 6 Bilder/sek gehalten werden. Auch in Beobachtungsfeldern von wenigen Metern Breite gehören Fälle, wo die Geschwindigkeit über nur 2 bis 3 sek Dauer ungefähr gleich verteilt blieb, zu den Seltenheiten, Unterschiede von 2 bis 3 m/sek binnen einer Sekunde an ein und demselben Ort sind häufig. Leider lassen die Schmidtschen Versuche für die Verhältnisse bei starkem Sturm, die für den Ingenieur am wichtigsten sind, nur sehr bedingte Schlüsse zu. Sicher werden mit Zunahme der mittleren Geschwindigkeit sowohl die räumlichen, wie die zeitlichen Schwankungen verhältnismäßig kleiner. Ob sie absolut genommen in solchem Falle zu- oder abnehmen, wird sich heute noch kaum entscheiden lassen. Für die Bautechnik wäre es sehr wichtig, wenn diese Verhältnisse auch bei Sturm durch Versuche geklärt werden könnten.

2. Vorkommende Windgeschwindigkeiten.

Häufig werden die Windstärken nach der Beaufortschen Windskala geschätzt. Dabei gelten die drei höchsten Windstärken, Stärken 10 bis 12 (voller Sturm, schwerer Sturm und Orkan), als im Binnenlande sehr selten. Für Windstärke 11 pflegt eine Geschwindigkeit von etwa 25 m/sek, für 12 von 30 m/sek und mehr genannt zu werden. Solche Angaben verhalten leicht zu der Annahme, daß Geschwindigkeiten von über 25 m/sek im Binnenlande so selten seien, daß mit ihrem Vorkommen nicht gerechnet zu werden braucht. Es ist aber zu beachten, daß sich diese Angaben — was meist nicht ausdrücklich bemerkt wird — als Mittelwerte über Zeitabschnitte von Stunden oder zum mindesten von einer Reihe von Minuten verstehen. Kurz dauernde Windstöße (Böen) von solcher Geschwindigkeit sind auch im Binnenlande gar nicht selten. Wenn bei ihnen auch nur mit einer Zeitdauer von einigen Sekunden zu rechnen ist, so kann diese Dauer doch schon hinreichen, um an Bauten schwere Beschädigungen anzurichten. Der Bauingenieur wird daher die Wirkung von Böen in erster Linie zu beachten haben.

Leider ist in der bautechnischen Literatur über die Geschwindigkeit und Häufigkeit von Böen wenig zu finden. Die meisten Angaben sind zudem mit großer Vorsicht aufzunehmen<sup>5)</sup>. Rückschlüsse aus angerichteten Zerstörungen auf die Windgeschwindigkeit werden fast immer fragwürdig sein, es sei denn, daß der Schadenfall wie bei umgestürzten Eisenbahnwagen ganz einfach auszuwerten ist. Aus umgelegten Schornsteinen, Mauern u. dgl. den Winddruck errechnen zu wollen, ist ein mit unübersehbaren Ungenauigkeiten behaftetes Verfahren. Auch Windmessungen, die mit Flügelrad- oder Schalenkreuzanemometern vorgenommen sind, sind für unsere Zwecke unbrauchbar. Da hier der Zeitbedarf für einen bestimmten Windweg (z. B. 1000 m) gemessen wird, stellen die Ergebnisse bereits Mittelwerte, wenn auch kleiner Zeitabschnitte, dar und verwischen damit das Bild der Böen. Erst die Bedürfnisse des Flugwesens führten dazu, daß in größerer Zahl fortlaufende Messungen mit Böenschreibern ausgeführt werden, die den Staudruck auf eine dem Wind drehbar entgegengerichtete Düse verzeichnen. Dank dem verständnisvollen Entgegenkommen der Leiter der Flugwetterwarten und sonstiger beteiligter Stellen konnte ich bei einer Anzahl von Stationen die Böenschreiberdiagramme meist vom Beginn der Aufzeichnungen an auswerten. Über die Beobachtungsbedingungen der einzelnen Stationen vgl. Tafel 3. Der Höhenlage der Düsen ist eine gewisse, aber nicht entscheidende Bedeutung beizumessen (vgl. hierzu unter 3.). Wichtig ist daneben die Geländegestaltung und -bedeckung, die Anordnung der Instrumente gegenüber Dachflächen u. dgl. in der näheren Umgebung, besonders in der Hauptwindrichtung, ferner die Länge und der Verlauf der Leitung von der Düse bis zur Registriervorrichtung, da hierdurch die Empfindlichkeit des Instruments beeinflusst und die Aufzeichnung der kurz wirkenden Windstöße beeinträchtigt wird. So leidet die Genauigkeit von Vergleichen unter einer Reihe von Faktoren, deren Einfluß sich nicht erfassen läßt.

Die Böenschreiberdiagramme wurden wie folgt ausgewertet. Böen unter 20 m/sek blieben außer Betracht. Gezählt wurde, wie oft 20, 25, 30, 35 und 40 m/sek Geschwindigkeit überschritten wurde. Dabei war die Genauigkeit der Zählung sehr verschieden. An mäßig stürmischen Tagen waren schon die Überschreitungen der 20-m-Grenze genau zu erfassen. An ausgesprochen stürmischen Tagen, wie sie besonders in München und Hamburg häufig waren, wächst die Zahl der Böen über der 20- und zum Teil auch der 25-m-Grenze so außerordentlich, daß von einer Zählung nicht mehr die Rede sein kann. Hier konnte es sich oft nur noch um ein rohes Schätzen handeln. Vergleiche der Häufigkeit der Böen der 20-m-Grenze zwischen Frankfurt und München sind demnach zahlenmäßig kaum möglich, da die Genauigkeit der Beobachtung zu verschieden ist. Erst die Böen über der 30-m-Grenze konnten in Hamburg und München mit derselben Genauigkeit gezählt werden wie die 20-m-Böen in Frankfurt oder Stuttgart-Böblingen. Doch gibt die Auswertungsweise für jede

<sup>4)</sup> W. Schmidt, Die Struktur des Windes, Sitzungsbericht der Akademie der Wissenschaften, Wien, math.-naturw. Klasse, 138. Band, 3. u. 4. Heft, 1929.

<sup>5)</sup> So konnte ein neuerer Hinweis in der Bauwelt (1932, S. 663, r. o.) auf eine in Norderney beobachtete Bö von 70 m/sek durch Rückfragen des Verfassers als Mißverständnis aufgeklärt werden. Die fragliche Bö hatte in Wirklichkeit 31 m/sek.

Tafel 3. Allgemeine Verhältnisse der ausgewerteten Böenschreiberstationen.

Station	Zeitbereich der Auswertung	Bauart des Böenschreibers	Aufstellung der Düse	Umgebendes Gelände	Bedeckung des umgebenden Geländes
Berlin-Tempelhof	ab 9. März 1925 bis 10. Juli 1932	Steffens-Hedde	rd. 14 m hoch auf dem Flughafen-gebäude	eben	In der Hauptsache frei, gegen Norden parkartig, in großer Entfernung Häuser
Frankfurt a. M.-Rebstock	ab 11. April 1928 bis 30. September 1932	Fueß	rd. 18 m hoch auf 14 m hohem turmartigem Gebäude der Flughafenverwaltung	eben	in der Hauptsache frei, teilweise Garten, westl. bis 12 m hohe Gebäude, in größerer Entfernung (östlich) Wald
Hamburg-Fuhlsbüttel	ab 1. Januar 1927 bis 1. Oktober 1931	Steffens-Hedde	rd. 19 m hoch auf turmartigem Gebäude der Flughafenverwaltung	eben	in der Hauptsache frei, teilweise in einiger Entfernung Baumgruppen
Karlsruhe-Rüppurr	ab 1. April 1929 bis 31. März 1932	Steffens-Hedde	12 m über den Böen	eben	frei von Hindernissen
München-Oberwiesenfeld I	ab 1. Juni 1926 bis 12. April 1932	Steffens-Hedde	bis Ende Mai 1930 rd. 9 m hoch, dann rd. 20 m hoch auf turmartigem Gebäude	eben	frei, vereinzelt in großer Entfernung Gebäude
München-Oberwiesenfeld II	ab 20. Mai 1927 bis 31. März 1930	Steffens-Hedde	rd. 26 m hoch auf einem Mast	eben	in der Hauptsache frei, teilweise Gebäude in mäßiger Entfernung
Rotterdam-Flugfeld	ab 5. März 1922 bis 15. Mai 1925, ab 1. Januar 1927 bis 20. Oktober 1931	Negrettl & Zambra	rd. 15 m hoch auf einem Mast auf dem Dach eines flachen Gebäudes	eben	frei, zum Teil Wasserflächen, vereinzelt in größerer Entfernung Gebäude
Stuttgart-Böblingen	ab 1. Mai 1928 bis 13. September 1932	Steffens-Hedde	rd. 18 m hoch auf turmartigem Gebäude der Flughafenverwaltung	leicht wellig, gegen Süden hügelig	in der Hauptsache frei, teilweise Gebäude und Baumreihen, in größerer Entfernung Wald
Wien-Aspern (Flughafen)	ab 1. Februar 1928 bis 7. November 1931	Dines	rd. 14 m hoch auf einem Mast auf dem Dach eines flachen Gebäudes	eben	frei, in größerer Entfernung Baumreihen
Wien-Hohe Warte	ab 1. Januar 1926 bis 31. März 1932	Dines	rd. 35 m hoch über dem Erdboden, 11 m über der Plattform eines Hauses	wellig	parkartig, mit Häusern und Bäumen bis etwa 15 bis 20 m Höhe

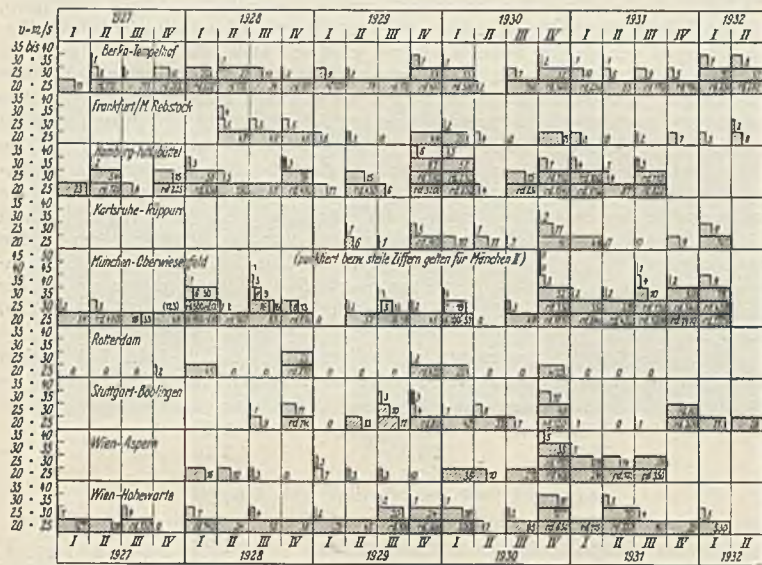


Abb. 1. Böenbeobachtungen verschiedener Wetterwarten nach Kalenderquartalen geordnet.

Station ein zuverlässiges Bild der außergewöhnlichen Böen, die für uns in erster Linie wichtig sind. Das Ergebnis ist nach Kalenderquartalen zusammengefaßt in Abb. 1 wiedergegeben.

Die mittlere jährliche Häufigkeit der einzelnen Böenklassen ist danach in Abb. 2 aufgetragen. Abb. 3<sup>6)</sup> zeigt ferner jeweils die stärkste Bö des Quartals und teilweise deren Richtung. Wo hier Fragezeichen stehen, ist — zum Teil wegen

<sup>6)</sup> In Abb. 2 u. 3 sind außerdem die Auswertungen von A. Mey über Böenmessungen auf dem Leuchtturm Robbenplate (20 km nördlich Bremerhaven) berücksichtigt (vgl. A. Mey, Windverhältnisse über der Außenweser, Annalen der Hydrographie und maritimen Meteorologie 1930, S. 337). Die Messungen wurden mit einem 29 m über dem mittleren Wasserspiegel auf der Spitze des Leuchturms aufgestellten Steffen-Hedde-Gerät vorgenommen und umfassen die Jahre 1927 und 1928.

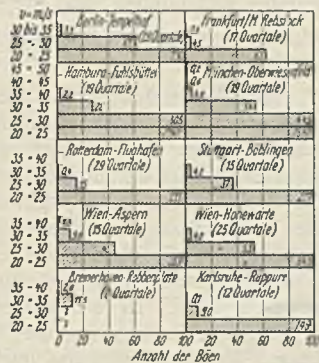


Abb. 2. Mittlere jährliche Häufigkeit der Böen.

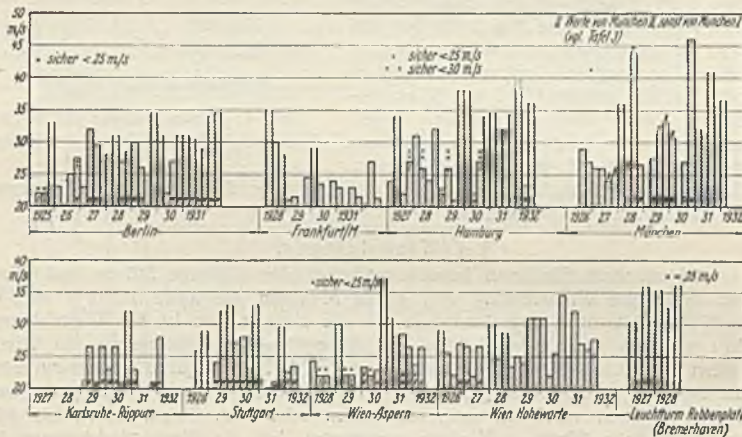


Abb. 3. Geschwindigkeit der stärksten Böen je Kalenderquartal bei verschiedenen Wetterstationen.

Unvollständigkeit des Beobachtungsmaterials — die stärkste Bö des Quartals nicht mit Sicherheit erfaßt. Bei Freistellen ohne Fragezeichen ist keine Bö über der 20-m-Grenze verzeichnet worden. Wichtig ist folgendes:

a) Die einzelnen Stationen zeigen große Unterschiede in der Zahl, wie auch in der Höchstgeschwindigkeit der Böen. Günstige Verhältnisse herrschen in Frankfurt/Main, Karlsruhe und Rotterdam<sup>7)</sup>, mittlere Verhältnisse in Berlin, Stuttgart-Böblingen, Wien-Aspern und Wien-Hohe Warte. Am ungünstigsten ist das Bild in Hamburg und München.

b) Böen von 33 bis 35 m/sek wurden, wenn auch sehr verschieden oft, an allen Stationen beobachtet. Stärkere Böen wurden im erfaßten Zeitraum nur in Bremerhaven-Robbenplate, Hamburg, München und einmal in Wien-Aspern festgestellt.

c) Bei weitem die stärksten Böen wurden in München angetroffen. Hier ist in der Beobachtungszeit je eine Bö von 44, 46 und 42 m/sek registriert. Dementsprechend übersteigt auch die Häufigkeit der niederen Böen die Zahlen der anderen Stationen.

d) Eine Gesetzmäßigkeit bezüglich der Verteilung der Böen auf die Quartale ist nicht zu erkennen.

<sup>7)</sup> Die Aufzeichnungen in Rotterdam sind so unerwartet günstig (z. B. wurde von 1927 bis September 1932 die 25 m/sek-Grenze nur an zwei Tagen überschritten, in 13 Quartalen dieses Zeitabschnittes wurde nicht einmal eine 20 m/sek-Bö gemessen), daß mir Zweifel an der Vergleichbarkeit dieser Station mit den übrigen aufgestiegen sind, obwohl — abgesehen von dem anderen Fabrikat des Böenschreibers — bestimmte Gründe nicht genannt werden können. Ich habe deshalb die Station Rotterdam in Abb. 1 u. 3 nicht aufgeführt und möchte auch die Rotterdamer Werte in Abb. 2 nur mit Vorbehalt nennen.

e) Daß an der Küste besonders starke Böen auftreten, kann nach dem vorliegenden Material nicht gesagt werden. Wenn Hamburg zu den ungünstigsten Plätzen zählt, so zählt dafür Rotterdam zu den günstigsten. Wohl sind in Hamburg Stürme von mehrstündiger Dauer und mit durchschnittlich 24 bis 26 m/sek anzutreffen, doch gilt dies auch von München. Dort sind z. B. am 7. Januar 1928 auf etwa 11 Std. vermittelt etwa 25 m/sek, am 15. August 1928 auf 1 Std. 26 m/sek verzeichnet worden. Wenn in Hamburg vielleicht hohe Durchschnittswerte öfter anzutreffen sind als in München, so scheint doch die Nähe der See geringere Böigkeit zu ergeben. Jedenfalls zeigen auch die Beobachtungen auf dem Leuchtturm Robbenplate keine außergewöhnlichen Böenverhältnisse.

3. Zunahme der Windgeschwindigkeiten mit der Höhe.

Theoretische Ableitungen lassen erwarten, daß die Windgeschwindigkeit zunimmt nach der Gleichung

$$(4) \quad v_h = v_1 h^{1/7},$$

wo  $v_1$  die Geschwindigkeit bei  $h=1$  ist.

Versuche von Stevenson in Schottland sollen diese Gesetzmäßigkeit bestätigt haben. Messungen von Hellmann und Köppen an den Funktürmen in Nauen und Eilvise in Höhen bis zu 250 m ergaben eine Geschwindigkeitszunahme nach der 5. Wurzel der Höhe. Die Versuche von Prof. Schmidt zeigen, daß im allgemeinen nicht mit einer gleichmäßigen Geschwindigkeitszunahme gerechnet werden kann. Erst eine Ausmiltlung über größere Räume oder Zeiten lassen eine gewisse Regelmäßigkeit erkennen. Schmidt fand den Exponenten der obigen Gleichung zwischen 1/5,3 und 1/2,4, im Mittel etwa zu 1/4,5. In Abb. 4 ist die Geschwindigkeitszunahme für  $v_h = v_1 h^{1/7}$  und  $h^{1/4,5}$  gegenübergestellt. Zu beachten ist, daß alle diese Beobachtungen sich nicht auf Böen, sondern auf verglichene, meist ziemlich niedrige Geschwindigkeiten beziehen. Eine gleich starke Zunahme der Spitzenböen ist nicht erwiesen, im Gegenteil ziemlich unwahrscheinlich.

Über das Verhalten der Böen in verschiedener Höhe geben die Aufzeichnungen in München-Oberwiesenfeld an den beiden Geräten I und II (vgl. Tafel 3) Anhaltspunkte. Die beiden Meßstellen lagen etwa 1 km entfernt auf den beiden Seiten des Flugplatzes. Vom Mai 1929 bis Mai 1930 wurde ziemlich regelmäßig an beiden Geräten beobachtet. Instrument II (26 m hoch) hat die größere Zahl von Böen verzeichnet, doch sind an manchen Tagen auch bei I (9 m hoch) mehr und stärkere Böen registriert. Z. B. sind am 25. und 26. November 1928 bei I 65 bzw. 120 Böen über 20 m/sek, bei II dagegen nur 15 bzw. 26 aufgenommen.

4. Windrichtung.

Bei manchen Stationen herrscht während der stärkeren Stürme und Böen eine bestimmte Windrichtung vor, so in München die Westrichtung (von SW bis NW). Alle Böen über 30 m/sek (für die übrigen habe ich die Windrichtung nicht verfolgt) sind ausschließlich aus dieser Richtung gekommen. In Wien-Aspern scheint die Nordwestrichtung (von W bis N) am gefährlichsten zu sein. Alle Böen über 25 m/sek stammen aus diesem Sektor, nur Böen geringerer Stärken kommen vereinzelt auch aus Süden oder auch Osten. Ähnliches gilt von Wien-Hohe Warte. Weniger ausgeprägt ist die Hauptwindrichtung in Berlin, wo zwar die Westrichtung (SW bis NW) überwiegt, immerhin aber auch eine Anzahl Böen von 25 bis 28 m aus S, O und NO verzeichnet sind.

5. Übertragbarkeit örtlicher Beobachtungen.

Nur ganz ausnahmsweise kann sich der Ingenieur auf Beobachtungen stützen, die an der ihm interessierenden Stelle gemacht sind. Wenn er sich nicht einfach auf sogenannte Erfahrungswerte verläßt, so wird er sich meist mit

Beobachtungen begnügen müssen, die in größerer oder kleinerer Entfernung und unter mehr oder weniger veränderten Umständen gewonnen sind. Es wäre wertvoll, die hierdurch bedingten Änderungen der Windverhältnisse abschätzen zu können. Unsere Auswertungen können zu dem bislang spärlichen Material folgendes beisteuern:

a) Die Doppelbeobachtungen in München sind in ihrem Werte leider durch die verschiedene Beobachtungshöhe und dadurch beeinträchtigt, daß an vielen Tagen nur an einem der beiden Instrumente beobachtet wurde. Von 59 Böentagen ( $v > 20$  m/sek), an denen an beiden Stationen registriert wurde, wurden 38 Tage an beiden Instrumenten, 3 Tage nur an Instrument I und 19 Tage nur an Instrument II als Böentage verzeichnet. Die Höchstgeschwindigkeiten jedes Tages stimmten oft sehr gut überein, doch wurden vereinzelt auch erhebliche Unterschiede festgestellt, so am 15. August 1928 bei I 35 m/sek, bei II 44 m/sek, am 4. Juli 1929 bei I 25 m/sek, bei II 31,5 m/sek und am 12. Dezember 1929 27 bzw. 33 m/sek.

b) Die Stationen Wien-Aspern und Wien-Hohe Warte liegen etwa 15 km auseinander, die Meereshöhe ist ungefähr gleich, doch ist die Höhe gegenüber der Umgebung und diese selbst verschieden (vgl. Tafel 3). Es scheint, daß die höhere Aufstellung des Instrumentes der Station Hohe Warte reichlich aufgewogen wird durch die größere „Rauhigkeit“ des umgebenden Geländes mit seinem dem Villengebiet einer Großstadt entsprechenden Charakter. Vor allem kommt bei den starken Böen die freie Lage von Wien-Aspern zur Geltung.

c) Ein ähnliches Verhältnis wie zwischen den beiden Wiener Stationen besteht zwischen dem Flughafen Karlsruhe-Rüppurr (s. Tafel 3) und der ungefähr 5 km entfernt am östlichen Rande Karlsruhes gelegenen Station der Landeswetterwarte. Auch diese liegt im vollkommen ebenen Gelände, der Steifens-Hedde-Böenschreiber befindet sich hier auf einem Eisenmast rd. 8 m hohe über dem flachen Dach und rd. 20 m hoch über dem Gelände. Die höhere Aufstellung der Düse wird mehr als ausgeglichen durch den Windschutz, den die in der Hauptwindrichtung vorgelagerte Stadt gewährt, und durch die mit Villen bebauten, zum Teil parkartig angelegte nähere Umgebung. In der ausgewerteten Zeit vom 1. Januar 1928 bis 30. September 1932 wurde hier keine Böe über 25 m/sek verzeichnet, die Durchschnittshäufigkeit von 20 bis 25 m/sek-Böen im Jahr beträgt nur 47 (vgl. für Rüppurr Abb. 2). Die beiderseitigen Spitzenwerte fanden sich am 23. November 1932 und beliefen sich auf 24 m/sek in der Landeswetterwarte und 32 m/sek in Rüppurr.

d) Als Vorarbeit für den Bau von Funktürmen auf dem Bisamberg bei Wien ließ die Österreichische Radio-Verkehrs-AG (Ravag) durch die Landeszentralanstalt für Meteorologie mehrere Wochen lang Böenmessungen auf der Baustelle vornehmen, um so einen Vergleich gegenüber den seit langen Jahren durchgeführten Beobachtungen der Station Hohe Warte zu erhalten. Dies dürfte einer der ersten und genauesten Versuche sein, die Windverhältnisse einer bestimmten Örtlichkeit aus denen einer schon lange in Betrieb befindlichen Station abzuleiten. Die Ergebnisse sind mir durch Entgegenkommen der Ravag zur Verfügung gestellt worden. Die Meßstelle Bisamberg liegt etwa 8 km nördlich der Station Hohe Warte und etwa 100 m höher auf einem den Austritt der Donau aus dem Niederösterreichischen Mittelgebirge flankierenden Berg. Verglichen wurden die mittleren Windgeschwindigkeiten und die höchsten Böen jedes Tages. Soweit die mittleren Geschwindigkeiten gering waren, war das Verhältnis der beiden Beobachtungen rein dem Zufall unterworfen. An Tagen mit großer Durchschnittsgeschwindigkeit ist diese auf dem Bisamberg 1,5- bis 1,8mal größer als auf der Hohen Warte. Bei den höchsten Geschwindigkeiten ermäßigte sich diese Zahl auf 1,3.

Bei den Böen ist das entsprechende Verhältnis 1,15 bis 1,4. Bei starken Böen gilt die untere Grenze, wie folgende Gegenüberstellung zeigt:

Hohe Warte	Bisamberg	Verhältniszahl
19,4 m/sek	25,0 m/sek	1,28
16,2 "	20,3 "	1,26
17,5 "	20,5 "	1,17
18,0 "	22,7 "	1,26
24,2 "	28,5 "	1,18
18,6 "	23,9 "	1,28

Demnach ist die Geschwindigkeit der stärksten Böen auf dem Bisamberg etwa 1,1- bis 1,2mal höher zu schätzen als auf der Hohen Warte. (Schluß folgt.)

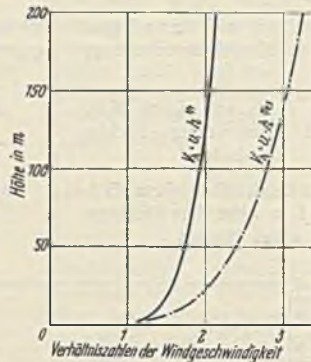


Abb. 4. Zunahme der mittleren Windgeschwindigkeit mit der Höhe.

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Bau der Landstraßenbrücke Meine—Grassel in Kkm 56,5 + 19 des Mittellandkanals.

Von Regierungsbaurat Schütz, Stralsund, früher Vorstand des Kanalbauamtes Fallersleben, und Regierungsbaumeister a. D. Tegmeyer.

### Allgemeine Anordnung.

In der bis zu 23 m tiefen Einschnittstrecke des Mittellandkanals im Bauamtsbezirk Fallersleben bei der Ortschaft Abbesbüttel ist durch Tiefbohrungen im wesentlichen Geschiebemergel mit meist linsenförmigen Einlagerungen von feinkörnigem Sand als Baugrund festgestellt. Bei dieser Bodenschichtung waren Rutschungen nicht ausgeschlossen. Wollte man gegen Überraschungen gesichert sein, so mußte über die statischen Verhältnisse des Untergrundes, über seine Schubfestigkeit und Wasseraufnahmefähigkeit vor Beginn der Bauausführung und besonders vor Erbauung der dort zu errichtenden Kunstbauten Klarheit geschaffen werden.

Die hierzu erforderlichen Untersuchungen des Bodens sind von der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau ausgeführt worden. Hiernach schwankten die Werte für die Schubfestigkeitsziffer  $\mu = \frac{\text{Schubkraft}}{\text{Bodendruck}}$  =  $\text{tg } \varphi$  zwischen 0,35 und 0,52. Diesen Werten entspricht ein Reibungs-

winkel  $\varphi$  von  $19^\circ 18'$  und  $27^\circ 30'$ . Im Mittel ist  $\mu = 0,42$  und  $\varphi = 23^\circ 50'$ .

Aus der großen Spanne dieser Versuchsergebnisse ist die Unsicherheit der Untergrundverhältnisse ersichtlich. Es ergibt sich daraus weiter, daß der Boden zu Rutschungen neigen kann, wenn die Witterungseinflüsse genügend lange darauf eingewirkt haben. Bei dieser Sachlage schien für die drei Brücken bei Abbesbüttel, die in dem tiefen Einschnitt liegen, die Beibehaltung der ursprünglich vorgesehenen massiven Bauweise nicht tunlich, da die Bauwerke bei Rutschungen gefährdet und bei Zerstörungen ihre Wiederherstellung schwierig, wenn nicht gar unmöglich gewesen wäre. Es war daher nötig, ein System zu wählen, das wie der einfache Balken und der Gerberbalken gegen Senkungen möglichst unempfindlich ist, und das leicht wiederhergestellt werden kann. Für die Feldwegbrücken Vordorf—Abbesbüttel in Kkm 55,3 + 50 und Meine—Abbesbüttel in Kkm 55,9 + 72 wurden vollwandige Gerberträger mit

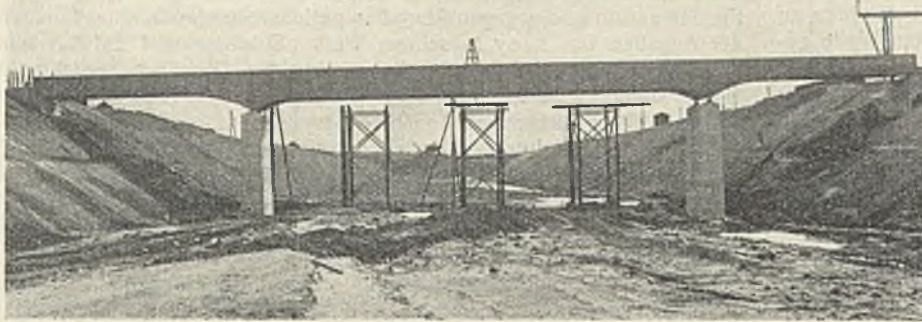


Abb. 1.

Mittelfellern zur Ausführung bestimmt. Da bei beiden Bauwerken die Brückenachse die Kanalachse senkrecht schneidet und der Einschnitt tief genug ist, ließ sich ein günstiges Verhältnis der Stützweiten für die Seitenöffnungen zu der festliegenden Stützweite der Mittelöffnung erreichen, so daß auch in architektonischer Beziehung eine befriedigende Lösung erzielt wurde (Abb. 1).

Für die im folgenden näher behandelte Landstraßenbrücke Meine—Grassel kam jedoch ein vollwandiger Gerberträger nicht in Betracht. Wegen der auf beiden Kanalufeln vorhandenen Bebauung und weil es sich um eine verkehrsreiche Straße handelt, war eine Überführung im Zuge der Landstraße nötig. Die Brückenachse schneidet die Kanalachse daher in einem Winkel von  $53^\circ 45'$ . Es mußte hier ein einfacher Balken, und zwar der großen Bauhöhe wegen ein Fachwerkträger gewählt werden, der auch in architektonischer Beziehung befriedigt (Abb. 2).

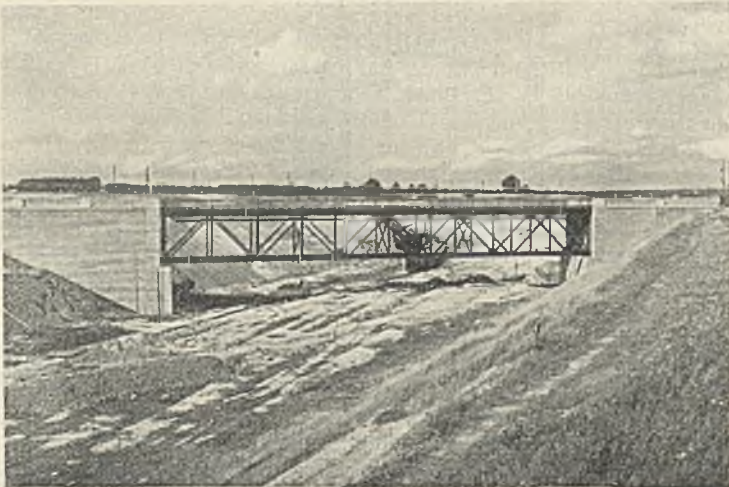


Abb. 2.

**Bauart der Widerlager und Flügel.**

Nachdem die Gesamtanordnung der Brücke festlag, war zu untersuchen, wie die Widerlager und Flügel am zweckmäßigsten auszubilden waren. Für die Widerlager selbst war die massive Bauweise das Gegebene. Für die verhältnismäßig langen Flügel war jedoch zu untersuchen, ob durch die Wahl von Eisenbeton als Baustoff oder durch eine aufgelöste Bauweise gegenüber der massiven an Kosten gespart werden konnte. Es ergab sich, daß die Flügel bei einer Ausbildung als Winkelstützmauer in Eisenbeton mit Verstärkungsrippen versehen und wegen der großen Höhe aus praktischen Gründen noch so stark werden und so schwere Eiseneinlagen erhalten mußten, daß die Verminderung der Kosten für den Beton durch die für die Eisen aufzuwendenden Beträge mehr als ausgeglichen wurde. Auch die aufgelöste Bauweise brachte keine Verringerung der Kosten. In diesem Falle konnte zwar der Erddruck auf die Flügelmauern dadurch ausgeschaltet werden, daß die normale Kanalböschung mit der Neigung 1 : 1,5 auch zwischen den Flügeln durchgeführt wurde. Dieses bedingte jedoch die Herstellung einer besonderen Eisenbetonplatte zur Aufnahme der Fahrbahn, die bei der verhältnismäßig großen Spannweite zwischen den Flügelmauern (rd. 8,40 m) und bei der großen Länge der Flügel einen so erheblichen Kostenaufwand erforderte, daß hierbei ebenfalls keine Ersparnisse zu erzielen waren. Auch die Anordnung eines Schlepptägers verbot sich bei dem vorhandenen Baugrunde, da sein Endauflager mit Rücksicht auf etwaige Rutschungen so tief hätte gegründet werden müssen, daß diese Anordnung gegenüber der massiven Bauweise ebenfalls keine wirtschaftlichen Vorteile bot. Als billigste und zugleich auch unter den gegebenen Verhältnissen stand-

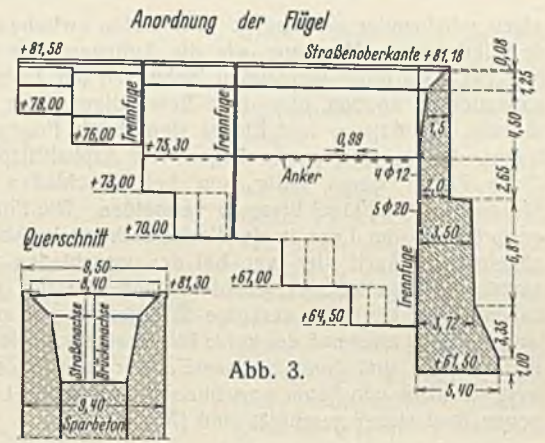


Abb. 3.

sicherste Bauart blieb daher nur die massive übrig. Dabei lag es nahe, die Flügel ebenso auszubilden wie bei anderen normalen Brücken des Mittellandkanals, d. h. mit Anordnung eines stark bewehrten Eisenbetonzugankers zwischen den Flügeln, um die durch die Erdhinterfüllung hervorgerufenen Kräfte auf die beiden Flügelmauern aufzunehmen. Hiervon mußte indessen abgesehen werden, weil bei den stark voneinander abweichenden Längen und Höhen der einzelnen Flügelteile eine einwandfreie Wirkung des Ankers kaum erreichbar war. Es mußte daher jeder Flügel für sich standsicher ausgebildet werden.

Die weitere Untersuchung ergab bei der großen Mauerhöhe und dem infolgedessen beträchtlichen Erddruck so starke Mauerquerschnitte, daß

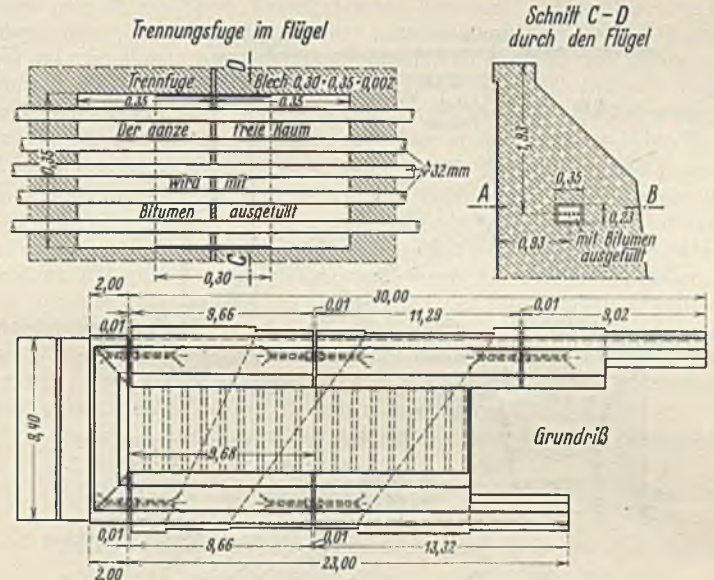


Abb. 4.

sich die Flügel in ihrem unteren inneren Teil nahezu berührten, wenn man nicht die Mauern am Fuß nach außen hin stark vorziehen wollte, was aus architektonischen Gründen vermieden werden mußte. Außerdem hätten die Mauern in ihrem unteren Teil zur Aufnahme der Zugspannungen Eiseneinlagen erhalten müssen. Da somit der Zwischenraum zwischen den Flügeln bei dieser Bauart im unteren Teil sehr gering geworden wäre und große Massen guten Bauwerkbetons hätten eingebracht werden müssen, erschien es das Gegebene, den unteren Teil des Zwischenraumes zwischen den Flügeln mit billigem Sparbeton auszufüllen, um dadurch den Erddruck auszuschalten und schwache Mauerquerschnitte zu erhalten. Dementsprechend sind die Flügel auf der linken Kanalseite bis Ord. NN + 75,40 und auf der rechten Kanalseite bis Ord. NN + 74,65 mit Sparbeton hinterfüllt. Oberhalb des Sparbetons können die Flügel, die bis Oberkante Sparbeton eine Stärke von 2,50 m besitzen, die Erddruckkräfte ohne Überschreitung der zulässigen Spannungen aufnehmen. Auf dem Sparbeton liegend sind noch je 18 leichte Zuganker angeordnet, so daß auf die unteren Mauerteile nur senkrechte Kräfte wirken können (Abb. 3).

Das Kammermauerwerk hat entsprechend der Lage der Brücke im Gefälle 1 : 90 ebenfalls eine Neigung 1 : 90 erhalten, um einen guten Anschluß an die Endständer der Fachwerkträger zu erzielen. Da die zulässigen Betonzugspannungen in Höhe des Auflagers überschritten werden, mußten zu deren Aufnahme Eiseneinlagen angeordnet werden. Die Auflagerbreite des Widerlagers ist so bestimmt, daß ein Abrutschen oder Festklemmen der Fachwerkträger noch vermieden wird, wenn die Endständer nach der einen oder anderen Seite um 1 : 30 geneigt sind. Die Auflagersteine sind in Eisenbeton hergestellt und durch einzelne Quer-



Betonschicht über dem Belagisen im Mischungsverhältnis von 1 R.-T. Zement : 0,33 R.-T. Traß : 4 R.-T. Sand : 4 R.T. Splitt hat eine Dicke von 6 cm erhalten. Um Beschädigungen der Isolierung zu verhindern, ist die Oberfläche sorgfältig abgeglättet. Auf die Herstellung eines Zementestrichs wurde verzichtet.

Die Isolierung der Fahrbahn besteht aus zwei Lagen Asphaltgewebe zwischen drei Anstrichen mit einer Gesamtdicke von 10 mm. Als Material ist Semperfix Abdichtung II der Firma Krebbers Asphalt G. m. b. H. in Oberhausen (Rheinland) verwendet, die auch die Isolierung ausgeführt hat. Die Dichtung ist durch eine Betonschicht in einer Mischung von 1 R.-T. Zement : 0,33 R.-T. Traß : 4 R.-T. Sand vor Beschädigungen geschützt, die in der Mitte der Fahrbahn 11 cm und an den Fußsteigen 3 cm dick ist.

Die Oberfläche der Fußsteige, die als Eisenbetonplatten ausgebildet sind, ist ebenfalls nur geglättet; auf die Herstellung eines Estrichs ist auch hier verzichtet. Zur Vermeidung von Rissen infolge von Temperatur- und sonstigen Einflüssen sind in den Fußsteigen je vier Trennungsfugen angeordnet.

Die Fahrbahn selbst besteht aus Granit-Kleinpflaster von 8 cm Höhe, das in einer 3 cm hohen trockenen Zement-Traß-Sand-Mischung versetzt ist. Nach dem Versetzen und Abrammen ist die Pflasterbahn angehäßt, um eine sichere und zusammenhängende Lagerung zu erzielen. Zwischen den Brüstungen ist Reihenpflaster auf 3 cm dicker Sandunterlage und 15 cm hoher Packlage vorgesehen. Da die Brücke in einem Gefälle von 1:90 liegt, ist das Tagewasser vor dem beweglichen linken Auflager abgefangen worden und durch Regeneinlaufkasten und ein besonderes Rohrleitungssystem an die Rigolen zur Entwässerung der Widerlager angeschlossen (vgl. Abb. 5).

#### Nebenanlagen.

Im Zuge der Straße Meine—Grassel waren vorhanden eine Niederspannungsleitung des Überlandwerkes Weferlingen, eine Fernsprechleitung der Reichspost und ein Wasserleitungsrohr der zur Zeit reichseligen Wasserleitung, die für die Gemeinden Abbesbüttel, Wedesbüttel und Wedelheine als Ersatz für die trocken gewordenen Hausbrunnen erbaut werden mußte. Diese drei Leitungen sind auf der Brücke überführt, und zwar die Niederspannungsleitung und die Postleitung als Kabel. Das Niederspannungskabel ist im Kabelschutzeisen auf den Querträgern verlegt, während das Postkabel in halben Kabelschutzeisen ruht, die an die unteren inneren Winkel des Obergurtes angehängt sind. Das Wasserleitungsrohr ist unter den Querträgern aufgehängt und gegen die Einwirkung von Frost isoliert (Abb. 7). Die Isolierung besteht aus drei Lagen Korkschnur von je 25 mm Durchm. mit gerippter Abdeckung, Nesselbandage und Dachpappenumhüllung. Darüber ist zum Schutz eine Zinkblechabdeckung angebracht. Die Gesamtdicke der Isolierung beträgt 314 mm. Um die Leitung möglichst bruchsicher zu machen, wurden Stahlflanschrohre benutzt. Um an die Flanschen bei Undichtigkeiten der Rohrleitung leicht herankommen zu können, ist hier die Isolierung durch leicht abnehmbare Isolierungsmuffen ersetzt. Damit das Rohr den Bewegungen des eisernen Überbaues leicht folgen kann, ist eine Stoffbuchse unmittelbar hinter dem linken Endwiderlager angeordnet.

Für die Gründung der Widerlager und Flügel waren insgesamt rund 6000 m<sup>3</sup> Boden zu bewegen. Der Aushub der Baugrube wurde mittels Löffel- und Greifbaggers ausgeführt, und zwar wurde der unter Ord. NN + 66,00 (Leinpfadhöhe) liegende Boden durch den Löffelbagger ausgehoben, während der Greifer die für ihn erreichbaren Bodenmengen vom Kanalufer aus entfernte. Der vorhandene Geschiebemergel stand gut auch in senkrechter Wand, Rutschungen in kleinerem Umfange sind nur dort aufgetreten, wo Sandnester angeschnitten wurden. Der Wasserandrang aus

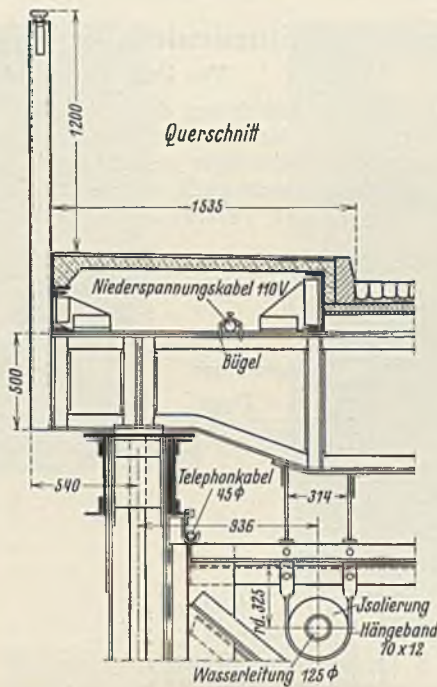


Abb. 7.

diesen Sandnestern war aber auch nur gering, so daß mit offener Wasserhaltung bei nur stundenweisem Betrieb gearbeitet werden konnte.

Zur Herstellung des Bauwerks mußten rd. 5000 m<sup>3</sup> Beton in weicher Konsistenz verarbeitet werden. Die Mischmaschinen waren in Geländehöhe hinter den Widerlagern aufgestellt. Der Beton wurde mittels Fördergerüsts mit Schrägaufzug an die einzelnen Verwendungstellen geschafft (Abb. 8). Wegen der beschränkten Ausführungsfrist mußten die Arbeiten an beiden Widerlagern gleichzeitig in Angriff genommen werden. Die ausführende Firma mußte daher doppeltes Arbeitsgerät vorhalten.

Die Montage der rd. 280 t schweren Eisenkonstruktion ist mit Hilfe eines Arbeitsgerüsts zwischen den Widerlagern ausgeführt. Die Brückenteile

wurden vom Reichsbahnhof Wenden-Bechtsbüttel her auf der Förderbahn (von 90 cm Spur) herangebracht, die vom Erdarbeitsunternehmer vorgehalten wird. Zum Abladen der Eisenteile von dem Förderbahnwagen war auf dem linken Kanalufer ein Portalkran aufgestellt. Mit Schrägaufzug wurden die Bauteile dann auf die auf Ord. NN + 68,0 liegende Baggersole hinabgelassen, von wo sie mit einem fahrbaren Auslegerkran auf das Montagegerüst hinaufgehoben und hier verbaut wurden (Abb. 9).

Die gesamten Bauarbeiten wurden am 21. September 1929 begonnen und so gefördert, daß die Brücke am 26. Mai 1930 dem Verkehr übergeben werden konnte. Die Entwürfe wurden beim Kanalbauamt Fallersleben von den Regierungsbaumeistern a. D. Tegtmeier und Kraft bearbeitet, mit Ausnahme des näheren Entwurfs der Eisenkonstruktion, der wie für alle anderen eisernen Brücken bei der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg bearbeitet wurde. Die Bauleitung hatte unter dem Vorstande des Kanalbauamtes der zuständige Streckenbauleiter, Regierungsbaurat Jessen, dem der Regierungsbauführer Keitel für die örtliche Bauaufsicht beigegeben war. Von den Bauarbeiten haben ausgeführt:

- die Firma Wittkop AG in Magdeburg die Erd- und Betonarbeiten der Widerlager und Flügel,
- die Firma Vereinigte Stahlwerke, Dortmunder Union in Dortmund den eisernen Überbau,
- die Firma Richard Marling in Braunschweig die Beton- und Dichtungsarbeiten der Brückenfahrbahn,
- die Firma Dölle in Breitenworbis die Pflasterarbeiten
- und die Firma Heinrichs in Abbesbüttel die Rohrverlegungsarbeiten auf der Brücke und zwischen den Flügeln.

Die Gesamtkosten des Bauwerks haben rd. 350 000 RM betragen.

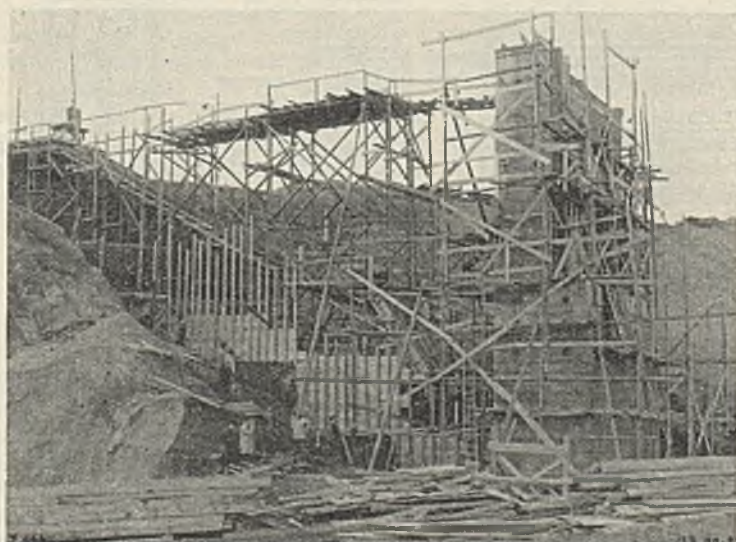


Abb. 8.

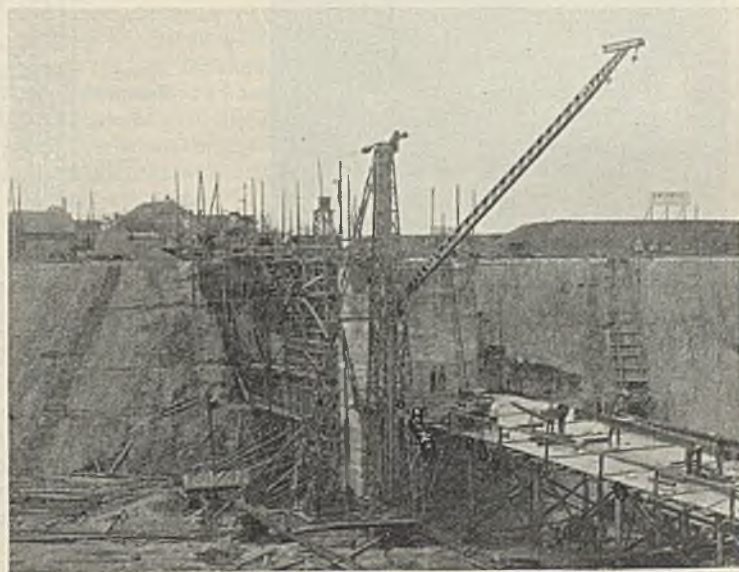


Abb. 9.

## Betonfabrik für 60 m<sup>3</sup> Stundenleistung mit stetig arbeitender Meß- und Mischanlage.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt.

Die günstigen Erfahrungen, die bei der Ausführung des ersten Bauabschnittes der Staustufe Eddersheim a. Main (rechte Wehroffnung) mit der Verwendung von stetig arbeitenden Mischanlagen gemacht wurden, erwiesen nicht nur aufs neue die praktische Brauchbarkeit, sie waren auch die Veranlassung zur weiteren Festigung des Vertrauens in die Zu-

verlässigkeit der Arbeitsweise derartiger Vorrichtungen von seiten der in Betracht kommenden Behörden und Unternehmungen.  
Zunächst war in Eddersheim die Aufgabe zu lösen, eine laufende Zement-Traß-Mischung herzustellen, was insofern nicht so einfach war, als sowohl Traß und Zement als auch die Mischung aus beiden wie Wasser davonschießt und sich anfänglich durchaus nicht in den erwarteten Grenzen einfangen lassen wollte. Eine sinnreiche Auffangkonstruktion behob die Schwierigkeiten; der aus bekanntlich sehr fein gemahlenem Hochofenzement und Traß zusammengesetzte Materialstrom

ist aus Abb. 1 zu entnehmen. Vom Sand- und Kieslager wurden die Baustoffe mittels Förderbänder den über dem Continuumischer befindlichen Silos zugeführt (Abb. 2); die Mischtrommel entleerte ihr Erzeugnis in den Aufzugkübel des Gießturmes (Abb. 3). Die Verteilung auf die jeweiligen Arbeitsstellen geschah in üblicher Weise (s. Abb. 1. u. 2). Die Leistungsfähigkeit des Continuumischer betrug in Eddersheim max. 30 m<sup>3</sup>/h; im ganzen wurden 10 000 m<sup>3</sup> Beton in 7 Wochen hergestellt, wobei als Höchstleistung (220 kg Zement + 1/4 Traß je m<sup>3</sup> Festbeton) 550 m<sup>3</sup> Gußbeton in 22 Std. zu verzeichnen waren. Die Druckfestigkeit dieses Betons ergab sich nach 28 Tagen i. M. zu rd. 180 kg/cm<sup>2</sup>.

Dieser Eddersheimer Anlage ist nun eine ungleich größere und interessantere gefolgt, und zwar mit bis zu 60 m<sup>3</sup> Stundenleistung für ein im Bau befindliches schweizerisches Kraftwerk.

Es handelt sich dort um die bisher größte Ausführung dieser Art, und zwar ist nicht nur die große Höchstleistung, sondern auch der weitere

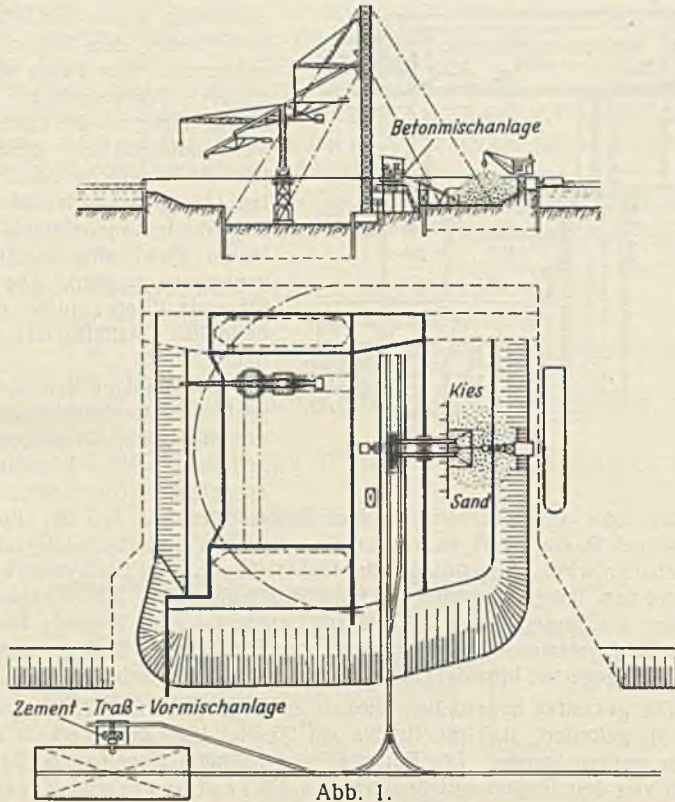


Abb. 1.

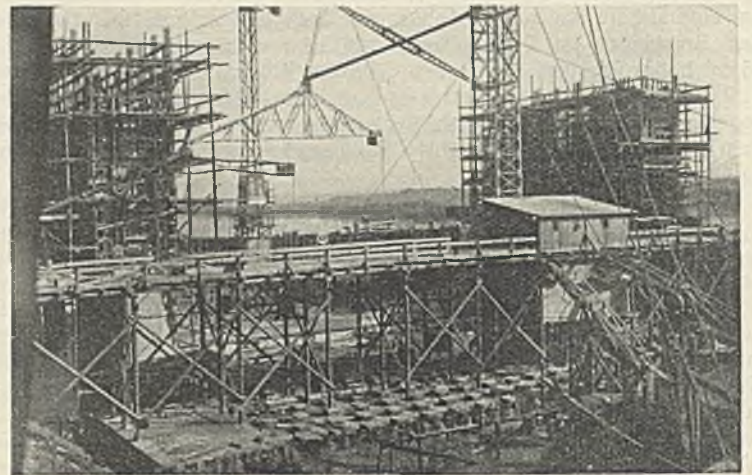


Abb. 2.

Umstand von Bedeutung, daß die Regelbarkeit der stetig arbeitenden Mischanlage (System „Continus“) in den Grenzen von 60 bis herab zu 6 m<sup>3</sup> verlangt ist — eine Aufgabe, die immerhin bemerkenswert genannt werden darf.

Bei der betreffenden Anlage wird, wie aus Abb. 4 zu entnehmen ist, der in Säcken ankommende Zement mittels eines Becherwerkes hochgehoben und dem Zementvorratssilo zugeführt, aus dem ihn eine Förder-

schnecke entnimmt, um ihn dem eigentlichen Abmeßbunker zuzuführen; in diesem befindet sich eine auf den Antriebmotor der Förderschnecke einwirkende selbsttätige Schaltvorrichtung, die die Zementsäule im Abmeßbunker konstant erhält.

Die Zuschlagstoffe werden in vier verschiedenen Körnungen vorsortiert, und zwar 0 bis 6, 6 bis 15, 15 bis 30 und 30 bis 60 mm, welche Körnungen

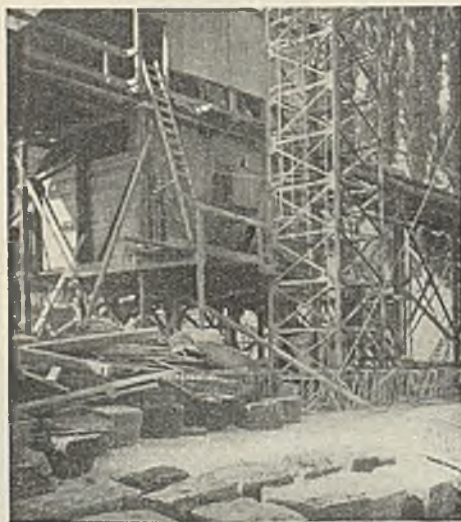


Abb. 3.

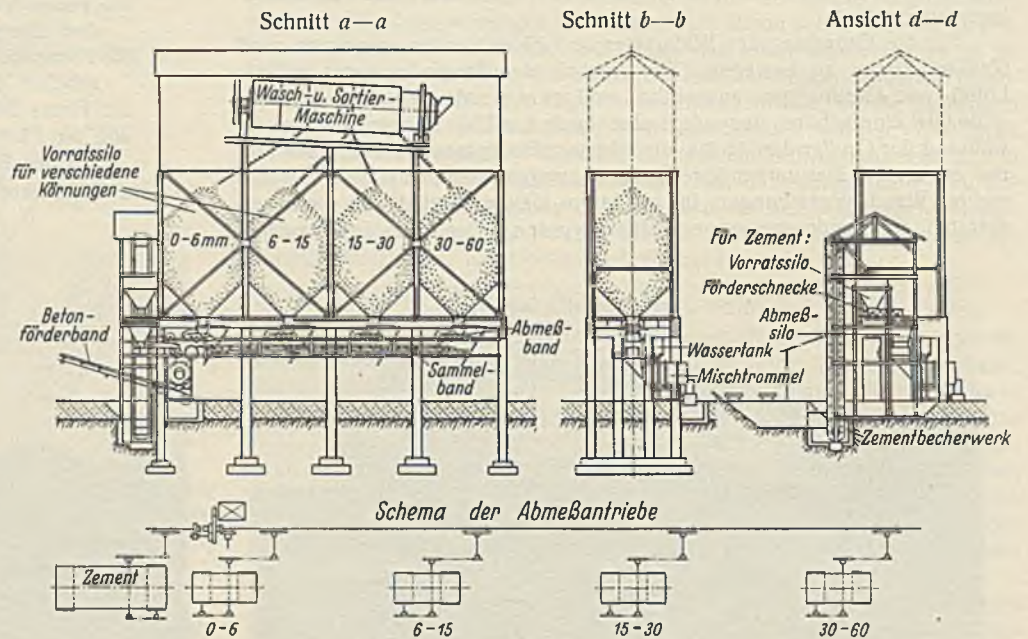


Abb. 4. Grundriß c-c

lief von da ab wunschgemäß in bestimmten Mengen aus dem Vormischer in bereitgehaltene Sonderfahrzeuge, die dann zur eigentlichen Verarbeitungsstelle gebracht wurden. Dort befand sich ebenfalls ein Stetigmischer System „Continus“<sup>1)</sup> — die Anlage der gesamten Baustelleneinrichtung

<sup>1)</sup> Herstellerfirma Jos. Vögele AG, Mannheim.



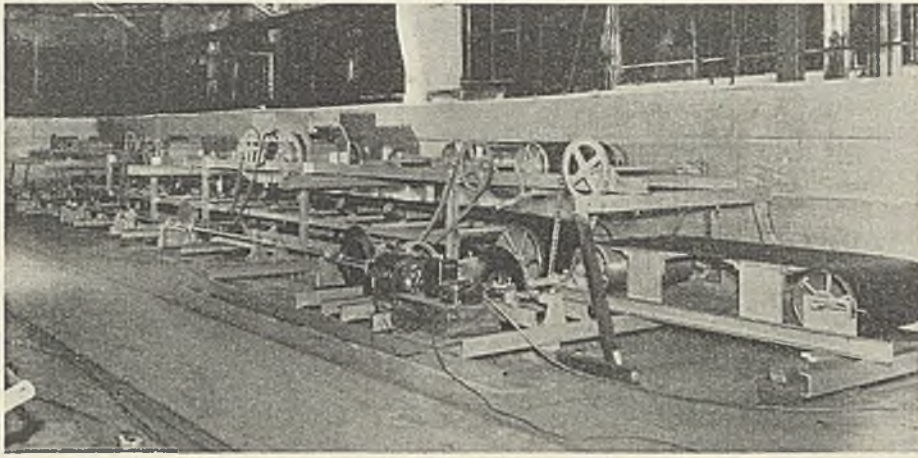


Abb. 5.

aus der obenliegenden Wasch- und Sortiermaschine in die vier Silos entfallen. Aus diesen werden die Zuschlagstoffe durch Abziehbänder, die sich unter den Silos befinden, abgemessen und durch ein gemeinsames Band der Mischtrommel zugeführt. Das Sammelband sowie das Abmeßband für die Körnung 0 bis 6 mm (Sand) und das Zementabmeßband bestehen aus Gummi (Abb. 5), während die anderen Abmeßbänder als Plattenbänder ausgebildet sind.

Aus dem vorerwähnten Abmeßbunker wird der Zement mit dem Gummiabmeßband (Ansicht *d—d* der Abb. 4) der Mischtrommel zugeführt. Diese besteht aus einem Stahlblechzylinder von entsprechender Länge mit geneigt angebrachten Rührflügeln (Abb. 6), die das zugeführte Material durch ihre geneigte Stellung in kräftiger Mischarbeit langsam dem Trommelauflauf zuführen, wo das Material die Trommel in stetigem Strom verläßt und entweder unmittelbar in den Gießkübel entleert oder auf einem Betonförderband irgendeiner Verwendungsstelle zugeführt wird. Da die Zuschlagstoffe und der Zement der Mischtrommel nur in ganz kleinen Mengen zugeführt werden, wobei zu jeder Einheit Zement die entsprechenden Einheiten Zuschlagstoffe gleichmäßig abgemessen zufließen, wird von der Mischtrommel nur eine sehr geringe Arbeitsleistung (etwa 3 PS) verlangt; für die durchaus einwandfreie Durchmischung genügt bei dem Continus-Mischer eine Durchlaufzeit von etwa 20 sek; bei wissenschaftlichen Versuchen ist sogar eine Durchlaufzeit von 13 sek bereits als ausreichend festgestellt worden. Die genaue Abmessung der einzelnen Mengen für Zement und Zuschlagstoffe wird durch die Schlitzhöhe im vorderen Bunkerauslauf (DRP. a.) und durch die Geschwindigkeit der Abziehbänder geregelt. Die Bandgeschwindigkeit wird durch Reibungsgetriebe (Grundriß *c—c* der Abb. 4) beeinflusst, wodurch die Möglichkeit gegeben ist, jedes gewünschte Übersetzungsverhältnis stufenlos zu wählen, so daß jede Bandgeschwindigkeit und dadurch jede gewünschte Stoffmenge erreicht werden kann.

Das zur Betonherstellung erforderliche Anmachwasser wird innerhalb der Mischtrommel mittels eines gelochten Rohres zugegeben, wobei die vollkommen gleichmäßige Zugabe dadurch hergestellt ist, daß der Wasserstand in dem Wasserbehälter (Querschnitt *b—b* der Abb. 4) durch ein Schwimmerventil dauernd auf der gleichen Höhe gehalten wird, so daß Schwankungen im Druck der Wasserleitung sich innerhalb der Mischmaschine nicht auswirken können. Die Wasserzuführungsleitung ist außerdem mit Absperrhähnen versehen, von denen der eine der Feinregelung dient, während der andere ein Grobhahn ist, der nur bei Inbetriebnahme oder Stilllegung der Maschine betätigt wird. Dadurch kann die einmal eingestellte Wassermenge immer gleich groß gehalten werden.

Um die Gewähr dafür zu haben, daß bei einem gewissen Mischungsverhältnis alle Baustoffe auch wirklich in gewolltem Anteil zugeführt werden, sind Kontrollvorrichtungen vorgesehen, die den abfließenden Materialstrom in seiner Schichthöhe abtasten. Wird diese Schichthöhe durch Verklemmungen in den Ausläufen oder durch Unachtsamkeit der

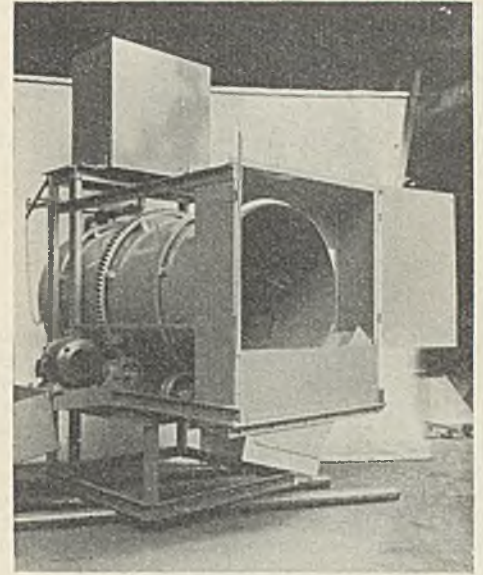


Abb. 6.

Bedienung, Ausbleiben von Material u. dgl. unterschritten, so sinkt das Tastorgan mit ab und setzt eine Vorrichtung in Tätigkeit, die ihrerseits den elektrischen Antrieb der ganzen Abmeßvorrichtung stillsetzt. Hierdurch wird verhindert, daß Beton von unvollkommener Beschaffenheit die Mischtrommel verläßt. Die Regelung der Zementzuteilung geschieht mittels einer Reibungseinstellung (Abb. 7), die eine Spindelverstellung gestattet, im Gegensatz zu den anderen Reibungsgetrieben (bei den Zuschlagstoffen), die durch Lösen von Feststellschrauben verschoben werden.

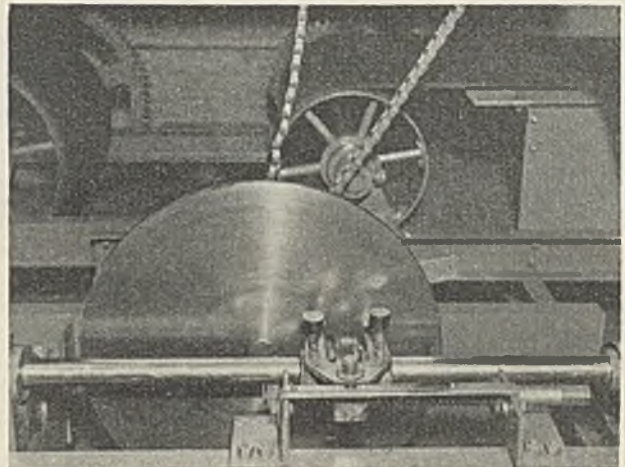


Abb. 7.

Die besprochene Schweizer Anlage ist, wie gesagt, für eine Höchstleistung von 60 m<sup>3</sup> gemischtem Beton je Stunde, die Zementförderanlage für etwa 300 Sack Stundenleistung eingerichtet. Die beschriebenen Einstellungsrichtungen gestatten aber in zuverlässiger Weise die Beherrschung der Leistungsfähigkeit bis herab zu nur 6 m<sup>3</sup> Beton je Stunde. Es zeugt für die Durchdachtheit dieses Systems, daß die Regelung der Leistungsfähigkeit in so weiten Grenzen mit derselben Genauigkeit möglich ist. Dabei erfordert die Meß- und Mischanlage selbst bei der Höchstleistung nur einen Energieaufwand von im ganzen rd. 15 PS, wovon auf das Zementbecherwerk etwa 2 PS, auf die Zementförderschnecke ebensoviel, auf die Abmeß- und Zubringer-Bandanlage etwa 8 PS und auf den Mischtrommelantrieb 3 PS entfallen.

Alle Rechte vorbehalten.

## Erfahrungen über Gesteinsdruck in homogenem Gebirge.

Von Dipl.-Ing. Ir. D. C. van Schaik, Maastricht.

Beim Bau eines Tunnels im St. Pietersberg bei Maastricht konnte infolge der eigentümlichen Verhältnisse im Berginnern an verschiedenen Stellen die Übereinstimmung zwischen dem rechnermäßigen und dem wirklichen Verlaufe des Gesteinsdruckes festgestellt werden. Es zeigte sich an diesen Stellen, daß das bereits aus bis zum Bruch durchgeführten Druckversuchen an Gesteinswürfeln bekannte Zerfallen in Pyramiden auch im praktischen Bergbau auftreten kann. Das Gestein des St. Pietersberges gehört geologisch zur Maastrichter Kreide, es läßt sich leicht sägen und mit dem Meißel bearbeiten. Im Berge befinden sich zahlreiche

unterirdische, aus dem Gestein ausgehauene Gänge, aus denen schon jahrhundertlang ununterbrochen Steine für Festungsmauern und Fundamentarbeiten gewonnen wurden. Auf diese Weise entstand ein Labyrinth von Gängen, deren Decken eine härtere Gesteinschicht bilden, die nicht mehr auf die gleiche Weise wie das übrige Gestein abgebaut werden konnte. Da diese härtere Schicht sich in waagerechter Richtung ausbreitet und nur eine geringe Neigung nach Norden zu zeigt, liegen auch die Gänge, wenigstens den Decken nach, in gleicher Höhe. Ursprünglich hatten die Gänge eine Breite und eine Höhe von etwa 2 bis 3 m.



Abb. 1.  
Alter Gang im St. Pietersberg bei Maastricht.

Allmählich entstanden jedoch so viele Gänge, daß die stehengebliebenen Pfeiler nicht mehr ohne Gefahr geschwächt werden konnten. Man baute deshalb die vorhandenen Gänge an vielen Stellen tiefer, bis auf das Doppelte und Dreifache ihrer ursprünglichen Höhe aus. Abb. 1 zeigt einen der Gänge, die man heute vielfach im St. Pietersberg findet.

Aus strategischen Gründen hat man zu Anfang des 19. Jahrhunderts eine große Anzahl dieser Gänge gesprengt. Dadurch entstand ein ausgedehntes Einsturzgebiet, das sich gerade an den Stellen befindet, unter denen der erwähnte Tunnel gebaut werden mußte. Man war daher gezwungen, in diesem Gebiete dem Tunnelbau eingehende Untersuchungen vorausgehen zu lassen und in einer Anzahl der Gänge das heruntergefallene Material wegzuräumen. Diese Arbeiten, die vom Verfasser gemeinsam mit Herrn Betriebsingenieur Wylezalek geleitet wurden, waren oft recht gefährlich, ebenso wie die vorher von ihnen persönlich im Einsturzgebiet ausgeführten Untersuchungen, sie haben jedoch zum Ziele geführt. Es wurden dabei viele Erfahrungen auf dem Gebiete des Gesteinbruches gesammelt, um so mehr, als es sich zeigte, daß die Gesteinverhältnisse im St. Pietersberg ziemlich genau den theoretischen Berechnungsannahmen entsprachen und sich die bisher bekannten theoretischen Berechnungsverfahren als richtig erwiesen. Das Gestein ist von sehr homogener Zusammensetzung, es zeigt sich höchstens eine schwache waagerechte Lagerung, die erst durch waagerechte oder lotrechte Hammerschläge bemerkbar gemacht werden kann. Waagerechtes Anschlagen führt meistens eher zum Bruch als lotrechtes Anschlagen.

Bekanntlich läßt sich die Spannung, die eine lotrechte Druckkraft, mit der man einen Würfel vom Querschnitt  $f$  beansprucht, in eine willkürliche, unter einem Winkel  $\alpha$  geneigte Schnittenebene hervorruft, in zwei senkrecht zueinander stehende Komponenten zerlegen, und zwar in eine Normalspannung  $N = \frac{P}{f} \cdot \cos^2 \alpha$  und eine Schubspannung  $T = \frac{P}{f} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha = \frac{P}{2f} \cdot \sin 2\alpha$ . Durch Differentiation dieser Werte erhält man die Höchstwerte dieser Komponenten:  $\frac{P}{f}$  für die Normalspannung bei  $\alpha = 0$  und  $\frac{P}{2f}$  für die Schubspannung bei  $\alpha = 45^\circ$ .

Da es sich im vorliegenden Falle um einen Stoff von homogener Zusammensetzung handelt, bei dem die Bruchfestigkeit gegen Druck in senkrecht zur auftretenden Druckkraft liegenden Flächen mehr als doppelt so groß ist wie die Bruchfestigkeit gegen Schubbeanspruchung, so ist klar, daß bei Bruchgefahr die Schubkräfte maßgebend sein werden. Läßt man die Druckkraft  $P$  allmählich zunehmen, so wird schließlich ein Bruch in den Flächen auftreten, die die größten Schubspannungen aufweisen, die also gegen die waagerechte Ebene und die lotrechte Kraft  $P$  unter einem Winkel von  $\alpha = 45^\circ$  geneigt sind.

Dieses Ergebnis ist schon längst bekannt aus Belastungsversuchen mit Steinwürfeln in Prüfmaschinen, wobei die Versuchskörper in Pyramiden mit Gipfel- und Seitenwinkeln von  $45^\circ$  zerfallen. Es ist nun interessant, daß im Einsturzgebiete des St. Pietersberges viele Säulen freigelegt werden konnten, die die eigentümlichen Bruchflächen unter  $45^\circ$  aufwiesen. Daß diese Bruchflächen nicht nur an einigen Stellen, sondern sogar sehr regelmäßig festgestellt wurden, zeigt Abb. 2. Auf dem Bilde, das drei hintereinander stehende Säulen wiedergibt, ist zu sehen, daß die an jeder Säule entstandenen Bruchflächen genau senkrecht zueinander stehen. Deutlichkeitshalber ist das Bild mit zweimaliger Blitzlichtbeleuchtung aufgenommen. Der dadurch erweckte Anseh, daß im Hintergrunde Tageslicht hereinfalle, trifft also nicht zu, denn der Gang befindet sich 35 m untertage. Die ursprünglichen Gänge, auf die sich das Bild bezieht, waren nicht hoch, wahrscheinlich nicht höher als etwa 2 bis 2,5 m. In diesen

Fällen legten sich die Bruchflächen durch die Ecken, die Decke und Boden mit den Seitenwänden bildeten, wobei aus der Decke auch immer ein Teil herausgefallen ist. Der Spannungszustand, der hierzu Veranlassung gab, zeigt, wie man aus der Form der Bruchflächen schließen kann, sehr gute Übereinstimmung mit den von Dr.-Ing. Kommerell in seinem Buche „Statische Berechnung von Tunnelmauerwerk“<sup>1)</sup> gegebenen Anschauungen über die Spannungsverteilung in einem durch einen rechteckigen Stollen gestörten Gebirge. Die von Kommerell ausgesprochene Meinung, daß sich bei derartigen Stollen über der Stollendecke spannungslose Körper bilden, die durch den First des Stollens und darüber von einer parabolischen Fläche begrenzt werden, wurde durch die im St. Pietersberg gefundenen Bruchverhältnisse bestätigt. Die in dieser Hinsicht wahrgenommenen Abweichungen müssen infolge der waagerechten Lagerung des Mergelgesteins, auf die vorstehend schon hingewiesen wurde, entstanden sein. Einerseits hat man dem Übergange von weicheren auf härtere Schichten Rechnung zu tragen, und andererseits hat offenbar das äußerlich sehr homogene Material doch immer noch eine waagrecht gelagerte Struktur, wodurch teilweise auch waagerechte und senkrechte Brüche entstanden sind, die aber immer in ihrem Gesamtverlauf noch als Annäherung an die theoretischen Bruchflächen unter  $45^\circ$  angesehen werden dürfen.



Abb. 2. Druckerscheinung im Einsturzgebiete des St. Pietersberges.

In einer Reihe von Fällen war oft bis zu 8 m Höhe Material aus den Decken herausgefallen, also viel mehr, als Abb. 2 zeigt. Die Untersuchungen im St. Pietersberg bestätigen damit noch eine andere Erscheinung, die nach der Theorie von Ritter und den später von Wagner und Kommerell gegebenen Berechnungsverfahren in dem durch Stollen gestörten Gebirge eintreten muß. Es bildet sich über der Störung eine gebogene, parabolische oder angenähert elliptische Drucklinie, unter der das Material herunterzufallen neigt, während das Gestein darüber in festem Gewölbe stehenbleibt. Abb. 2 zeigt im Hintergrunde einen derartigen kuppelförmigen Raum, bei dessen Entstehung sogar die Härteunterschiede der über der ursprünglichen Decke liegenden Schichten fast keinen Einfluß auf die Bildung eines elliptischen Gewölbes ausgeübt haben.

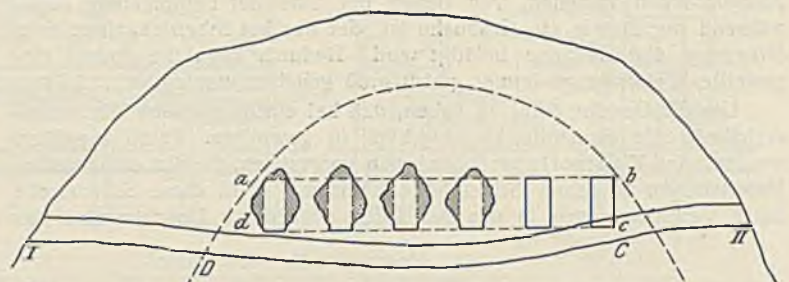


Abb. 3. Schematischer Querschnitt durch den St. Pietersberg.

Auch auf andere Weise wurde beim Tunnelbau im St. Pietersberg festgestellt, daß sich im gestörten Gebirge über den Störungen gebogene Drucklinien bilden, durch die an den Störungstellen selbst eine Druckentlastung zustande kommt. In Abb. 3 ist ein schematischer Querschnitt durch den St. Pietersberg wiedergegeben, in dem das Rechteck  $abcd$  die Störung, also das Gebiet, worin sich die Gänge befinden, darstellt. Mit Rücksicht auf die eingestürzten Gänge wurde der Tunnel nach dem Längenprofil I—II unterhalb der Gänge und Säulen gebaut. Daß sich

<sup>1)</sup> Erschienen Berlin 1912 im Verlage Wilh. Ernst & Sohn, Berlin.

nun wirklich über das ganze Störungsgebiet ein Druckgewölbe gespannt hatte, das in seinen Kämpfern einen viel größeren Druck als im Zwischenstück  $C-D$  aufwies, zeigte sich, sobald man mit dem Vortriebstunnel (von rechts nach links gerechnet) bis an die Stelle  $D$  gekommen war. Während nirgends unter den alten Gängen, also in dem während des Tunnelbaues als gefährliches Gebiet angesehenen Teile, Bergschläge in den Seitenwänden des Vortriebstunnels auftraten, war dies wohl der Fall, sobald man bei  $D$  in das feste Gebirge eintrat. Die typischen Bergschläge des Kalkmergels gaben in diesem homogenen Gestein einen richtigen Maßstab

für den auftretenden Druck. Diese Erscheinung zeigte sich nur an der Seite  $D$ , in deren Nähe die alten Gänge eingestürzt waren und wo infolgedessen das Gebirge seine natürliche Ruhe gefunden hatte. Bei  $C$ , wo die Gänge in der Nähe des festen Gebirges noch ihren ursprünglichen Zustand, also ihre unnatürliche, rechteckige Querschnittsform beibehalten hatten, traten keine Bergschläge auf. Eigentümlich ist, daß an den Stellen mit Bergschlägen keine Einsturzgefahr bestand, während unterhalb des Einsturzgebietes der alten Gänge mit größter Vorsicht gearbeitet werden mußte, da hier das Gestein in keiner Weise eine Warnung gab.

### Vermischtes.

**Ministerialrat Laudahn †.** Am 31. Oktober d. J. verstarb an den Folgen eines Unfalls Wilhelm Laudahn, der seit 1925 als Ministerialrat in der Marineleitung des Reichwehrministeriums tätig war. Er wurde am 11. November 1875 zu Frankfurt a. d. O. geboren, besuchte dort das Real-Gymnasium und widmete sich nach einem praktischen Jahr auf der Kaiserlichen Werft in Kiel dem Studium des Schiffsmaschinenbaues an der Technischen Hochschule Berlin. 1904 trat er als Marine-Maschinenbaumeister in Wilhelmshaven in den Dienst der Marine, der er ein Leben voll erfolgreicher Arbeit gewidmet hat.

Mit der Entwicklung der Dieselmotoren als Schiffsmaschinen, besonders mit der Entwicklung der Groß-Dieselmotoren ist der Name Laudahn eng verbunden. Seit im Jahre 1909 die Marineleitung von Schiffsdieselmotoren mit einer Leistung von etwa 150 PSe je Zylinder unvermittelt zu solchen mit 2000 PSe überging, ist der stark fördernde Einfluß auf den Ausbau der Groß-Dieselmotoren gerade von dieser Seite immer wieder in die Erscheinung getreten. Die bei einem solchen Sprung auftretenden Schwierigkeiten warfen immer neue Probleme auf, und hier konnte Laudahn, dank seiner technischen Initiative, immer aufs neue fördernd eingreifen. Stets galt seine Sorge der Einführung der Groß-Dieselmotoren in unsere Kriegsmarine — ebenso wie der Förderung des schnelllaufenden Dieselmotors für Sonderzwecke der Schifffahrt.

Mit der praktischen und organisatorischen Förderung des Dieselmotorenbaues verband sich bei Laudahn die wissenschaftliche Bearbeitung dieses Gebietes. Seine Veröffentlichungen in der Z.d.VdI., im Nautikus, in Glas. Ann. und in Schwarte, „Kriegstechnik der Gegenwart“ beweisen seine umfassenden Kenntnisse und seine Fähigkeit klarer und systematischer Darstellung. Im Taschenbuch der „Hütte“ bearbeitete er den Abschnitt „Schiffsmaschinenbau“ für die fünf letzten Auflagen.

Seit 26 Jahren gehörte Laudahn dem Ausschuß der wissenschaftlichen Werke der „Hütte“ an und führte seit 1919 hier den Vorsitz. In dieser Tätigkeit hat er für die „Hütte“ und damit für die deutsche Technik Außerordentliches geleistet. Er bewies hier einen Weitblick und ein Verständnis für alle technischen Gebiete, die ihn zur Führung eines solchen Werkes in besonderem Maße befähigten. Stets gelang es ihm, Schwierigkeiten aus dem Wege zu räumen und die deutsche Technik und Wissenschaft so zur Mitarbeit heranzuziehen, daß das Taschenbuch der „Hütte“ heute gleichsam als Repräsentant der gesamten Technik dasteht.

Seiner Tätigkeit verdanken wir das Erscheinen der 23. bis 26. Auflage der deutschen Ausgabe der „Hütte“. Ebenso erschienen unter seiner Leitung die „Betriebshütte“ (1. bis 3. Auflage) und „Hütte-Stoffkunde“. Die „Chemiehütte“, das Taschenbuch für den praktischen Chemiker, das erstmalig in den 80er Jahren erschienen war, erlebte auf Laudahns Anregung hin eine zweite Auflage, die die Wichtigkeit dieses Industriezweiges für den Techniker klar hervortreten läßt. Ebenso erschien in der Zeit seiner Tätigkeit die „Eisenhütte“ in 2., 3. und 4. Auflage, ferner die 6. und 7. Auflage von „Brix-Bootsbau“. Alle diese Werke sind im Verlage Wihl. Ernst & Sohn erschienen, mit dem Laudahn stets in vorbildlicher Weise zusammengearbeitet hat.

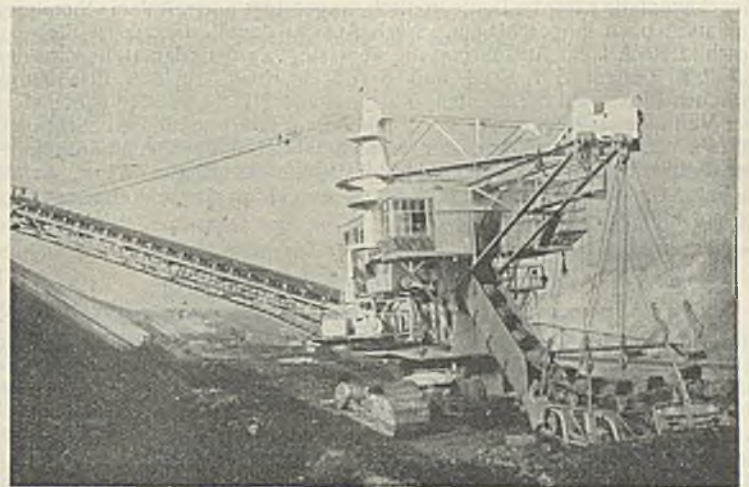
Die Fäden, die die „Hütte“ früher mit dem Auslande verbunden hatten, waren durch den Weltkrieg abgerissen. Laudahn hat sie nicht nur neu geknüpft, sondern darüber hinaus durch Verträge mit ausländischen Verlegern auch weitere Übersetzungen der Hüttenwerke in fremde Sprachen veranlaßt. Ins Französische wurden das Taschenbuch und die Eisenhütte übersetzt, ins Spanische das Taschenbuch und die Chemiehütte; diese beiden Werke erschienen auch in italienischer Übersetzung.

Durch seine Arbeiten, die zum Teil in die schwierige Zeit nach dem Kriege fielen, hat Laudahn die deutsche Technik in hervorragendem Maße gefördert, und seine Verdienste um die Anknüpfung von Beziehungen zum Auslande werden sich noch nach Jahren in der deutschen Technik auswirken. Sauerlich.

**Ein Universal-Raupebagger für Bauarbeiten.** Um solche Arbeiten, zu denen man im allgemeinen einen Löffelbagger und seine Sonderformen verwendet (Herstellen von Einschnitten bei Wege- und Bahnbauten, Ausheben von Baugruben, Nachputzen und Planieren von Flächen usw.), auch in stetiger Betriebsweise mit den sich daraus ergebenden Vorteilen ausführen zu können, ist ein neuartiger Universal-Raupebagger (der Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft) entstanden, der sich von den gewöhnlichen Eimerkettenbaggern, die z. B. beim Kanalbau üblich sind, in wichtigen Teilen unterscheidet.

Der Bagger (s. Abb.) ruht auf zwei Einzelraupen, die durch je einen Motor angetrieben werden. Die Motoren erhalten den Strom von einem Umformer für Leonard-Schaltung, damit jede Geschwindigkeit unter der höchsten mit 4 m/min verlustlos eingestellt werden kann. Die eine Raupe ist fest mit dem Unterwagen verbunden, die andere bewegt sich als

Pendelraupe um einen waagerechten Drehzapfen, so daß sich der Bagger in drei Punkten statisch bestimmt auf die Raupenfahrwerke abstützt. Da die beiden 1,5 m breiten Raupen 7 m Abstand voneinander haben, besteht auch quer zur Fahrtrichtung eine große Standsicherheit. Infolge der einzelnen, in Schwinghebeln senkrecht beweglichen Laufräder fällt die Belastung innerhalb jeder Raupe völlig gleichmäßig aus. Der Drehteller zwischen dem Oberbau und dem Raupenfahrwerk, vermöge dessen der Bagger um 360° schwenkbar ist, läßt sich auf dem Unterbau in senkrechter Richtung verstellen, so daß beim Befahren von Steigungen mit geneigten Raupen der Oberbau seine waagerechte Lage beibehält. Es können Steigungen bis 1:10 mit waagrecht bleibendem Oberbau befahren werden.



Universal-Raupebagger bei Planierarbeiten.

Da der Schwenkmittelpunkt des Bandauslegers seitlich im Baggergerüst liegt, wächst der Schwenkbogen bis fast 200°. Das Kabel zur Stromzuführung (Drehstrom) wickelt sich selbsttätig in Abhängigkeit vom Fahrtrieb auf der Kabeltrommel auf und ab. Mit den Eimern von 200 l Inhalt leistet der Bagger bei 30 Schüttungen in 1 min theoretisch 360 m<sup>3</sup>/h.

Die sonstigen Angaben für den Bagger sind: Baggertiefe 5,5 m bei 50° Leiterneigung; Abtraghöhe 6,5 m bei 55° Leiterneigung; Länge des Bandauslegers 25 m; Abwurfhöhe 8 m; Dienstgewicht 240 t; kleinster Krümmungshalbmesser der Fahrbahn 25 m; mittlerer spezifischer Bodendruck unter den Raupenbändern 1 kg/cm<sup>2</sup>. R.—

**Wasserdichte Erhöhungsmauern für Staudämme, Deiche u. dgl.** sollen nach einem Vorschlag von Ing. de Murali in De Ing. 1932, Nr. 8, errichtet werden. Abb. 1 zeigt einen Querschnitt durch eine solche Mauer, die aus einzelnen durch Dehnungsfugen getrennten Eisenbetonteilen besteht. Die Grundplatte besitzt, je nach der Größe der Mauer, mehrere Rippen  $a$ . Doch sollen es mindestens drei derartige Rippen sein. Die Länge  $B$  des wasserseitigen Teiles der Grundplatte richtet sich nach der Höhe des darüberstehenden Wasserspiegels; nach Angabe des Verfassers soll sie das Fünf- bis Achtfache dieser Höhe betragen. An den Enden der Mauer werden zum Abschluß des Raumes zwischen den Rippen  $a$  Seitenwände bis zur Linie  $x_1, x_2$  heruntergezogen. Die Dehnungsfugen sind 40 bis 50 cm breit. Bei der Errichtung der Mauer wird zunächst an den Stellen, an die die Dehnungsfugen kommen, die Dammkronen sorgfältig hergerichtet und dann ein konisches Loch von 40 cm Tiefe und 80 bis 100 cm bzw. 40 bis 50 cm Seitenlänge oben und 60 bis 75 cm bzw. 30 bis 40 cm Seitenlängen unten ausgehoben und dann fest mit Lehm vollgestampft. Die Enden der Mauerteile ruhen also nach dem Bau auf diesem Lehmklotz auf. Abb. 2 zeigt einen Querschnitt der Dehnungsfuge. Die Mauerenden besitzen Nuten. Zwischen die Nuten kommt ein Eisen-

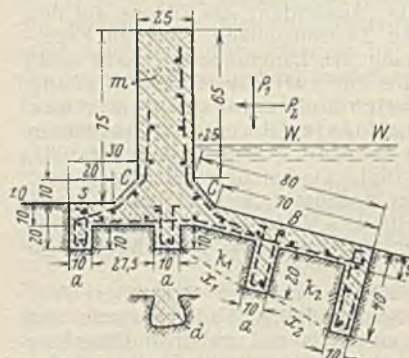


Abb. 1. (Maße in cm.)

Die Mauerenden besitzen Nuten. Zwischen die Nuten kommt ein Eisen-

betonzwischenstück, das ebenfalls Nuten gegenüber denen der Mauerteile besitzt. Die von den Nuten gebildeten Hohlräume werden mit Lehm oder mit bituminösen Dichtungsmitteln vollgestampft. Die Rippen *a* der Grundplatte treten an den Trennfugen um etwa 15 bis 20 cm zurück. Die Nuten an der Trennstelle sind konisch, oben  $10 \times 15$  cm und unten  $15 \times 20$  cm und stehen mit ihrem unteren Teil miteinander in Verbindung (Abb. 2a u. 2b). Um zu verhindern, daß irgendwelche Strömungen die Füllung der Dehnungsfuge zerstören, wird wasserseitig zwischen Kern und

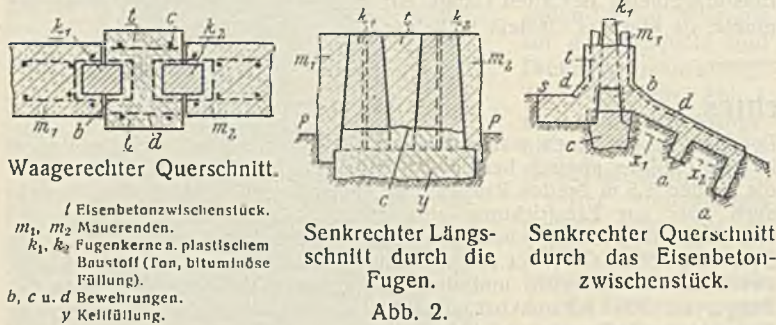


Abb. 2. Senkrechter Längsschnitt durch die Fugen. Senkrechter Querschnitt durch das Eisenbetonzwischenstück.

Waagerechter Querschnitt.  
f Eisenbetonzwischenstück.  
 $m_1, m_2$  Mauerenden.  
 $k_1, k_2$  Fugenkerne a. plastischem Baustoff (Ton, bituminöse Füllung).  
*b, c u. d* Bewehrungen.  
*y* Keilfüllung.

Mauer eine Eisenbeton- oder Holzbohle eingerammt, die unten scharfkantig ist und oben durch einen in die Mauer eingelassenen Bügel geführt ist, mit dessen Hilfe sie dicht an die Wand herangezogen werden kann. Gegebenenfalls wird die Bohle konisch ausgebildet und mit dem schmaleren Teil nach oben eingeschlagen. Nach Ansicht des Verfassers ist die erstgeschilderte Art der Ausführung die sicherste. Zu den Mauerteilen werden auf 2 T. Zement 5 T. Sand und 6 T. Steinschlag, zu den Eisenbetonzwischenstücken auf 3 T. Zement 5 T. Sand und 7 T. Steinschlag genommen. Der Verfasser empfiehlt, bei der Verwendung von bituminösen Dichtungsmitteln diesen Sand zuzusetzen. Auf Veranlassung des Generalinspektors der belgischen Wasserstraßen, Herrn Eugène de Brabandère, wurde in Saint Amands bei Puers in Belgien eine 16 m lange Versuchsmauer gebaut, die voll befriedigt hat. Schmid.

### Zuschriften an die Schriftleitung.

Zum III. Teilbericht über den Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau in Paris. In diesem in Bautechn. 1932, Heft 32, S. 417, veröffentlichten Berichte findet sich die Angabe, daß zwei Sätze in der von mir eingereichten Abhandlung „Vorschläge für die Klassifizierung des Baugrundes auf Grund von Schwingungsmessungen“ wohl zum ersten Male von Prof. Hertwig in einem Vortrage vor der Akademie des Bauwesens am 16. Oktober 1931 und in einem öffentlichen Vortrage am 26. November 1931 ausgesprochen worden seien, nämlich daß die Federkonstante oder die Eigenschwingungszahl der als Massenpunkt aufgefaßten erregenden Maschine auf elastischer Grundlage ein Maß für die statische Tragfähigkeit des Bodens sei, und die Dämpfungszahl ein Maß für die dynamische Tragfähigkeit.

Hierzu bemerke ich, daß ich bereits im Bauing. 1929, Heft 13, S. 233 f. o., in dem Aufsatz über „Schwingungen von Fundamenten rotierender Maschinen“ eindeutig, und zwar m. W. zum ersten Male darauf hingewiesen habe, daß der Resonanzzustand des Baugrundes ein Maß bietet, um die Federkonstante, d. h. die Bettungszahl zu ermitteln. Die von mir damals benutzte Versuchsanordnung eines schwingenden Massenpunktes auf elastischer Unterlage (Baugrund) stimmt im Prinzip überein mit der später von der Degebo verwendeten Einrichtung.

Ich habe ferner bereits damals den Rechnungsgang angegeben und die Formel für die Bettungszahl abgeleitet.

Im Bauing. 1931, Heft 3 u. 4, ist dieser Gedanke durch die Beschreibung des „Geodyn“ weiter ausgebaut, und ausführlich nachgewiesen, in welcher Weise die Bettungszahl oder die Federkonstante des Baugrundes mittels dieses Apparates auf dynamischem Wege ermittelt und in Beziehung zur statischen Tragfähigkeit des Baugrundes gebracht werden kann. (Vgl. hierüber den Abschnitt D. „Anwendung der Theorie auf den Baugrund“, worin Vorschläge für den Zusammenhang zwischen Federkonstante und zulässiger Beanspruchung des Baugrundes gemacht sind.)

Welche Bedeutung ich der Größe der auftretenden Dämpfung im schwingenden Erdboden hinsichtlich seines dynamischen Verhaltens bereits damals bemessen habe, wird bewiesen durch meinen weiteren Aufsatz in der Zeitschrift „Die Schalltechnik“ 1931, Heft 5, erschienen Anfang Oktober 1931. Dort steht wörtlich folgendes: „Die Dämpfung liefert neben der Bodenzahl, welche, wie bekannt, in erster Linie Aufschluß über die elastischen Verhältnisse des Baugrundes gibt, eine weitere wichtige Kennziffer zur Beurteilung des schwingungstechnischen Verhaltens des Erdreichs.“

Ich stelle daher fest, daß ich jedenfalls schon früher als Herr Prof. Dr.-Ing. Hertwig auf die Beziehungen zwischen Federkonstante und statischer Tragfähigkeit des Bodens einerseits und zwischen Dämpfung und dynamischem Verhalten des Erdreichs andererseits hingewiesen habe.

Düsseldorf, 5. September 1932.

Dr.-Ing. Müller.

### Erwiderung.

Herr Dr.-Ing. Müller übersieht, daß meine Sätze in den Vorträgen und seine Sätze in seinen früheren Veröffentlichungen im Inhalte wesentlich verschieden sind. Herr Müller sagte vor meinem Vortrage im Jahre 1931, wenigstens in seinen gedruckten Äußerungen<sup>1)</sup>, nicht klar,

welche Schwingungsvorgänge er eigentlich „als Kriterium zur Bestimmung der Bettungsziffer“ benutzen will. Er spricht hier von „der Resonanzfrequenz der erzwungenen senkrechten Schwingungen im Erdreich“. Von einer Resonanz zu einer Schwingung im Erdreich kann man im allgemeinen nicht reden. Ob überhaupt im Erdreich eine stehende Welle entsteht, hängt vom Aufbau und den Randbedingungen des Bodens ab. Meistens wird nur eine fortschreitende Welle im Boden erzeugt. Eine bestimmte Eigenfrequenz besitzt die als Massenpunkt aufgefaßte Maschine, die auf dem Boden als elastische Unterlage gestützt ist. So sieht das schwingende System aus, das wir bis jetzt in der Degebo in mannigfachster Weise ausgemessen haben. Ausführlich berichtet das demnächst erscheinende Heft 1 unserer Veröffentlichungen über ungefähr 300 Versuche. Die aus der Eigenfrequenz der elastisch gelagerten Maschine gewonnene Federkonstante der elastischen Unterlage benutzen wir zur Kennzeichnung der statischen Tragfähigkeit des Bodens.

Die von uns benutzte und von der Firma Losenhausen gebaute Einrichtung stimmt im Prinzip nicht mit der des Herrn Müller aus dem Jahre 1929 überein, sondern mit dem Apparat der Reichsbahn für Brückenprüfungen. Dieser Apparat ist ähnlich dem des Herrn Schmidt, mit dem er 1923 seine bekannte Arbeit über Fundamentalschwingungen gemacht hat. Herr Müller benutzt eine Welle mit einer exzentrischen Masse, der Apparat der Firma Losenhausen zwei Wellen mit exzentrischen Massen. Welch tiefergehender Unterschied in diesen beiden Anordnungen liegt, braucht wohl nicht näher erörtert zu werden.

Schließlich bemerke ich, daß wir bereits im März 1929 mit der Maschine der Reichsbahn Versuche gemacht haben und unsere Einrichtung vor der Veröffentlichung des Herrn Müller in Auftrag gegeben war.

Über die Dämpfung sagt Herr Müller im Oktober 1931 zur Zeit meines Vortrages nur: „Verfasser schlägt vor, die mit dem Geodyn nach obiger Methode unter jeweils gleichen Verhältnissen ermittelten Dämpfungsfaktoren auf denjenigen von normalem, gutem Baugrunde, beispielsweise gewachsenem Kiessand, zu beziehen, um auf diese Weise Verhältniszahlen zu bekommen“.

Welche Eigenschaften der Dämpfungsfaktor im Boden kennzeichnen soll, sagt Herr Müller weder hier noch an anderer Stelle. An anderer Stelle<sup>2)</sup> sagt Herr Müller sogar: „Wie ausdrücklich hervorgehoben, ist die im schwingenden Baugrunde entstehende Dämpfung bislang nicht in den Bereich unserer Betrachtungen einbezogen“. Ich habe in meinem Akademievortrag über die Bedeutung der Dämpfung sehr vorsichtig den Satz ausgesprochen, daß man die Dämpfungszahl als Maß für die unter periodischen Kräften auftretenden Setzungen des Bodens benutzen kann, daß nämlich Böden mit großen Setzungen eine große Dämpfung haben, jedoch schon angedeutet, daß nicht alle Böden mit großer Dämpfung auch große Setzungen aufweisen. Zur eindeutigen Kennzeichnung von Böden mit großen Setzungen genügt also eine große Dämpfungszahl nicht. In diesem Sinne war von mir über den Zusammenhang zwischen Dämpfung und dynamischem Verhalten des Bodens geredet worden.

Daß Herr Müller gleichzeitig mit uns dem Gedanken nachgegangen ist, den Boden statt statisch dynamisch zu untersuchen, haben wir in der Degebo nie bestritten, und seine Veröffentlichungen sind von uns stets angeben worden. Die von mir in den Vorträgen vor der Akademie des Bauwesens und später in der Versammlung der Degebo in der Technischen Hochschule vorgetragenen Sätze zuerst ausgesprochen zu haben, diese Behauptung wird durch die Zeitschrift des Herrn Müller nicht widerlegt. Einen unfruchtbaren Prioritätsstreit fortzusetzen, lehne ich ab und wiederhole Herrn Müller gegenüber den Vorschlag, im Baugrundausschuß der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen an einer mündlichen Aussprache über unsere Untersuchungsverfahren teilzunehmen.

28. September 1932.

A. Hertwig.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

### Patentschau.

Laufbahn für den Zahnkranz von Wälzwehren. (Kl. 84a, Nr. 531 959 vom 31. 1. 29 von Firma Aug. Klönne in Dortmund.) Zur Überleitung der auf die Laufbahn einwirkenden Hauptdrücke



auf die Pfeiler wird die Laufbahn für den Zahnkranz aus einer Reihe von übereinanderliegenden Stützagerpfannen für die Verzahnung des Wälzkörpers hergestellt, wobei die Form der Lagerpfannen der Kronenform der Zähne entspricht. Die Stützagerpfannen werden als einzelne voneinander unabhängige Lagerkörper ausgeführt. Die Zähne *a* sind auf dem Wälzteil *b* des Wehres fest verlagert und die hohlen Lagerteile *c* am Pfeilermauerwerk *d* befestigt. Zähne und Lücken sind zylindrisch, so daß die Bewegung des Wehres eine Drehung des jeweils eingreifenden Zahnes in der entsprechenden Zahnluke bedingt. Die Hubkette ist mit *e*, die Wehrsohle mit *f* bezeichnet.

<sup>1)</sup> Bauing. 1929, Heft 13. — <sup>2)</sup> Bauing. 1931, Heft 3 u. 4.

INHALT: Zu den Baupolizeivorschriften über Winddruck. — Der Bau der Landstraßenbrücke Meine-Grassel. — Betonfabrik für 60 m<sup>3</sup> Stundenleistung mit stetig arbeitender Meß- und Mischanlage. — Erfahrungen über Gesteinsdruck in homogenem Gebirge. — Vermischtes: Ministerialrat Laudahn f. — Universal-Raupenbagger für Bauarbeiten. — Wasserdichte Erhöhungsmauern für Staudämme, Delche u. dgl. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.