

DER BAUINGENIEUR

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

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

Dipl.-Ing. W. Rein, Leiter der techn. Abteilung des Deutschen Eisenbau-Verbandes
Berlin W9, Linkstraße 16;

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

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

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

erscheint zweimal monatlich und kann im **In- und Auslande** durch jede Sortimentsbuchhandlung, jede Postanstalt oder den unterzeichneten Verlag bezogen werden. Preis vierteljährlich für das In- und Ausland 6,- Goldmark (1 Gm. = 10/42 Dollar nordamerikanischer Währung). Hierzu tritt bei direkter Zustellung durch den Verlag das Porto bzw. beim Bezuge durch die Post die postalische Bestellgebühr. Einzelheft 1,25 Goldmark zuzüglich Porto.

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

Preis der Inland-Anzeigen: Ganzselten: 150 Goldmark.

Kleine Anzeigen: 0,15 Goldmark für die einspaltige Millimeter-Zeile.

Bei $\frac{12}{10}$ maliger Wiederholung innerhalb Jahresfrist
 $\frac{24}{20}$ maliger Wiederholung innerhalb Jahresfrist

Für Vorzugsseiten besondere Vereinbarung.
Die Umrechnung des Goldmarkbetrages erfolgt zum amtlichen Berliner Dollarkurs am Tage des Zahlungseingangs. 4,20 Goldmark = 1 Dollar. Die Zahlung hat innerhalb 5 Tagen nach Rechnungsdatum (für Gelegenheitsanzeigen und Stellengesuche sofort bei Bestellung) **nur** auf Postscheckkonto 118 935 Berlin **Julius Springer** abzug- und spendenfrei zu erfolgen. Bei Zahlungsverzug werden die üblichen Bankzinsen berechnet.

Klischee-Rücksendungen erfolgen zu Lasten des Inserenten.

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

Fernsprecher: Amt Kurfürst 6050-53.

Drahtanschrift: Springerbuch Berlin.

Reichsbank-Giro-Konto. Deutsche Bank, Berlin, Depositen-Kasse C. Postscheckkonten: für Bezug von Zeitschriften und einzelnen Heften: Berlin Nr. 20 120 Julius Springer, Bezugsabteilung für Zeitschriften; für Anzeigen, Beilagen und Bücherbezug: Berlin Nr. 118 935 Julius Springer.

INHALT

* bedeutet Abbildungen im Text.

	Seite		Seite
Robert Weyrauch †. Von Ewald Genzmer, Dresden	1*	Kurze technische Berichte	31
Die Abschließung der Zuidersee. Von Hubert Engels	2*	Belastungsnormen für Straßenbrücken. — Vorschriften für Entwurf und Ausführung stählerner Straßenbrücken. — Haftblech.* — Erdbebensichere Hochhäuser.* — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 24. Einsturz eines mehrgeschossigen Fabrikneubaues.*	
Über die Biegung einer sehr langen Eisenbetonplatte. Von Prof. Dr.-Ing. M. T. Huber, Lwów (Lemberg)	7*	Bücherbesprechungen	32
Beitrag zur Berechnung von Fundamenten. Von Dr.-Ing. M. Geller, Câmpina (Rumänien)	19*	Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen	33
Der Brückenbau der letzten fünfzig Jahre. Referat von A. Müllenhoff	22	Ankündigung. — Ortsgruppe Brandenburg: Talsperrenbau Muldenberg. Das Autogaragenproblem in den deutschen Großstädten.	
Professor H. Burchartz zum sechzigsten Geburtstag	24*	Stellenübersicht	35
Bestimmung der Einzelpfahllasten bei einseitiger Belastung von Gründungsplatten, Von Professor O. Colberg, Regierungsbaumeister a. D., Hamburg	25*	Verzeichnis der in der Literaturschau bearbeiteten Zeitschriften und der hierfür gebräuchlichen Abkürzungen	36
Bestimmung der Kantendrücke von Maschinengründungen infolge einseitiger Belastung durch den Betrieb. Von Professor O. Colberg, Regierungsbaumeister a. D., Hamburg	27*	Die Baunormung (Mitteilungen des Normenausschusses der deutschen Industrie)	1-4
Albert Eduard Toepffer †	30*		

Die Literaturschau, bearbeitet und gesammelt von Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden, befindet sich hinter der Textseite 28.

G. E. Dellschau

Werkstätten für Eisenhoch- und Brückenbau

Zentrale:

Berlin C 25, Prenzlauer Straße 26

Fabrik:

Berlin-Tempelhof, Industriestraße

Geschäftsbauten
Eiserne Brücken · Werkstattbauten
Eiserne Hallen
Eiserne Gerüste · Blecharbeiten
Wellblechschuppen

Großes Lager in **I**-, **C**-Stabeisen, Blechen

Entwürfe und Anschläge · Kurze Liefertermine

**Ein neuer Betonmischer
Patent Schiege**



**EISENBAU
SCHIEGE &**

LEIPZIG/DAUNSDORF
Verlangen Sie Prospekt

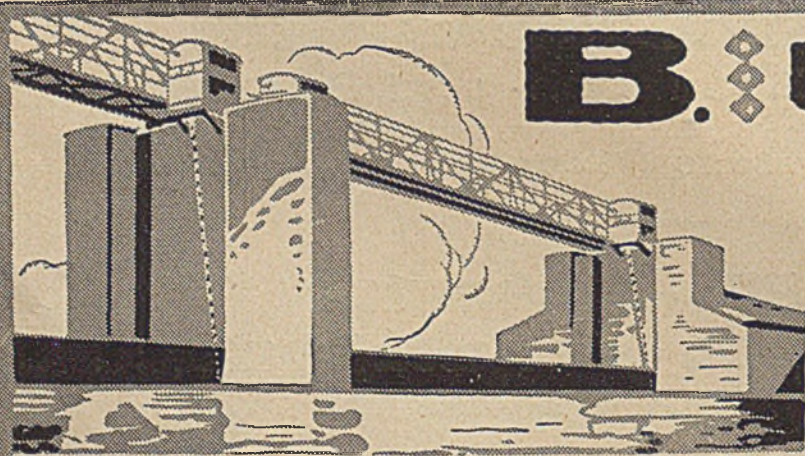
Vertreter an einigen Hauptplätzen gesucht!

Esslingen



Kompressoren
Vollständige Druckluftanlagen für
Hoch- und Tiefbauarbeiten.

**Maschinenfabrik Esslingen
in Esslingen**



B. U. CO.

**EISEN-
KONSTRUKTIONEN
BETONBAUTEN
FÜR DEN
WASSERBAU**

SEGMENTSCHÜTZE ♦ EINLASZSCHLEUSE RIEBNIG ♦ 1922 ♦

BEUCHELT U. CO., GRÜNBERG i. SCHL.

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang

10. Januar 1925

Heft 1

ROBERT WEYRAUCH †.

Wenn im Reiche der Wissenschaft ein Führer von uns scheidet, dem es vergönnt gewesen ist, aus der Fülle der ihm verliehenen Gaben unvergängliche geistige Güter zum Wohle der Menschheit geschaffen zu haben, dann verbindet sich mit der Trauer um sein Scheiden der tröstliche Gedanke, daß ein reiches Lebenswerk glücklich beendigt wurde. Wenn aber ein hervorragender Geist mitten in der Blüte seiner Jahre abberufen wird, dann empfinden alle, auch die ihm persönlich Fernstehenden, einen tiefen Schmerz darüber, daß der Welt wertvolle Gaben versagt geblieben sind, die der zu früh Verstorbene ihr noch geschenkt haben würde. Dieses Gefühl tiefster Trauer empfinden die Jünger der Deutschen Bauingenieurwissenschaft bei dem Hinscheiden von Robert Weyrauch, eines ihrer hervorragendsten Führer. Er wurde uns im Alter von nur 50 Jahren am 15. Oktober dieses Jahres zu Stuttgart durch den Tod entrissen, gerade als er berechtigte Hoffnungen hegen durfte, von einem Leiden endgültig befreit zu sein, gegen das er jahrelang mit äußerster Willenskraft angekämpft hatte.

Es ist geradezu erstaunlich, was Robert Weyrauch in der kurzen Zeit von kaum zweieinhalb Jahrzehnten für die Bauingenieurwissenschaft geleistet hat. Nach einer lehrreichen zweijährigen Tätigkeit auf dem Gebiete der Wasserversorgung bei dem Altmeister Thiem und nach weiterer dreijähriger Beschäftigung als ausführender Bauingenieur in Lahr, Stuttgart, Ulm und Frankfurt bestand er im Jahre 1904 die Regierungsbaumeisterprüfung und erwarb sich bald darauf an der Technischen Hochschule München auf Grund einer Arbeit „Unterlagen zur Dimensionierung städtischer Kanalnetze“ die akademische Würde eines Doktoringenieurs. In den folgenden Jahren war er Oberingenieur bei der Städtereinigungsgesellschaft in Berlin, gleichzeitig Assistent des Brix'schen Lehrstuhles für „Städtischen Tiefbau“ und sodann Beamter des Tiefbauamtes der Stadt Charlottenburg.

Am 1. Oktober 1906 wurde Weyrauch als Nachfolger von Professor Lueger an die Technische Hochschule Stuttgart berufen, an der er bis zu seinem frühen Tode eine segensreiche Tätigkeit entfaltete. Diese erstreckte sich nicht nur auf das literarische Gebiet und auf erfolgreiche Behandlung schwieriger praktischer Aufgaben, sondern vor allem auch auf eine glückliche, über den üblichen Unterrichtsbetrieb weit hinausgehende persönliche Einwirkung auf seine Studenten.

Von seinen zahlreichen bedeutenden literarischen Arbeiten seien hervorgehoben die Neubearbeitung und Erweiterung der zweiten Auflage des großen Lueger'schen Werkes „Wasser-

versorgung der Städte“, ferner „Bebauungsplan und Entwässerungsanlage“, „Talsperre der Stadt Brüx in Böhmen“, und endlich das vielgelesene Buch „Hydraulisches Rechnen“, dessen siebente Auflage bei seinem Tode druckfertig vorlag.

Außer diesen Arbeiten auf dem eigentlichen Gebiete der Bauingenieurwissenschaft verdanken wir Robert Weyrauch aber auch noch Werke, bei denen er, auf einer höheren Warte stehend, die Zusammenhänge der Bauingenieurwissenschaft mit anderen Wissenschaften in geradezu mustergültiger Weise behandelt, so in dem Aufsehen erregenden Werke „Die Technik, ihr Wesen und ihre Beziehung zu anderen Lebensgebieten“. Ein Werk über „Hochschulpädagogik“ ist nach seinem Tode dem Druck übergeben worden.

Sein bedeutendstes praktisches Werk ist die Wasserversorgung der Stadt Brüx in Böhmen mit der Talsperre Hammergrund. Die Stadt ließ es sich nicht nehmen, an seinem Sarge einen Kranz niederzulegen als ein Zeichen dankbarer unverlöschlicher Verehrung für den Erbauer ihrer großartigen Wasserwerksanlage.

Daneben hat Weyrauch noch eine große Reihe weiterer Entwürfe für Wasserkraftanlagen, Wasserversorgungen, Entwässerungen und Bebauungspläne aufgestellt, sowie bei größeren Wettbewerben auf städtebaulichem Gebiete Preise davongetragen.

An hohen äußeren Anerkennungen hat es ihm nicht gefehlt. Im Jahre 1919 erging an ihn ein ehrenvoller Ruf an die Technische Hochschule Wien, den er aber zur lebhaften Freude seiner Stuttgarter Studenten ablehnte. Vor zwei Jahren wurde er Mitglied der „Akademie des Bauwesens“ und erhielt für sein Buch „Die Technik, ihr Wesen und ihre

Beziehung zu anderen Lebensgebieten“ den Max-Eyth-Preis.

War seine Tätigkeit auf fachlichem Gebiete geradezu erstaunlich lebhaft, so fand er doch auch noch Zeit in seinem Hause, sich mit schöner Literatur, mit den bildenden Künsten und namentlich mit der Musik zu beschäftigen.

Ein hochbegabter Mensch von seltener Herzengüte ist von uns gegangen, tief betrauert von seiner nun vereinsamten treuen Lebensgefährtin, die ihm bei allen seinen Arbeiten eine unermüdete Helferin und Beraterin war, und von allen seinen zahlreichen Freunden.

Aber in der deutschen Wissenschaft, die ihm so viel verdankt, wird er fortleben und der deutschen studentischen Jugend, der er stets nicht nur ein ausgezeichneter Lehrer, sondern auch ein verständnisvoller väterlicher Freund war, wird er ein glänzendes Vorbild bleiben auf lange, lange Zeit hinaus.

Ewald Genzmer, Dresden.



DIE ABSCHLIESSUNG DER ZUIDERSEE.

Von Hubert Engels.

Das größte Ingenieurwerk Hollands, der zum Abschluß der Zuidersee geplante Deich, wird aus zwei durch die Insel Wieringen voneinander getrennten Teile bestehen, von denen der westliche 2,2 km lange Teil bereits mit vollem Gelingen durch das Amsteldiep durchgeführt ist¹⁾, während der 27,6 km lange östliche Teil Wieringen – Friesland i. J. 1926 begonnen werden soll. Nach Ansicht der Direktion der Zuiderseearbeiten ist die Fertigstellung des gesamten Werks i. J. 1934 zu erwarten.

Bei der noch ausstehenden endgültigen Entschliebung über die Querschnittausbildung des östlichen Teils und die Art seiner Ausführung werden auch Bedenken gegen die bisherige Planung und Vorschläge zu anderen Lösungen amtlich geprüft werden. Eine solche Prüfung wird auch eine vor kurzem erschienene Schrift der Herren L. A. Sanders jr. und Dr.-Ing. h. c. L. A. Sanders²⁾ – der letztere ist der bekannte Eisenbeton-Ingenieur – erfahren, die in Form einer Eingabe an den Minister für inländische Arbeiten gerichtet und auch der Schriftleitung dieses Blattes zur Besprechung eingesandt ist.

Das Begleitschreiben lautet: „Wir haben die Ehre, Eurer Exzellenz eine Studie über die Arbeiten für die Errichtung des Abschlußdeiches der Zuidersee einzureichen. In dieser Studie bringen wir zehn in Hauptsachen oder Unterteilen von einander verschiedene Methoden für die Ausführung dieser Arbeiten, die sämtlich gegenüber der durch die Direktion der Zuiderseearbeiten festgelegten Arbeitsweise die folgenden Vorteile bieten:

1. Eine Ersparnis der Ausführungskosten von rund vierzig Millionen Gulden.
2. Eine Ausführung in der halben dafür vorgesehenen Zeit.
3. Erheblich zuverlässigere Bauart und deshalb bedeutend billigere Unterhaltung.
4. Nicht zahlenmäßig festzulegende Erhöhung des wirtschaftlichen Ergebnisses des ganzen Planes.

Wir sind der Ansicht, daß wir diese Studie aus folgenden Gründen den Händen E. E. anvertrauen dürfen:

1. Weil bei dieser belangreichen Arbeit den Sachverständigen keine Gelegenheit geboten wurde, ihre Ideen durch Beteiligung an einem Wettbewerb einer vorurteilsfreien Jury vorzulegen;
2. weil die Ausführung dieser Arbeiten ausschließlich dazu beauftragten Sachverständigen überlassen ist, die die Arbeit ohne Kontrolle und ohne Kritik ganz nach ihren eigenen Ansichten ausführen können und daher von der Direktion der Zuiderseearbeiten, deren Arbeit diese Studie einer Beurteilung unterzieht, kein unparteiisches Urteil über unsere Studie erwartet werden kann;
3. weil wir glauben, daß die ungeheuren Lasten, die die Ausführung dieser Arbeit vor der Hand der niederländischen Nation auferlegt, auch die mit der Einsetzung einer Kommission von unparteiischen Sachverständigen verbundenen Unkosten rechtfertigen, die zu untersuchen hätte, ob unsere Studie keine Anleitung dazu gibt, um jetzt noch für die Ausführung dieses Werks einen anderen Weg einzuschlagen und jetzt noch durch die Ausschreibung eines Wettbewerbs von allen Kenntnissen und Erfahrungen Nutzen zu ziehen, die im In- und Ausland zur Verfügung stehen.

Wir wünschen auch noch, E. E. besonders zu versichern, daß wir mit unseren Studien lediglich zeigen wollen, daß zahl-

reiche Lösungen für die Ausführung dieser Arbeiten bestehen, die bedeutend besser sind als die von der Direktion der Zuiderseearbeiten gewählte, ohne zum voraus behaupten zu wollen, daß nicht noch andere und vielleicht bessere Ausführungen bei einem freien Wettbewerb von Sachverständigen erwartet werden können.

Wir hoffen gern, daß E. E. eine Prüfung der Richtigkeit der durch uns E. E. vorgelegten Ideen veranlassen wird, eine völlig unabhängige Prüfung, und zwar vollkommen unabhängig von allen, die als augenblickliche Leiter dieser Arbeiten durch ihre Pläne und deren Begutachtung gebunden sind.

Unsererseits wollen wir dies dann dankbar als ein Zeichen der Anerkennung unserer Studie seitens E. E. ansehen, die wir im Bewußtsein, daß sie auf anerkannten Kenntnissen und Erfahrungen gestützt ist, im Interesse des Landes E. E. glaubten vorlegen zu müssen.“

Durch die Denkschrift soll erreicht werden, daß „1. die Ausführung der Arbeiten den neuzeitlichen Anschauungen gemäß und schneller als dies nach der „alten bewährten Methode“ möglich ist, fortgesetzt wird und daß „2. nicht unnötig Millionen Gulden des holländischen Kapitals buchstäblich ins Meer geworfen werden.“

„Die Gemeinde Rotterdam“, so sagen die Verfasser weiter, „gab erst vor kurzem das gute Vorbild, indem sie für eine schwierige technische Aufgabe, nämlich die Erneuerung der Königinnebrug, einen Wettbewerb ausschrieb. Wettbewerbe werden in der ganzen Welt ausgeschrieben, um schwierige Aufgaben, gleichviel welcher Art, auf die beste Weise zu lösen. Warum wird das hier für diese belangreichen Arbeiten, für die so viele Millionen verausgabt werden müssen, unterlassen? Es ist uns ein Rätsel. Ein Rätsel, weil es auf der Hand lag und weil es die Pflicht der höheren Beamten gewesen wäre, die betreffenden Minister darauf aufmerksam zu machen.“ Der Wettbewerb, an dem natürlich auch Ausländer teilnehmen könnten, erfordere nicht mehr als höchstens 4 bis 6 Monate.

In der nun folgenden „Kritik der offiziellen Arbeitsweise“ wird die jetzt geplante Ausführung ein „gewagtes Experiment“ genannt, das viel zu viele Millionen verschlinge und schlechte Arbeit ergeben müsse. Nach einem Hinweis auf die Entwürfe von Privatpersonen, wobei allerdings bedingungsweise die Frage aufgeworfen wird: „Kann der Generaldirektor der Zuiderseearbeiten in seinem Amt gelassen werden?“, werden die eigenen Entwürfe der Verfasser an Hand von Zeichnungen erörtert. Zum Schluß werden der amtliche Entwurf und die Entwürfe der Verfasser einem Kostenvergleich unterworfen.

Nicht nur, weil vielleicht ein auch für die deutsche Fachwelt bedeutsamer Wettbewerb in Frage kommen könnte, sondern auch deshalb, weil das gewaltige Unternehmen des Baues eines rund 28 km langen Dammes in See (die holländische Bezeichnung „Deich“ ist nicht ganz zutreffend) von allgemeiner und großer fachlicher Bedeutung ist, ist es gerechtfertigt, daß die zur Rede stehenden Fragen, wenn auch in gedrängter Kürze, hier erörtert werden. Ich werde dabei von der Erläuterung des amtlichen Planes ausgehen, sodann die von den Herren Sanders an diesem geübte Kritik beleuchten, hierauf die Entwürfe der Herren Sanders besprechen und nach Darlegung meines eigenen fachlichen Standpunktes schließlich zu der Frage Stellung nehmen, ob das Ausschreiben eines internationalen Wettbewerbes befürwortet werden kann.

Die zu erörternden technischen Fragen sind sehr ausführlich in den Versammlungen der Abteilung für Bau- und Wasserbaukunde der holländischen Ingenieurvereinigung zur Sprache gekommen, wobei die leitenden Ingenieure den Regierungsentwurf eingehend erläutert, begründet und verteidigt

¹⁾ Busch, Die ersten Bauausführungen für die Abschließung der Zuider Zee, Der Bauingenieur 1924, Heft 22, S. 749.

²⁾ De Zuiderzeewerken, Preiss 2,50 fl., Technische Boekhandel J. Waltman jr., Delft.

haben³⁾. Abb. 1 zeigt den geologischen Querschnitt Wieringen—Friesland in der Richtung des Abschlußdammes, aus dem auch die zwischen 4 m und 8 m unter Nullpunkt des Amsterdamer Pegels (N. A. P.) schwankenden Wassertiefen ersichtlich sind. Die tiefsten Stellen sind zugleich solche der stärksten Strömung, und zwar tritt bei normaler Tide in den tiefen Rinnen eine Stromgeschwindigkeit von 1 m/s auf, während auf der Mitte des Breezands Stromgeschwindigkeiten von etwa 0,4 m/s herrschen, die im Verlauf der Tide ihre Richtungen allmählich verändern. Längs Wieringen und der friesischen Küste ziehen

Auf Grund der angestellten Untersuchungen wird angenommen, daß die Tiefen in See von den Strömungen als Folge der gewöhnlichen Tidebewegung und nicht von den Sturmfluten beherrscht werden. Hieraus folgt, daß, sobald das Profil Wieringen—Friesland beschränkt wird, während die durchfließende Wassermenge unverändert bleibt, der übrigbleibende Teil des Profils ausgewaschen werden muß, obgleich er vorläufig noch groß genug sein würde, um bei Sturmflut einer Vertiefung nicht ausgesetzt zu sein. Das Auswaschen zufolge der zuerst auszuführenden Abschlußarbeiten wird aber geringer

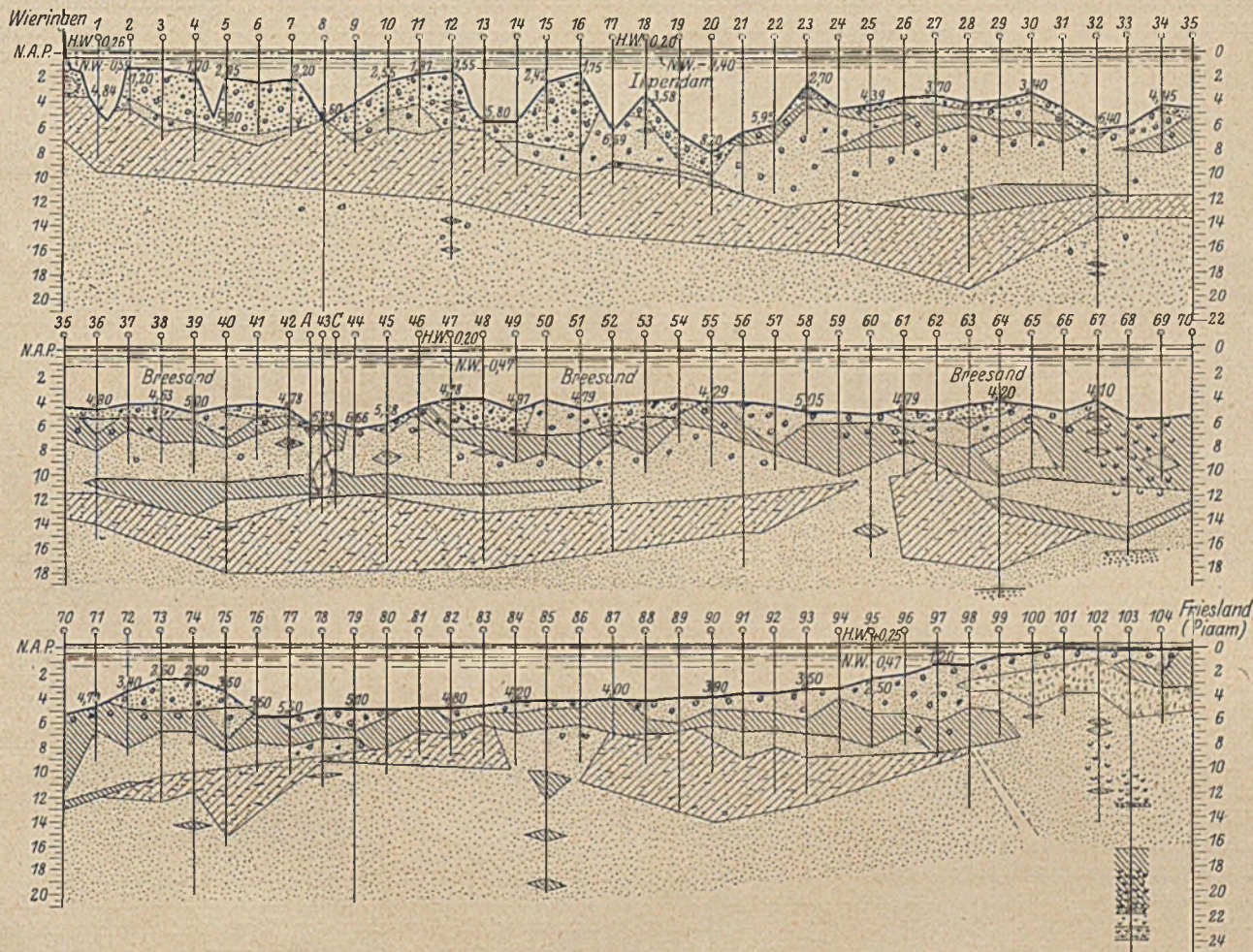


Abb. 1.

die Tideströmungen in der Hauptsache regelmäßig nach und von der Zuidersee. Auf dem Breezand treten Rundströmungen zwischen den beiderseitigen Rinnen auf, so daß dort ein regelmäßiges Einströmen nach der Zuidersee nicht stattfindet. Dies ist eine Folge des Phasenunterschieds bei Wieringen und der friesischen Küste, der 3 Stunden beträgt. Die Strömung kentert an der friesischen Küste 3 Stunden später als bei Wieringen mit der Folge, daß, wenn die Flut bei Wieringen einläuft, längs der friesischen Küste noch 3 Stunden Ebbestrom herrscht, wodurch ein Strom von den Rinnen an der Westseite nach denen an der Ostseite entsteht. Bei dem darauf folgenden Kentern findet das Gegenteil statt. Zuzufolge der Rundströmung auf dem Breezand fließt durch das Profil Wieringen—Friesland bei normaler Tide viel mehr Wasser als nur für die Füllung und Leerung des hinterliegenden Beckens der Zuidersee nötig ist, und deshalb ist auch der Querschnitt viel größer als es nur für die Füllung und Leerung nötig sein würde. Bei einer mittleren Tide sind für die Füllung des hinterliegenden Beckens nur 430 Millionen m³ nötig, während durch den Querschnitt in einer Tide 520 Millionen m³ ein- und ausströmen.

bleiben, wenn infolge der Dammerschüttung die durch das Profil hin- und herströmende Wassermenge kleiner wird, und wenn tiefe Rinnen zugeschüttet werden, wobei eine beträchtliche Querschnittverkleinerung bewirkt werden kann, ohne das Abführungsvermögen der Rinnen wesentlich zu beeinflussen. Letzteres hat sich bei der Einschränkung des Amstedieps gezeigt¹⁾, wo der Querschnitt ungefähr um ein Drittel verkleinert wurde, das Abführungsvermögen aber nur um einige Hundertstel zurückging.

Nächst der Richtung und Mächtigkeit der Tideströmungen ist in Verbindung mit den Abschlußarbeiten auch die lotrechte Tidebewegung von Belang. Die gewöhnliche Flutgröße nimmt infolge der absaugenden Wirkung der Zuidersee von den Seetiefs nach binnen stark ab. Hört also diese Wirkung beim Abschließen der Zuidersee auf, dann entfällt auch der Grund für die Abnahme der Flutgröße, diese wird also größer werden als

³⁾ De Ingenieur 1923, Nr. 4 bis 6, 33 und 34.

jetzt. Bei dem Abschlußdamm, wo jetzt die mittlere Flutgröße 0,70 m beträgt, ist mit ihrer Vergrößerung um etwa 80 vH zu rechnen. In dem Maße also, wie die Abschließung fortschreiten und die Flutbewegung weniger vollständig in das abzuschliessende Becken dringen wird, wird außendeichs das H. W. höher und das N. W. niedriger werden, während binnendeichs die Wasserstandsschwingungen infolge der Tidenbewegung kleiner und sich mehr und mehr dem Mittelstande nähern werden. Eine Folge hiervon wird sein, daß bei N. W. draußen das Wasser binnen höher steht und also noch auströmend bleiben wird, bis der Außenwasserstand wieder bis zum Binnenwasserstand angestiegen sein wird. Das Kentern

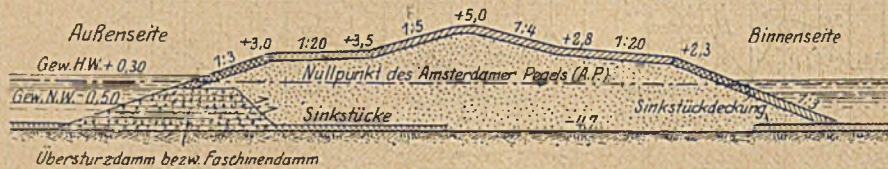


Abb. 2.

wird also nicht mehr ungefähr mit N. W. und H. W. zusammenfallen, sondern später eintreten und deshalb von kurzer Dauer sein. Diese Erscheinung wird sich besonders fühlbar machen, weil an der Stelle der Abschließung sich hauptsächlich der Einfluß der Tide am Helder fühlbar macht, wo das Wasser in Verbindung mit der langdauernden Hochwasserperiode schnell steigt und fällt.

Endlich ist eine Erhöhung der Sturmflutwasserstände nach der Fertigstellung des Abschlusses zu erwarten. Die Dauer eines Sturmes ist nicht so lang, daß die ganze Zuidersee gefüllt wird, so daß auch dann der südliche Teil eine absaugende Wirkung auf den nördlichen Teil ausübt und folglich die Wasserstände im letzteren niedriger bleiben als es ohne das Vorhandensein des südlichen Teils der Fall sein würde. Mit dem Fortfall des letzteren müssen also die Sturmfluthöhen draußen größer werden. Nach den neueren Untersuchungen muß vorläufig damit gerechnet werden, daß nach der Abschließung unter den ungünstigsten Umständen das höchste H. W. bei Sturmflut bis auf etwa +3,75 m A. P. wird auflaufen können. Bei der ersten Planung i. J. 1892 nahm man noch an für die Sturmfluthöhe +2,50 m A. P., für gewöhnliches H. W. +0,30 m A. P., für gewöhnliches N. W. -0,50 m A. P.

Endlich muß noch beachtet werden, daß das Aufhören der Strömungen von und nach der Zuidersee und somit die Vergrößerung der Flutgröße eine erhebliche Veränderung in den außendeichs sich verschiebenden Wassermassen und damit auch in der Lage der dortigen Fahrrinnen hervorrufen wird.

Aus Abb. 1 geht hervor, daß der Seeboden als guter Baugrund für den Deichkörper anzusehen ist. Sehr weiche Schichten kommen hier, mit Ausnahme vielleicht einer dünnen oberen Kleischicht, nicht vor. Wohl werden die oberen Schichten, die aus schlackhaltigem Sand und Klei bestehen — nur an der friesischen Küste ist eine Moorschicht eingelagert — unter der Belastung des Deichkörpers nachgeben, aber ein übermäßiges Setzen ist nicht zu erwarten, weil diese Schichten selbst auf einem sehr festen Untergrund ruhen. Der zähe, feste und dichte Kieselhm (holländisch „Keileem“, englisch „boalder clay“) ist eine Grundmoräne aus der Eiszeit und daher stark zusammengedrückt. Er ist ein äußerst wertvoller Baustoff für den Deich, da er außerordentlich widerstandsfähig ist gegen Strömung, Wellenschlag und Durchsickerungen. Daß er selbst durch Strömungen von 4 m/s nicht angegriffen wird, haben die Erfahrungen beim Abschluß des Amsteldieps erwiesen. Seine Zusammensetzung läßt aber erwarten, daß, wenn der innige

Zusammenhang der Bodenteilchen zerstört würde, seine günstigen Eigenschaften verloren gehen würden. Bei seiner Verarbeitung ist das besonders zu beachten.

Die Schwierigkeit in der Ausführung wird durch die starke Strömung, bis 4,5 m/s, hervorgerufen, die bei der Schließung des Deiches zu erwarten ist. Man wollte daher früher den Seeboden in der ganzen Länge der damals auf 16 km Länge bemessenen Schlußöffnung durch Sinkstücke in 80 m Breite befestigen und hierauf einen stark beschütteten Übersturzdamm aus Packwerk bis N. W. herstellen. Nach Abb. 2 sollte der Abschlußdeich bis N. W. zwischen einem Faschinendamm außenseits und einer Sinkstückabdeckung binnenseits geschüttet werden und seine Krone 2,6 m bis 3 m über dem bekannten höchsten Wasserstande liegen.

Abb. 3 zeigt den nunmehr geplanten Deichquerschnitt. Aus den Beobachtungen an den bestehenden Deichen ist geschlossen worden, daß der höchste Wellenaufwurf an dem Abschlußdeich, lotrecht gemessen, 3,50 m beträgt. Dementsprechend ist die Kronenhöhe auf $3,75 + 3,50 = +7,25$ m A. P. gelegt worden. Sollte sich zeigen, daß man noch bezüglich der Sturmfluthöhe zu einem anderen Ergebnis kommt, dann würde auch die Kronenhöhe abgeändert werden.

Da der stärkste Wellenangriff in Höhe des Wasserspiegels stattfindet, so wird der Teil der Außenböschung kurz über ihrem Fuß nur bei mäßig hohen Wasserständen angegriffen; deshalb hat er die steilste Böschung erhalten, während in Sturmfluthöhe wegen des in dieser auftretenden stärksten Wellenangriffs eine Böschung 1 : 4 geplant ist. Zur Erzielung eines guten Anschlusses an die Rasenböschung, die höchstens 1 : 6 betragen darf, muß die Böschung nach oben allmählich flacher werden. So erhält die Außenböschung eine nach oben

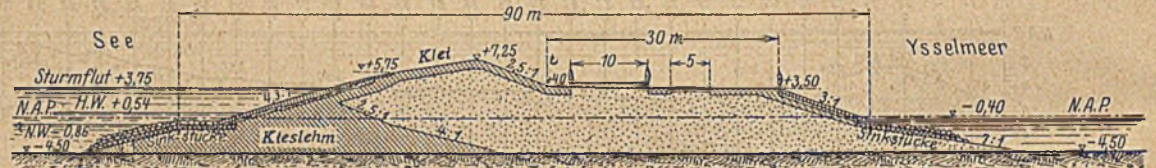


Abb. 3.

ausbiegende Form. Die Kronenbreite ist mit 2 m ausreichend, da die hoch liegende Krone einen nur mäßigen Wellenangriff erfahren wird. Zwischen der Krone und der Berme, die außer einem schmalen Streifen für die Lagerung der Materialien für die Deichunterhaltung eine zweigleisige Eisenbahn und eine 17 m breite Verkehrsstraße (in Abb. 3 beträgt diese Breite nur 8 m) aufnehmen soll, muß die Böschung eine solche sein, daß sich auf ihr eine dauerhafte Grasnarbe entwickeln kann, welcher Forderung eine Böschung 1 : 2,5 genügt. Die Binnenböschung unterhalb der Binnenberme wird unter gewissen Umständen bei hohem Ysselmeerwasserstand kräftigen Wellenangriffen ausgesetzt sein, weshalb hier eine unter 1 : 3 geneigte abgeplattete Böschung vorgesehen ist. Ein Auflaufen der Ysselmeerwellen auf die Binnenberme ist bei ihrer Höhenlage von +4 m bis +3,5 m nicht zu erwarten. Bei der Beurteilung der Straßenbreite von 17 m ist zu beachten, daß diese Straße auch in ferner Zukunft dem Verkehr dienen muß. Die Unterwasserböschungen hängen von dem Deichmaterial ab. Auf Grund der bisher gewonnenen Erfahrung ist für den Sand an der Binnenböschung eine Neigung von 1 : 7 und für den Kieselhm an der Außenböschung eine solche von 1 : 4 geplant. Die 5 m breite N. W.-Berme an der Außenseite soll in erster Linie eine Stütze für das Pflaster abgeben und etwaigen Unregelmäßigkeiten, wie sie bei unter Wasser ausgeführten Werken vorkommen, Rechnung tragen.

Herstellung des Deichs. Die großen Abmessungen machen es nötig, die Bodenmassen in der Nähe des Deichs zu gewinnen, von denen der Kieselhm deshalb von besonderem

Wert ist, weil er den sonst erforderlichen Faschinendamm, Abb. 2, in bester Weise ersetzt und dabei nicht wie dieser nur bis N. W., sondern bis Sturmfluthöhe hochgeführt werden kann. Da Sand in größerer Menge und Nähe des Deichs zu finden ist als der Kieslehm, auch besser als dieser verarbeitet werden kann, so soll der Deichkern tunlichst aus Sand hergestellt werden. Dieser Deichkern soll über Wasser mit Kieslehm oder Klei abgedeckt werden. Nur die Flächen für die Eisenbahn und die Verkehrsstraße sind anders zu befestigen.

Die Bauweise der Schlußstrecke. Würde der Deich von einem oder mehreren Punkten aus regelmäßig vorgebaut, die verbleibende Öffnung also stets kleiner, so würde, wie dargelegt, die Flutgröße allmählich zunehmen und der Binnenwasserstand sich dem Mittelwasser nähern. Es würden sich dann starke Strömungen durch die verbleibende Öffnung entwickeln, die große Auskolkungen verursachen und das weitere Vorbauen des Deiches unmöglich machen würden. Der Deich kann also nur über eine beschränkte Länge gebaut werden und es müssen in der verbleibenden Schlußstrecke besondere Maßnahmen gegen eine übermäßige Auskolkung getroffen werden. Diese Maßnahmen müssen in der Herstellung einer Durchdämmung von solcher Bauart bestehen, daß sie bei den in der Öffnung auftretenden Strömungen ausgeführt werden kann.

Soll nun der Abschluß schnell oder allmählich ausgeführt werden? Bei der Entscheidung hierüber sind die oben erwähnten Veränderungen infolge des Abschlusses der Zuidersee zu beachten: Vergrößerung der Flutgröße, Veränderung der Wasserbewegung und der Lage der Fahrrinnen. Letztere läßt sich nicht vorhersagen, könnte aber erhebliche Gefahren für den Deich selbst und die Schifffahrt herbeiführen. Auch das Abwässerungsvermögen der Entwässerungsschleusen in dem Deich, die das dem abgeschlossenen Ysselmeer zufließende Binnenwasser abführen müssen, könnte durch eine Verlegung der mit ihnen in Verbindung zu bringenden Rinnen beeinträchtigt werden. Es muß daher die Schließung der Schlußstrecke so langsam erfolgen, daß diesen Folgen des Abschlusses rechtzeitig begegnet werden kann. Hierbei kann die Schlußstrecke entweder in der Höhe oder in der Länge beschränkt werden. Im ersteren Fall wird ein allmählich höher werdender Überfalldamm gebaut, wobei der große Vorteil erreicht wird, daß das durch den übrigen Teil der Schlußstrecke strömende Wasser über die Dammkrone stürzt und beiderseits wegen der größeren Tiefe einen sehr großen Durchflußquerschnitt vorfindet, wodurch die Geschwindigkeit schnell abnimmt und die Gefahr der Sohlensenkung bereits in geringem Abstand vom Damm aufhört. Bei allmählicher Verkürzung der Schlußstrecke findet aber das durch den verbleibenden Teil der Öffnung strömende Wasser diese Querschnittsvergrößerung zu beiden Seiten der Durchströmungsöffnung nicht vor, so daß die große Strömungsgeschwindigkeit und die mit dieser verbundene erhebliche Auskolkung bis auf eine große Strecke beiderseits der Achse der Abschließung bestehen bleibt. Die mit diesem Vorgehen verbundenen Schwierigkeiten können vermindert werden, wenn die Schlußstrecke zunächst nur bis N. W. verbaut wird, aber das bedeutet in gewissem Sinne eine allmähliche Aufhöhung über die volle Breite. Es empfiehlt sich also die allmähliche Verbauung der Schlußstrecke in der Höhe, deren Sohle zunächst durch ein hinreichend breites Faschinsinkstück gegen Auskolkung zu sichern ist. Auf dieser Grundlage soll dann der Faschinendamm, aus einzelnen Sinkstücklagen bestehend, mit etwa 10 m Kronenbreite in der Höhe von -0,70 m A. P. und einer Böschung von 1 : 2,5 errichtet werden. Während des Abschließens wird bei gewöhnlicher Tide die Übersturzgröße, d. h. der Spiegelunterschied zwischen dem Außenwasser und dem Wasserspiegel über der Krone kleiner als 1 m sein, während auch bei Stürmen dieser Unterschied nicht größer als 1 m werden wird. Den hierbei auftretenden Stromgeschwindigkeiten von etwa 4 bis 4,5 m/s vermag erfahrungsgemäß ein Faschinendamm zu widerstehen. Der Wellenangriff auf den Faschinendamm wird schwach sein, da er bei Stürmen 3 bis 4 m unter Wasser liegt. Bei der jetzt

geplanten Bauart sind die Kosten des Deichs außerhalb der Schlußstrecken rund 1800 fl/m niedriger als die Kosten des Deichs in den Schlußstrecken, so daß es erwünscht ist, die Länge der Schlußstrecken möglichst einzuschränken. Diese Länge, für die vorläufig ein Maß von etwa 10 bis 12 km angenommen ist, hängt lediglich davon ab, wie lange der Deich voraus gebaut werden kann. Nach den überraschend guten Erfahrungen, die man bei der Schließung des Amsteldieps gemacht hat⁴⁾ — der Kieslehmdamm wurde von beiden Seiten über die 300 m lange und nur mit einer Sinkstücklage abgedeckte Schlußstrecke ohne einen Faschinendamm hinweggeführt und so der Abschluß erzielt, wobei zu bemerken ist, daß der Kopf des von der Wieringer Seite vorgetriebenen Kieslehmdamms zwei Monate hindurch bei jeder Tide einer Strömung von 3 bis 4 m/s ohne Abdeckung durch Faschinenmatten und ohne abgespült zu werden, widerstanden hat — wird voraussichtlich die Länge der Schlußstrecke wesentlich kleiner werden als 10 bis 12 km. Hervorzuheben ist noch, daß die Schlußstrecke erst nach Fertigstellung der Entwässerungsschleusen verbaut werden kann. Zusammenfassend schreibe ich mich der Meinung des leitenden Ingenieurs V. J. P. de Blocq van Kuffeler an, dessen Vortrag ich die vorstehenden Mitteilungen entnommen habe, daß an der Möglichkeit, den Abschluß in der amtlich geplanten Weise zustande zu bringen, nicht zu zweifeln ist.

So weit der amtliche Entwurf. Und nun zu seiner Verurteilung durch die Herren Sanders, die sich gegen die Verwendung von Faschinen in der oder den Schlußstrecken und von Kieslehm im Deich selbst wenden.

Hinsichtlich der Verwendung von Faschinen berufen sie sich auf eine Stelle im Handbuch der Ingenieurwissenschaften⁵⁾, in der es bei Besprechung der Hafendämme aus Busch und Holz in Verbindung mit Steinen oder Erde ganz zutreffend heißt: „Alle Faschinenbauten sind an sich zu leicht, um dem Wellenschlage zu widerstehen und müssen unter allen Umständen mit großen Steinen beschwert und abgedeckt werden.“ Das ist aber durchaus im Einklange mit der Anschauung des leitenden Ingenieurs V. J. P. de Blocq van Kuffeler: „Ein hinreichend beschwerter Faschinendamm kann i. a. als genügend widerstandsfähig erachtet werden gegen Sturmfluten und Eisgang, wenn auch dabei mit Schäden zu rechnen ist, anfänglich durch den Verlust von Schüttsteinen, besonders von der Oberfläche, und durch Beschädigungen des obersten Sinkstücks. Solche Schäden vermindern aber nicht die Stabilität des verbleibenden Dammkörpers und sind nach Gebühr wieder auszubessern. Mit dem Faschinendamm wird ferner ein Körper erhalten, der sich gemächlich setzen kann, ohne daß sein Zusammenhang gefährdet wird. Er kann also gut das Nachgeben des Untergrunds und des Deichs selbst mitmachen und sich so ganz den Eigenschaften des Grundkörpers anpassen, mit dem er in hervorragender Weise ein wirkliches Ganzes bilden kann. Die Sinkstücke, aus denen der Faschinendamm besteht, können gehörig eingesandet werden und sind dann, namentlich bei hinreichender Belastung, für Wasser ziemlich undurchdringlich, so daß der Faschinendamm als durchaus widerstandsfähig gegen das Durchströmen von Wasser angesehen werden kann, während seine Außenseite genügend flach ist, um unter Wasser die Außenböschung des Deichs zu bilden.“ Und weiter sagt er: „Der Dammkörper wird aus einfachen Einheiten (Sinkstücken) hergestellt, was ein nicht zu unterschätzender Vorteil ist sowohl während der Ausführung als auch nach derselben. Für die Ausführung des Faschinendamms sind keine Bauteile nötig, welche lange vorher hergestellt werden müssen. Hierdurch verbleibt die Möglichkeit, den Erddeich so weit wie möglich fortzuführen und den kostspieligen Dammbau in der Schlußstrecke möglichst zu beschränken. Man ist dadurch auch nicht an einen vorher festgestellten Arbeitsplan gebunden,

⁴⁾ Driemaandelijksch Bericht betreffende de Zuiderzeewerken, Oktober 1924.

⁵⁾ 3. Teil, II. Band 4. Auflage, S. 357.

vielmehr kann man diesen bei der Ausführung sich einstellenden Umständen anpassen.“ Alles Darlegungen, denen jeder mit solchen Arbeiten vertraute Wasserbauer nur rückhaltlos beipflichten wird.

Die Berufung der Herren Sanders auf die genannte Literaturquelle geht also fehl, ebenso wie die, welche sie in der Zeitschrift „Zement“⁶⁾ mit der Anführung einer Stelle in dem gleichen Handbuche machen, wo bei Besprechung der Flußdeiche durchaus zutreffend gesagt wird, daß keinesfalls der eigentliche Deichkörper auf Faschinen liegen darf. Wird doch auch nach dem amtlichen Plan der Deichkörper keinesfalls auf Faschinen liegen, da der Faschinendamm, vergl. Abb. 2,

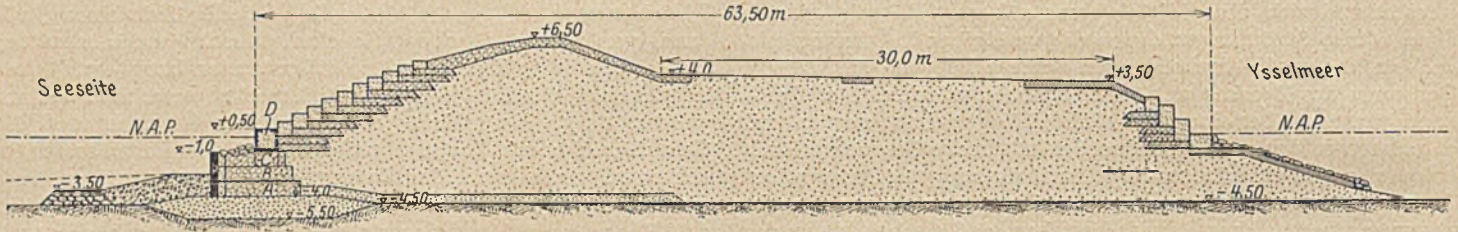


Abb. 4.

nur unter dem unteren Teil der Außenböschung, also nicht unter dem eigentlichen Deichkörper liegen soll.

Was die Bedenken gegen die Verwendung von Kieslehm im Deich angeht, die dadurch begründet seien, daß dieses in Brocken verstürzte und teilweise nicht einmal abgewalzte Material wegen der Hohlräume zwischen den einzelnen Brocken sehr durchlässig sei und zu erheblichen Setzungen Anlaß gebe, so hat die Erfahrung diese Bedenken als unbegründet erwiesen. Bei der Durchdämmung des Amsteldieps hat sich nämlich Kieslehm als ein vollkommen schwindfreies plastisches Ma-

dieser eine Entwurf, Abb. 4, in der Schrift der Herren Sanders eingehend erläutert ist.

Es soll an der Seeseite eine Rinne auf $-5,50$ m A. P. ausgebaggert und bis -4 m A. P. mit gewöhnlichem Kies ausgefüllt bzw. die tiefen Querrinnen mit einem Kiesdamm bis zu dieser Höhe durchgebaut werden, so daß in der ganzen Länge von 27,6 km des Abschlußdammes eine durchgehende Kiessohle bis zu dieser Höhe gebildet wird, Abb. 5. Die Verfasser bezeichnen dies als „Normalisierung“ des Stroms. Die Sohlenbreite der Rinne beträgt 9 m. Die Kieslage soll entweder durch sogen. „Hobeln“ mit dem Bagger oder unter einer Taucherglocke gut geglättet werden. Auf diesen Kieskörper sollen

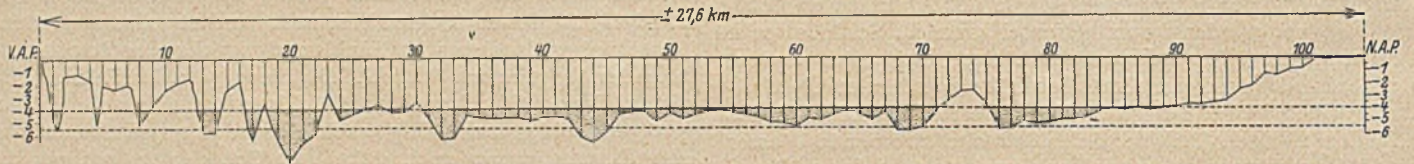


Abb. 5.

terial erwiesen, das sich bei der Verarbeitung in dem Damm, bevor es Gelegenheit zum Austrocknen hatte, zu einer festen homogenen Masse zusammengelagert hat. Nach dem Aufschütten des Dammes hat man darin an verschiedenen Stellen steile Wände durch Aufgraben freigelegt und überall hat sich gezeigt, daß diese Wandflächen keine Hohlräume aufwiesen. Außerdem ist erwiesen, daß eine Decklage von 0,50 m Stärke einen vollkommen wasserdichten Abschluß bildet, was nicht denkbar wäre, wenn sich darin Hohlräume befänden.

Bevor ich nun zu den eigenen Entwürfen der Herren Sanders Stellung nehme, glaube ich nicht unterlassen zu dürfen, den gegen die Regierung erhobenen Vorwurf, daß sie die ihr vorgelegten Entwürfe und Vorschläge von Privatpersonen ohne jegliche Überlegung abgelehnt hätte, zurückzuweisen. Die ausführliche Aussprache über solche Entwürfe und Vorschläge in den eingangs genannten Sitzungen der holländischen Ingenieurvereinigung hat vielmehr erkennen lassen, daß jene an amtlicher Stelle eingehend und gewissenhaft geprüft worden sind.

Wenn auch eine solche Prüfung den eigenen Entwürfen der Herren Sanders ganz gewiß zuteil werden wird, so erachte ich es doch für geboten, diese hier kurz zu beurteilen. Allerdings muß ich mich dabei nicht nur des Raumes wegen auf die Besprechung eines einzigen der in Querschnitten dargestellten zehn Entwürfe beschränken, sondern auch deshalb, weil nur

nacheinander drei Lagen je 1 m hoher T-förmiger Betonkörper gesetzt werden. Es würde dadurch nur ein Überfall, aber keine eigentliche Schlußstrecke entstehen. Schon während des Aufsetzens der untersten Reihen T-Stücke soll vor ihnen an der Seeseite eine Kies- und Steinschüttung angebracht werden, die freilich so, wie sie entworfen, d. h. ohne eine elastische Strauchunterlage, sehr bald versinken würde. Nach dem Anbringen der obersten Lage sollen die T-Stücke mit Kieslehm ausgefüllt werden. Der Sohlenauswaschung durch das überströmende Wasser soll ein Sturzbett aus Kies vorbeugen. Nach

Aufsetzen der T-Stücke soll die Böschung möglichst schnell bis $+3,5$ m A. P. heraufgezogen werden. Die T-Stücke sollen mit Hilfe von sehr großen, besonders dafür zu beschaffenden Senkpontons, Abb. 6, versetzt werden. Ein solcher Ponton besteht aus zwei steif miteinander verbundenen Schiffen von

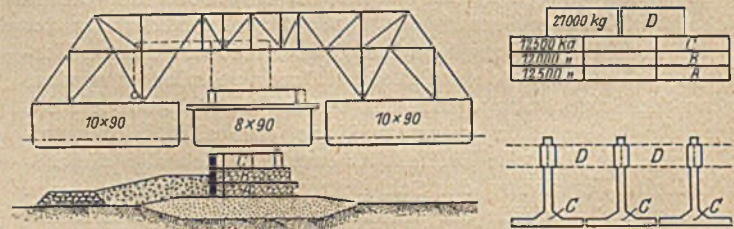


Abb. 6.

je 10 m Breite und 90 m Länge, mit einem 10 m breiten Zwischenraum, damit die Leichter, mit denen die T-Stücke angefahren werden, unter die Aufzugsketten des Senkpontons gebracht werden können. Die Verfasser glauben, daß ein Fahrzeug von 30×90 m „Oberfläche“ selbst bei rauhem Wetter still auf dem Wasser liegen werde. An Ort und Stelle sollen die Pontons nach sorgfältigen Messungen genau verankert werden. Die Senkstücke, die aus 16 T-Stücken von je 5 m Länge bestehen, also 80 m lang sind, sollen auf besonders geeigneten Motorleichtern angefahren werden. Sobald der Leichter zwischen

⁶⁾ Zement 1924, Nr. 40, S. 487.

den beiden Schiffen des Senkpontons liegt, sollen die Senkstücke mittels Ketten festgemacht, die Aufzugketten mit Winden angezogen und die Stücke soweit nötig hochgewunden werden. Inzwischen soll der Motorleichter durch Wasserballast beschwert werden und dann unter dem Senkstück herausfahren. Das Stück soll nunmehr bis etwa 10 cm über der Kiessohle gesenkt werden. Sodann soll nach genauem Einstellen des Senkpontons das Stück noch um die fehlenden 10 cm gesenkt werden. Es würde dann, so glauben die Verfasser, auf einen Zentimeter genau auf seinem Platze liegen. Die ganze Arbeit würde höchstens zwei Stunden beanspruchen und das Versetzen der zweiten Lage T-Stücke noch viel leichter vor sich gehen, da die genaue Richtung nicht mehr gesucht werden müßte. Die Blöcke D sollen als Senkkästen zu Wasser an Ort und Stelle gebracht werden, um bei Flut gegen die Stütznocken auf den T-Stücken C gefahren zu werden. Nach ihrem Versetzen sollen sie ausbetoniert werden.

Ich stehe nicht an, diese Konstruktion an sich als geschickt und geistreich anzuerkennen. Sie verrät den tüchtigen Betonkonstrukteur. Aber ich halte sie für unausführbar. Zunächst halte ich es für unmöglich, die Kiesbettung für die T-Stücke in dem offenen Wasser der Zuidersee bis auf einen Zentimeter genau, denn das wäre erforderlich, einzubetten. Die Verfasser sind im Irrtum, wenn sie glauben, daß durch ihre „Normalisierung“ die in den tieferen Rinnen auftretenden Stromgeschwindigkeiten von 1 m/s auf 0,3 m/s vermindert würden, vielmehr wird gerade hier, wo nebenbei bemerkt die Kieschüttung bis zu 4 m hoch werden würde, schon bei gewöhnlichen Tiden eine Strömung von 1 m/s über diese hinweggehen. Es würden somit an diesen Stellen vor und zu Seiten der aufsitzenen Taucherglocke Auskolkungen im Kiesbett entstehen. Endlich würden bei unruhiger See die Senkpontons nicht so ruhig zu Wasser liegen, daß ein auf einen Zentimeter genaues Absetzen der T-Stücke — auch das bedingt die Bauart — zu erreichen wäre. Ich halte es daher für ausgeschlossen, daß ein in Seebauten erfahrener Wasserbauingenieur die Verantwortung für die Ausführung des Sandersschen Entwurfs übernehmen würde. — Und diese Eigenschaft des vorgeführten Entwurfs weisen mehr oder minder auch die anderen neun Varianten auf: bei geschickter Konstruktion sind sie sämtlich m. E. nicht ausführbar, so daß ich es mir versagen darf, auf sie näher einzugehen und die auch ihnen anhaftenden wasserbaulichen Mängel zu erörtern.

Der finanzielle Vorteil aber, der bei einer schnelleren Ausführung, wie sie die Sandersschen Vorschläge anstreben, durch Ersparnis an Bauzinsen erreicht würde, ist hinfällig, da aus den dargelegten Gründen ein langsames Vorgehen geboten ist.

Hinsichtlich des Antrags endlich, einen internationalen Wettbewerb auszuschreiben, pflichte ich den diesbezüglichen

Auslassungen des Herrn O. C. A. Lidth de Jeude⁷⁾ bei. Zunächst müßten von der Beurteilung der eingegangenen Entwürfe, die, welche mittelbar und unmittelbar an dem amtlichen Entwurf beteiligt sind oder waren, also gerade die, welche mit dem Gegenstande am meisten vertraut sind, ausgeschlossen werden. Die von den Herren Sanders geforderte Objektivität würde ferner erfordern, daß von dem Preisgericht auch solche ausgeschlossen würden, die bei anderen Entwürfen beteiligt waren oder sind. Somit würde die Auswahl der Preisrichter sehr beschränkt werden, während die in erster Linie Berufenen nicht in Frage kämen. Man wünscht doch, zu einem Vergleich des amtlichen Entwurfs mit anderen Entwürfen zu gelangen, deshalb würde das Bauamt der Zuiderseearbeiten zu den Mitbewerbern gehören müssen, es sei denn, daß der amtliche Entwurf als vollständig bekannt vorausgesetzt würde und das Preisgericht die Befugnis erhielte, gegebenenfalls dem amtlichen Entwurf den Vorzug zu geben vor den eingesandten Wettbewerbsentwürfen. Dieser Wettbewerb einer amtlichen Dienststelle, ein Novum im Staatsdienste, würde sonderbare Verhältnisse schaffen. Müßte doch das Preisgericht, um mit vollständiger Kenntnis der Sachen urteilen zu können, für eine Anzahl von Fragen die amtliche Stelle zu Rate ziehen. Damit würde aber die von den Herren Sanders so nachdrücklich geforderte Unabhängigkeit des Preisgerichts beeinträchtigt werden. Ferner: würde das Preisgericht einem anderen Entwurf als dem amtlichen den Vorzug geben, jedoch unter Vorbehalt einiger von ihm für nötig erachteten Abänderungen, oder aber eine wichtige Einzelheit eines anderen Entwurfs in den von ihm gewählten übernehmen, dann würde sein Spruch zu geradezu hoffnungslosen Verwicklungen, aber zu keiner Befriedigung führen.

Schwieriger noch als die Beurteilung des Wettbewerbs würde es für den verantwortlichen Minister sein, die Entscheidung zu treffen. Denn er wird sich nicht im voraus verpflichten können, den Spruch des Preisgerichts zu dem seinen zu machen, vielmehr sich das Recht vorbehalten müssen, seine sachkundigen und verantwortlichen Beamten um Rat zu fragen. Das Urteil dieser Sachverständigen beruht zweifellos auf fester Überzeugung, so daß es ausgeschlossen ist, daß sie diese, wenigstens in den Hauptpunkten, nunmehr aufgeben würden. Und täten sie solches auf Grund von Tatsachen, die ihnen noch nicht bekannt gewesen wären, dann würden erst recht Zweifel an ihrer Umsicht entstehen können. Liegt ein solcher Zweifel bereits dem Ausschreiben eines Wettbewerbs zugrunde, so würde eine Entscheidung gegen ihr Gutachten ein Mißtrauensvotum bekunden, und man müßte ein großes Maß von technischer Gewissenlosigkeit unterstellen, wenn man glauben würde, daß sie dann noch ferner die Verantwortung auf sich nehmen würden. — Ich kann daher die Ausschreibung eines Wettbewerbs nicht befürworten.

ÜBER DIE BIEGUNG EINER SEHR LANGEN EISENBETONPLATTE.

Von Prof. Dr.-Ing. M. T. Huber, Lwów (Lemberg).

Übersicht: Weitere Anwendungen der im „Bauingenieur“ 1923, Heft 9, 10 und 13 dargestellten allgemeinen Theorie auf rechteckige Eisenbetonplatten o. dgl., deren Längsränder frei aufgelagert sind. Die Wirkung der linienförmigen Belastung in einem Breitenquerschnitte der Platte. Die Wirkungsweise der Belastung. Das verschiedene Verhalten der Platte im Falle $\eta > 1$ und $\eta < 1$ ($\eta = \frac{H}{\sqrt{B_1 B_2}}$ die Steifigkeitszahl). Die Wirkung der Einzellasten. Die Biegungsfläche bei exzentrisch liegender Belastung. Die Wirkung der gleichförmig verteilten Belastung in der Nähe der kurzen Seiten, a) bei freier Auflagerung des ganzen Plattenumfangs, b) bei freier Stützung der Längsränder und vollkommener Entspannung der Querränder. Die Wirkung einer einzigen Querrippe.

Wenn der Spannungszustand in der Nähe der kurzen Seite einer sehr langen Platte oder in der Umgebung einer belasteten Stelle, die weit von den Plattenenden liegt, zu erforschen ist,

so kann die Platte als unendlich lang betrachtet werden, wodurch die Anwendung der allgemeinen Theorie vereinfacht wird. Einige technisch wichtige Aufgaben lassen sich infolgedessen verhältnismäßig leicht erledigen.

§ 1 (12). Die Wirkung der linienförmigen Belastung in einem Breitenquerschnitte der Platte. Das verschiedene Verhalten der Platte im Falle $\eta > 1$ und $\eta < 1$. Die Wirkung der Einzellasten.

Besonders einfach gestaltet sich die Aufgabe, wenn die linienförmige Belastung, durch die Gleichung

$$p' = p_0' \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (n = 1, 2, 3, \dots)$$

⁷⁾ De Zuiderzeewerken, Tijdschrift van de Nederlandsche Maatschappij voor Nijverheiden Handel 1924, September, S. 218/223.

dargestellt ist. Bei der Beschränkung auf symmetrische Belastungsfälle und der Wahl des Koordinatensystems nach der Abb. 13 (in schiefer Projektion) nimmt das obige Belastungsgesetz die Form:

$$p' = p_0' \cos \frac{n \pi y}{b} \quad (n = 1, 3, 5, \dots)$$

an. Dann muß in jedem Plattenpunkte rechts (oder links) von der unmittelbar belasteten Y-Achse die Differentialgleichung:

$$B_1 \frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^4} + 2 H \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2 \partial y^2} + B_2 \frac{\partial^4 \zeta}{\partial y^4} = 0$$

befriedigt werden, und man findet die Lösung mit Hilfe des Lévy'schen Ansatzes:

$$\zeta = X \cos \frac{n \pi y}{b}$$

worin X eine unbekannt Funktion von x allein bezeichnet. Die Randbedingung $\zeta = 0$ und $M_2 = 0$ für $y = \pm \frac{b}{2}$ werden von diesem Ausdruck offenbar erfüllt. Das Einsetzen in die Differentialgleichung der Biegungsfläche gibt jetzt zur Be-

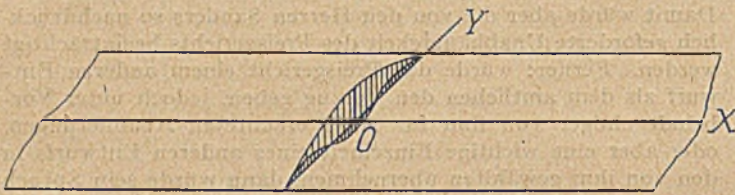


Abb. 13.

stimmung von X eine gewöhnliche lineare Differentialgleichung mit konstanten Koeffizienten:

$$X^{IV} - 2 \left(\frac{n \pi}{b} \right)^2 \frac{H}{B_1} X^{II} + \left(\frac{n \pi}{b} \right)^4 \frac{B_2}{B_1} X = 0$$

deren allgemeines Integral die Gestalt:

$$X = C_1 e^{\beta_1 x} + C_2 e^{\beta_2 x} + C_3 e^{\beta_3 x} + C_4 e^{\beta_4 x}$$

besitzt. Die Größen:

$$\left. \begin{aligned} \beta_1 \} &= \frac{n \pi}{b} \sqrt{\frac{H \pm \sqrt{H^2 - B_1 B_2}}{B_1}} \\ \beta_2 \} &= -\frac{n \pi}{b} \sqrt{\frac{H \pm \sqrt{H^2 - B_1 B_2}}{B_1}} \\ \beta_3 \} &= \frac{n \pi}{b} \sqrt{\frac{H \pm \sqrt{H^2 - B_1 B_2}}{B_1}} \\ \beta_4 \} &= -\frac{n \pi}{b} \sqrt{\frac{H \pm \sqrt{H^2 - B_1 B_2}}{B_1}} \end{aligned} \right\}$$

bezeichnen dabei die vier Wurzeln der Gleichung:

$$\beta^4 - 2 \left(\frac{n \pi}{b} \right)^2 \frac{H}{B_1} \beta^2 + \left(\frac{n \pi}{b} \right)^4 \frac{B_2}{B_1} = 0.$$

Damit ζ bei $x = \infty$ verschwindet, müssen die zwei ersten Integralkonstanten C_1 und C_2 gleich Null gesetzt werden. Zur Bestimmung der anderen C_3 und C_4 haben wir zwei Randbedingungen:

Für $x = 0$ ist $\frac{\partial \zeta}{\partial x} = 0$ und die Querkraft $V_1 = -\frac{p'}{2}$. Je nachdem $H^2 \gtrless B_1 B_2$ ist, wird die gefundene Lösung eine der drei folgenden Gestalten haben:

- I) $\zeta = (C_3 e^{\beta_3 x} + C_4 e^{\beta_4 x}) \cos \frac{n \pi y}{b}$ bei $H^2 > B_1 B_2$ oder $\eta > 1$ (I. Fall)
 - II) $\zeta = (C' + C'' x) \cos \frac{n \pi y}{b} e^{-\beta_0 x}$ bei $H^2 = B_1 B_2$ oder $\eta = 1$ (II. Fall)
- mit dem Werte:

$$\beta_0 = \frac{n \pi}{b} \sqrt{\frac{H}{B_1}} = \frac{n \pi}{b} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}}$$

- III) $\zeta = (A_3 \cos \varphi x + A_4 \sin \varphi x) e^{-\beta' x} \cos \frac{n \pi y}{b}$ bei $H^2 < B_1 B_2$ oder $\eta < 1$ (III. Fall)

mit den Werten:

$$\vartheta = \frac{n \pi}{b} \sqrt{\frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_1}}; \quad \varphi = \frac{n \pi}{b} \sqrt{\frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_1}}$$

Aus den oben genannten Grenzbedingungen finden wir im I. Falle:

$$C_3 = -\frac{\beta_4}{\beta_3} C_4 = \frac{p_0'}{2 B_1 \beta_3 (\beta_3^2 - \beta_4^2)}$$

daher
$$\zeta = \frac{p_0'}{2 B_1 (\beta_3^2 - \beta_4^2)} \left(\frac{e^{\beta_3 x}}{\beta_3} - \frac{e^{\beta_4 x}}{\beta_4} \right) \cos \frac{n \pi y}{b},$$

oder wenn

$$\left. \begin{aligned} -\frac{n}{\beta_3} = \alpha &= \frac{b}{\pi} \sqrt{\frac{H}{B_2} - \sqrt{\left(\frac{H}{B_2}\right)^2 - \frac{B_1}{B_2}}} \\ -\frac{n}{\beta_4} = \beta &= \frac{b}{\pi} \sqrt{\frac{H}{B_2} + \sqrt{\left(\frac{H}{B_2}\right)^2 - \frac{B_1}{B_2}}} \end{aligned} \right\} \dots \dots (70)$$

gesetzt wird,

$$\zeta = \frac{1}{4 n^3} \cdot \frac{b^2}{\pi^2} \cdot \frac{p_0'}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}} \left(\beta e^{-\frac{n x}{\beta}} - \alpha e^{-\frac{n x}{\alpha}} \right) \cos \frac{n \pi y}{b} \quad (71 I)$$

Aus (70) folgen noch die Formeln:

$$\left. \begin{aligned} \alpha + \beta &= \frac{2 b}{\pi} \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}} \\ \beta - \alpha &= \frac{2 b}{\pi} \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}} \\ \alpha \beta &= \frac{b^2}{\pi^2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \\ \beta^2 - \alpha^2 &= \frac{2 b^2}{\pi^2} \sqrt{\left(\frac{H}{B_2}\right)^2 - \frac{B_1}{B_2}} \end{aligned} \right\} \dots \dots (72)$$

die in späteren Rechnungen oft nützlich sein werden.

Im II. Falle ergibt sich:

$$\zeta = \frac{p_0'}{4 B_1} \cdot \frac{\gamma^3}{n^3} \left(1 + \frac{n x}{\gamma} \right) e^{-\frac{n x}{\gamma}} \cos \frac{n \pi y}{b} \dots \dots (71 II)$$

wenn

$$\gamma = \frac{b}{\pi} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}$$

Endlich im III. Falle haben wir:

$$A_3 = \frac{p_0'}{4 B_1 \vartheta (\vartheta^2 + \varphi^2)}; \quad A_4 = \frac{p_0'}{4 B_1 \varphi (\vartheta^2 + \varphi^2)}$$

$$\zeta = \frac{p_0'}{4 B_1 (\vartheta^2 + \varphi^2)} e^{-\beta' x} \left(\frac{\cos \varphi x}{\vartheta} + \frac{\sin \varphi x}{\varphi} \right) \cos \frac{n \pi y}{b}$$

oder wenn

$$\left. \begin{aligned} \vartheta &= \frac{n}{\alpha'}, \quad \alpha' = \frac{b}{\pi} \sqrt{\frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_1}} \\ \varphi &= \frac{n}{\beta'}, \quad \beta' = \frac{b}{\pi} \sqrt{\frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_1}} \end{aligned} \right\} \dots \dots (73)$$

gesetzt wird:

$$\zeta = \frac{p_0'}{4 \pi^2} \cdot \frac{b^2}{\sqrt{B_1 B_2}} \cdot \frac{1}{n^3} \left(\alpha' \cos \frac{n x}{\beta'} + \beta' \sin \frac{n x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \cos \frac{n \pi y}{b} \quad (71 III)$$

Der Übergang vom I. zum III. Fall kann auch durch Substitution:

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{1}{\alpha'} + i \frac{1}{\beta'}; \quad \frac{1}{\beta} = \frac{1}{\alpha'} - i \frac{1}{\beta'}$$

ausgeführt werden.

Setzen wir jetzt eine gleichförmig verteilte Belastung $q' b_1$, im mittleren Teile von der Länge b_1 voraus (Abb. 14), so kann die spezifische Belastung p' als Funktion von y in eine trigonometrische Reihe:

$$p'(y) = \sum_n p_n' \cos \frac{n \pi y}{b} \quad (n = 1, 3, 5, \dots)$$

entwickelt werden, und jedem Gliede dieser Reihe entspricht ein Glied in der Reihenentwicklung für ζ von der Form (71 I) bzw. (71 II) und (71 III).

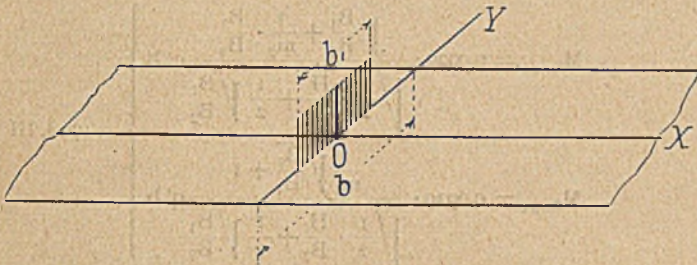


Abb. 14.

Man findet auf bekannte Weise:

$$p_n' = \frac{4 q'}{\pi} \cdot \frac{1}{n} \sin \frac{n \pi}{2} \cdot \frac{b_1}{b}$$

die Gleichung der Biegungsfläche hat also für die vorausgesetzte Belastung die Form:

$$\zeta = \frac{2}{\pi^3} \cdot \frac{q' b^4}{B_2(\alpha + \beta)} \sum_n \frac{(n_1)}{n^4} \cdot \frac{\beta e^{-\frac{n x}{\beta}} - \alpha e^{-\frac{n x}{\alpha}}}{\beta - \alpha} \cos \frac{n \pi y}{b} \quad (74 I)$$

$$(n = 1, 3, 5, \dots)$$

oder

$$\zeta = \frac{q' \gamma^3}{\pi B_1} \sum_n \frac{(n_1)}{n^4} \left(1 + \frac{n x}{\gamma}\right) e^{-\frac{n x}{\gamma}} \cos \frac{n \pi y}{b} \quad (74 II)$$

oder endlich:

$$\zeta = \frac{q' b^2}{\pi^3 \sqrt{B_1 B_2}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^4} \left(\alpha' \cos \frac{n x}{\beta'} + \beta' \sin \frac{n x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \cos \frac{n \pi y}{b} \quad (74 III)$$

je nachdem der I., II. oder III. Fall vorliegt. Dabei wurde zur Abkürzung die Bezeichnung:

$$\sin \frac{n \pi}{2} \cdot \frac{b_1}{b} = (n_1) \dots \dots \dots (75)$$

eingeführt.

Alle gewonnenen Reihenentwicklungen konvergieren so stark, daß man sich meistens mit dem ersten Gliede als dem Näherungswerte begnügen kann. Auch in dem besonderen Falle einer konzentrierten Last $P = \lim_{b_1 \rightarrow 0} q' b_1$ in der Mitte läßt die

Konvergenz nichts zu wünschen übrig. Es wird nämlich:

$$\lim_{b_1 \rightarrow 0} q' \sin \frac{n x}{2} \cdot \frac{b_1}{b} = \frac{n \pi}{2} P,$$

folglich gehen die entsprechenden Gleichungen (74) der Biegungsfläche in folgende über:

$$\zeta = \frac{P b}{2 \pi^2 \sqrt{H^2 - B_1 B_2}} \sum_n \frac{1}{n^3} \left(\beta e^{-\frac{n x}{\beta}} - \alpha e^{-\frac{n x}{\alpha}} \right) \cos \frac{n \pi y}{b} \quad (76 I)$$

$$\zeta = \frac{P \gamma^3}{2 B_1 b} \sum_n \frac{1}{n^3} \left(1 + \frac{n x}{\gamma}\right) e^{-\frac{n x}{\gamma}} \cos \frac{n \pi y}{b} \quad (76 II)$$

$$= \frac{P b}{2 \pi^2 \sqrt{B_1 B_2}} \sum_n \frac{1}{n} \left(\alpha' \cos \frac{n x}{\beta'} + \beta' \sin \frac{n x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \cos \frac{n \pi y}{b} \quad (76 III)$$

$$(n = 1, 3, 5, \dots)$$

Sämtliche obigen Ausdrücke für ζ gelten offenbar nur für die Plattenhälfte, welche die positive X-Achse enthält. Für die zweite Plattenhälfte ist nur x mit $-x$ zu vertauschen. Allenfalls nehmen die Durchbiegungen ζ bei wachsender Entfernung von der Y-Achse so schnell ab, daß man praktisch als Wirkungsweite der Belastung etwa

$$x = \frac{3}{2} b_{red}$$

annehmen kann, wenn

$$b_{red} = b \sqrt{\frac{H}{B_2} + \sqrt{\left(\frac{H}{B_2}\right)^2 - \frac{B_1}{B_2}}} = b \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \sqrt{\eta + \sqrt{\eta^2 - 1}} \quad \text{im I. Fall,}$$

$$b_{red} = b \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \quad \text{im II. Fall,}$$

und

$$b_{red} = \frac{b}{\sqrt{\frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1} + \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_1}}}} = b \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \cdot \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{2}(1 + \eta)}} \quad \text{im III. Fall.}$$

Daraus können wir schließen, daß in allen Belastungsfällen bloß des mittleren Breitenquerschnittes der Platte deren Biegungsfläche und der entsprechende Spannungszustand bei $a \geq 3 b_{red}$ sich praktisch als unabhängig von der Länge a erweisen. Unter diesen Bedingungen verhält sich die Platte von endlicher Länge fast genau so, wie die unendlich lange Platte. Man kann umgekehrt sagen, daß in einer sehr langen Platte von der Querspannweite b nur ein Plattenteil von der Breite $3 b_{red}$ im Falle einer linienförmigen Belastung mitwirkt.

Die beiderseitige Wirkungsweite der Belastung, d. h. $3 b_{red}$ hängt, wie man sieht, von dem Werte des Steifigkeitsverhältnisses $B_2 : B_1$ ab. Das Abnehmen der Wirkungsweite mit der Vergrößerung von $B_2 : B_1$ zeigt noch die nächstfolgende Tafel, die für den II. Fall berechnet worden ist:

$\frac{B_2}{B_1} =$	1	2	3	5	10	20	50	100	1000
$\frac{3 b_{red}}{b} =$	3	2,52	2,28	2,01	1,68	1,41	1,13	0,96	0,53

Diese Wirkungsweite soll nicht mit jener Plattenbreite verwechselt werden, auf welche man die gegebene konzentrierte Last verteilt, um die Platte als einen Balken berechnen zu können. Diese Breite wird weiter unten in Betracht gezogen.

Bei Platten aus isotropem Stoffe ist offenbar $b_{red} = b$.

Die Längsschnitte der Biegungsfläche erscheinen in den Fällen I und II als Kurven mit stetig abnehmender Krümmung, die sich asymptotisch rasch der X-Achse nähern und dieselbe nirgends im Endlichen schneiden. Demgegenüber wird die Kurve im Falle III wellenförmig und schneidet unendlich oft die X-Achse. Die Wellenlänge beträgt:

$$\frac{2 b}{\sqrt{\frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1} + \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_1}}}} = b \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \sqrt{\frac{2}{1 + \eta}}$$

Infolge des Faktors $e^{-\frac{n x}{\alpha'}}$ nimmt die Wellenhöhe sehr rasch ab, ähnlich wie dies bekanntlich bei der Wirkung einer Einzellast auf einem kontinuierlich elastisch gestützten Balken stattfindet, doch dürfte die abwechselnde Senkung und Hebung der Platte unter der betrachteten Belastung leicht durch Beobachtung festzustellen sein. Der Satz vom Herrn A. Mesnager¹⁾, daß jede Einzellast, welche auf eine horizontal ringsum frei gestützte rechteckige Platte wirkt, eine gleichsinnige Durchbiegung aller Plattenpunkte hervorruft, gilt also nicht mehr allgemein für anisotrope Platten; ebensowenig darf aber aus der Lösung der Differentialgleichung (15) für Balkennetze ohne Torsionssteifigkeit geschlossen werden, daß auch in der ge-

¹⁾ C. R. 1916, T. 163, pag. 84,

wöhnlichen Platte jede Einzellast eine wellenförmige Biegungsfläche hervorrufen wird, wie man dies in dem sonst beachtenswerten Berichte des „Conseil Général des Ponts et Chaussées²⁾ lesen kann. Die beobachtete wellenförmige Biegung unter den bezeichneten Bedingungen würde nur beweisen, daß wir im allgemeinen mit dem III. Fall zu tun haben.

Im Falle einer vollständigen gleichförmigen Belastung $q'b$ finden wir leicht für $x = y = 0$ den Biegungspfeil:

$$f = \frac{2}{\pi^5} \cdot \frac{q'b^4}{B_2(\alpha + \beta)} \sum_{n=1,3,5,\dots} \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^4} = \frac{q'b^3}{\pi^4 B_2} \cdot \frac{0,989}{\sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}} \quad (74 \text{ I, IIIa})$$

wenn $H^2 \geq B_1 B_2$, und

$$f = 0,01015 \frac{q'b^3}{B_2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \dots \dots \dots (74 \text{ IIa})$$

wenn $H^2 = B_1 B_2$. Dabei ist der Zahlenbeiwert

$$\frac{1}{\pi^4} \sum_{n=1,3,5,\dots} \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^4} = \frac{0,989}{\pi^4} = 0,01015$$

Ebenso findet man im Falle einer Einzellast P in der Mitte:

$$f = \frac{P b^2}{2 \pi^3 B_2} \cdot \frac{\sum_n \frac{1}{n^3}}{\sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}} \dots \dots \dots (76 \text{ I, IIIa})$$

bzw. $f = \frac{P b^2}{2 \pi^3 B_2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \sum_n \frac{1}{n^3} \quad (n = 1, 3, 5, \dots) \dots (76 \text{ IIa})$

Da $\sum_n \frac{1}{n^3} = 1,0518$,

so ist der Zahlenwert:

$$\frac{1}{2 \pi^3} \sum_n \frac{1}{n^3} = 0,01696.$$

Derselbe bleibt ungeändert im besonderen Falle $B_1 = B_2 = H$ (Isotropie des Plattenstoffes) und ist in diesem Falle bereits von Dr.-Ing. H. Leitz³⁾ angegeben worden.

Bei der allgemeineren Belastung $q'b_1$ erhalten wir im I. Fall für die Biegemomente folgende Formeln:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{q'}{\pi} \cdot \frac{B_1}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left[\left(\beta \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \frac{\alpha}{m_2} \right) e^{-\frac{nx}{\alpha}} - \left(\alpha \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \beta \right) e^{-\frac{nx}{\beta}} \right] \cos \frac{n\pi y}{b} \\ M_2 &= \frac{q'}{\pi} \cdot \frac{B_2}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left[\left(\frac{\beta}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \alpha \right) e^{-\frac{nx}{\alpha}} - \left(\frac{\alpha}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \beta \right) e^{-\frac{nx}{\beta}} \right] \cos \frac{n\pi y}{b} \end{aligned} \right\} \quad (77 \text{ I})$$

Im Koordinatenursprung erreichen diese Momente ihre Höchstwerte:

$$\left. \begin{aligned} M_{1\max} &= \frac{2}{\pi^3} \cdot \frac{q'b^2}{\alpha + \beta} \cdot \frac{B_1}{B_2} \left(\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \frac{1}{m_2} \right) \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \\ M_{2\max} &= \frac{2}{\pi^3} \cdot \frac{q'b^2}{\alpha + \beta} \left(\frac{1}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + 1 \right) \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \end{aligned} \right\} \dots (78 \text{ I})$$

Die Bedeutung von (n_1) ist dabei aus der Formel (75) zu entnehmen.

Im Falle gleichförmiger Linienbelastung der ganzen Spannweite b wird $b_1 = b$, $(n_1) = (-1)^{\frac{n-1}{2}}$ und

$$\sum_n \frac{(n_1)}{n^2} = 1 - \frac{1}{3^2} + \frac{1}{5^2} - \dots = \approx 0,917.$$

Dann nehmen die Formeln (78 I) folgende Gestalt an:

$$\left. \begin{aligned} M_{1\max} &= 0,0929 \cdot \frac{\sqrt{\frac{B_1}{B_2} + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2}}}{\sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}} q' b \\ M_{2\max} &= 0,0929 \cdot \frac{\frac{1}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + 1}{\sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}} q' b \end{aligned} \right\} \quad (79 \text{ I, III})$$

Sie gilt wie man sieht, auch für den Fall III. Das Verhältnis der Höchstwerte beider Biegemomente in der Mitte:

$$\frac{M_{1\max}}{M_{2\max}} = \frac{B_1}{B_2} \cdot \frac{\sqrt{\frac{B_2}{B_1} + \frac{1}{m_2}}}{\frac{1}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + 1} = \frac{B_1}{B_2} \cdot \frac{1 + \frac{1}{m_2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}{\frac{1}{m_1} + \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}} \dots (79)$$

ist von der Länge der belasteten Strecke b_1 unabhängig und hat den Wert 1 im Falle $B_1 = B_2$, $m_1 = m_2$. Sonst wächst sein Wert oder nimmt ab mit dem Werte des Verhältnisses $B_1 = B_2$.

Falls beispielsweise $b_1 = \frac{1}{9} b$, so ist:

$$\sum_n \frac{(n_1)}{n^2} = 0,2997$$

und

$$M_{1\max} = 0,2733 \cdot \frac{\sqrt{\frac{B_1}{B_2} + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2}}}{\sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}} q' b_1$$

[bzw. $= 0,2733 \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \left(1 + \frac{1}{m_2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \right) q' b_1$]

wenn $H^2 = B_1 B_2$;

$$M_{2\max} = 0,2733 \cdot \frac{\frac{1}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + 1}{\sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}} q' b_1$$

[bzw. $= 0,2733 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left(1 + \frac{1}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) q' b_1$]

wenn $H^2 = B_1 B_2$.

Durch Konzentrierung der linienförmigen Belastung auf den neunten Teil der Spannweite b werden daher die Höchstwerte der Biegemomente beinahe verdreifacht.

Die Wirkung einer praktischen Einzellast kann in der Regel höchstens als mit der obigen Konzentrierung gleichwertig erachtet werden. Die gewonnenen Formeln lassen daher die lastverteilende Plattenwirkung deutlich erkennen. Wenn insbesondere $B_1 = B_2$, $m_1 = m_2 = 6$ angenommen wird, so liefern die beiden letzten Formeln:

$$M_{1\max} = M_{2\max} = M = 0,319 q' b_1 = 0,319 P = \frac{1}{4} \cdot 1,276 P,$$

oder $M_{1,276} = \frac{1}{4} P b.$

Man entnimmt daraus, daß die konzentrierte Last P sich gewissermaßen auf eine Breite von $\frac{b}{1,276} = 0,784 b$ verteilt, denn bei dieser Breite einer als Balken von der Spannweite b aufgelagerten und im

²⁾ Ann. d. P. et Ch. 1912, VI.

³⁾ Berechnung der frei aufliegenden rechteckigen Platten, Berlin 1914. (Zitiert nach dem Beton-Kalender 1916.)

mittleren Querschnitt belasteten Platte ergibt sich als Biegemoment im gefährlichen Querschnitt:

$$\frac{1}{4} P b : 0,784 b = 0,319 P.$$

Wenn $B_2 > B_1$, so wird M_{2max} größer und die Last P verteilt sich praktisch auf eine desto kleinere Breite, je größer die Biegesteifigkeit B_2 im Vergleich zu B_1 ist. Beispielsweise ist für $B_2 = 2,07 B_1$, ($m_1 = m_2 = 6$):

$$M_{2max} = 0,407 P$$

und die Last verteilt sich auf eine Breite von 0,614 b .

Für eine Rippendecke ist B_2 mehrfach größer als B_1 und $\frac{1}{m_1}$ darf nach Ausführungen in § 6 (Bauing. 1923, S. 393) näherungsweise gleich Null gesetzt werden. Demnach wird im betrachteten Falle einer praktischen Einzellast:

$$M_{2max} = M = 0,2733 \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}} \cdot P = \frac{1}{4} \cdot 1,093 \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}} \cdot P$$

oder
$$M \frac{b}{1,093 \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}} = \frac{1}{4} P b$$

und die Last verteilt sich praktisch auf eine Breite:

$$a_1 = \frac{b}{1,093 \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}}$$

Für einige Werte der Verhältniszahl $B_2 : B_1$ sind in der nachstehenden Tafel die entsprechenden Werte von $a_1 : b$ zusammengestellt worden.

$\frac{B_2}{B_1} =$	5	10	15	20	25	50	100
$\frac{a_1}{b} =$	0,614	0,514	0,464	0,433	0,408	0,344	0,289

Im Falle einer gleichförmigen Linienbelastung der ganzen Spannweite b (Gl. 79 I, III) vergrößern sich die Werte von a_1 im Verhältnis von 0,2733 : 0,0929, d. h. rd. 3 mal; wenn also eine praktische Einzellast von r Rippen getragen wird, so sind im obigen Falle $3r$ Rippen als mittragend zu betrachten.

Für das Verdrehungsmoment findet man den Ausdruck:

$$D = -\frac{2}{\pi^2} q' b \frac{C}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left(e^{-\frac{nx}{\beta}} - e^{-\frac{nx}{\alpha}} \right) \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (80 I)$$

Da alle Auflagerreaktionen im Unendlichen verschwinden, so müssen sie überall gleich sein dem Werte der Querkraft V_2 für $y = \pm \frac{b}{2}$.

Wir bekommen:

$$(V_2)_{y=\frac{b}{2}} = -\frac{q'}{b} \frac{B_2}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}} \sum_n \frac{(-1)^{n-1} (n_1)}{n} \left[\left\{ \beta \left(\frac{1}{m_1} + \frac{2C}{B_2} \right) \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \alpha \right\} e^{-\frac{nx}{\alpha}} - \left\{ \alpha \left(\frac{1}{m_1} + \frac{2C}{B_2} \right) \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \beta \right\} e^{-\frac{nx}{\beta}} \right] \dots \dots \dots (81 I)$$

Die Konvergenz dieser Reihe kann nur bei $x = 0$ in Frage gestellt werden. In der Tat wird sie bei diesem Wert von x divergent, wenn außerdem $b_1 = b$. Da aber das Integral:

$$2 \int_0^{\frac{b}{2}} (V_2)_{y=\frac{b}{2}} dx$$

immer den halben Wert der Belastung gibt, wie es den Gleichgewichtsbedingungen gemäß sein soll, so schließen wir, daß der wahre Wert von V_2 im Punkte $x = 0$, $y = \frac{b}{2}$ unendlich groß ist, jedoch so, daß die Auflagerkraft:

$$\int_{-\Delta x}^{+\Delta x} (V_2)_{y=\frac{b}{2}} dx$$

bei beliebig kleinen endlichen Werten von Δx endlich bleibt.

Es läßt sich wirklich leicht zeigen, daß $(V_2)_{y=\frac{b}{2}}$ für $x = 0$, $b_1 = b$ so unendlich wird, wie $\log \frac{1+z}{1-z}$ für $z = 1$.

Wenn die Platte nur durch eine im Mittelpunkte konzentrierte Kraft P belastet ist, so kann die Reihe für die Auflagerreaktion sehr leicht summiert werden. Wir erhalten:

$$(V_2)_{y=\frac{b}{2}} = -\frac{\pi}{4} \cdot \frac{P}{b^2} \cdot \frac{B_2}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}} \left[\left\{ \beta \left(\frac{1}{m_1} + \frac{2C}{B_2} \right) \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \alpha \right\} \frac{1}{C h \frac{x}{\alpha}} - \left\{ \alpha \left(\frac{1}{m_1} + \frac{2C}{B_2} \right) \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \beta \right\} \frac{1}{C h \frac{x}{\beta}} \right] \quad (82 I)$$

mit der üblichen Bezeichnung des hyperbolischen Cosinus: Ch. Den extremen Wert erreicht dieser Ausdruck für $x = 0$, und zwar ist:

$$\max |V_2|_{y=\frac{b}{2}} = \frac{P}{4b} \cdot \frac{1 + \left(\frac{1}{m_1} + \frac{2C}{B_2} \right) \sqrt{\frac{B_2}{B_1}}}{\sqrt{\frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2}}} \quad (83 I, III)$$

$$= \frac{P}{4b} \cdot \frac{\frac{1}{m_1} \cdot \frac{B_2}{B_1} + \frac{2C}{B_1} + \sqrt{\frac{B_2}{B_1}}}{\sqrt{\frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_1}}}$$

Dagegen werden in diesem Falle die Werte M_{1max} und M_{2max} logarithmisch unendlich, was aber keine physikalische und deshalb auch keine praktische Bedeutung hat, weil die vorausgesetzte punktförmige Belastung in der Wirklichkeit nicht auftreten kann und in konkreten Aufgaben nur als bequemes vereinfachendes Schema allgemeine Verwendung findet. Jede wirkliche „konzentrierte“ Belastung wird durch eine endliche wenn auch kleine Fläche übertragen und man trachtet in der Konstruktionslehre diese Fläche womöglich zu vergrößern, um die Gefahr einer örtlichen Überanstrengung des Materials zu vermeiden. Praktisch wird die Belastung nur dann als in einem Punkte konzentriert aufgefaßt, wenn die Übertragungsfläche klein und schwer bestimmbar ist. Diese Schematisierung vereinfacht sehr die Rechnung in allen Balkenaufgaben, ohne wesentlich die Genauigkeit zu beeinflussen. Der dadurch begangene Fehler ist im allgemeinen klein und geht zugunsten der Sicherheit. Wie man sieht, verhält sich die Sache bei Plattenaufgaben ganz anders. Die Theorie führt zu dem auf den ersten Blick überraschenden Ergebnis, daß jede noch so kleine in einem Punkte konzentrierte Last unendlich große

Biegemomente an der belasteten Stelle hervorruft. Das genaue Rechnen mit Einzellasten ist also in den Plattenaufgaben vollständig unzulässig. Warum die Plattentheorie in diesem besonderen Falle scheinbar versagt, während die Balkentheorie nicht nur zu keinem Widerspruche führt, sondern auch allen praktischen Ansprüchen auf Genauigkeit genügt, läßt sich leicht beantworten, wenn man erwägt, daß die in der Balkentheorie vorausgesetzten konzentrierten Belastungen eigentlich keine punktförmigen Lasten sind. Sie erscheinen punktförmig bloß in jener Projektion, in welcher man in der Regel die schematische Ansicht des belasteten Balkens zeichnet, aber im Raume werden sie immer stillschweigend als linienförmig auf die ganze Querschnittsbreite wirkend vorausgesetzt. Bei dieser Annahme zeigen aber auch unsere Plattenformeln (78) kein abnormes Verhalten und liefern bei jeder endlichen belasteten Strecke b_1 bestimmte endliche Werte von Biegemomenten bzw. Spannungen. Bezüglich der konzentrierten Belastung sind die Ergebnisse der Elastizitätstheorie nur so zu deuten, daß starke Konzentrierung der Belastung relativ viel gefährlicher für die Platten

als für die Balken erscheint. Deshalb tragen alle Mittel, welche gegebene Einzellasten auf größere Flächen verteilen, sehr viel dazu bei, um die Widerstandsfähigkeit der Platten zu erhöhen. Es muß noch beachtet werden, daß, falls die linearen Dimensionen des belasteten Teiles der Plattenoberfläche im Vergleiche zur Plattendicke klein sind, so kann die Spannungsverteilung in der Umgebung der belasteten Stelle ziemlich stark von derjenigen abweichen, welche den in der Plattentheorie üblichen Annahmen entspricht. In diesem Falle dürfen nämlich die lotrechten Normalspannungen σ_z nicht mehr außer acht gelassen werden, da sie im allgemeinen die Verteilung der übrigen Spannungskomponenten beeinflussen müssen. Diese Beeinflussung wird offenbar unter sonst gleichen Umständen um so größer sein, je kleiner die Plattendicke. Ähnlich wie die Radlasten durch die Schotterbettung auf den Brückenbelag übertragen werden, verteilt sich die konzentrierte Belastung der Plattenoberfläche auf eine gewisse Fläche der neutralen Schicht und die Größe dieser Fläche wächst und nimmt ab mit der Plattendicke. Dieser Rolle der Plattendicke ist eine interessante theoretische Untersuchung in der bekannten Dissertation von Dr. H. Hencky gewidmet worden⁴⁾.

Wir kehren jetzt zu den Gleichungen der Biegungsfläche für die gleichförmige Linienbelastung $q' b_1$ zurück und erhalten aus (71 II) folgende Formeln für Biegemomente im II. Fall:

$$M_1 = \frac{q' \gamma}{\pi} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left[1 - \frac{nx}{\gamma} + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{\gamma^2 \pi^2}{b^2} \left(1 + \frac{nx}{\gamma} \right) \right] e^{-\frac{nx}{\gamma}} \cos \frac{n \pi y}{b}$$

$$M_2 = \frac{q' \gamma}{\pi} \cdot \frac{B_2}{B_1} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left[\frac{1}{m_1} \left(1 - \frac{nx}{\gamma} \right) + \frac{\gamma^2 \pi^2}{b^2} \left(1 + \frac{nx}{\gamma} \right) \right] e^{-\frac{nx}{\gamma}} \cos \frac{n \pi y}{b} \quad (77 \text{ II})$$

Die Biegemomente erreichen ihre größten Werte offenbar in der Mitte des belasteten Querschnittes ($x = 0, y = 0$), und zwar:

$$\left. \begin{aligned} M_{1\max} &= \frac{q' \gamma}{\pi} \left(1 + \frac{1}{m_2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \right) \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \\ M_{2\max} &= \frac{q' \gamma}{\pi} \left(\frac{1}{m_1} + \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \right) \frac{B_2}{B_1} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \end{aligned} \right\} \dots \quad (78 \text{ II})$$

Für das Verhältnis der beiden Höchstwerte gilt derselbe Ausdruck (79) wie im I. Fall.

Das Verdrehungsmoment

$$D = - \frac{q' \gamma}{b} \cdot \frac{2C}{B_1} \sum_n \frac{(n_1)}{n} x e^{-\frac{nx}{\gamma}} \sin \frac{n \pi y}{b} \dots \quad (80 \text{ II})$$

und die Auflagerreaktionen

$$(V_2)_{y=\frac{b}{2}} = - \frac{q' \pi}{b} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n} \left[\left(\frac{1}{m_1} \cdot \frac{B_2}{B_1} + \frac{2C}{B_1} \right) \left(1 - \frac{nx}{\gamma} \right) + \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left(1 + \frac{nx}{\gamma} \right) \right] e^{-\frac{nx}{\gamma}} \quad (81 \text{ II})$$

Im Grenzfalle einer konzentrierten Last P im Mittelpunkte ($x = 0, y = 0$) geht die obige Formel in folgende Gestalt über:

$$(V_2)_{y=\frac{b}{2}} = - \frac{\pi P \gamma}{2 b^2} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n} \left[\left(\frac{1}{m_1} \cdot \frac{B_2}{B_1} + \frac{2C}{B_1} \right) \left(1 - \frac{nx}{\gamma} \right) + \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left(1 + \frac{nx}{\gamma} \right) \right] e^{-\frac{nx}{\gamma}} \quad (82 \text{ II})$$

und kann mit einer sehr guten Annäherung durch

$$(V_2)_{y=\frac{b}{2}} \approx - \frac{\pi P}{4 b^2} \gamma \left(\frac{1}{m_1} \cdot \frac{B_2}{B_1} + \frac{2C}{B_1} + \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) \frac{1}{\text{Ch} \frac{x}{\gamma}} \quad (82 \text{ IIa})$$

⁴⁾ Man vergleiche auch die trefflichen Ausführungen in: „Drang und Zwang“ von A. und L. Föppl Bd. I, § 30.

ersetzt werden. Die Formel wird sogar ganz genau, wenn die Bedingung $\frac{B_2}{m_1} = \frac{B_1}{m_2}$ erfüllt ist, weil dann nach der Gl. (13a) $\frac{B_2}{m_1} + 2C = H = \sqrt{B_1 B_2}$ gesetzt werden kann und die beiden Glieder mit der Hauptgröße $\frac{nx}{\gamma}$ in der eckigen Klammer des Ausdrucks (82 II) sich aufheben. In diesem Falle geht aber wegen der Identität

$$\sum_n (-1)^{\frac{n-1}{2}} e^{-\frac{nx}{\gamma}} = \frac{1}{2 \text{Ch} \frac{x}{\gamma}}$$

der Ausdruck (82 II) in (82 IIa) über.

Den größten absoluten Wert erreichen beide Ausdrücke für $x = 0$; sie geben nämlich genau das gleiche, und zwar:

$$\max |V_2|_{y=\frac{b}{2}} = \frac{\pi P \gamma}{4 b^2} \left(\frac{1}{m_1} \cdot \frac{B_2}{B_1} + \frac{2C}{B_1} + \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) \dots \quad (83 \text{ II})$$

Für die homogene und isotrope Platte vereinfacht sich diese Formel zu:

$$\max |V_2|_{y=\frac{b}{2}} = \frac{P}{2 b} \dots \dots \dots \quad (83 \text{ IIa})$$

Man beachte, daß in dem anderen Grenzfalle der linienförmigen gleichmäßig verteilten Querbelastung $q' b$ der entsprechende Wert von $\max |V_2|$ logarithmisch unendlich wird.

Im III. Fall gewinnen wir schließlich auf Grund der Gl. (71 III) folgende Ausdrücke für die Biegemomente:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{q'}{\pi} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left[\alpha' \left(1 + \frac{1}{m_2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \right) \cos \frac{n x}{\beta'} \right. \\ &\quad \left. - \beta' \left(1 - \frac{1}{m_2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \right) \sin \frac{n x}{\beta'} \right] e^{-\frac{nx}{\alpha'}} \cos \frac{n \pi y}{b} \\ M_2 &= \frac{q'}{\pi} \cdot \frac{B_2}{B_1} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left[\alpha' \left(\frac{1}{m_1} + \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \right) \cos \frac{n x}{\beta'} \right. \\ &\quad \left. + \beta' \left(\sqrt{\frac{B_1}{B_2}} - \frac{1}{m_1} \right) \sin \frac{n x}{\beta'} \right] e^{-\frac{nx}{\alpha'}} \cos \frac{n \pi y}{b} \end{aligned} \right\} \quad (77 \text{ III})$$

Dementsprechend bestimmen sich die größten Biegemomente zu:

$$\left. \begin{aligned} M_{1\max} &= \frac{q'}{\pi} \alpha' \left(1 + \frac{1}{m_2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \right) \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \\ M_{2\max} &= \frac{q'}{\pi} \alpha' \left(\frac{1}{m_1} + \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \right) \frac{B_2}{B_1} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \end{aligned} \right\} \quad (78 \text{ III})$$

was wiederum zu demselben Werte des Verhältnisses beider Höchstwerte führt, wie in den Fällen I und II.

Für die Verdrehungsmomente gilt die Formel:

$$D = - \frac{4 q' b C}{\pi^2 \sqrt{B_1 B_2} - H^2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} e^{-\frac{nx}{\alpha'}} \sin \frac{n x}{\beta'} \sin \frac{n \pi y}{b} \quad (80 \text{ III})$$

und für die Auflagerreaktionen:

$$(V_2)_{y=\frac{b}{2}} = - \frac{q'}{b} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n} \left(\alpha' a \cos \frac{n x}{\beta'} - \beta' b \sin \frac{n x}{\beta'} \right) e^{-\frac{nx}{\alpha'}} \quad (81 \text{ III})$$

wenn zur Abkürzung

$$a = \frac{1}{m_1} \cdot \frac{B_2}{B_1} + \frac{2C}{B_1} + \sqrt{\frac{B_2}{B_1}}; \quad b = \frac{1}{m_1} \cdot \frac{B_2}{B_1} + \frac{2C}{B_1} - \sqrt{\frac{B_2}{B_1}}$$

gesetzt wird.

Der Ausdruck (81 III) nimmt im Grenzfalle einer Einzellast P folgende Form an:

$$(V_2)_{y=\frac{b}{2}} = - \frac{\pi P}{2 b^2} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n} \left(\alpha' a \cos \frac{n x}{\beta'} - \beta' b \sin \frac{n x}{\beta'} \right) e^{-\frac{nx}{\alpha'}} \quad (82 \text{ III})$$

Bei sehr kleinen Werten von x kann man statt dessen schreiben:

$$(V_2)_y = \frac{b}{2} = \infty - \frac{\pi P}{2 b^2} \sum_n \frac{n-1}{2} (\alpha' a - n b x) e^{-\frac{n x}{\alpha}}$$

$$= \infty - \frac{\pi P}{4 b^2} \cdot \frac{\alpha' a}{\text{Ch } \frac{x}{\alpha}}$$

wenn höhere Potenzen von x in den Entwicklungen für Sinus und Cosinus vernachlässigt werden. Für $x = 0$ wird der absolute Wert dieses Ausdruckes ein Maximum, und wir finden wieder die Formeln (83. I. III).

§ 2 (13). Die Lösung einiger Aufgaben von praktischer Bedeutung.

Auf Grund der im vorigen Paragraphen gewonnenen partikulären Lösung (71) lassen sich viele Aufgaben über unendlich lange Platten verhältnismäßig sehr einfach erledigen. Ihre Lösungen können mit Vorteil zur Lösung verschiedener Probleme der rechteckigen Platten von endlicher Länge verwendet werden, wie später (im § 17) gezeigt werden soll. Dabei wird die mühsame Integration der Differentialgleichung der Biegungsfläche umgangen, etwa in ähnlicher Weise, wie das bei der Behandlung gewisser hydrodynamischer Probleme durch die Methode der Quellen und Senken geschieht.

a) Exzentrische linienförmige Querbelastung $q' b_1$ (Abb. 15).

Wir wählen zweckmäßig den Koordinatenanfang an einem Plattenrande und legen die Y -Achse in die Belastungslinie.

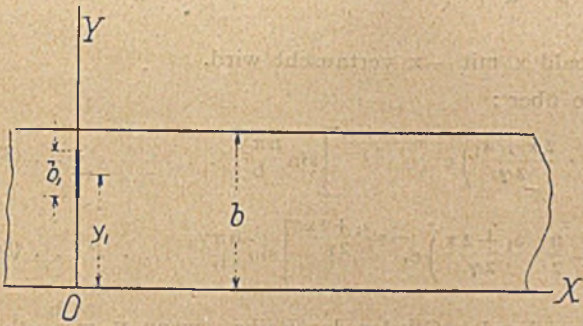


Abb. 15.

Entwickelt man die gegebene Belastung in die Fouriersche Reihe:

$$p'(y) = \frac{4 q'}{\pi} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n} \sin \frac{n \pi y}{b} \quad (n = 1, 2, 3, \dots)$$

worin zur Abkürzung

$$(n, b_1, y_1) = \sin \frac{n \pi}{2} \cdot \frac{b_1}{b} \sin \frac{n \pi y_1}{b}$$

gesetzt worden ist, so ergibt sich sofort:

$$\zeta = \frac{2 q' b^4}{\pi^5 B_2} \cdot \frac{1}{\alpha + \beta} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^4} \cdot \frac{\beta e^{-\frac{n x}{\beta}} - \alpha e^{-\frac{n x}{\alpha}}}{\beta - \alpha} \sin \frac{n \pi y}{b} \quad (84 I)$$

als Gleichung der Biegungsfläche für positive Werte von x . Für negative Werte ist x mit $-x$ zu vertauschen. Der Grenzübergang für $\lim_{b_1=0} q' b_1 = P$ liefert bei konzentrierter Last P aus

(84 I) die Gleichung der rechten Hälfte der Biegungsfläche:

$$\zeta = \frac{P b^3}{\pi^4 B_2} \cdot \frac{1}{\alpha + \beta} \sum_n \frac{\sin \frac{n \pi y_1}{b}}{n^3} \cdot \frac{\beta e^{-\frac{n x}{\beta}} - \alpha e^{-\frac{n x}{\alpha}}}{\beta - \alpha} \sin \frac{n \pi y}{b} \quad (85 I)$$

Für die linke Hälfte braucht nur in dieser Formel x mit $-x$ vertauscht werden.

Obige Gleichungen gelten im I. Falle ($H^2 > B_1 B_2$); im II. Falle ($H^2 = B_1 B_2$) gehen sie in folgende über:

$$\zeta = \frac{q' \gamma^3}{\pi B_1} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^4} \left(1 + \frac{n x}{\gamma}\right) e^{-\frac{n x}{\gamma}} \sin \frac{n \pi y}{b} \quad (84 II)$$

$$\zeta = \frac{P \gamma^3}{2 b B_1} \sum_n \frac{1}{n^3} \sin \frac{n \pi y_1}{b} \left(1 + \frac{n x}{\gamma}\right) e^{-\frac{n x}{\gamma}} \sin \frac{n \pi y}{b} \quad (85 II)$$

Für den III. Fall findet man nach der Substitution

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{1}{\alpha'} + i \frac{1}{\beta'}; \quad \frac{1}{\beta} = \frac{1}{\alpha'} - i \frac{1}{\beta'}$$

in entsprechende Gleichungen des I. Falles:

$$\zeta = \frac{q' b^2}{\pi^3 \sqrt{B_1 B_2}} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^4} \left(\alpha' \cos \frac{n x}{\beta'} + \beta' \sin \frac{n x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \sin \frac{n \pi y}{b} \quad (84 III)$$

$$\zeta = \frac{P b}{2 \pi^2 \sqrt{B_1 B_2}} \sum_n \frac{1}{n^3} \sin \frac{n \pi y_1}{b} \left(\alpha' \cos \frac{n x}{\beta'} + \beta' \sin \frac{n x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \sin \frac{n \pi y}{b} \quad (85 III)$$

b) Die rechteckige exzentrisch liegende Flächenbelastung q erstreckt sich links von der Y -Achse ins Unendliche (Abb. 16).

Wendet man die Lösung der vorigen Aufgabe auf die elementare Belastung $q b_1 d u$ an, so ist bei $H^2 > B_1 B_2$ die dadurch

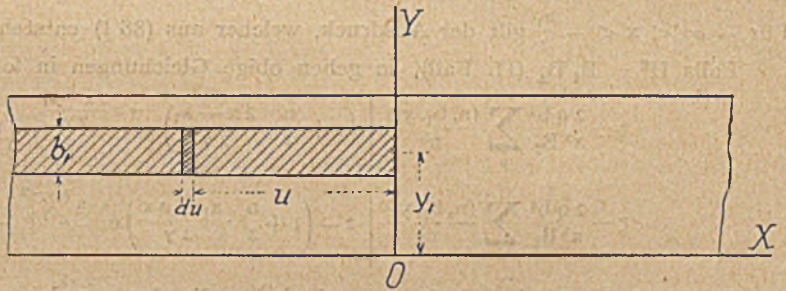


Abb. 16.

erzeugte Biegungsfläche rechts von der Y -Achse gegeben durch:

$$d \zeta = \frac{2 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^4} \sin \frac{n \pi y}{b} \cdot \frac{\beta e^{-\frac{n(x-u)}{\beta}} - \alpha e^{-\frac{n(x-u)}{\alpha}}}{\beta^2 - \alpha^2} d u$$

Die Integration dieses Ausdruckes zwischen den Grenzen $u = -\infty$ und $u = 0$ gibt:

$$\zeta = \frac{2 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \cdot \frac{\beta^2 e^{-\frac{n x}{\beta}} - \alpha^2 e^{-\frac{n x}{\alpha}}}{\beta^2 - \alpha^2} \sin \frac{n \pi y}{b} \quad (86 I)$$

als Gleichung der Biegungsfläche rechts von der Y -Achse. Für die andere Hälfte der Biegungsfläche wird die Gleichung:

$$\zeta = \frac{2 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \left(2 - \frac{\beta^2 e^{-\frac{n x}{\beta}} - \alpha^2 e^{-\frac{n x}{\alpha}}}{\beta^2 - \alpha^2} \right) \sin \frac{n \pi y}{b} \quad (87 I)$$

gefunden, indem von der trivialen Lösung:

$$\zeta = \frac{4 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \sin \frac{n \pi y}{b}$$

für den Fall der durchgehenden Streifenbelastung der ganzen Platte die eben gefundene Lösung für die Belastung bloß der rechten Plattenhälfte abzieht.

Im Falle $H^2 = B_1 B_2$ verwandeln sich obige Gleichungen in folgende:

$$\zeta = \frac{2 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \left(1 + \frac{n}{2} \cdot \frac{x}{\gamma} \right) e^{-\frac{n x}{\gamma}} \sin \frac{n \pi y}{b} \dots \dots \dots (86 \text{ II}) \quad \zeta = \frac{2 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \left[2 - \left(1 - \frac{n}{2} \cdot \frac{x}{\gamma} \right) e^{-\frac{n x}{\gamma}} \right] \sin \frac{n \pi y}{b} \dots \dots \dots (87 \text{ II})$$

Im III. Fall findet man wie früher für $x > 0$

$$\zeta = \frac{2 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \left(\cos \frac{n x}{\beta'} + \frac{1}{2} \cdot \frac{\beta'^2 - \alpha'^2}{\alpha' \beta'} \sin \frac{n x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \sin \frac{n \pi y}{b} \dots \dots \dots (86 \text{ III})$$

und für $x < 0$:

$$\zeta = \frac{2 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \left[2 - \left(\cos \frac{n x}{\beta'} - \frac{1}{2} \cdot \frac{\beta'^2 - \alpha'^2}{\alpha' \beta'} \sin \frac{n x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \right] \sin \frac{n \pi y}{b} \dots \dots \dots (87 \text{ III})$$

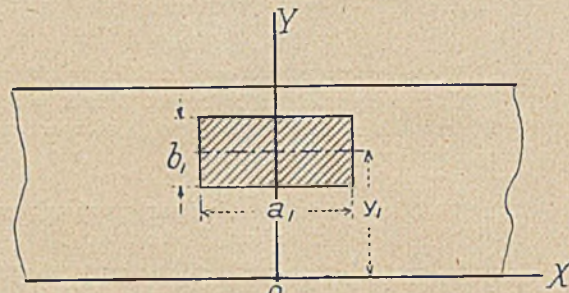


Abb. 17.

c) Exzentrisch liegende rechteckige Belastung $q a_1 b_1$ (Abb. 17).

Wir finden auf dieselbe Weise wie in der vorherigen Aufgabe, wenn der I. Fall vorliegt ($H^2 > B_1 B_2$), für $\frac{a_1}{2} < x < \infty$

$$\zeta = \frac{2 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \left[\frac{\beta^2}{\beta^2 - \alpha^2} \left(e^{-n \frac{2x - a_1}{2\beta}} - e^{-n \frac{2x + a_1}{2\beta}} \right) - \frac{\alpha^2}{\beta^2 - \alpha^2} \left(e^{-n \frac{2x - a_1}{2\alpha}} - e^{-n \frac{2x + a_1}{2\alpha}} \right) \right] \sin \frac{n \pi y}{b} \dots \dots \dots (88)$$

und für $-\frac{a_1}{2} < x < \frac{a_1}{2}$:

$$\zeta = \frac{2 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \left[2 - \frac{\beta^2}{\beta^2 - \alpha^2} \left(e^{-n \frac{2x + a_1}{2\beta}} + e^{-n \frac{2x - a_1}{2\beta}} \right) + \frac{\alpha^2}{\beta^2 - \alpha^2} \left(e^{-n \frac{2x + a_1}{2\alpha}} + e^{-n \frac{2x - a_1}{2\alpha}} \right) \right] \sin \frac{n \pi y}{b} \dots \dots \dots (89 \text{ I})$$

Für $-\infty < x < -\frac{a_1}{2}$ gilt der Ausdruck, welcher aus (88 I) entsteht, sobald x mit $-x$ vertauscht wird.

Falls $H^2 = B_1 B_2$ (II. Fall), so gehen obige Gleichungen in folgende über:

$$\zeta = \frac{2 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \left[\left(1 + \frac{n}{2} \cdot \frac{2x - a_1}{2\gamma} \right) e^{-n \frac{2x - a_1}{2\gamma}} - \left(1 + \frac{n}{2} \cdot \frac{2x + a_1}{2\gamma} \right) e^{-n \frac{2x + a_1}{2\gamma}} \right] \sin \frac{n \pi y}{b} \dots \dots \dots (88 \text{ II})$$

$$\zeta = \frac{2 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \left[2 - \left(1 + \frac{n}{2} \cdot \frac{a_1 - 2x}{2\gamma} \right) e^{-n \frac{a_1 - 2x}{2\gamma}} - \left(1 + \frac{n}{2} \cdot \frac{a_1 + 2x}{2\gamma} \right) e^{-n \frac{a_1 + 2x}{2\gamma}} \right] \sin \frac{n \pi y}{b} \dots \dots \dots (89 \text{ II})$$

In sämtlichen drei Aufgaben verschwinden die den geraden n entsprechenden Glieder der Reihe, wenn $y_1 = \frac{b}{2}$, d. h., wenn die Belastung in der Breitenmitte liegt. Dann ist $n = 1, 3, 5, \dots$ zu setzen.

§ 3 (14). Die Wirkung der gleichförmig verteilten Belastung in der Nähe der kurzen Seiten bei einspannungsfreier Stützung des ganzen Plattenumfangs.

Die allgemeine Lösung dieser Aufgabe unterscheidet sich wenig von derjenigen im § 1 (12). Der Lévy'sche Ansatz:

$$\zeta = \sum_n X \cos \frac{n \pi y}{b}$$

($n = 1, 3, 5, \dots$) im Falle einer der Quere nach symmetrischen Belastung und die Fouriersche Entwicklung der Belastung $q b_1$ (Abb. 18) in eine Cosinusreihe:

$$\frac{4 q}{\pi} \sum_n \frac{(n_1)}{n} \cos \frac{n \pi y}{b}$$

mit der abkürzenden Bezeichnung $(n_1) = \sin \frac{n \pi}{2} \cdot \frac{b_1}{b}$ gibt zur Bestimmung der Funktion X die lineare Differentialgleichung:

$$B_1 X^{IV} - 2 H \left(\frac{n \pi}{b} \right)^2 X'' + B_2 \left(\frac{n \pi}{b} \right)^4 X = \frac{4 q}{\pi} \cdot \frac{(n_1)}{n},$$

deren allgemeine Lösung:

$$X = \frac{4 q b^4}{\pi^5 B_2} \cdot \frac{(n_1)}{n^5} + C_1 e^{\beta_1 x} + C_2 e^{\beta_2 x} + C_3 e^{\beta_3 x} + C_4 e^{\beta_4 x}$$

mit den Werten:

$$\beta_1 \left\{ = \frac{n \pi}{b} \sqrt{\frac{H \pm \sqrt{H^2 - B_1 B_2}}{B_1}}; \beta_3 \right\} = -\frac{n \pi}{b} \sqrt{\frac{H \pm \sqrt{H^2 - B_1 B_2}}{B_1}}$$

nach Berücksichtigung der Grenzbedingung $\zeta = 0$ für $x = \infty$ folgende Gleichungen der Biegungsfläche liefert:

$$\zeta = \frac{4 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \left(\frac{(n_1)}{n^5} + C_3' e^{\beta_3 x} + C_4' e^{\beta_4 x} \right) \cos \frac{n \pi y}{b}.$$

Zur Bestimmung der Integrationskonstanten C_3' und C_4' dienen die Randbedingungen:

$$\zeta = 0 \quad \text{und} \quad \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} = 0 \quad \text{für} \quad x = 0,$$

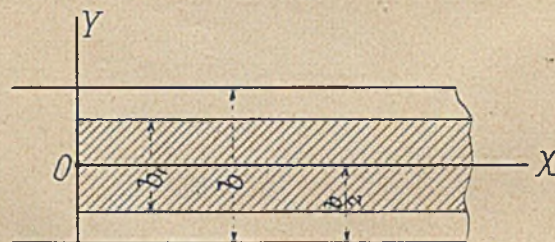


Abb. 18.

welche zu den Bestimmungsgleichungen:

$$C_3' + C_4' = -\frac{(n_1)}{n^5}; \quad C_3' \beta_3^2 + C_4' \beta_4^2 = 0$$

führen. Daraus folgt mit Benutzung der Bezeichnungen (70):

$$C_3' = \frac{\alpha^2}{\beta^2 - \alpha^2} \cdot \frac{(n_1)}{n^5}; \quad C_4' = -\frac{\beta^2}{\beta^2 - \alpha^2} \cdot \frac{(n_1)}{n^5}$$

Bei reellen Werten von α und β , d. h. wenn $H^2 > B_1 B_2$ (Fall I), erhalten wir für die Biegungsfläche die Gleichung:

$$\zeta = \frac{4q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^5} \left(1 + \frac{\alpha^2 e^{-\frac{nx}{\alpha}} - \beta^2 e^{-\frac{nx}{\beta}}}{\beta^2 - \alpha^2} \right) \cos \frac{n\pi y}{b} \quad (90 I)$$

Wenn $H^2 = B_1 B_2$ (Fall II), so geht diese Gleichung in folgende über:

$$\zeta = \frac{4q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^5} \left[1 - \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{n x}{\gamma} \right) e^{-\frac{nx}{\gamma}} \right] \cos \frac{n\pi y}{b} \quad (90 II)$$

Dabei hat die Konstante γ dieselbe Bedeutung wie in § 1 (12) (Gl. 7 I II). Wenn schließlich $H^2 < B_1 B_2$ (Fall III), so findet man ähnlich wie in § 1 (12) und § 2 (13), mit derselben Bedeutung der Konstanten α' , β'

$$\zeta = \frac{4q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^5} \left[1 - \left(\cos \frac{nx}{\beta'} + \frac{1}{2} \cdot \frac{\beta'^2 - \alpha'^2}{\alpha' \beta'} \sin \frac{nx}{\beta'} \right) e^{-\frac{nx}{\alpha'}} \right] \cos \frac{n\pi y}{b} \quad (90 III)$$

Hier kann noch der Ausdruck $\frac{1}{2} \cdot \frac{\beta'^2 - \alpha'^2}{\alpha' \beta'}$ durch seinen Wert $\frac{H}{\sqrt{B_1 B_2 - H^2}}$ oder $\frac{\eta}{\sqrt{1 - \eta^2}}$ ersetzt werden.

An Hand dieser Gleichungen berechnen sich die Momente und die Auflagerreaktionen wie folgt:

I. Fall ($H^2 > B_1 B_2$):

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{4q b^2}{\pi^3} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[\frac{1}{m_2} - \frac{B_2}{2\sqrt{H^2 - B_1 B_2}} \left\{ \left(1 - \frac{\alpha^2 \pi^2}{m_2 b^2} \right) e^{-\frac{nx}{\alpha}} - \left(1 - \frac{\beta^2 \pi^2}{m_2 b^2} \right) e^{-\frac{nx}{\beta}} \right\} \right] \cos \frac{n\pi y}{b} \\ M_2 &= \frac{4q b^2}{\pi^3} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[1 - \frac{B_2}{2\sqrt{H^2 - B_1 B_2}} \left\{ \left(\frac{\beta^2 \pi^2}{b^2} - \frac{1}{m_1} \right) e^{-\frac{nx}{\beta}} - \left(\frac{\alpha^2 \pi^2}{b^2} - \frac{1}{m_1} \right) e^{-\frac{nx}{\alpha}} \right\} \right] \cos \frac{n\pi y}{b} \end{aligned} \right\} \dots \dots (91 I)$$

$$D = \frac{2q b}{\pi^2} \cdot \frac{C}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left(\beta e^{-\frac{nx}{\beta}} - \alpha e^{-\frac{nx}{\alpha}} \right) \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (92 I)$$

$$\left. \begin{aligned} V_1 &= \frac{2q}{\pi} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left(\beta \epsilon_1 e^{-\frac{nx}{\alpha}} + \alpha \eta_1 e^{-\frac{nx}{\beta}} \right) \cos \frac{n\pi y}{b} \\ V_2 &= -\frac{4q b}{\pi^2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left(1 + \epsilon_2 e^{-\frac{nx}{\alpha}} - \eta_2 e^{-\frac{nx}{\beta}} \right) \sin \frac{n\pi y}{b} \end{aligned} \right\} \dots (93 I)$$

(Hier wurden folgende abkürzende Bezeichnungen eingeführt:

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_1 &= \frac{B_1 - \frac{\alpha^2 \pi^2}{b^2} (B_1 + 2C)}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}}, \quad \eta_1 = \frac{\beta^2 \pi^2 (B_1 + 2C) - B_1}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}} \\ \epsilon_2 &= \frac{\left(\frac{\alpha^2 \pi^2}{b^2} - \frac{1}{m_1} \right) B_2 - 2C}{2\sqrt{H^2 - B_1 B_2}}, \quad \eta_2 = \frac{\left(\frac{\beta^2 \pi^2}{b^2} - \frac{1}{m_1} \right) B_2 - 2C}{2\sqrt{H^2 - B_1 B_2}} \end{aligned} \right\} (93a)$$

Man überzeugt sich leicht, daß zwischen ϵ_2 und η_2 die Relation $\epsilon_2 - \eta_2 = -1$ besteht)

$$\left. \begin{aligned} R_1 &= -\left(V_1 + \frac{\partial D}{\partial y} \right)_{x=0} \\ &= -\frac{2y}{\pi} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} (\alpha \eta_1' + \beta \epsilon_1') \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \cos \frac{n\pi y}{b} \\ R_2 &= \left(V_2 + \frac{\partial D}{\partial x} \right)_{y=\frac{b}{2}} \\ &= -\frac{4q b}{\pi^2} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^2} \left(1 + \epsilon_2' e^{-\frac{nx}{\alpha}} - \eta_2' e^{-\frac{nx}{\beta}} \right) \end{aligned} \right\} (94 I)$$

mit folgenden abkürzenden Bezeichnungen:

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_1' &= \frac{B_1 - \frac{\alpha^2 \pi^2}{b^2} (B_1 + 4C)}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}}, \quad \eta_1' = \frac{\beta^2 \pi^2 (B_1 + 4C) - B_1}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}} \\ \epsilon_2' &= \frac{\left(\frac{\alpha^2 \pi^2}{b^2} - \frac{1}{m_1} \right) B_2 - 4C}{2\sqrt{H^2 - B_1 B_2}}, \quad \eta_2' = \frac{\left(\frac{\beta^2 \pi^2}{b^2} - \frac{1}{m_1} \right) B_2 - 4C}{2\sqrt{H^2 - B_1 B_2}} \end{aligned} \right\} (94a)$$

und der Beziehung:

$$\alpha \eta_1' + \beta \epsilon_1' = \frac{b}{\pi} \cdot \frac{B_1}{B_2} \cdot \frac{\sqrt{\frac{B_2}{B_1} + \frac{4C}{B_1} + \frac{1}{m_2}}}{\sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}}}}$$

In den Ecken tritt eine konzentrierte nach unten gerichtete Auflagerreaktion auf, deren absolute Größe:

$$\hat{R} = |2D|_{x=0} = \frac{4q b^2}{\pi^3} \cdot \frac{2C}{B_2} \cdot \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^3} \quad (95 I, III)$$

Der Ausdruck für M_2 kann in zwei Teile zerlegt werden nach dem Schema:

$$M_2 = (M_2)_\infty - \mathfrak{M}_2 \dots \dots \dots (96)$$

Es ist ein leichtes nachzuweisen, daß der erste Teil:

$$(M_2)_\infty = \frac{4q b^2}{\pi^3} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \cos \frac{n\pi y}{b}$$

nichts anderes ist, als die Fouriersche Entwicklung des Biegemomentes eines einfachen Balkens von der Spannweite b und gleichförmig verteilter Belastung q auf der mittleren Strecke b_1 , das für das Intervall $0 \leq y \leq \frac{b_1}{2}$ den Wert:

$$M = \frac{q b_1}{2} \left(\frac{b}{2} - y \right) - \frac{q}{2} \left(\frac{b_1}{2} - y \right)^2$$

und für $\frac{b_1}{2} < y \leq \frac{b}{2}$ den Wert:

$$M = \frac{q b_1}{2} \left(\frac{b}{2} - y \right)$$

hat. Infolgedessen kann auch der Ausdruck für M_1 in der Gestalt:

$$M_1 = \frac{1}{m_1} \cdot \frac{B_1}{B_2} (M_2)_\infty - \mathfrak{M}_1 \dots \dots \dots (97)$$

geschrieben werden.

Die Größen:

$$\left. \begin{aligned} \mathfrak{M}_1 &= \frac{4}{\pi^3} \cdot \frac{q b^2 B_1}{2 \sqrt{H^2 - B_1 B_2}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[\left(\frac{\beta^2 \pi^2}{m_2 b^2} - 1 \right) e^{-\frac{n x}{\beta}} - \left(\frac{\alpha^2 \pi^2}{m_2 b^2} - 1 \right) e^{-\frac{n x}{\alpha}} \right] \cos \frac{n \pi y}{b} \\ \mathfrak{M}_2 &= \frac{4}{\pi^3} \cdot \frac{q b^2 B_1}{2 \sqrt{H^2 - B_1 B_2}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[\left(\frac{\beta^2 \pi^2}{b^2} - \frac{1}{m_1} \right) e^{-\frac{n x}{\beta}} - \left(\frac{\alpha^2 \pi^2}{b^2} - \frac{1}{m_1} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha}} \right] \cos \frac{n \pi y}{b} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (98 I)$$

nehmen (dem absoluten Werte nach) mit wachsendem x so rasch ab, daß sie etwa für $x \geq \frac{3}{2} b_{red}$ vernachlässigt werden können, wenn wie früher:

$$b_{red} = b \sqrt{\frac{H}{B_2} + \sqrt{\left(\frac{H}{B_2}\right)^2 - \frac{B_1}{B_2}}}$$

genannt wird. Mit Ausnahme der Endteile von der ungefähren Länge $\frac{3}{2} b_{red}$ biegt sich daher der übrige Teil einer sehr langen Platte fast genau zylindrisch und das Biegemoment M_2 kann nach elementaren Gesetzen der Statik berechnet werden. Das Biegemoment M_1 hat den $\frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2}$ -fachen Wert des M_2 . Da \mathfrak{M}_2 positiv ist, so ist $M_{2,max} = (M_2)_\infty$, demnach kann für jede ringsum frei aufgelagerte rechteckige Platte von der Länge $a \geq 3 b_{red}$ bei oben vorausgesetzter Belastungsweise mit sehr guter Annäherung $M_{2,max}$ wie für eine unendlich lange Platte berechnet werden. Bei praktischen Festigkeitsberechnungen genügt dies sogar bei $a \geq 2 b_{red}$.

Ähnlich zerfällt der Ausdruck für die Querkraft V_2 in zwei Teile, und zwar:

$$V_2 = (V_2)_\infty + \mathfrak{V}_2 \dots \dots \dots (99)$$

Hier ist

$$(V_2)_\infty = -\frac{4 q b}{\pi^2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \sin \frac{n \pi y}{b} \dots \dots \dots (100)$$

und diese trigonometrische Reihe bestimmt genau die entsprechende Querkraftlinie eines nach der oben bezeichneten Weise belasteten Balkens. Im Intervalle $0 \leq y \leq \frac{b_1}{2}$ ist

$$(V_2)_\infty = -\frac{q b_1}{2} + q \left(\frac{b_1}{2} - y \right)$$

und im Intervalle $\frac{b_1}{2} < y \leq \frac{b}{2}$

$$(V_2)_\infty = -\frac{q b_1}{2}$$

Der zweite Teil:

$$\mathfrak{V}_2 = \frac{4 q b}{\pi^2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left(\eta_2 e^{-\frac{n x}{\beta}} - \varepsilon_2 e^{-\frac{n x}{\alpha}} \right) \sin \frac{n \pi y}{b} \dots (101 I)$$

sowie auch V_1 streben rasch bei wachsendem x der Grenze Null zu. Ein Blick auf die Formel (94 I) genügt, um sich zu überzeugen, daß für große Werte von x der Unterschied zwischen der Auflagerreaktion R_2 und $(V_2)_{y=\frac{b}{2}}$ verschwindet und daß R_2 sich der Grenze

$$-\frac{4 q b}{\pi^2} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^2} = -\frac{q b_1}{2}$$

nähert. Mit der Annäherung an die Ecken wird R_2 absolut genommen kleiner und verschwindet in der Ecke selbst.

Die der kurzen Seite b zugehörige Auflagerreaktion R_1 erreicht das Maximum ihres absoluten Wertes:

$$\left. \begin{aligned} |R_{1,max}| &= \frac{2 q b}{\pi^2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \sqrt{\frac{B_2 + 4C}{B_1} + \frac{1}{m_2}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \\ &= \frac{2 q b}{\pi^2} \cdot \frac{\sqrt{B_2 + 4C + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2}}}{\sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \end{aligned} \right\} \dots (102 I, III)$$

für $y = 0$, d. h. in der Seitenmitte, und nimmt gegen die Ecken bis Null ab. Im besonderen Falle der vollständigen Belastung

($b_1 = b$) ist $(n_1) = (-1)^{\frac{n-1}{2}}$, die unendliche Reihe:

$$\sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^2} = \infty 0,917$$

und

$$|R_{1,max}| = 0,1858 q b \frac{\sqrt{B_2 + 4C + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2}}}{\sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}} \dots (103 I, III)$$

Im Grenzfalle einer linienförmigen Belastung q' der X-Achse ($b_1 = 0$, $\lim q b_1 = -q'$) wird $|R_{1,max}|$ logarithmisch unendlich.

Die Gesamtreaktion der Auflagergeraden b :

$$\bar{R}_1 = 2 \int_0^{\frac{b}{2}} R_1 dy = -\frac{4 q b^2}{\pi^3} \cdot \frac{\sqrt{B_2 + 4C + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2}}}{\sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^3} \dots (104 I, III)$$

hat im Falle der vollständigen Belastung ($b_1 = b$) den Wert:

$$\bar{R}_1 = -0,1357 q b^2 \frac{\sqrt{B_2 + 4C + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2}}}{\sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}} \dots (105 I, III)$$

und im Grenzfalle der linienförmigen Belastung $q' = \lim_{b_1 \rightarrow 0} q b_1$ den Wert:

$$\bar{R}_1 = -0,1358 q' b \frac{\sqrt{B_2 + 4C + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2}}}{\sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}} \dots (106 I, III)$$

Der letztere Ausdruck stimmt mit dem in (103) bis auf die Größe q' überein. Die durchschnittliche spezifische Auflagerreaktion der kurzen Seite ist also in diesem Falle genau so groß, wie $R_{1,max}$ bei gleichmäßiger Belastung der ganzen Platte. Dieses Ergebnis gilt, wie wir sehen werden, auch in den Fällen II u. III.

Ähnlich findet man für die Eckkraft bei der totalen Belastung:

$$\hat{R} = 0,1357 q b^2 \frac{2C}{B_2 \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}} \dots (107 \text{ I, III})$$

und bei der Belastung q' der X-Achse:

$$\hat{R} = 0,1858 q' b \frac{2C}{B_2 \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}}} \dots (108 \text{ I, III})$$

II. Fall ($H^2 = B_1 B_2$):

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{4qb^2}{\pi^3} \cdot \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left\{ 1 - \left[1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{nx}{\gamma} \left(m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - 1 \right) \right] e^{-\frac{nx}{\gamma}} \right\} \cos \frac{n\pi y}{b} \\ M_2 &= \frac{4qb^2}{\pi^3} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left\{ 1 - \left[1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{nx}{\gamma} \left(1 - \frac{1}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) \right] e^{-\frac{nx}{\gamma}} \right\} \cos \frac{n\pi y}{b} \end{aligned} \right\} \dots (91 \text{ II})$$

$$D = \frac{4qb^2}{\pi^3} \cdot \frac{C}{B_2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left(1 + \frac{nx}{\gamma} \right) e^{-\frac{nx}{\gamma}} \sin \frac{n\pi y}{b} \dots (92 \text{ II})$$

(Dabei ist wie früher $\gamma = \frac{b}{\pi} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}$)

$$\left. \begin{aligned} V_1 &= \frac{2qb}{\pi^2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left(\vartheta_1 - \frac{nx}{\gamma} \varphi_1 \right) e^{-\frac{nx}{\gamma}} \cos \frac{n\pi y}{b} \\ V_2 &= -\frac{4qb}{\pi^2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \times \\ &\quad \times \left[1 - \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{nx}{\gamma} \varphi_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) e^{-\frac{nx}{\gamma}} \right] \sin \frac{n\pi y}{b} \end{aligned} \right\} (93 \text{ II})$$

(Die neuen Zahlenbeiwerte $\vartheta_1, \varphi_1, \varphi_2$ werden hier durch die Formeln:

$$\left. \begin{aligned} \vartheta_1 &= \sqrt{\frac{B_1}{B_2} + \frac{2C}{B_2} + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2}} \\ \varphi_1 &= \sqrt{\frac{B_1}{B_2} + \frac{2C}{B_2} - \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2}} \\ \varphi_2 &= \frac{2C}{B_2} - \sqrt{\frac{B_1}{B_2} + \frac{1}{m_1}} \end{aligned} \right\} \dots (93 \text{ b})$$

bestimmt.)

$$\left. \begin{aligned} R_1 &= -\frac{2qb}{\pi^2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \vartheta_1' \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \cos \frac{n\pi y}{b} \\ R_2 &= -\frac{4qb}{\pi^2} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^2} \times \\ &\quad \times \left[1 - \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{nx}{\gamma} \varphi_2' \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) e^{-\frac{nx}{\gamma}} \right] \end{aligned} \right\} (94 \text{ II})$$

mit den Bezeichnungen:

$$\left. \begin{aligned} \vartheta_1' &= \vartheta_1 + \frac{2C}{B_2} = \sqrt{\frac{B_1}{B_2} + \frac{4C}{B_2} + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2}} \\ \varphi_2' &= \varphi_2 + \frac{2C}{B_2} = \frac{4C}{B_2} - \sqrt{\frac{B_1}{B_2} + \frac{1}{m_1}} \end{aligned} \right\} \dots (94 \text{ b})$$

$$\hat{R} = \frac{4qb^2}{\pi^3} \cdot \frac{2C}{B_2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^3} \dots (95 \text{ II})$$

Die Ausdrücke für M_1 und M_2 lassen sich offenbar nach demselben Schema wie im I. Falle zerlegen. Dabei behält (M_2) denselben Wert und die Größen:

$$\left. \begin{aligned} \mathfrak{M}_1 &= \frac{4qb^2}{\pi^3} \cdot \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{nx}{\gamma} \left(m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - 1 \right) \right] e^{-\frac{nx}{\gamma}} \cos \frac{n\pi y}{b} \\ \mathfrak{M}_2 &= \frac{4qb^2}{\pi^3} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{nx}{\gamma} \left(1 - \frac{1}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) \right] e^{-\frac{nx}{\gamma}} \cos \frac{n\pi y}{b} \end{aligned} \right\} (98 \text{ II})$$

können für $x \geq \frac{3}{2} b_{red}$ vernachlässigt werden, wenn, wie im § I (12) $b_{red} = b \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}$ gesetzt wird. Ähnliches gilt von dem Ausdrücke für V_2 , dessen zweiter Teil im Schema (99) jetzt die Form:

$$\mathfrak{V}_2 = \frac{4qb}{\pi^2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{nx}{\gamma} \varphi_2' \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) e^{-\frac{nx}{\gamma}} \sin \frac{n\pi y}{b} (101 \text{ II})$$

annimmt und bei wachsenden x ebenso wie V_1 der Grenze o zustrebt.

Der Unterschied zwischen der Auflagerreaktion R_2 und (V_2) _{$y=\frac{b}{2}$} verschwindet gleichfalls für große Werte von x , und R_2 nähert sich der Grenze $-\frac{1}{2} q b_1$.

Die Auflagerreaktion R_1 der kurzen Seite b erreicht das Maximum ihres absoluten Wertes:

$$|R_1|_{max} = \frac{2qb}{\pi^2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \vartheta_1' \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \dots (102 \text{ II})$$

in der Seitenmitte (für $y = 0$) und nimmt gegen die Ecken bis Null ab. Im besonderen Falle der gleichmäßigen Belastung der ganzen Platte ($b_1 = b$) ist

$$|R_1|_{max} = 0,1858 q b \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left(\sqrt{\frac{B_1}{B_2} + \frac{4C}{B_2} + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2}} \right)^5 \dots (103 \text{ II})$$

Die Gesamtreaktion der Seite b :

$$\bar{R}_1 = 2 \int_0^{\frac{b}{2}} R_1 dy = -\frac{4qb^2}{\pi^3} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \vartheta_1' \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^3} \dots (104 \text{ II})$$

⁵⁾ Berücksichtigt man die Beziehung (13 a), so kann der Ausdruck $\left(\sqrt{\frac{B_1}{B_2} + \frac{4C}{B_2} + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2}} \right)$ für den Fall II in der abgekürzten Form $\left(3 \sqrt{\frac{B_1}{B_2} - \frac{1}{m_1}} \right)$ dargestellt werden.

hat im Falle der vollständigen Belastung ($b_1 = b$) den Wert: Für die Eckkraft findet man schließlich bei totaler Belastung den Ausdruck:

$$\bar{R}_1 = -0,1357 q b^2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left(\sqrt{\frac{B_1}{B_2}} + \frac{4C}{B_2} + \frac{1}{m_2} \frac{B_1}{B_2} \right) \dots (105 \text{ II}) \quad \hat{R} = 0,1357 q b^2 \frac{2C}{B_2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \dots (107 \text{ II})$$

und im Grenzfalle der linienförmigen Belastung q' den Wert: und bei der Belastung q' der X-Achse:

$$\bar{R}_1 = -0,1858 q' b \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left(\sqrt{\frac{B_1}{B_2}} + \frac{4C}{B_2} + \frac{1}{m_2} \frac{B_1}{B_2} \right) \dots (106 \text{ II}) \quad \hat{R} = 0,1858 q' b \frac{2C}{B_2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \dots (108 \text{ II})$$

III. Fall ($H^2 < B_1 B_2$):

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{4q b^2}{\pi^3 m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[1 - \left(\cos \frac{n x}{\beta'} - \frac{m_2 B_2 - H}{\sqrt{B_1 B_2 - H^2}} \sin \frac{n x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \right] \cos \frac{n \pi y}{b} \\ M_2 &= \frac{4q b^2}{\pi^3} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[1 - \left(\cos \frac{n x}{\beta'} + \frac{H - \frac{1}{m_1} B_2}{\sqrt{B_1 B_2 - H^2}} \sin \frac{n x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \right] \cos \frac{n \pi y}{b} \end{aligned} \right\} \dots (91 \text{ III})$$

$$D = \frac{4q b^3}{\pi^4} \cdot \frac{2C}{B_2} \sqrt{\frac{B_1 B_2}{B_1 B_2 - H^2}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left(\frac{1}{\alpha'} \sin \frac{n x}{\beta'} + \frac{1}{\beta'} \cos \frac{n x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \sin \frac{n \pi y}{b} \dots (92 \text{ III})$$

$$\left. \begin{aligned} V_1 &= \frac{2q}{\pi} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left(\alpha' \vartheta_1 \cos \frac{n x}{\beta'} + \beta' \varphi_1 \sin \frac{n x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \cos \frac{n \pi y}{b} \\ V_2 &= -\frac{4q b}{\pi^2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left[1 - \left(\cos \frac{n x}{\beta'} - \frac{1}{2} \cdot \frac{\frac{1}{m_1} B_2 - \frac{1}{m_2} B_1}{\sqrt{B_1 B_2 - H^2}} \sin \frac{n x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \right] \sin \frac{n \pi y}{b} \end{aligned} \right\} \dots (93 \text{ III})$$

$$\left. \begin{aligned} R_1 &= -\left(V_1 + \frac{\partial D}{\partial y} \right)_{x=0} = -\frac{2q}{\pi} \alpha' \vartheta_1' \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \cos \frac{n \pi y}{b} \\ R_2 &= \left(V_2 + \frac{\partial D}{\partial x} \right)_{y=\frac{b}{2}} = -\frac{4q b}{\pi^2} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^2} \left[1 - \left(\cos \frac{n x}{\beta'} - \frac{H - \frac{1}{m_2} B_1}{\sqrt{B_1 B_2 - H^2}} \sin \frac{n x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \right] \end{aligned} \right\} \dots (94 \text{ III})$$

Dabei haben die Größen $\vartheta_1, \varphi_1, \vartheta_1'$ dieselbe Bedeutung wie im II. Fall.

Für die Eckkraft \hat{R} bekommt man denselben Ausdruck wie im I. Falle. Zerlegt man jetzt die Ausdrücke für M_1 und M_2 nach dem früheren Schema [(96) u. (97)], so ergibt sich derselbe Wert für $(M_2)_\infty$ und die Größen:

$$\left. \begin{aligned} \mathfrak{M}_1 &= \frac{4q b^2}{\pi^3} \cdot \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left(\cos \frac{n x}{\beta'} - \frac{m_2 B_2 - H}{\sqrt{B_1 B_2 - H^2}} \sin \frac{n x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \cos \frac{n \pi y}{b} \\ \mathfrak{M}_2 &= \frac{4q b^2}{\pi^3} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left(\cos \frac{n x}{\beta'} + \frac{H - \frac{1}{m_1} B_2}{\sqrt{B_1 B_2 - H^2}} \sin \frac{n x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \cos \frac{n \pi y}{b} \end{aligned} \right\} \dots (98 \text{ III})$$

werden für

$$x \geq \frac{3}{2} b_{\text{red}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{b}{\sqrt{\frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_1}}}$$

[s. § I (12)] so klein, daß sie vernachlässigt werden können. Ganz ähnlich verhält sich der Ausdruck $V_2 = (V_2)_\infty + \mathfrak{V}_2$, in welchem \mathfrak{V}_2 jetzt den Wert:

$$\mathfrak{V}_2 = \frac{4q b}{\pi^2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left(\cos \frac{n x}{\beta'} - \frac{1}{2} \cdot \frac{\frac{1}{m_1} B_2 - \frac{1}{m_2} B_1}{\sqrt{B_1 B_2 - H^2}} \sin \frac{n x}{\beta'} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \sin \frac{n \pi y}{b} \dots (101 \text{ III})$$

hat und bei wachsenden x gleich V_1 der Grenze Null zustrebt.

Die Differenz $R_2 - (V_2)_{y=0} = b$ verschwindet ebenfalls für große Werte von x , und R_2 nähert sich der Grenze $-\frac{q b_1}{2}$.

Die übrig gebliebenen Größen $|R_1|_{\max}$, \bar{R}_1 und \hat{R} werden durch dieselben Ausdrücke wie im I. Fall bestimmt (Gl. 102 I, III bis 108 I, III).

In allen drei Fällen ist noch die Frage des Höchstwertes von M_1 unerörtert geblieben. Da sie offenbar mit Rücksicht auf die Festigkeitsberechnungen nicht ganz außer acht gelassen werden darf, so möge jetzt die Stelle, wo $M_{1\max}$ herrscht, und seine Größe näherungsweise für den II. Fall bestimmt werden.

Die Differentiation des Ausdruckes für M_1 (91. II) liefert:

$$\frac{\partial M_1}{\partial x} = \frac{2q b^2}{\pi^3 \gamma} \cdot \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \times \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left[m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1} + 1} - \frac{n x}{\gamma} \left(m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1} - 1} \right) \right] e^{-\frac{n x}{\gamma}} \cos \frac{n \pi y}{b}$$

Wie man sieht, existiert $M_{1\max}$ unter der Bedingung:

$$m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} > 1,$$

welche in der Regel erfüllt ist, da man in den betrachteten Fällen aus Zweckmäßigkeitsgründen nur Platten mit $B_2 \geq B_1$ verwendet. Aus der zweiten Bedingung $\frac{\partial M_1}{\partial y} = 0$ folgt für die gesuchte Stelle $y = 0$, daher muß x aus der Gleichung:

$$\sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left[\sqrt{\frac{B_2}{B_1} + \frac{1}{m_2}} - \frac{n x}{\gamma} \left(\sqrt{\frac{B_2}{B_1} - \frac{1}{m_2}} \right) \right] e^{-\frac{n x}{\gamma}} = 0$$

berechnet werden. Begnügt man sich infolge der starken Konvergenz dieser Reihe mit dem ersten Gliede derselben, so bekommt man den folgenden Näherungswert der gesuchten Wurzel:

$$x = \infty \frac{b}{\pi} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \cdot \frac{\sqrt{\frac{B_2}{B_1} + \frac{1}{m_2}}}{\sqrt{\frac{B_2}{B_1} - \frac{1}{m_2}}}$$

Wie leicht zu bemerken ist, würde dieser Ausdruck ein genauer Wert für das gesuchte x sein, wenn die Belastung nach dem Gesetze:

$$p = p_0 \cos \frac{\pi y}{b}$$

verteilt wäre. Je größer also B_2 im Verhältnis zu B_1 , desto näher rückt die Stelle des größten Momentes M_1 an die kurze Seite heran. Beispielsweise bekommen wir bei $m_2 = 6$ und

$\frac{B_2}{B_1} =$	1	4	9
$\frac{x}{b} =$	0,446	0,266	0,205

Der entsprechende Näherungswert des Maximalmomentes ist

$$M_{1\max} = \infty \frac{4}{\pi^3} q b^2 \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sin \frac{\pi b_1}{2 b} \cdot \left[1 + \frac{1}{2} \left(m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1} - 1} \right) e^{-\frac{x_0}{\gamma}} \right]$$

wenn
$$\frac{x_0}{\gamma} = \frac{\sqrt{\frac{B_2}{B_1} + \frac{1}{m_2}}}{\sqrt{\frac{B_2}{B_1} - \frac{1}{m_2}}}$$

An Hand dieser Formel erhalten wir

für:

$\frac{B_2}{B_1} =$	1	4	9
$\frac{M_{1\max}}{q b^2} =$	$\frac{1}{28,1}$	$\frac{1}{69,1}$	$\frac{1}{111}$
$\frac{M_{1\max}}{q' b} =$	$\frac{1}{18,3}$	$\frac{1}{44,0}$	$\frac{1}{70,6}$

Dabei bezieht sich die erste Zeile der gewonnenen Zahlen auf den Fall der vollständigen Belastung mit q (kg/m²) und die zweite auf den anderen Fall der linienförmigen Belastung q' (kg/m) in der X-Achse. Im letzteren Falle wird der Annäherungsgrad der Berechnung offenbar niedriger sein müssen.

Im ganzen wird durch diese Zahlen nachgewiesen, daß die Höchstwerte der Momente M_1 desto kleiner werden und desto näher an die kurze Seite rücken, je größer B_2 im Vergleich zu B_1 ist. (Forts. folgt.)

BEITRAG ZUR BERECHNUNG VON FUNDAMENTEN.

Von Dr.-Ing. M. Geller, Câmpina (Rumänien).

Übersicht. Es wird nachgewiesen, daß ein ausschließlich auf Kippen beanspruchter Balken auf elastischer Unterlage infolge der Verdrehungsmomente solche Deformationen erleidet, daß die Längsachse der Grundfläche in unveränderter Lage bleibt und nur die einzelnen Querschnitte um dieselbe kippen. Die Gleichung für den Kippwinkel wird abgeleitet. Für einen Fundamentbalken von großer Länge erweist sich die Berücksichtigung der Balkenformveränderung als unerlässlich, da die Bodendrücke ganz beträchtlich größer sind als bei absoluter Starrheit.

Die statische Untersuchung eines auf Kippen beanspruchten Fundamentes von kleinen Abmessungen erfolgt bekanntlich unter der Annahme, daß das Diagramm der Bodenpressungen eine Ebene bildet. Hierbei wird die stillschweigende Voraussetzung gemacht, daß die Formänderung des Fundamentkörpers verschwindend klein im Vergleich zu derjenigen des Erdbodens ist, so daß ursprünglich ebene Fundamentflächen auch nach Eintritt des Gleichgewichtszustandes eben bleiben.

Wesentlich andere Ergebnisse erhält man aber, wenn die Fundamentabmessungen beträchtlich sind. Dann sind auch die Formveränderungen des Fundamentkörpers bedeutend, und dementsprechend weicht das Maß des Eindrückens in den Erdboden (und damit auch die Bodenpressung) stark ab, im Vergleich zum ersten Fall.

Die Untersuchung eines auf einer elastischen Unterlage ruhenden, auf Kippen beanspruchten Balkens¹⁾ wird am bequemsten in der Weise durchgeführt, daß man den Einfluß der Kräfte von demjenigen der Momente trennt. Bezieht man nämlich die Momente sämtlicher angreifenden Kräfte auf die Sohlenlängsachse, so erhält man eine Resultierende, die durch diese Achse hindurchgeht, und ein Kippmoment. Der Einfluß der ersteren kann nach der bisher bekannten Theorie des Balkens auf elastischer Unterlage verfolgt werden. Es bleibt somit noch zu untersuchen, wie sich ein Balken auf elastischer Unterlage verhält, wenn an demselben Kippmomente angreifen.

Wir beschränken uns auf die Untersuchung von solchen Balken, deren Länge groß, deren Sohlenbreite hingegen gering ist. Infolgedessen darf man die Formveränderung

¹⁾ worüber, soweit Verfasser bekannt ist, bisher nirgends etwas veröffentlicht wurde, trotz der Wichtigkeit der Aufgabe, z. B. bei Untersuchung der Fundamente für die Torlaufschiene der Luftschiffhallen; auch sonst begegnet man aber in der Praxis Fällen, wo die vorliegenden Ableitungen nützen könnten, so z. B. im Falle eines durchgehenden Fundamentkörpers, in den eine Reihe von Stützen eingespannt ist, oder wenn Raumverhältnisse eine nur kleine Fundamentbreite gestatten usw.

des Querschnittes selbst vernachlässigen und den ganzen Balken als aus unendlich vielen, unendlich schmalen starren Scheiben zusammengesetzt ansehen, die sich wohl gegeneinander verschieben und verdrehen können, deren Form aber unverändert bleibt²⁾.

Betrachten wir nun ein prismatisch ausgebildetes Fundament (Abb. 1) konstanten Querschnitts, das an irgend einer Stelle ξ (von einem zunächst willkürlich angenommenen Koordinatenanfangspunkt aus gemessen) durch ein Moment \mathfrak{M} beansprucht wird, dessen Ebene senkrecht zur Fundament-

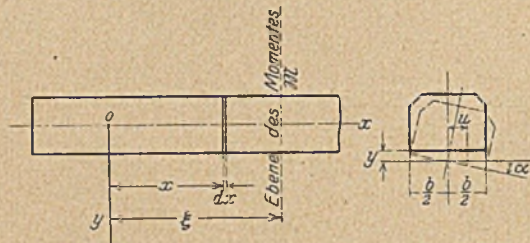


Abb. 1.

längsachse steht. Nach Eintritt des Gleichgewichtszustandes sei der Querschnitt an der Stelle x um das Maß y (positiv nach unten) in den Boden hineingedrückt und um den Winkel α (positiv im Sinne von \mathfrak{M}) gegenüber der ursprünglichen Lage verdreht. Wird der Bodendruck σ proportional dem Maß der Eindrückung gesetzt, wobei der Proportionalitätsfaktor K (kg/cm^3) ein Erfahrungswert ist, so ergibt sich als spezifischer Druck an der Stelle u von der Sohlenachse ab:

$$\sigma_u = K(y + u \alpha) \dots \dots \dots (1)$$

Es ist dann die lotrechte, nach oben gerichtete Bodenpressung auf die Scheibe von der Stärke dx , wenn die Sohlenbreite = b ist,

$$dV = \int_{u=-\frac{b}{2}}^{u=+\frac{b}{2}} \sigma_u du dx = \int_{u=-\frac{b}{2}}^{u=+\frac{b}{2}} K(y + u \alpha) du dx = K y b dx \dots (2)$$

und das Kippmoment der Bodendrucke für dieselbe Scheibe:

$$dM_K = \int_{u=-\frac{b}{2}}^{u=+\frac{b}{2}} \sigma_u u du dx = \int_{u=-\frac{b}{2}}^{u=+\frac{b}{2}} K(y + u \alpha) u du dx = K \frac{b^3}{12} \alpha dx \quad (3)$$

Aus (2) erhält man als lotrechte Belastung p für die Längeneinheit der Fundamentachse

$$p = \frac{dV}{dx} = K y b$$

Die Gleichung der elastischen Linie für den auf Biegung beanspruchten Fundamentbalken, lautet, bekanntlich (infolge der Beziehung $\frac{d^2 M}{dx^2} = +p$):

$$\frac{d^4 y}{dx^4} = -\frac{p}{EJ} = -\frac{K b}{EJ} y$$

Mit den Bezeichnungen

$$s = \sqrt[4]{\frac{E}{K} \cdot \frac{J}{b}}$$

und $\frac{x}{s} = \varphi$ ergibt sich das allgemeine Integral:

$$y = (A_1 e^{\varphi} + A_2 e^{-\varphi}) \cos \varphi + (B_1 e^{\varphi} + B_2 e^{-\varphi}) \sin \varphi \dots (4)$$

²⁾ Dieselbe Annahme liegt übrigens auch der Untersuchung des gewöhnlichen Balkens auf elastischer Unterlage zugrunde, wo man nur die Deformation der Länge nach ins Auge faßt.

Man erhält je eine Gleichung von der Form (4) für jede Strecke zwischen zwei Kippmomentenebenen (wir bezeichnen die Ebenen der angreifenden Kippmomente als „Knotenpunkte“) sowie auch für die Endabschnitte. Wird der Balken durch N Knotenpunkte in $N + 1$ Abschnitte zerlegt, so ergeben sich insgesamt $4(N + 1)$ unbekannte Koeffizienten A und B . Zu ihrer Bestimmung stehen uns folgende Bedingungen zur Verfügung:

1. Für jeden der beiden Endquerschnitte muß $\frac{d^2 y}{dx^2}$ (welches = $-\frac{M}{EJ}$) den Wert Null haben, da dort keine Biegemomente angreifen. Daraus erhält man zwei Bedingungsgleichungen.

2. Für jeden der beiden Endquerschnitte muß $\frac{d^3 y}{dx^3}$ (welches = $-\frac{Q}{EJ}$) den Wert Null haben, da dort keine Querkräfte angreifen. Daraus erhält man wieder zwei Bedingungsgleichungen.

3. Für jeden Übergangsquerschnitt von einem Abschnitt zum anderen (also in den Knotenpunkten) müssen zwischen den Gleichungen der anschließenden elastischen Linien die Beziehungen bestehen:

$$y_{g-1} - y_g = 0; \quad \frac{dy_{g-1}}{dx} - \frac{dy_g}{dx} = 0$$

$$\frac{d^2 y_{g-1}}{dx^2} - \frac{d^2 y_g}{dx^2} = 0 \quad \text{und} \quad \frac{d^3 y_{g-1}}{dx^3} - \frac{d^3 y_g}{dx^3} = 0$$

(da ja die elastische Linie stetig sein muß und die Momente und Querkräfte, aus beiden elastischen Linien errechnet, denselben Wert haben müssen).

Man erhält somit $4 + 4N = 4(N + 1)$ lineare Gleichungen für die $4(N + 1)$ Unbekannten. Da aber die rechten Glieder ausnahmslos = 0 sind, lauten die Lösungen $A = B = \dots = 0$ und y selber ist identisch Null. Es kommt also bei Beanspruchung durch ein Kippmoment kein Einsenken, sondern nur ein Kippen jedes Querschnittes um die Sohlenlängsachse in Betracht und jedes Fundamentstück von der Länge dx überträgt auf die benachbarten Querschnitte nur Verdrehungsmomente.

Ist an der Schnittstelle x das angreifende Verdrehungsmoment M_v (positiv, wenn es auf den mit \mathfrak{M} zusammenhängenden Teil in demselben Sinn wirkt wie \mathfrak{M}), so ergibt eine einfache Überlegung die Beziehung

$$dM_v = dM_K = +K \frac{b^2}{12} \alpha dx \dots \dots \dots (5)$$

Außerdem besteht zwischen M_v und α die Formveränderungsbeziehung:

$$d\alpha = +\frac{M_v dx}{G J_v} \dots \dots \dots (6)$$

wo G den Gleitungselastizitätsmodul (kg/cm^2) und J_v das „Verdrehungsträgheitsmoment“ bedeuten (s. weiter unten).

Differenziert man (6) und berücksichtigt man gleichzeitig (5), so erhält man die Grunddifferentialgleichung:

$$\frac{d^2 \alpha}{dx^2} = +\frac{1}{G J_v} K \frac{b^3}{12} \alpha = +m^2 \alpha \dots \dots \dots (7)$$

wo
$$m^2 = \frac{K b^3}{12 G J_v} \dots \dots \dots (8)$$

Das allgemeine Integral der Gleichung (7) lautet:

$$\alpha = C_1 e^{m x} + C_2 e^{-m x} \dots \dots \dots (9)$$

Damit ist die Aufgabe im Prinzip gelöst. Die Konstanten C_1 und C_2 sind aus Grenzbedingungen zu ermitteln.

Die Gleichung (9) ist an die Voraussetzung (5) gebunden, die besagt, daß die Verdrehungsmomente sich nicht sprunghaft verändern dürfen; sie ist also nur zwischen den

Knotenpunkten gültig. Besitzt der Fundamentbalken N Knotenpunkte, d. h. $N + 1$ Abschnitte, so sind auch $(N + 1)$ Gleichungen von der Form (9) aufzustellen:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_I &= C_1 e^{mx} + C_2 e^{-mx} \\ \alpha_{II} &= C_3 e^{mx} + C_4 e^{-mx} \\ &\dots \dots \dots \\ \alpha_N &= C_{2N-1} e^{mx} + C_{2N} e^{-mx} \\ \alpha_{N+1} &= C_{2N+1} e^{mx} + C_{2N+2} e^{-mx} \end{aligned} \right\} \dots \dots (10)$$

Die $2N + 2$ Konstanten werden wie folgt ermittelt:

1. An den Knotenpunkten muß α , aus den Gleichungen der zwei anstoßenden Zweige errechnet, denselben Wert haben, also:

$$\alpha_{I(x=x_I)} = \alpha_{II(x=x_I)}; \alpha_{II(x=x_{II})} = \alpha_{III(x=x_{II})} \text{ usw. } \dots (11)$$

Dadurch erhält man N Bedingungsgleichungen.

2. An den Balkenenden müssen die Momente den Wert Null bzw. vorgeschriebene Werte haben. Verlegt man den Koordinatenanfangspunkt nach dem einen Ende, z. B. dorthin, wo \mathfrak{M}_0 angreift, und wählt man den Drehsinn von \mathfrak{M}_0 als positiv, so ist an jener Stelle das Verdrehungsmoment $M_v = -\mathfrak{M}_0$ (damit Gleichgewicht herrscht), während beim Knotenpunkt $N + 1$ das Verdrehungsmoment $= +\mathfrak{M}_{N+1}$ ist. Es ergibt sich somit:

$$G J_v \left(\frac{d\alpha_I}{dx} \right)_{x=0} = -\mathfrak{M}_0, \quad G J_v \left(\frac{d\alpha_{N+1}}{dx} \right)_{x=x_{N+1}} = +\mathfrak{M}_{N+1}$$

wobei \mathfrak{M}_0 und \mathfrak{M}_{N+1} auch $= 0$ sein können. Dadurch erhält man 2 Bedingungsgleichungen.

3. Die Unterschiede zwischen den Momenten unmittelbar vor und unmittelbar hinter den Knotenpunktebenen müssen vorgeschriebene Werte (die angreifenden Momente) haben. Damit erhält man die noch fehlenden N Bedingungsgleichungen:

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{d\alpha_I}{dx} \right)_{x=x_I} - \left(\frac{d\alpha_{II}}{dx} \right)_{x=x_I} &= -\frac{\mathfrak{M}_I}{G J_v} \\ \left(\frac{d\alpha_{II}}{dx} \right)_{x=x_{II}} - \left(\frac{d\alpha_{III}}{dx} \right)_{x=x_{II}} &= -\frac{\mathfrak{M}_{II}}{G J_v} \\ &\dots \dots \dots \\ \left(\frac{d\alpha_N}{dx} \right)_{x=x_N} - \left(\frac{d\alpha_{N+1}}{dx} \right)_{x=x_N} &= -\frac{\mathfrak{M}_N}{G J_v} \end{aligned} \right\} \dots \dots (12)$$

Damit ist die Aufgabe vollständig gelöst.

Es möge nun ein verhältnismäßig einfacher Fall durchgerechnet werden, der sich oft von Nutzen erweist: Ein Balken von der Länge l sei an den Enden durch die Kippmomente \mathfrak{M}_0 und \mathfrak{M}_1 beansprucht.

Der Koordinatenanfang wird in den Knotenpunkt 0 verlegt. Die Bedingungsgleichungen für C_1 und C_2 lauten:

$$1) \quad G J_v \left(\frac{d\alpha}{dx} \right)_{x=0} = -\mathfrak{M}_0,$$

also: $G J_v m (C_1 - C_2) = -\mathfrak{M}_0$

$$2) \quad G J_v \left(\frac{d\alpha}{dx} \right)_{x=l} = +\mathfrak{M}_1,$$

also: $G J_v m (C_1 e^{m l} - C_2 e^{-m l}) = +\mathfrak{M}_1$

Daraus: $C_1 = (\mathfrak{M}_0 + \mathfrak{M}_1 e^{m l}) \frac{1}{\mu} \dots \dots \dots (13a)$

und $C_2 = (\mathfrak{M}_0 e^{m l} + \mathfrak{M}_1) \frac{e^{m l}}{\mu} \dots \dots \dots (13b)$

wo $\mu = m G J_v (e^{2m l} - 1) \dots \dots \dots (14)$

und die Gleichung (9) lautet dann:

$$\alpha = [(\mathfrak{M}_0 + \mathfrak{M}_1 e^{m l}) e^{m x} + (\mathfrak{M}_0 e^{m l} + \mathfrak{M}_1) e^{m(l-x)}] \frac{1}{\mu} \quad (15)$$

An der Stelle $x = 0$ ist:

$$\alpha_0 = [(1 + e^{2m l}) \mathfrak{M}_0 + 2 e^{m l} \mathfrak{M}_1] \frac{1}{\mu} \dots \dots \dots (16a)$$

und bei $x = l$ ist:

$$\alpha_l = [2 e^{m l} \mathfrak{M}_0 + (1 + e^{2m l}) \mathfrak{M}_1] \frac{1}{\mu} \dots \dots \dots (16b)$$

Ist $\mathfrak{M}_0 = \mathfrak{M}_1$, so ergibt sich:

$$\alpha_0 = \alpha_l = \mathfrak{M}_0 (1 + e^{m l})^2 \frac{1}{\mu} \dots \dots \dots (17)$$

Ist $\mathfrak{M}_1 = 0$, so ist:

$$\alpha_0 = \mathfrak{M}_0 (1 + e^{2m l}) \frac{1}{\mu}$$

$$\alpha_l = \mathfrak{M}_0 2 e^{m l} \frac{1}{\mu} \dots \dots \dots (18)$$

Die Bodenpressungen σ werden unter Benutzung der Beziehung (1) ermittelt, wo $y = 0$ und $u = \frac{b}{2}$ (da ja die größten Pressungen gesucht werden) zu setzen sind. Man erhält z. B. unter Benutzung von (16a) bei $x = 0$:

$$\sigma_0 = \frac{K b}{2 \mu} [(1 + e^{2m l}) \mathfrak{M}_0 + 2 e^{m l} \mathfrak{M}_1] \dots \dots \dots (19)$$

Ähnlich ist der Ausdruck für σ_1 .

Im Spezialfall $\mathfrak{M}_1 = 0$ ist:

$$\sigma_0 = \frac{K b}{2} \left(\frac{e^{2m l} + 1}{e^{2m l} - 1} \right) \frac{\mathfrak{M}_0}{m G J_v} \dots \dots \dots (20)$$

Bezeichnet man mit σ_r die „reduzierte“ Bodenpressung, die man erhalten würde, wenn der Fundamentkörper absolut starr wäre, d. h.:

$$\sigma_r = \frac{6 \mathfrak{M}_0}{l b^2} \dots \dots \dots (21)$$

so ergibt sich nach einer kleinen Zwischenrechnung für den Wert σ_0 aus Gleichung (20):

$$\sigma_0 = \sigma_r v \dots \dots \dots (22)$$

wo

$$v = m l \frac{e^{2m l} + 1}{e^{2m l} - 1} \dots \dots \dots (23)$$

Die Veränderlichkeit von v mit $m l$ ist in Abb. 2 dargestellt. Für $m l > 2$ ist hinreichend genau:

$$v = m l \text{ und } \sigma_0 = \sigma_r m l \dots \dots \dots (24)$$

Die in den Gleichungen (18), (20), (22) und (24) enthaltenen Ergebnisse gelten auch für einen Fundamentbalken, der in der Mitte von einem Moment beansprucht wird, nur bedeuten dann l und \mathfrak{M}_0 die halbe Länge bzw. das halbe Kippmoment.

Für sehr große Längen ergibt die Gleichung (20):

$$\sigma_0 = \frac{6 \mathfrak{M}_0 m}{b^2} \dots \dots \dots (20a)$$

d. h. die Bodenpressung wie für einen starren Fundament-

körper von der Breite b und der Länge $\frac{l}{m}$. Davon ausgehend, kann man oft die Dimensionierung des Fundamentes vornehmen (Ermittlung von m und somit auch von J_v aus gegebenem zulässigen Bodendruck σ_0).

Zahlenbeispiel.

Ein Betonfundament von der Länge $L = 40,0$ m und dem Querschnitt $b = 2,0$ m, $h = 1,8$ m, sei in der Mitte durch ein Kippmoment \mathfrak{M}_0 beansprucht. Es ist dann $l = \frac{L}{2} = 20,0$ m. Zur Errechnung von m brauchen wir noch die Koeffizienten G , J_v und K . Für den Gleitungsmodul G darf $0,4$ E also

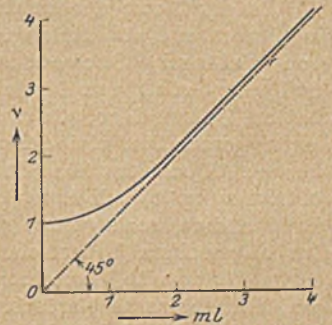


Abb. 2.

in diesem Fall rd. 40000 kg/cm² gesetzt werden. Das „Verdrehungsträgheitsmoment“ J_v , das für die Formveränderungen infolge Verdrehung [vgl. Gleichung (6)] eine ähnliche Rolle spielt, wie das axiale Trägheitsmoment für Biegedeformationen, ist mit hinreichender Genauigkeit (für ein Rechteck) aus der Beziehung:

$$J_v = \frac{4 J_x J_y}{1,2 J_p} = \frac{b^3 h^3}{3,6 (b^2 + h^2)} \dots \dots \dots (25)$$

zu ermitteln.

Die Konstante K hängt von der Bodenbeschaffenheit ab und wird gewöhnlich zwischen 3 und 8 kg/cm³ angenommen. Der größere Wert bedingt eine stärkere Abweichung der Bodenpressung σ_0 von der reduzierten Pressung σ_r . Rechnen wir das eine Mal mit $K = 8$ kg/cm³, so erhält man:

$$m = \sqrt{\frac{K b^3}{12 G J_v}} = \sqrt{\frac{8 \cdot 3,6 (200^2 + 180^2)}{12 \cdot 4 \cdot 10^4 \cdot 180^3}} = \frac{0,864}{10^3} \left(\frac{1}{\text{cm}} \right)$$

$m l = 2000 \cdot \frac{0,864}{10^3} = 1,728$, $v = 1,84$, d. h. die tatsächliche Bodenpressung ist um 84 vH größer als diejenige bei absoluter Fundamentstarrheit. Mit $K = 3$ kg/cm³ erhält man:

$$m = \frac{0,529}{10^3}, m l = 1,058 \quad v = 1,35.$$

Noch wesentlich höhere Bodenpressungen erhält man im Falle, daß das Kippmoment an einem Fundamentende angreift. Es ist dann, mit $L = 40,0$ m und $K = 8$ kg/cm³,

$m L = 4000 \cdot \frac{0,864}{10^3} = 3,456$, $v = 3,51$, d. h. man erhält eine 3,51-fach so große Bodenpressung als bei absoluter Fundamentstarrheit.

Für $K = 3$ kg/cm³ ergibt sich $m L = 2,116$ und $v = 2,18$.

Für die Errechnung des Kippwinkels an der Stelle, wo das Moment angreift, (wichtig bei Fundamenten für eingespannte Stützen, besonders bei Vorhandensein von Kranen), benutzt man (im Spezialfall des Zahlenbeispiels) die Gleichung (18). Hierbei empfiehlt sich die ungünstige Annahme eines kleinen K (etwa 3 kg/cm³), wodurch sich der Kippwinkel α verhältnismäßig groß ergibt.

Die vorstehenden Folgerungen gelten unter der Voraussetzung, daß in der Fundamentsohle sowohl Druck- als auch Zugspannungen aufgenommen werden können. Meistens liegt ja auch der Fall so, daß infolge der lotrechten Kräfte auf der ganzen Breite b Pressungen entstehen, die die aus M herührenden Zugspannungen überwiegen; dann können die für die Teilbelastungen ermittelten Sohlenspannungen ohne weiteres benutzt werden.

Entstehen aber insgesamt auf einer gewissen Fundamentbreite γb (wo $\gamma < 1$) Zugspannungen, so sind die ermittelten Pressungen nicht gültig, da sich ein Teil der Fundamentsohle abhebt. Es muß dann versuchsweise der Streifen der Sohle gesucht werden, der unter Druck bleibt. Für diesen Streifen sind die obigen Ableitungen gültig.

DER BRÜCKENBAU DER LETZTEN FÜNFZIG JAHRE.

Unter diesem Titel hat G. Lindenthal in der Jubiläumsnummer von Engineering News Record einen Aufsatz erscheinen lassen, der schon um des Verfassers willen beachtenswerter erscheint als die anderen Aufsätze dieser Nummer, die zwar alle von führenden Fachleuten geschrieben sind, aber Amerikanern, während wir Lindenthal noch immer gewissermaßen als einen der unsrigen zu betrachten gewohnt sind, weil er nicht nur seine Ausbildung der deutschen Wissenschaft verdankt, sondern auch stets mit ihr in geistiger Verbindung geblieben ist, obwohl er nun auch schon 50 Jahre in den Vereinigten Staaten tätig ist. Der Aufsatz sei hier auszugsweise wiedergegeben.

In der Mitte der siebziger Jahre stand der Brückenbau in glänzender Entwicklung. Die ersten großen Brücken waren von Telford, Stevenson usw. noch nach Faustformeln und auf Grund von Modellversuchen erbaut worden; dann hatten Schwedler, Culmann, Rankine u. a. die Grundlagen geschaffen, auf denen die Theorie des Brückenbaues beruht. Doch kam Rankines Theorie der versteiften Hängebrücke zu spät nach Amerika, um die Pläne für die Brooklyn-Brücke, die damals gerade gebaut wurde, noch zu beeinflussen. Im allgemeinen beherrschten hölzerne Howe-Träger bis zu 60 m Stützweite, manchmal mit hölzernen Bogen versteift, und hohe hölzerne Gerüstbrücken das Feld. Die zunehmende Knappheit des Holzes hat dies als Baustoff für Brücken verschwinden lassen, und auch die vornehme alte steinerne Bogenbrücke wird kaum noch gebaut; Eisen und Beton sind an ihre Stelle getreten.

Es ist wohl kein Zufall, daß die letzte und längste Bogenbrücke aus Stein die Eisenbahnbrücke über den Isonzo war, die, 86 m weit, 1905 gerade in der Gegend erbaut wurde, in der die Kunst des Bauens in Bruchstein seit Jahrhunderten besonders hoch entwickelt war, so daß Arbeiten von Einwohnern jener Gegend in ganz Europa zu finden sind. Wohl nur dort war es möglich, den großen Bogen so sorgfältig zu mauern, daß er schon binnen 48 Stunden nach dem Bogenschluß frei gesetzt werden konnte. Leider ist die schöne Brücke im Kriege 1916 zerstört worden.

Vor 50 Jahren brachte fast in allen Ländern der sehr rege Bau von Eisenbahnen dem Brückenbau zahllose Aufgaben;

jetzt sind die meisten Länder mit Eisenbahnen genügend versorgt, so daß immer weniger neue Eisenbahnbrücken gebaut werden. Dafür werden jetzt mehr Straßenbrücken als je zuvor erbaut, um den Ansprüchen des Verkehrs mit Kraftwagen zu genügen. Die Fortschritte in der Theorie des Brückenbaues, im Eisenhüttenwesen, in der Prüfung und Bearbeitung des Materials haben ferner dazu geführt, daß der Bau von Brücken hinsichtlich der Belastungen und Beanspruchungen, der Güte des Baustoffes und der Arbeit durch mehr oder minder ähnliche Vorschriften ziemlich normalisiert worden ist.

Vor 50 Jahren wurde Gußeisen noch in großem Umfang im Brückenbau verwandt. Auf der Weltausstellung in Wien sah Lindenthal das Modell der Ohio-Brücke in Louisville mit ihren großen Finkschen Trägern aus gußeisernen Druckstäben und schmiedeeisernen Augenstäben für die Zugglieder. In den technischen Zeitschriften hier und drüben tritt man sich über die Vorzüge und Nachteile der vernieteten europäischen und der amerikanischen Bauweise mit Gelenkbolzen. Winkler in Berlin und Steiner in Prag auf der einen Seite, Charles Bender, Thomas C. Clark u. a. in den Vereinigten Staaten waren die Rufer im Streite. Später kam der Streit über die Vorzüge statisch bestimter und unbestimmter Systeme. Doch waren die Verhältnisse in Europa und Amerika so verschieden, daß die verschiedenen Bauweisen durchaus berechtigt, ja notwendig waren. Die breiten, rasch veränderlichen Ströme, die großen Entfernungen zwischen Werk und Baustelle, die hohen Löhne und die Kapitalknappheit des Landes drängten alle in den Vereinigten Staaten darauf hin, den Bau möglichst zu beschleunigen; kein Brückentyp konnte die Gelenkbrücken in dieser Hinsicht übertreffen, konnten doch Träger von 90 bis 150 m Länge in wenigen Tagen soweit zusammengebaut werden, daß sie sich frei trugen. Die Ausgestaltung der Werkstätten, die Entwicklung der Aufstellungsverfahren (insbesondere die Einführung des Druckluftnietens) brachten es dann aber mit sich, daß die Aufstellung von vernieteten Trägern europäischer Bauweise immer billiger wurde, so daß sie heute die Gelenkbolzenbrücken auf sehr große Stützweiten beschränkt haben. Dagegen werden wegen der niedrigeren Unterhaltungskosten für kleine Stützweiten jetzt vielfach Stein- oder Betonbauten vorgezogen.

Auch das Schweißisen ist ganz durch Flußeisen verdrängt worden. Die Hoffnungen, daß dies einem noch edleren Material, etwa dem Nickelstahl, weichen würde, haben sich dagegen nicht erfüllt. Legierte Stahlsorten sind nur in einzelnen großen Brücken verwendet worden; merkwürdigerweise schon in der ersten Brücke aus Flußmaterial, die gerade damals im Bau war: Eads Bogenbrücke in St. Louis, die z. T. aus einem harten Chromstahl besteht. Diese Brücke ist in vieler Hinsicht ausgezeichnet: sie hat die erste und tiefste Luftdruckgründung in Amerika, bei der die Arbeiter unter $3\frac{1}{2}$ at Luftdruck standen, die Bogen sind an den Enden eingespannt und wurden ohne Rüstung frei vorgebaut und haben den für Druckgurte so günstigen Röhrenquerschnitt; alle Baustoffe und Einzelteile wurden mit nie dagewesener Schärfe untersucht. Auch in künstlerischer Hinsicht ist die Brücke ein Meisterwerk. Die drei Stützweiten stehen in einem glücklichen Verhältnis zueinander, die mittlere ist etwas größer, so daß die Fahrbahn eine elegant geschwungene Linie ergibt; die flachen, schlanken Bogenrippen sind durch massive Granitpfeiler getrennt und durch gewölbte Flutöffnungen umrahmt. Lindenthal hatte noch Gelegenheit, über diese Brücke mit Jacob Linville, dem Vorsitzenden der Keystone-Bridge Company, zu sprechen, die den Überbau der Brücke ausgeführt hat, obwohl Linville wie andere hervorragende Brückenbauer den Entwurf scharf kritisiert hatte. Auch mit Eads und seinem getreuen Helfer Henry Flad konnte Lindenthal die Zeichnungen der Brücke durchsprechen. Eads hatte das wahre angeborene Genie des Ingenieurs und schuf noch viel bedeutende Bauwerke (so legte er den Grund zu der noch heute im Fortgang befindlichen Regulierung des Mississippi), er hat es voll und ganz verdient, daß sein Name in der Ruhmeshalle der Vereinigten Staaten, im Kapitol zu Washington, der Nachwelt überliefert wird.

Das gleiche Streben nach künstlerisch guter Wirkung hat auch bei dem andern großen Bauwerk jener Zeit, der Brooklyn-Brücke, den Ausschlag gegeben, daß die Kabletürme in Stein ausgeführt wurden, obwohl Eisen billiger geworden wäre. Sie sind die letzten und größten ihrer Art. Ihre einfachen, massigen Formen geben der Brücke eine Wirkung, die den beiden benachbarten Hängebrücken fast gleicher Größe völlig fehlt.

Diese beiden Brücken sind auch Beispiele für die geschäftliche Moral jener Zeiten. Die Brooklyn-Brücke wurde aus öffentlichen Geldern erbaut. Damals war es üblich, daß die Politiker kurz vor den Wahlen einige Hundert Leute schickten, die als „Arbeiter“ eingestellt werden sollten und auch bis nach den Wahltagen auf den Lohnlisten standen. Die bauleitenden Ingenieure konnten nichts mit ihnen anfangen; man ließ sie herumsitzen und ihre Pfeife rauchen, und war zufrieden, wenn sie die eigentlichen Arbeiter in Ruhe ließen. Es war kein Wunder, daß die Brücke mehr als doppelt soviel kostete als veranschlagt war, und daß der Bau 14 Jahre dauerte. Die Brücke in St. Louis war ein Unternehmen von tatkräftigen Kapitalisten, die überzeugt waren, daß die Anlage dem Gemeinwohl diene und letzten Endes auch gewinnbringend sein werde. Aber monatelang nach der Fertigstellung der Brücke wurden die Eisenbahnwagen wie zuvor in Booten über den Fluß gesetzt. Mit Absicht wurde die Gesellschaft zum Bankrott getrieben. Die durch Genie und harte Arbeit geschaffenen Werte fielen alle einem großen Finanzmanne zu, vollständig ordnungsgemäß und nach dem Gesetze, wie es von den Rechtskundigen gelehrt wird.

Während der letzten 30 Jahre sind in Europa zahlreiche Anstrengungen gemacht worden, auch künstlerisch befriedigende Brücken zu bauen. Rhein und Elbe überspannen manche schöne Brücken; stolze Bogenbrücken in Koblenz und Mainz, turmgeschmückte Gitterbrücken in Straßburg und Mannheim¹⁾. Verschiedene Bogen-, Balken- und Auslegerbrücken zeigen geschmackvolle architektonische Behandlung.

¹⁾ Lindenthal schreibt hier Koblenz, doch ist das offenbar eine Verwechslung; auch sind die von ihm genannten Brücken meist älter.

Besondere Mühe gab man sich beim Bau zweier Brücken über die Donau in Budapest. Als Ergebnis eines internationalen Wettbewerbes liefen etwa 50 Entwürfe ein. Schließlich wurden beide Brücken nach Entwürfen von Regierungsingenieuren, die eine als Ketten-, die andere als Auslegerbrücke gebaut. So hübsch sie sind, sie lassen den Beschauer kalt neben der alten Kettenbrücke aus dem Jahre 1846 mit den prachtvollen steinernen Pylonen. Sonst sind in Europa in den letzten 50 Jahren größere Hängebrücken kaum gebaut worden; nur die 1916 fertiggestellte Hängebrücke in Köln ist zu erwähnen. Auch hier hat man sich die größte Mühe gegeben, ein schönes Bauwerk zu schaffen, doch scheint das nicht sehr geglückt zu sein. Die eisernen Portale sind schmucklos und ohne rechte Wirkung²⁾ ³⁾.

Die Towerbrücke in London, eine einzigartige Verbindung einer Hänge- und Klappbrücke, ist eine der wenigen Brücken mit steinernen Türmen aus den letzten 30 Jahren. Der Stein ist freilich nur Verkleidung; trotzdem geben die Türme der Brücke den monumentalen Charakter, der mit dem historischen Hintergrunde harmoniert. Daß Stahl und Eisen in den Händen eines geschickten Baumeisters kein kaltes ausdrucksloses Material sind, beweist der riesengroße und doch elegante Eiffelturm. Er drückt dem Beschauer klar aus, daß seine luftige Form keine schwere Last tragen soll, wie ein Brückenportal. Sonst müßte er eine massigere Form haben, wie die Türme der neuen Kettenbrücke in Budapest oder die Doppeltürme in Lindenthals erstem Entwurf für die Brücke über den Hudson, der schon 1888, vor dem Bau des Eiffelturmes, vorlag. Ein anderes für die französische Eleganz kennzeichnendes Bauwerk ist der gleichfalls von Eiffel erbaute Garabit-Viadukt, ein kühner Sichelbogen über eine tiefe Schlucht mit darüberliegenden Gitterträgern, die in fortlaufendem Zuge auf leichten Gitterstützen ruhen. Amerikanische Ingenieure hätten an einer solchen Stelle wohl eine Gerüstpfeilerbrücke gebaut.

In gewissem Gegensatz zu den eleganten französischen Brücken findet man bei vielen englischen Bauten eine gewisse Schwere der Form und die Neigung, die Kräfte durch wenige, massige Glieder aufzunehmen statt durch eine größere Zahl leichter Stäbe. In diesem Sinne ist der englische Typ schon in den größeren alten Brücken erkenntlich, wie der Britannia- und der Saltash-Brücke. Doch gilt das auch für neuere Brücken, z. B. die Indusbrücke bei Sukkur und die Firth of Forth-Brücke. Diese ist durch den eigenartigen, kühnen Entwurf besonders bemerkenswert. Sie ist noch heute die größte eiserne Brücke. Die Linienführung kann künstlerisch nicht befriedigen; sie gibt nur den Eindruck brutaler Stärke. Ihr Bau geschah mehr nach den Arbeitsweisen des Schiff- als denen des Brückenbaues. Den örtlichen Bedingungen ist sie geschickt angepaßt. Doch wird aus wirtschaftlichen Gründen von dieser Brücke ebensowenig eine zweite Ausführung erfolgen wie von der Brooklyn-Brücke oder der St. Louis-Brücke. Die einzige Auslegerbrücke größerer Stützweite, die Quebec-Brücke, wurde in der Werkstatt und auf der Baustelle nach den amerikanischen Methoden hergestellt. Diese beiden Auslegerbrücken und die 5 Brücken über den East River in New York (3 Draht-

²⁾ plain and featureless sagt Lindenthal.

³⁾ Anmerkung der Schriftleitung: Diesem Urteil Lindenthals wird sich die Mehrzahl der deutschen Ingenieure kaum anschließen.

Der von Lindenthal ausgesprochene Vergleich zwischen der Brooklyn-Brücke und den benachbarten Hängebrücken mag für die dort bestehenden Verhältnisse zutreffen. Die kleineren Abmessungen der deutschen Hängebrücken bedingen doch andere Vergleichsmaßstäbe, und es ist sehr die Frage, ob Stein-Pylonen bei der Kölner Hängebrücke den leichtbeschwingten Charakter des Bauwerkes nicht beeinträchtigt hätten. U. E. gewährleisten die schlanken Eisen-Pylonen in Köln besonders glückliche Maßstabs- und Materialeinheiten des ganzen Bauwerkes. Sie vermitteln durch ihre nur in Eisen mögliche Ausbildung als Pendelstützen und u. E. grade durch ihre rein sachliche Formgebung in besonders sinnfälligem und klarem Ausdruck den Ausgleich der Kräfte.

Im übrigen bietet sich auch in Deutschland mit der Kaiser-Brücke in Breslau ein neueres Vergleichs-Beispiel im Sinne Lindenthals, und die Kölner Hängebrücke kann u. E. diesen Vergleich wohl bestehen.

kabelbrücken, eine Ausleger- und eine Bogenbrücke) sind die schwersten und längsten Brücken der letzten 50 Jahre. Die neueste von ihnen, die von Lindenthal erbaute Bogenbrücke über das Hellgate⁴⁾, ist für die schwersten bekannten Lasten berechnet, vier Reihen schwerster Lokomotiven auf Gleisen mit durchgehendem Schotterbett bei nur zwei Hauptträgern. Eine Drahtkabelbrücke größerer Stützweite ist z. Zt. in Philadelphia im Bau, sie wird die stärksten Kabel haben (75 cm Dmr.) Für zwei weitere große Hängebrücken in Detroit und Nagasaki liegen die Entwürfe vor. Die Sidney-Brücke in Australien, für die der Auftrag vor kurzem vergeben wurde, wird eine Bogenbrücke von 165 m Stützweite, in der Form eine Wiederholung der Hellgate-Brücke, jedoch mit nur halb so großer Nutzlast. Die größte und schwerste aller bis jetzt vorgeschlagenen Brücken wird aber die Hudson-Brücke in New York, eine Hängebrücke von 987 m Länge für eine breite Straße und viele Gleise werden.

Eine sehr wichtige Entwicklungsmöglichkeit im Brückenbau brachte der Eisenbetonbau. Zuerst nur hier und da für kleine Stützweiten verwandt, wurde er bald für immer größere und schwerere Bauten angewendet. Der Brückenbauer kann damit in vielen Fällen Brücken herstellen, die den eisernen durch ihre Dauerhaftigkeit, niedrige Unterhaltungskosten und architektonische Wirkung überlegen sind. Dabei lassen sich mit diesem Baustoffe Spannweiten von 180 m und darüber und hohe Viadukte ausführen.

Die erwachsene Kenntnis der Materialeigenschaften und Erfahrung in der Konstruktion und Verarbeitung und die immer genaueren theoretischen Kenntnisse gestatteten, die Wirtschaftlichkeit im Brückenbau erheblich zu steigern; doch brachte das unter dem Drucke des Wettbewerbes auch die Gefahr mit sich, daß das Vertrauen auf die Schärfe der Berechnung und die gleichmäßige Güte des Materials zu groß wurde und Teile zu schwach bemessen wurden. Die Folge waren mehr oder minder schwere Einstürze von Brücken, wie die der Tay-Brücke 1879, der Ashtabula-Brücke in Ohio 1876 und der Quebec-Brücke 1907 mit schweren Verlusten an Menschenleben. Bei allen drei Einstürzen ist die letzte Ursache doch wohl ein Fehler der Konstruktion gewesen, der dem zu weit gehenden Streben nach Sparsamkeit entsprungen war.

Ein Ingenieur muß oft einen hohen moralischen Mut beweisen, um dem Druck des Wettbewerbes, die Kosten auf das äußerste zu drücken, zu widerstehen. Der Einsturz von Brücken und Gebäuden, Pfeiler-Setzungen und -Unterspülungen, der Bruch von Talsperren sollte nicht der Vorsehung zur Last gelegt werden. Die Ingenieure haben oft Laien als Vorgesetzte, denen verschiedene Dinge wichtiger scheinen als Fragen der Sicherheit. Wenn diese einen Druck ausüben, um die Kosten zu verringern, sollte jeder Ingenieur die Verantwortung ablehnen. Sparsamkeit beim Entwurf ist durch wirklichen wissenschaftlichen Fortschritt zu suchen, darf aber nicht mißbraucht werden, um Gewinne zu erzielen oder als Entschuldigung für schlechte Arbeit. Wettbewerbe für die Entwürfe von Brücken nach sachgemäßen und erprobten Vorschriften haben gute Erfolge gebracht und sind zu begrüßen; aber Wettbewerbe, wie sie seit vielen Jahren besonders für Straßenbrücken

unter der Leitung unwissender, oft bestechlicher Beamten stattgefunden haben, sind ein Übel. Glücklicherweise werden solche Auswüchse jetzt seltener.

Der wirkliche Fortschritt im Brückenbau in den letzten 50 Jahren ist an den amerikanischen Eisenbahnbrücken zu sehen. Denn da die Bahnen für alle Verluste haftbar sind, hatten sie allen Grund, die besten Brücken zu bauen, und seit den letzten 25 Jahren sind die amerikanischen Eisenbahnbrücken nirgends übertroffen worden in der Güte des Materials und der Arbeit.

Große Brücken, die Millionen von Dollars kosten, sind selten und werden noch seltener werden. Ihre Größe war noch nie begrenzt durch die Möglichkeit der Herstellung, sondern nur durch wirtschaftliche Überlegungen. Der Höhepunkt der Entwicklung für den Bau großer Brücken wird aber wahrscheinlich schon in den nächsten 50 Jahren erreicht werden, weil die Kosten für Eisen und Kohle ständig wachsen. Die Lager der Eisenerze werden lange vor den Kohlengruben erschöpft sein. Ihr Umfang ist ziemlich genau bekannt. Es ist aber kein anderer Stoff bekannt, der in gleicher Menge verfügbar wäre und entsprechende Festigkeit hätte, um das Eisen für den Bau von Brücken zu ersetzen. Mit der Erschöpfung der Kohlengruben wird dann auch die Herstellung des Portlandzementes aufhören. Dann werden wieder steinerne Brücken die einzig mögliche Form dauernder Brücken sein. Der Nachwelt wird also der Bau der Brücken in mancher Hinsicht ein Maßstab für die Entwicklung unserer Zivilisation sein, sicherer als uns der Bau von Häusern, Tempeln und Kirchen vergangener Zeiten. Denn die Einschränkung im Gebrauche des Eisens für Bauzwecke wird viel eher einsetzen, als bei seinen anderen Verwendungszwecken. Die großen Energiequellen der Natur, Kohle, Wasser, Wind, Flut und Ebbe, Sonnenwärme können alle nicht ausgenutzt werden ohne große Mengen von Eisen für die dazu nötigen Werkzeuge und Maschinen. Eiserner Brücken werden daneben als ein Luxusgegenstand erscheinen. Es wäre deshalb wünschenswert, wenn wenigstens einige gewaltige eiserne Brücken durch sorgfältige Unterhaltung einer fernen Nachwelt aufbewahrt würden als ein Denkmal unserer Zeit des Eisens.

Das ist im wesentlichen der Inhalt des Aufsatzes von Lindenthal. Es ist hinzuzufügen, daß er selbst stets in erster Linie tätig gewesen ist, wo es galt, den wissenschaftlichen Fortschritt zur Geltung zu bringen, daß er in zahlreichen Ausführungen — z. B. bei der Hängebrücke über den Mongahela in Pittsburg, einem seiner früheren Werke, bei der Hellgate-Brücke u. a. — und Entwürfen neben der technisch-wissenschaftlichen Seite auch die künstlerische Seite des Brückenbaues in vorbildlicher Weise zur Geltung gebracht hat, wenn er auch seine eigenen Verdienste in diesem Rückblick nicht erwähnt. Ob der Ausblick in die Zukunft ganz so trübselig ist, wie es nach den Ausführungen am Schluß scheint, sei dahingestellt. Vielleicht sind wir schon bald mit einer Leichtmetalllegierung imstande, das Eisen weitgehend zu ersetzen. Es wäre aber sehr zu wünschen, daß Lindenthal noch die Mühe fände, seine Erinnerungen und reichen Erfahrungen aufzuzeichnen, auch das wäre ein schönes Denkmal für ferne Zeiten.

Müllenhoff.

PROFESSOR H. BURCHARTZ ZUM SECHZIGSTEN GEBURTSTAG.

Seinen sechzigsten Geburtstag begeht am 27. Dezember d. J. der durch seine Forschungen im Materialprüfungswesen über seinen engeren Wirkungskreis im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem hinaus in wissenschaftlichen und Fachkreisen bekannte und geschätzte Professor Heinrich Burchartz, der bewährte Mitarbeiter von Gary und dessen Nachfolger in der Leitung der Abteilung für Baugewerbe im Dahlemer Institut.

⁴⁾ Bauingenieur 1923, S. 193.

Burchartz wurde am 27. Dezember 1864 als Sohn des Gärtnerei- und Baumschulenbesitzers J. Burchartz in Cöln a. Rh. geboren. Vom 6. bis 10. Lebensjahre besuchte er die Elementarschule, dann das Kölner Realgymnasium, das er im Jahre 1895 mit dem Zeugnis der Reife verließ. An der Technischen Hochschule Berlin studierte er Bauingenieurwissenschaften und wurde am 1. Juli 1889 Assistent an der damaligen Kgl. Prüfungsstation für Baumaterialien. Zehn Jahre später wurde er zum ständigen Mitarbeiter der inzwischen an die Kgl. mechanisch-technische Versuchsanstalt (jetziges Staat-

liches Materialprüfungsamt) angegliederten Abteilung für Baumaterialprüfung ernannt. Nach dem Tode Garys im Jahre 1923 übernahm Burchartz die Leitung der seitdem Abteilung für Baugewerbe genannten Abteilung des Staatlichen Materialprüfungsamtes in Berlin-Dahlem.

Seine in mehr als 35 Jahren im Dienste der Materialprüfung gesammelten Erfahrungen und die Ergebnisse seiner Forschungen hat Burchartz in zahlreichen wissenschaftlichen Arbeiten niedergelegt, die teils in den „Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt“, teils zerstreut in den Fachzeitschriften erschienen sind. Sie umfassen fast das gesamte Gebiet der Baustoff- und Materialprüfungskunde, sein Hauptverdienst ist aber auf dem Sondergebiet der Bindemittelkunde zu suchen. Dieser, die seinerzeit noch eine junge Wissenschaft war, hat er sich mit der ihn auszeichnenden Gründlichkeit gewidmet, und seine Untersuchungen haben dazu beigetragen, die Kenntnis von den Eigenschaften der Bindemittel als Mörtelbildner zu erweitern und die wissenschaftliche Erfassung der Bindemittelfrage zu fördern. Unter den hierher gehörigen Arbeiten ist sein Buch „Luftkalk und Luftkalkmörtel“ hervorzuheben, in dem er den Kalkmörtel an Hand eines reichen Untersuchungsmaterials einer seine Vorzüge und Nachteile gerecht abwägenden Würdigung unterzieht, um zu zeigen, daß dieser Baustoff, dessen Vortrefflichkeit unsere alten Baudenkmäler bezeugen, auch im Zeitalter des Zements und Betons an seiner Bedeutung für das Bauwesen nichts eingebüßt hat. Burchartz Betätigung auf diesem Forschungsgebiet ist denn auch der Anlaß zu seiner Berufung in den Kalkprüfungsausschuß gewesen. Der Entwurf der in Kürze zur Einführung kommenden Kalknormen ist zu einem wesentlichen Teil sein Verdienst.

Nicht minder ist Burchartz in der Erforschung des Zements sowie des noch viel umstrittenen hydraulischen Zuschlages, des Trasses, durch Versuchsarbeiten und wissenschaftliche Darlegungen hervorgetreten. Seine in vielseitigen Abhandlungen veröffentlichten wissenschaftlichen Erfahrungen haben gleichermaßen dem Fortschritt in den Erkenntnissen auf diesem Gebiet wie in praktischer Auswertung namentlich auch der Ausbildung der Zement- und Traßnormen gedient. So war Burchartz der berufene Mitarbeiter in den betreffenden Normenausschüssen und nimmt zurzeit an deren Arbeiten zur Revision dieser Normen als wissenschaftlicher Berater bzw. Obmann teil.

Über dieses Sondergebiet hinaus beschäftigt sich eine weitere Reihe von Burchartz Arbeiten mit der Erkenntnis der Eigenschaften von Beton und Fertigerzeugnissen der Baustoff-

industrie, wie Mauer- und Dachsteinen, Bodenbelagstoffen, Rohren usw. Ein reiches Tatsachenmaterial, das auf den Ergebnissen von im Dahlemer Materialprüfungsamt ausgeführten Prüfungen beruht, wird ausgewertet und Aufschluß über die für die Baupraxis so wichtige Frage der an die Baumaterialien zu stellenden Anforderungen gegeben. Bekannt ist sein Buch „Die Prüfung und die Eigenschaften der Kalksandsteine“. Erwähnt seien auch die unter Burchartz Leitung im Auftrage der Kommission zur Untersuchung der Verwendbarkeit von Hochofenschlacke, deren Mitglied er ist, erfolgten Untersuchungen dieser Schlackenart auf Eignung als Beton-

zuschlagstoff — Schlackenschotter und Schlackensand — sowie als Gleisbettungsstoff — Schlackenschotter —, deren Ergebnis für die Hüttenindustrie darum von ungemein wirtschaftlicher Bedeutung geworden ist, weil unter gewissen Voraussetzungen für die Eignung die im Hochofenbetriebe anfallende Schlacke, anstatt sie auf die Halde zu stürzen, nunmehr alsbald nach der Gewinnung nutzbar gemacht werden konnte und die Möglichkeit besteht, auch das Material alter Halden zu verwerten. Durch die planmäßig durchgeführten Versuche hat Burchartz die Anforderungen festgelegt, die an Hochofenschlacke für die gedachten Verwendungszwecke gestellt werden müssen. Dementsprechende Vorschriften sind dann auch in die bekannten vom Reichsverkehrsministerium eingeführten „Richtlinien für die Lieferung und Prüfung von Hochofenschlacke als Gleisbettungsstoff“ übernommen.

Außer den bereits genannten Ausschüssen gehört Burchartz als Mitglied und zugleich als Vertreter des Dahlemer Prüfungsamtes noch dem Kuratorium für das Zement- und Mörteltechnische Institut der Technischen Hochschule Berlin, dem Sonderausschuß des Beirates für Zementwirtschaft, der Normensandkommission und anderen an. Mitarbeiter an mehreren, das Materialprüfungswesen behandelnden Werken, ist er im besonderen in der Bauwelt bekannt als Verfasser der Abschnitte über Baustoffkunde der „Hütte“ und des „Betonkalenders“.

Burchartz hat in zielbewußter Arbeit und mit zäher Arbeitskraft seine Persönlichkeit in die Dienste der Wissenschaft gestellt. Wir ehren in ihm den aufrechten und aufrichtigen Mann von schlichtem, freundlichem Wesen und vornehmer Geradheit, den lebensfreudigen frohsinnigen Menschen im Kreise seiner Freunde.

Möge dem Sechzigjährigen vergönnt sein, in körperlicher und geistiger Frische, die ihn auszeichnet, auch das biblische Alter zu erleben. Glück auf!



BESTIMMUNG DER EINZELPFAHLLASTEN BEI EINSEITIGER BELASTUNG VON GRÜNDUNGSPLETTEN.

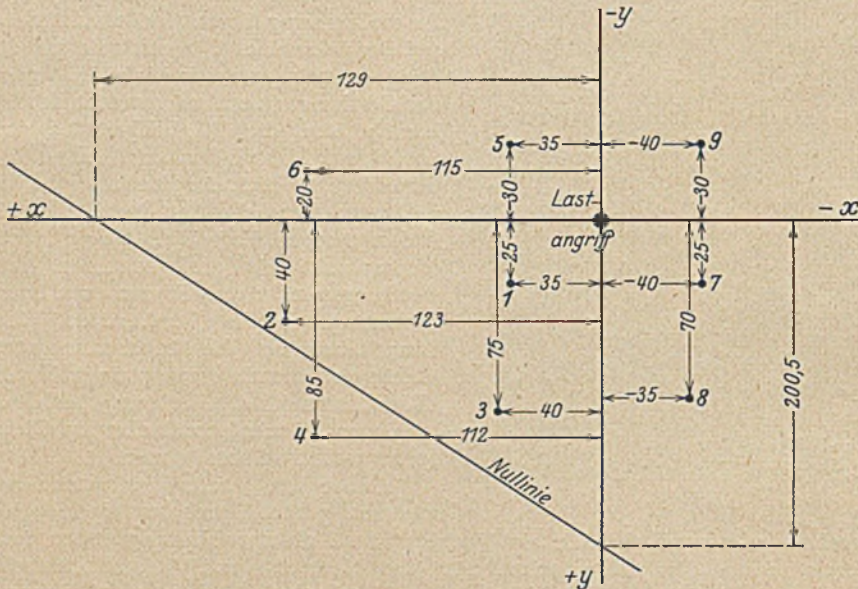
Von Professor O. Colberg, Regierungsbaumeister a. D., Hamburg.

Übersicht. Bisher war es bei Gründungsplatten über Pfahlgruppen üblich, nur die Kantenpressungen der Platte rechnerisch nachzuweisen, während man die Pfähle mehr nach Gefühl anordnete, ohne sich über die Inanspruchnahme der einzelnen Pfähle zu vergewissern. Das neue Verfahren zeigt einen Weg, wie bei einseitiger Belastung von Pfahlgruppen die auf die einzelnen Pfähle entfallenden Lasten ermittelt werden können.

In vielen Fällen machen Steineinlagerungen im Untergrund Schwierigkeiten, die Pfähle an ihrer richtigen Stelle zu erhalten, sie weichen aus, stellen sich schief und werden unter Umständen unbrauchbar. Sind die Abweichungen nicht

groß, so kann der Pfahl zwar als mittragend zählen, häufen sich aber diese Pfähle bei einer Gründung, so werden Zusatzpfähle erforderlich. Bisher hat man solche Zusatzpfähle meist nach Gefühl gesetzt, ein rechnerischer Nachweis unterblieb entweder aus Unkenntnis eines einschlägigen Verfahrens oder aus Bequemlichkeit. Das nachstehend beschriebene Verfahren soll hier eine Lücke ausfüllen. Vorausschickend wird bemerkt, daß dieser Nachweis, wenn man ihn auf bereits ausgeführte Arbeiten nachträglich anwenden wird, manchem Konstrukteur Überraschungen bringen dürfte; es würde sich zeigen, daß

sein Gefühl ihn in vielen Fällen über die Wirkung der Ver- rückung eines Lastangriffs aus dem Schwerpunkt der Pfahl- gruppe oder umgekehrt in unerwarteter Weise im Stich ließ. Wir gehen von dem Gesichtspunkt aus, daß von Formänder- ungen der Grundplatte abgesehen werden kann, um das Ver- fahren nicht unnötig verwickelt zu gestalten. Dann erscheint die Gründungsplatte als eine Ebene, die den federnden Zu- sammendrückungen der einzelnen Pfähle als Funktionen ihrer Belastungen nach abwärts folgt. Es ist dabei also die still- schweigende Annahme gemacht, daß der Widerstand der Bodenmassen sich den Setzungen der Pfähle anpaßt. Diese Annahme erscheint zulässig, sie stellt nur eine höhere Sicherheit dar. Für stehende Pfahlgründungen ist sie ohne weiteres ge- boten, da hier die Mitwirkung der die Pfähle umgebenden Bodenmassen völlig ausscheidet. Ist P die Belastung eines Pfahles, l dessen Länge, E die Formänderungszahl seines



Grundriß der Pfahlverteilung. (Maße in cm.)

Baustoffes und F seine Querschnittsfläche, dann ist die Sackung z des Pfahles infolge der Last P:

$$z = \frac{P l}{E F} \dots \dots \dots (1)$$

Wenn x und y die Koordinaten eines Pfahlortes sind, an dem diese Durchsackung z eintritt, so lautet die Gleichung der Ebene:

$$z = a + b x + c y \dots \dots \dots (2)$$

Wenn Länge, Querschnitt und Formänderungszahl bei allen Pfählen gleich bleiben, so folgt für jeden einzelnen Pfahl die Gleichung:

$$\frac{P_n l}{E F} = a + b x_n + c y_n \dots \dots \dots (3)$$

die für alle Pfähle nacheinander angesetzt wird. In ihr sind a, b und c noch unbekannt. Zu ihrer Bestimmung stehen weitere Beziehungen zur Verfügung. Zunächst muß die Summe aller m Pfahllasten gleich der Gesamtangriffslast sein, somit:

$$\sum (P) = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + \dots + P_m \dots \dots \dots (4)$$

gemäß Gl. (3) oder

$$\sum (P) = \frac{E F}{l} [m a + b \sum (x) + c \sum (y)] \dots \dots \dots (5)$$

Eine weitere Beziehung liefert uns der Momentensatz. Wir legen unser Koordinatensystem so, daß der Koordinaten- anfang mit der Schlußkraft aller die Platte beanspruchenden äußeren Kräfte, also mit dem Angriffspunkt der Gesamtlast zusammenfällt. Dann verschwinden die Momente in bezug auf die x-Achse und auf die y-Achse. Wir erhalten so zwei weitere Gleichungen, und zwar in bezug auf die y-Achse:

$$P_1 x_1 + P_2 x_2 + P_3 x_3 + \dots + P_m x_m = 0 \dots \dots \dots (6)$$

oder gemäß Gl. (3):

$$a \sum (x) + b \sum (x^2) + c \sum (x y) = 0 \dots \dots \dots (7)$$

entsprechend in bezug auf die x-Achse:

$$P_1 y_1 + P_2 y_2 + P_3 y_3 + \dots + P_m y_m = 0 \dots \dots \dots (8)$$

oder gemäß Gl. (3) wieder:

$$a \sum (y) + b \sum (x y) + c \sum (y^2) = 0 \dots \dots \dots (9)$$

Zur Bestimmung der Werte a, b und c dienen die Gl. (5), (7) und (9), indem man, am besten in Form einer Tafelzusammen- stellung, wie unten, die Werte

$$\sum (x), \sum (y), \sum (x^2), \sum (y^2) \text{ und } \sum (x y)$$

aus den Koordinaten der einzelnen Pfahlorte bildet, und sie in die genannten 3 Gleichungen ein- setzt. Sodann wendet man nacheinander für jeden Pfahl die Gleichung (3) an, in der jeweils als Unbekannte P₁ bzw. P₂ usw., die Last des betreffenden Pfahles, erscheint.

Ich hatte Gelegenheit, mehrere Schorn- steingründungen nach diesem Verfahren durch- zurechnen, deren eines Ergebnis hier folgen mag. Die Gesamtlast betrug hier 360 t, auf 9 Pfähle verteilt. Die ungünstigste Wir- kung des Windes erzeugte eine Schlußkraft- lage, wie sie aus der Abbildung ersichtlich ist, die auch die seitlichen Verschiebungen der Pfahlköpfe infolge der Steineinlagerungen im Untergrund wiedergibt. Die Eisenbeton- pfähle erhielten Längen von 10 m bei einem Querschnitt von 30/30 cm.

Zufolge Gl. (1) ergibt sich:

$$z = \frac{P \cdot 1000 \cdot 1000}{140\,000 \cdot 30 \cdot 30} = \frac{P}{126}$$

wobei P in t ausgedrückt ist, l in cm, E in kg/cm², F in cm². Untor Zuhilfenahme der in der Tafel zusammengestellten Werte

der Spaltensummen für x, y, x², y² und x y schreiben sich die Gleichungen (5), (7) und (9) wie folgt:

$$360\,000 = \frac{140\,000 \cdot 900}{1000} [9 a + 345 b + 240 c] \dots \dots (5a)$$

$$\text{oder} \quad 2,857 = 9 a + 345 b + 240 c \dots \dots \dots (5b)$$

$$\text{bzw.} \quad 345 a + 49\,373 b + 12\,714 c = 0 \dots \dots \dots (7a)$$

$$\text{und} \quad 240 a + 12\,714 b + 22\,800 c = 0 \dots \dots \dots (9a)$$

Aus diesem System ergeben sich:

$$a = 0,527, \quad b = -0,00263 \text{ und } c = -0,00408.$$

Nunmehr wird für jeden Pfahl mit seinen zugehörigen Ko- ordinaten die Gleichung (3) angesetzt, die jetzt die Form erhält:

$$\frac{P \cdot 1000 \cdot 1000 \text{ cm}}{140\,000 \cdot 900} = \frac{P}{126} = 0,527 - 0,00263 x - 0,00408 y \dots (3a)$$

(wobei P in t ausgedrückt)

$$\text{oder:} \quad P = 66,377 - 0,331 x - 0,514 y \dots \dots \dots (3b)$$

Die Bestimmungsgleichungen für die Einzelpfahllasten lauten dann:

P ₁	= 66,377 - 0,331 · 35	- 0,514 · 25	= 41,929 t
P ₂	= 66,377 - 0,331 · 123	- 0,514 · 40	= 5,053 „
P ₃	= 66,377 - 0,331 · 40	- 0,514 · 75	= 14,524 „
P ₄	= 66,377 - 0,331 · 112	- 0,514 · 85	= - 14,436 „
P ₅	= 66,377 - 0,331 · 35	- 0,514 · (- 30)	= 70,201 „
P ₆	= 66,377 - 0,331 · 115	- 0,514 · (- 20)	= 38,550 „
P ₇	= 66,377 - 0,331 · (- 40)	- 0,514 · 25	= 65,782 „
P ₈	= 66,377 - 0,331 · (- 35)	- 0,514 · 70	= 41,988 „
P ₉	= 66,377 - 0,331 · (- 40)	- 0,514 · (- 30)	= 95,055 „

$$\text{Summe aller P} = 359,646 \text{ t}$$

Zusammenstellung.

Pfahl	x	y	x ²	y ²	xy	Pfahllast t
1	35	25	1 225	625	874	41,929
2	123	40	15 129	1 600	4 920	5,053
3	40	75	1 600	5 625	3 000	14,524
4	112	85	12 544	7 225	9 520	14,436
5	35	- 30	1 225	900	-1 050	70,201
6	115	- 20	13 225	400	-2 300	38,550
7	- 40	25	1 600	625	-1 000	65,782
8	- 35	70	1 225	4 900	-2 450	41,988
9	- 40	- 30	1 600	900	1 200	95,055
	345	240	49 373	22 800	12 714	359,646

Wie ersichtlich, erhält Pfahl 4 Zug. Zwischen ihm und den übrigen Pfählen muß eine Gerade bestehen, entlang welcher weder Druck noch Zug ausgeübt wird, eine Nulllinie. Ihre Lage läßt sich unschwer ermitteln, indem man in Gl. (3b) $P = 0$ setzt und in ihr dann wechselweise $x = 0$ bzw. $y = 0$ setzt, je nachdem man die Abschnitte der Nulllinie auf der y-Achse oder der x-Achse haben will. So gewinnt man den Abschnitt auf der x-Achse aus der Gleichung (3c) $66,377 = 0,331 x$; woraus $x = 200,5$ cm, entsprechend aus Gl. (3d) $66,377 = 0,514 y$; woraus $y = 129,0$ cm. In der Abbildung ist die so gewonnene Lage der Nulllinie eingetragen.

Das Vorfahren wird sich in vielen Fällen zur Nachprüfung von Zusatzpfählen empfehlen, zumal auch dann, wenn es sich um die Ermittlung von Drücken der Pfahlköpfe auf die äußersten Teile einer Grundplatte handelt.

BESTIMMUNG DER KANTENDRÜCKE VON MASCHINENGRÜNDUNGEN INFOLGE EINSEITIGER BELASTUNG DURCH DEN BETRIEB.

Von Professor O. Colberg, Regierungsbaumeister a. D., Hamburg.

Übersicht. Die konstruktive Durchbildung der Maschinen Gründungen erfolgte bisher zumeist in roher Weise. Dies hat seit Einführung schnellaufender Motore vielfach zu Fehlschlägen geführt, die sich teils an der Maschine und deren Lebensdauer, teils an benachbarten Gebäuden auswirkten. Den infolge der Betriebsbewegungen entstehenden Wechsellagen in den Kantendrücken des Gründungsklotzes auf den Untergrund wurde keine Beachtung geschenkt. Gerade sie wurden als Hauptursachen der Fehlschläge erkannt. Das hier beschriebene Verfahren zeigt einen Weg zur Ermittlung der Kantensohldrücke in den kritischen Kolbendurchgangslagen und unter Berücksichtigung der einseitigen Belastung der Bausohle.

Das Gebiet der Maschinen Gründungen hat mit der Einführung der Verbrennungskraftmaschinen und der schnellaufenden Motoren eine ständig zunehmende Bedeutung erlangt. Dies um so mehr, seitdem die Gewichte der hin- und hergehenden Massen ins Gewaltige wuchsen. Die Zahl der Fehlschläge mehrt sich, doch dringt nur in seltenen Fällen etwas an die Öffentlichkeit, weil der Maschinenlieferant und oft, auf seine Veranlassung, auch der Bauherr nicht wünschen, daß der Fehlschlag bekannt wird. So bleiben meistens die Quellen zur Erforschung der Einzelheiten verschlossen. Anders, wenn die Gerichte die Sache zu schlichten haben, entweder, indem Bauherr und Maschinenlieferant wegen nicht einwandfreien Ganges der Maschine oder wegen Erschütterungen des Gebäudes in Streit geraten, oder aber, indem die Nachbarschaft Beschwerde erhebt wegen Belästigungen durch den Maschinenbetrieb, die sich durch Lärm, Stoßwirkungen und damit in Zusammenhang stehende Rissebildungen in deren Gebäuden kundtun. Hier werden Sachverständige herangezogen, die aber in vielen Fällen ihrer Aufgabe nicht gewachsen sind, denn es ist erstaunlich zu beobachten, wie wenig hier mitunter der eigentliche Kern der Sache getroffen, wie wenig überhaupt ein Zusammenarbeiten eigentlich maßgebender Fachleute herbeigeführt wird. Der Grund hierzu liegt in der durch obige Verhältnisse bedingten Unkenntnis einschlägiger Erfahrungen und der daraus herzuleitenden Richtlinien für die Anlage von Maschinen Gründungen überhaupt. Ich habe erstmalig im „Handbuch für Eisenbeton“, III Band, III. Auflage¹⁾, eine Zusammenfassung solcher Richtlinien versucht, deren Lückenhaftigkeit ich mir indessen schon damals voll bewußt war, dennoch kann, was damals geschrieben wurde, im großen und ganzen sich auch heute noch als zutreffend behaupten.

Ist nun eine Maschinen Gründung fehlerhaft oder auch nur ungenügend, so zeigt sich dies, abgesehen von den unliebsamen Erschütterungen, meist auch noch in Lockerungen der Verankerungen, Schlägen des Maschinenrahmens auf dem Gründungsklotz, Heißlaufen, Fressen der Lager und geringerer

Lebensdauer der Maschine. Bei den Erschütterungsübertragungen und damit zusammenhängenden Rissebildungen spielen oft noch Resonanzerscheinungen eine Rolle, wenn die Schwingungslänge einzelner Bauwerke oder -Teile auf Perioden der Maschinenschwingungen zufällig abgestimmt ist. Mehr als allgemein bekannt sein dürfte, haben solche Erscheinungen schon zum Abtrag ganzer Baulichkeiten infolge von Rissebildungen oder aber zum Stilllegen der betreffenden Maschinenanlage, ja ganzer Elektrizitätswerke geführt. Als den schuldigen Teil sucht man mit Vorliebe zunächst den Unternehmer der Gründungsarbeiten heranzuziehen, der sich dann mit dem Maschinenlieferanten auseinandersetzt, ohne daß eine Klärstellung erfolgt. Ersterer hat nach den Plänen der Maschinenlieferanten gearbeitet, in denen meist unter dem wagerechten die Gründungssohle darstellenden Strich der Vermerk zu finden ist: „Von hier ab ist guter Baugrund vorausgesetzt“. Hierin liegt das befreiende Wort für den Maschinenlieferanten und zugleich der Gefahrpunkt für den Unternehmer der Gründungsarbeiten. Er weiß nicht, mit welchen Drücken der Untergrund beansprucht wird, der Maschinenlieferant weiß es ebensowenig, da er sich selten die Mühe nimmt, dahinzielende Untersuchungen durchzuführen. Es wird sich immer mehr herausstellen, daß ein Zusammengehen des Bauingenieurs mit dem Maschineningenieur im praktischen Teil bzw. des Statikers mit dem Dynamiker im theoretischen Teil unerlässlich ist, wenn man für die Folge in Fällen zweifelhaften Baugrundes Fehlschläge vermeiden will. Genaue Kenntnis des Untergrundes ist hier Vorbedingung, insbesondere Aufschluß über die Grundwasserhältnisse. Belastungsannahmen, die für Hochbauten allgemein gelten, müssen hier durch erheblich höhere Sicherheitswerte eingeschränkt werden, je nach Gattung der Maschine, je nach den Massenwirkungen ihrer hin- und her-, oder auf- und abgehenden schweren Teile. Wer sich ferner der Mühe unterzieht, einmal Schwerpunktlagen ausgeführter Maschinenanlagen auszurechnen, wird in den seltensten Fällen finden, daß diese Schwerpunkte auch nur in der Nähe der Schwerpunkte der Sohlfläche des Gründungsklotzes liegen, und gerade hierauf sollte weit mehr als bei Hochbauten der größte Wert gelegt werden, um von Haus aus ungleiche Bodenbelastungen auszuschalten. Ungleichheiten hierin stellen sich von selbst durch den Gang der Maschine ein, wie ein unten gezeigtes Beispiel dartun wird. Gerade der Wechsel in den Beanspruchungen der Bausohle ruft die unerwünschten Erscheinungen hervor. Die Schwerpunktsverlegungen infolge der Verschiedenheiten der Kolbenstellungen treten in ihrer Wirkung weit zurück, wie ebenfalls aus dem Beispiel hervorgeht. Ich habe mich mit meinem Amtsbruder Herrn Professor Dr.-Ing.

1) Verlag von Wilh. Ernst u. Soho, Berlin.

H. Bock als dem Dynamiker zu gemeinsamer Untersuchung einiger besonderen Fälle zusammengefunden, welche für beide Teile höchst belangreiche Ergebnisse zeitigte.

Nächstehend sei nun ein Verfahren zur Ermittlung der Kantendrücke eines Maschinen Gründungsklotzes gezeigt bei einseitiger Belastung, teilweise infolge Nichtübereinstimmung des Grundrisses des gemeinsamen Schwerpunktes von Maschine plus Gründungsklotz einerseits und Sohlflächenschwerpunkt andererseits, zum anderen Teile infolge der Einwirkungen der Massenkräfte und Fliehkräfte beim Maschinenbetrieb. Wir gehen dabei von demselben Grundsatz aus wie in meinem Aufsatz „Bestimmung der Einzelpfahllasten bei einseitiger Belastung von Gründungsplatten“ (siehe Seite 25 dieses Heftes), indem wir von Formänderungen des Gründungsklotzes absehen und, wie damals bei Verwendung von Pfählen, hier bei pfahlloser Gründung die Annahme machen, daß die Einsenkungen des Bodens unter dem Gründungsklotz den jeweiligen örtlichen Sohlrücken proportional bleiben. Hiermit ist ausgedrückt, daß die Bausohle den Anforderungen der Gleichung einer Ebene entspricht, und zwar:

$$\sigma = a + bx + cy \dots \dots \dots (1)$$

Bei der stets erwünschten Massigkeit der Maschinen Gründungen im allgemeinen kann diese Annahme auch unbedenklich erscheinen, da weit auskragende dünne Platten in Eisenbeton, bei denen man Formänderungen berücksichtigen sollte, bei Maschinen Gründungen kaum vorkommen. Wir

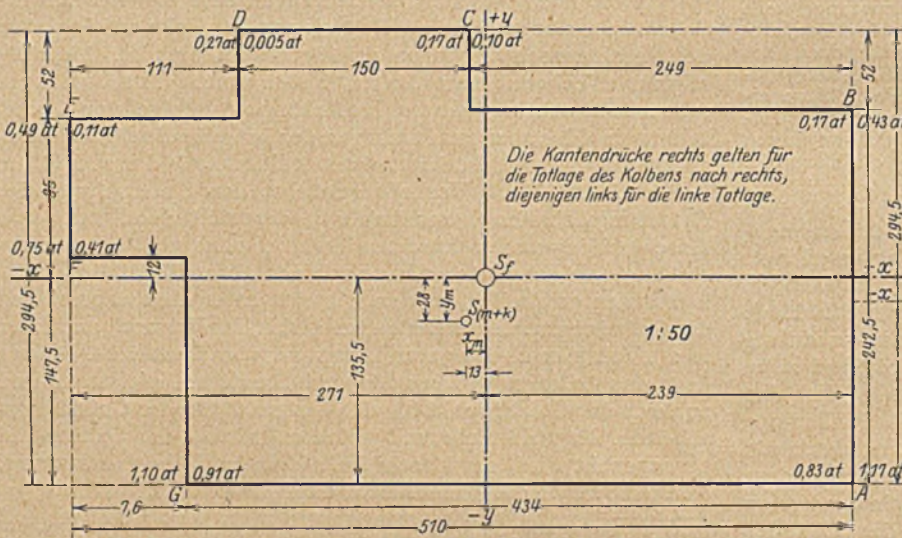


Abb. 1. Grundriß des Gründungsklotzes mit Eintragung der wechselnden Kantendrücke.

wollen ferner alle solchen Einflüsse ausscheiden, deren Wirksamkeit zwar anerkannt wird, die aber für die vorliegende Untersuchung entweder zu geringfügig sind, oder aber, weil ihre Berücksichtigung das Verfahren zunächst unnötig verwickelter gestalten würde. Hierzu gehören das Drehmoment der Pleuelstange und Resonanzwirkungen. Ferner darf der Geradfürungsdruck des Kreuzkopfes auf seiner Gleitbahn nicht als hier wirksame Kraft eingesetzt werden, da er eine Kraftwirkung darstellt, die als äußere Kraft nicht auftritt, sondern als eine solche, deren Gegenkraft sich in der Maschine selbst abspielt. Dieser Irrtum findet sich sogar in einem im übrigen sehr geschätzten Lehrbuch über Verbrennungskraftmaschinen als äußere Einflußkraft auf die Gründung der Maschine. Ein Segelboot wird doch auch nicht dadurch fortbewegt, daß man in ihm eine Luftpumpe aufstellt, mittels derer man das Segel anbläst.

Nach dem Komponentensatz muß die Summe aller die Bausohle drückenden Kräfte gleich der Summe der Bodenwiderstände sein. Ist df ein Flächenelement der Bausohle, dann muß sein:

$$\sum(G) = \int \sigma df = a \int df + b \int x df + c \int y df \dots (2)$$

Die beiden letzten Integrale stellen die statischen Momente der Fläche auf die y -Achse und auf die x -Achse dar. Legen wir den Koordinatenanfang in den Schwerpunkt S_f der Sohlfläche (s. Abb 1), so verschwinden diese beiden Glieder als gleich Null, und wir erhalten:

$$a = \frac{\sum(G)}{F}, \dots \dots \dots (3)$$

wenn F die Gesamtfläche der Bausohle darstellt. Der Gesamt-schwerpunkt $S_{(m+k)}$ aller Maschinenteile plus Gründungsklotz möge die Koordinaten x_m bzw. y_m haben. Dann erhält man im Sinne des Momentensatzes bezogen auf die x -Achse die Gleichung:

$$\sum(G) y_m = \int \sigma y df = a \int y df + b \int xy df + c \int y^2 df, (4)$$

in welcher das zweite Glied das Zentrifugalmoment Z_f der Sohlfläche F und das dritte deren Trägheitsmoment J_x darstellt, während das erste Glied Null wird. Wir erhalten:

$$\sum(G) y_m = b Z_f + c J_x \dots \dots \dots (5)$$

Hierbei ist die Maschine in Ruhelage angenommen, u. zw. bei Kolbenstellung ungefähr in Zylindermitte. Wir müssen uns nun entscheiden, ob wir eine Maschine mit liegender oder mit stehender Wirkungsweise betrachten wollen. In beiden Fällen treten zu den statischen Wirkungen noch dynamische hinzu, bei den stehenden Maschinen die Massenkräfte der auf- und abgehenden Teile und die Fliehkräfte der umlaufenden, bei den Maschinen mit liegender Wirkungsweise die wagrecht gerichteten Massenkräfte und wiederum die Fliehkräfte der umlaufenden Massen.

Die linke Seite der Gleichung (4) wäre somit nur haltbar bei einer Maschine mit liegender Wirkungsweise, und zwar auch nur für den Bewegungszustand, in dem die Massenkräfte der hin- und hergehenden Teile ihre Höchstwerte erreichen, d. i. in den beiden Augenblicken lotrechte Kräfte nicht auftreten. Die zwar auch bei liegender Maschine in lotrechter Richtung noch auftretenden Fliehkräfte der umlaufenden Massen, die doch dann die Gl. (4) und (5) beeinflussen müßten, wenn diese Kräfte außerhalb der x -Achse angreifen, können wir ausschalten, weil

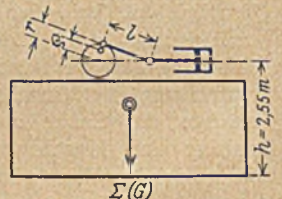


Abb. 2. Aufriß.

die bezügliche Wirkung erst mit $1/4$ Umdrehung später auftritt. Wir beschränken uns im vorliegenden Fall auf die Betrachtungen einer liegenden Maschine nach Abb. 2 und ermitteln zunächst die Einflüsse der beiden Totlagen des Kolbens auf die Gesamt-Schwerpunktslage im Ruhezustand. Bezeichnet man mit G_h das Gewicht der hin- und hergehenden Massen, einschließlich $2/5$ des Gewichts der Pleuelstange, mit G_u das der umlaufenden Massen (Kurbelwangen, Pleuelzapfen, Stangenkopf, restliche $3/5$ der Pleuelstange), ferner mit G das Gesamtgewicht von Maschine plus Gründungsklotz, mit r den Kurbelhalbmesser und mit ρ den Schwerpunktsabstand der umlaufenden Teile von Kurbelmitte, dann beschreibt bekanntlich der Gesamt-schwerpunkt der in Betrieb befindlichen Maschine eine Ellipse mit lotrechter Ebene, deren große Achse a bzw. kleine β sich aus den Gleichungen ergeben:

$$a = \frac{G_h r + G_u \rho}{G} \dots \dots \dots (6)$$

und

$$\beta = \frac{G_u}{g} \rho \dots \dots \dots (7)$$

Für uns ist β ohne Belang, wohl aber die große Achse α , obwohl wir beim Zahlenbeispiel sehen werden, daß deren Einfluß nur gering ist. Unser gemeinsamer Schwerpunkt erhält also in den beiden Totlagen die Koordinatenberichtigungen $x_m + \alpha$ statt x_m bei Lage des Kolbens auf der Kurbelseite bzw. $x_m - \alpha$ bei dessen Lage am Zylinderdeckel (vgl. Abb. 1). Unter Beziehung auf Abb. 2 und unter Benutzung der üblichen maschinentechnischen Bezeichnungen stellt sich die Massenkraft der hin- und hergehenden Teile beim Durchgang durch die rechte Totlage auf:

$$K_h^r = \frac{G_h}{g} \left(1 + \frac{r}{l}\right) \left(\frac{2\pi n}{60}\right)^2 r, \dots \dots \dots (8)$$

bzw. beim Durchgang durch die linke auf:

$$K_h^l = \frac{G_h}{g} \left(1 - \frac{r}{l}\right) \left(\frac{2\pi n}{60}\right)^2 r, \dots \dots \dots (9)$$

wobei l die Länge der Pleuelstange und n die Umlaufzahl je Minute bedeuten. Hierbei ist vorausgesetzt, daß Auswuchtungen an der Maschine nicht vorgenommen werden. Unter dieser Voraussetzung erhöhen sich die beiden K -Werte noch um die Beträge der Fliehkräfte der umlaufenden Massen, nämlich um:

$$K_f = \frac{G_u}{g} \left(\frac{2\pi n}{60}\right)^2 \varrho, \dots \dots \dots (10)$$

Ist h die Höhe der Zylinderachse über der Bausohle, so können wir, entsprechend der Gl. (4), aber auf die y -Achse bezogen, nunmehr die Gleichung aufstellen:

$$\sum (G) (x_m - a) + (K_h^r + K_f) h = a \int x \, df + b \int x^2 \, df + c \int x y \, df \quad (11)$$

Natürlich muß hier das Vorzeichen der Koordinaten streng beobachtet werden. Nach unserer Abb. 1 dreht z. B. $\sum (G)$ mit dem Hebelarm $(x_m - a)$ nach links, während die K -Kräfte nach rechts drehen. Da in Gl. (11) der Ausdruck $a \int x \, df = 0$ wird, kann man schreiben:

$$\sum (G) (x_m - a) + (K_h^r + K_f) h = b J_y + c Z_f. \dots \dots (12)$$

Aus den Grundabmessungen des Klotzes in Abb. 1 lassen sich J_x , J_y und Z_f bestimmen. Aus Gl. (3) war a bekannt, aus Gl. (5) und (12) lassen sich die letzten Unbekannten b und c errechnen. Nunmehr wird Gl. (1) benutzt, um nach einander alle Kantendrücke zu ermitteln, indem man die Koordinaten der einzelnen Bausohleneckpunkte in diese Gleichung einsetzt. Sehr erwünscht ist noch die Kenntnis der Lage der Nulllinie, die sich im Zahlenbeispiel in Abb. 3 vorfindet. Ihre Lage ist leicht erkenntlich, da in ihr die Bodenpressungen gleich Null werden. Ihr Schnittpunkt mit der x -Achse wird dann aus Gl. (1) gefunden, indem man außer $\sigma = 0$ auch $y = 0$ setzt. Entsprechend findet man auch den Schnittpunkt auf der y -Achse.

Bei Maschinen mit stehender Wirkungsweise ist das Verfahren ohne weiteres anwendbar unter Berücksichtigung folgender Punkte:

1. In den Gleichungen 4 und 5 muß die linke Seite für den Fall I um die Werte $K_h + K_f$, die aus den Gleichungen 8 und 10 zu gewinnen sind, vermehrt werden; entsprechend wäre für den Fall II ein Abzug von $K_h + K_f$ zu machen, wobei aber dann K_h aus Gleichung 9 zu bestimmen wäre. Die Gleichungen 11 und 12 erfahren dann sinngemäße Änderungen.
2. Anstatt α aus Gleichung 6 kommt β aus Gleichung 7 zur Anwendung, also die nunmehr kleine Achse der fraglichen Ellipse.

Sind Auswuchtungen an der Maschine vorgenommen, so sind sie sinngemäß zu berücksichtigen. Erstrecken sie sich nur auf die umlaufenden Massen, so wird einfach K_f in Gleichung 10 gleich Null.

Zahlenbeispiel.

Gegeben sei ein Dieselmotor liegender Wirkungsweise mit zugehörigem Gründungsklotz nach Abb. 1 u. 2 mit folgenden maschinellen Einzelheiten:

- Gewicht der Maschine samt Schwungrad $G_m = 32$ t.
- Gewicht des Gründungsklotzes (Stampfbeton) $19,5 \text{ m}^3$ je $2,1$ t, somit rd $G_k = 41$ t.
- Kolbengewicht $0,6$ t.
- Gewicht der Pleuelstange $0,3$ t; ihre Länge $l = 1$ m.
- Gewicht der Kurbel samt Zapfen $0,15$ t.
- Kurbelhalbmesser $r = 0,32$ m.

Daher Gewicht der hin- und hergehenden Massen:

$$G_h = 0,6 + \frac{2}{5} \cdot 0,3 = 0,72 \text{ t} \quad \text{und}$$

- Gewicht der umlaufenden Massen $G_u = 0,15 + \frac{3}{5} \cdot 0,3 = 0,33$ t.
- Abstand des Schwerpunktes der umlaufenden Teile von Wellenmitte $\varrho = 0,24$ m.
- Umlaufzahl $n = 120$ je Minute.
- Höhe der Welle über der Gründungssohle $h = 2,55$ m.

Dann stellt sich die Massenkraft der hin- und hergehenden Teile zufolge (Gl. 8) auf:

$$K_h = \frac{G_h}{g} \left(1 \pm \frac{r}{l}\right) \left(\frac{2\pi n}{60}\right)^2 r = \frac{0,72}{9,81} \left(1 \pm \frac{0,32}{1,0}\right) \left(\frac{2\pi \cdot 120}{60}\right)^2 \cdot 0,32$$

und zwar wird in der rechten Totlage:

$$K_h^r = 4,866 \text{ t},$$

bzw. in der linken Totlage:

$$K_h^l = 2,504 \text{ t}.$$

Die Fliehkraft der umlaufenden Massen wird zufolge (Gl. 10):

$$K_f = \frac{G_u}{g} \left(\frac{2\pi n}{60}\right)^2 \varrho = \frac{0,33}{9,81} \left(\frac{2\pi \cdot 120}{60}\right)^2 \cdot 0,24 = 1,267 \text{ t}.$$

Legt man den Koordinatenanfang in den Schwerpunkt S_f der Sohlfläche des Gründungsklotzes, so wird nach den Maßen der Abb. 1 das auf die y -Achse bezogene Trägheitsmoment $J_y = 21,62 \text{ m}^4$ und das auf die x -Achse bezogene $J_x = 7,07 \text{ m}^4$, während sich das Zentrifugalmoment stellt auf $Z_f = 2,21 \text{ m}^4$ und die Sohlfläche $F = 120,2 \text{ m}^2$. Die Koordinaten des Schwerpunktes $S_{(m+K)}$ von Maschine samt Gründungsklotz stellen sich im Ruhezustand der Maschine nach Abb. 1 auf $x_m = -0,13$ m bzw. $y = -0,28$ m. Im Betrieb wird x_m beim Durchgang durch die linke Totlage um α vermehrt, d. h. $S_{(m+K)}$ rückt um α weiter nach links, bei der rechten Totlage wandert $S_{(m+K)}$ um α entsprechend nach rechts. Laut Gleichung (6) wird:

$$\alpha = \frac{G_h r + G_u \varrho}{G} = \frac{0,72 \cdot 0,32 + 0,33 \cdot 0,24}{32 + 41} = 0,00424 \text{ m}$$

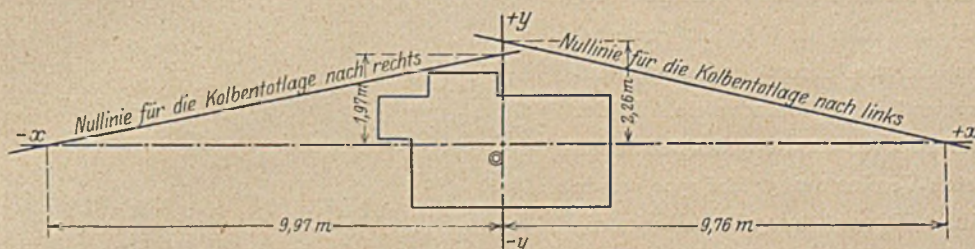


Abb. 3. Grundriß.

Der Einfluß ist somit gering.

Nunmehr sind alle Werte ermittelt zur Bestimmung von a , b und c für Gl. (1). Zuzufolge Gl. (3) wird:

$$a = \frac{\sum (G)}{F} = \frac{73 \text{ t}}{120,2 \text{ m}^2} = 6,08 \text{ t/m}^2;$$

zufolge Gl. (5) erhalten wir:

$$\sum (G) y_m = b Z_f + c J_x$$

oder (Gl. 5a):

$$73 \text{ t} (-0,28 \text{ m}) = b \cdot 2,21 + c \cdot 7,07 = -20,44 \text{ mt},$$

Von hier ab müssen wir uns entscheiden, welchen der beiden Fälle wir zunächst behandeln wollen, ob den des Durchgangs des Kolbens durch die rechte Totlage (am Zylinderdeckel) oder durch die linke (nach der Kurbel zu).

Fall I. Kolben nach rechts, am Zylinderdeckel.

Gl. (12) lieferte:

$$\sum (G) (x_m + a) + (K_h + K_f) h = b J_y + c Z_f$$

oder Gl. (12a):

$$73 t (-0,13 m + 0,0042 m) + (4,866 t + 1,267 t) \cdot 2,55 m = b \cdot 21,62 + c \cdot 2,21 = 6,441 mt.$$

Aus dem System der Gleichungen (5a) und (12a) errechnet sich $c = -3,082$ und $b = +0,6124$. Gleichung (1), die uns die Bodendrucke σ liefert, wenn wir in ihr die Koordinaten x und y irgend eines Sohlflächenpunktes einsetzen, schreibt sich nunmehr:

$$(1a): \quad \sigma = 6,08 + 0,612 x - 3,082 y.$$

Wir erhalten für die Eckpunkte unseres Maschinenklotzes folgende Sohlstücke:

$$A: \sigma = 6,08 + 0,612 \cdot 2,39 - 3,082 (-1,355) = 11,72 \text{ t/m}^2 = 1,17 \text{ at}$$

$$B: \sigma = 6,08 + 0,612 \cdot 2,39 - 3,082 \cdot 1,07 = 4,25 \text{ t/m}^2 = 0,43 \text{ at}$$

$$C: \sigma = 6,08 + 0,612 (-0,10) - 3,082 \cdot 1,64 = 0,97 \text{ t/m}^2 = 0,10 \text{ at}$$

$$D: \sigma = 6,08 + 0,612 (-1,60) - 3,082 \cdot 1,64 = 0,046 \text{ t/m}^2 = 0,005 \text{ at}$$

$$E: \sigma = 6,08 + 0,612 (-2,71) - 3,082 \cdot 1,07 = 1,12 \text{ t/m}^2 = 0,11 \text{ at}$$

$$F: \sigma = 6,08 + 0,612 (-2,71) - 3,082 \cdot 0,12 = 4,05 \text{ t/m}^2 = 0,41 \text{ at}$$

$$G: \sigma = 6,08 + 0,612 (-1,95) - 3,082 (-1,355) = 9,06 \text{ t/m}^2 = 0,91 \text{ at}$$

Die Lage der Nulllinie I (s. Abb. 3) gewinnen wir ebenfalls durch (Gl. 1a), indem wir $\sigma = 0$ setzen und außerdem, zur Gewinnung des Abschnitts auf der x -Achse, $y = 0$. Für diesen Fall wird:

$$0 = 6,08 + 0,612 x, \text{ woraus } x = -9,97 \text{ m.}$$

Entsprechend erhalten wir y aus der Gleichung:

$$0 = 6,08 - 3,082 y; \text{ woraus } y = 1,97 \text{ m.}$$

Die wichtigste Aufgabe ist in der Bestimmung des Wechsels der Bodendrucke zu erblicken. Wir untersuchen daher

Fall II. Kolben nach links, nach der Kurbel zu.

Es war: $K_h = 2,504 \text{ t}$ und $K_f = 1,267 \text{ t}$.

Dann lautet hier Gl. (12) als Gl. (12 b):

$$73 t (-0,13 - 0,0042) - 3,771 \cdot 2,55 = b \cdot 21,62 + c \cdot 2,21 = -19,413.$$

Aus dem System der Gleichungen (5a) und (12b) ergeben sich:
 $b = -0,623$ und $c = 2,696$.

Wir erhalten die Ecksohlstücke:

$$A: \sigma = 6,08 - 0,623 \cdot 2,39 - 2,696 (-1,355) = 8,26 \text{ t/m}^2 = 0,83 \text{ at}$$

$$B: \sigma = 6,08 - 0,623 \cdot 2,39 - 2,696 \cdot 1,07 = 1,70 \text{ t/m}^2 = 0,17 \text{ at}$$

$$C: \sigma = 6,08 - 0,623 \cdot (-0,10) - 2,696 \cdot 1,64 = 1,72 \text{ t/m}^2 = 0,17 \text{ at}$$

$$D: \sigma = 6,08 - 0,623 \cdot (-1,6) - 2,696 \cdot 1,64 = 2,66 \text{ t/m}^2 = 0,27 \text{ at}$$

$$E: \sigma = 6,08 - 0,623 \cdot (-2,71) - 2,696 \cdot 1,07 = 4,88 \text{ t/m}^2 = 0,49 \text{ at}$$

$$F: \sigma = 6,08 - 0,623 \cdot (-2,71) - 2,696 \cdot 0,12 = 7,45 \text{ t/m}^2 = 0,75 \text{ at}$$

$$G: \sigma = 6,08 - 0,623 \cdot (-1,95) - 2,696 (-1,36) = 10,96 \text{ t/m}^2 = 1,10 \text{ at}$$

Für die Nulllinie II ergeben sich die Schnittpunktkoordinaten:

$$x = 9,76 \text{ m}; \quad y = 2,26 \text{ m}$$

(vgl. Abb. 3).

Im Grundriß, Abb. 1, sind in den Eckpunkten beide Drücke eingetragen, und zwar bedeutet die rechte Zahl den Bodendruck bei Durchgang des Kolbens durch die rechte Kolbenlage und umgekehrt. Wir erkennen, daß infolge des Kolbenwechsels folgende Entlastungen bzw. Mehrbelastungen, in Hundertstel ausgedrückt, auftreten:

In A: Entlastung 29 vH. Mehrbelastung 41 vH

„ B: „ 60 „ „ 153 „

„ C: „ 41 „ „ 70 „

„ D: „ 98 „ „ 3400 „

„ E: „ 78 „ „ 350 „

„ F: „ 47 „ „ 88 „

„ G: „ 17 „ „ 21 „

Im vorliegenden Falle durfte der Boden nur mit etwa 0,6 at in Anspruch genommen werden, und zwar für ruhende Belastungen wie bei Hochbauten. Das Beispiel zeigt den erheblichen Einfluß dynamischer Wirkungen, die in den Ecken A, F und G für Maschine und Gebäude katastrophal wurden.

Das ganze Verfahren ist im übrigen ohne weiteres auch anwendbar, wenn dynamische Wirkungen nicht auftreten, sondern es sich nur um die Bestimmung der Kantendrucke einseitig belasteter Gründungen handelt. Bei unregelmäßigem Grundriß dürfte das Verfahren auch dann manchem anderen an Einfachheit überlegen sein.

ALBERT EDUARD TOEPFFER †.

Am 13. Dezember 1924 ist unser Ehrenmitglied, Kommerzienrat Albert Eduard Toepffer, zwei Tage nach Vollendung des 83. Lebensjahres, in Stettin gestorben. Wieder einmal gilt es Abschied zu nehmen von einem Mann, dessen Leben köstlich gewesen, weil es Mühe und Arbeit gewesen, von einem Führer der Zementindustrie und der Betonindustrie. In der 23. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 5. Mai 1920 wurde Albert Eduard Toepffer einstimmig zum Ehrenmitglied des Deutschen Beton-Vereins ernannt „in dankbarer Anerkennung seiner großen Verdienste um den Verein, den er im Jahre 1898 mit einigen Freunden und Fachgenossen zusammen gegründet und den er seit der Gründung als Vorstandsmitglied und stellvertretender Vorsitzender in 23 Jahre langer aufopfernder Tätigkeit und durch den reichen Schatz seiner Erfahrungen ge-



fördert und unterstützt hat, ferner in Würdigung seiner erfolgreichen Tätigkeit für die Beton- und Eisenbetonbauweise und die Betonwerksteinherstellung in Deutschland.“

Hier ist mit kurzen Worten gesagt, was Albert Eduard Toepffer für den Deutschen Beton-Verein und für die Industrie war, der er angehörte. An seinem 80. Geburtstag haben wir es in dieser Zeitschrift näher dargelegt. Schmerzlich bewegt nehmen wir jetzt Abschied von unserem Ehrenmitglied, voll Dankbarkeit und Stolz zurückschauend auf das abgeschlossene Lebenswerk, dessen Inhalt reich war und das nicht untergehen, sondern über das Grab hinaus fortbestehen wird. Was Albert Eduard Toepffer

uns war, wird unvergänglich und dem Deutschen Beton-Verein, zu dem er stets so treu stand, unvergeßlich sein. Ehre seinem Andenken.
Deutscher Beton-Verein (E. V.).

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Belastungsnormen für Straßenbrücken.

Von Herold D. Hussey, Ingenieur-Assistent der American Bridge Co. in New York.

(Proceedings of the American Society of Civil Engineers, August 1923 bis März 1924, mit 10 Zeichnungen und 3 Zahlentafeln.)

Als Ersatz für den un bequem benutzbaren Lastenzug von schweren Kraftwagen hintereinander und als ausreichende Grundlage für die Berechnung der Fahrbahn wie der Hauptträger, der Momente wie der Querkräfte hat der Verfasser am zweckmäßigsten folgende Annahmen für die Verkehrslast gefunden:

- a) Eine Laststreifenbreite von 2,7 m.
- b) Als Grundbelastung einen Lastkraftwagen von 9000 kg Gesamtgewicht, davon 80 vH auf der Hinterachse, mit 10,5 m Gesamtlänge, 4,5 m Radstand und 1,8 m Spurweite, davor und dahinter gleichförmige Last von 540 kg/m (= 200 kg/m²) in der jeweilig ungünstigsten Stellung.
- c) Als Gesamtbelastung das Vielfache der Grundbelastung im Verhältnis der Fahrbahnbreite zur Laststreifenbreite, wobei die Laststreifen symmetrisch zur Mitte gerechnet werden. (Die Mehrbeanspruchung eines Hauptträgers durch unmittelbares Heranrücken der Fahrbahnstreifen gleicht sich dadurch aus, daß neben den vollen Laststreifenbreiten auch die Restbreiten anteilig belastet gerechnet werden.)
- d) Für Brücken mit schwerem Verkehr ein Vielfaches der Grundbelastung in 4 Klassen:
 4. Kl.: 1-fache Grundbelastung für unaufgeschlossenes Außengelände,
 3. „ : 1,25-fache Grundbelastung für ländlichen Verkehr,
 2. „ : 1,5-fache Grundbelastung für mäßigen Durchgangsverkehr,
 1. „ : 2-fache Grundbelastung für starken Durchgangsverkehr und städtischen Verkehr.

Gegen die vorgesehenen deutschen Belastungsnormen (Entwurf E 1072, 2. Jahrg. Nr. 6 der Baunormung) sind sie zwar erheblich kleiner, insbesondere gegen die besonders schweren Dampfwalzen (23 000, 16 000 und 7000 kg) wegen der großen Grundfläche von $10,5 \times 2,7 = 28 \text{ m}^2$ des Lastkraftwagens gegen $6,0 \times 2,5 = 15 \text{ m}^2$ der Dampfwalzen, aber dieser Mangel wird für die stärksten belasteten Fahrbahnanteile ausgeglichen durch den hohen Hinterachsendruck von 7200 bis 14 400 kg gegen 13 000, 9000 und 5000 kg der Dampfwalzen. Beachtlich erscheint die Vereinfachung gegenüber den deutschen Normen durch Zurückführung aller Belastungsklassen und Breiten auf eine Grundbelastung, für die dann die Berechnung von Zahlentafeln lohnt und die Entwurfsarbeit erheblich abkürzt, statt der Einzelmaße für jede Belastungsgröße und der gleichförmigen Last (Menschengedränge) auf den Reststreifen der Fahrbahn.

Vorschriften für Entwurf und Ausführung stählerner Straßenbrücken.

(Endgültig zusammengestellt vom Brückenausschuß der amerikanischen Zivilingenieure im Februar 1924.)

(Proceedings of the American Society of Civil Engineers, März 1924.)

Die Vorschriften umfassen 152 Paragraphen mit 6 Zeichnungen und 4 Zahlentafeln auf 24 Seiten Großoktav. Sie gehen im Umfang und in den Einzelheiten weit hinaus über die deutschen Normalbedingungen für Lieferung von Eisenbauten (DIN 1000 vom Febr. 1923), obwohl sie nichts über Eigengewichte von Brückenarten und Brückenteilen, Gerüste und Aufstellung, Prüfung nach der Vollendung, Probebelastung und Gewährleistung enthalten, machen aber trotz ihrer Ausführlichkeit die Heranziehung von Taschenbüchern nicht entbehrlich, da sie z. B. über Nietten nur reichlich eine Seite, das Taschenbuch von Prof. Dr.-Ing. Max Foerster (Verlag von Julius Springer in Berlin) aber sechs Seiten bringen. Bemerkenswert sind: Überall besondere Vorschriften für Augenstäbe, Prüfung von Augenstäben in voller Größe, keine Anrechnung der lastverteilenden Wirkung der Fahrbahndecke, Stoßzuschlag bei 15 m ungünstigster Belastungslänge 30 vH (darunter mehr, darüber weniger), der Verkehrslast, bei Baugliedern mit wechselnder Beanspruchung 100 vH unter Erhöhung der zulässigen Spannung um 50 vH, zulässige Zug- und Druck- und Biegungsspannung 1100 kg/cm², Beschränkung der chemischen Prüfung auf Phosphor- (0,04 vH) und Schwefel- (0,05 vH) Gehalt, besondere Vorschriften für Nickelstahl, darunter chemische Prüfung neben Phosphor- und Schwefelgehalt (wie oben) auch auf Kohlenstoff- (0,45 vH) und Mangan- (0,70 vH) und Nickel- (wenigstens 3,25 vH) Gehalt. Zugfestigkeit für gewöhnlichen Stahl 3200 bis 4600 kg/cm² Streckgrenze die Hälfte davon, Dehnung 22 vH, Zugfestigkeit für Nickelstahl 4900 bis 7700 kg/cm², Streckgrenze 3200 bis 3900 kg/cm², Dehnung 16 bis 20 vH.

Haftblech.

Festigkeit und Dichtigkeit, oft auch Leichtigkeit und geringe Wandstärke, das sind Forderungen, wie sie sehr häufig an den Betonkonstrukteure gestellt werden.

Eine diesen Gesichtspunkten angepaßte Neuerung, mittels derer

eine ganze Reihe beton- und bautechnischer Aufgaben u. U. gelöst werden können, stellt das neue Haftblech (D. R. P. a. und D. R. G. M.) dar, welches z. Zt. im Handel erscheint (siehe Abb.).

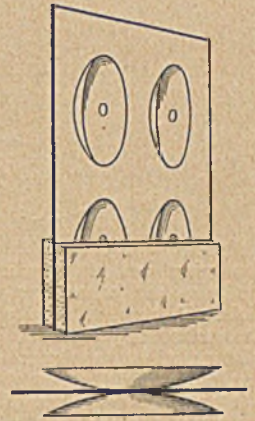
Das genannte Haftblech ist Eisenblech in Stärken von 0,25 bis 5 mm mit ein- oder beiderseitig aufgeschweißten Beton- resp. Putzhaltern. Es wird in Normaltafeln hergestellt.

Da das Blech nicht verletzt ist und die schwalbenschwanzförmigen Putzhalter eine unlösbare Verbindung mit dem Mörtel gewährleisten, besitzt das Haftblech eine bedeutende Armierungsfähigkeit.

Das Haftblech eignet sich für zu verputzende, leichte und doch dichte und feste Konstruktionen, u. U. auch für starkwandige Bauteile (Behälter, Tanks, Silos, Druckrohre, Masten, Kamine, feuerfeste Türen und Schränke, Litfaßsäulen usw.).

Besonders hervorzuheben ist auch die Möglichkeit einer nachträglichen Auskleidung undichter Räume. Bei stärkeren Konstruktionen kann das Haftblech als Innenhaut, Mittel- und Außenhautisolierung angeordnet werden und stellenweise die Schalung ersetzen.

Die Verbindung der einzelnen Tafeln erfolgt durch eine einfache örtlich vorzunehmende Deckfaltung, auch Schweißung, Nietung oder Zwischenbau ganz leichter Profileisen.



Erdbebensichere Hochhäuser.

Dipl.-Ing. Friedrich Graatz, Hannover.

Die letzte Erdbebenkatastrophe in Japan hat Veranlassung dazu gegeben, das Problem der erdbebensicheren Hochhäuser aufs neue aufzurollen. Die japanische Erdbebenkatastrophe hat gezeigt, daß, ungeachtet der Schwere des Bebens, eine Reihe von mehrgeschossigen Eisenbeton- und Eisenbauten der Zerstörung entgangen sind. Dieser Umstand jedoch rechtfertigt keineswegs den Bau derartiger Gebäude in durch häufige Erdbeben gefährdeten Gebieten, wo die Erhaltung der Hochhäuser mehr oder minder dem reinen Zufall überlassen werden muß. Soll also die Möglichkeit des Baues von Hochhäusern in durch Erdbeben gefährdeten Gebieten überhaupt in Erwägung gezogen werden, so müßte an Stelle der bisherigen konstruktiven Durchbildung derartiger Gebäude eine neue treten, die den örtlichen Umständen in jeder Beziehung Rechnung trägt. Es wird somit die Frage der konstruktiven Anordnung hochgeschossiger Gebäude in beweglichem Gelände aufzurollen sein.

Das in folgendem zu behandelnde Problem beruht mehr oder weniger auf rein statischer Grundlage und soll an Hand einzelner besonders ins Gewicht fallender Erwägungen entwickelt werden.

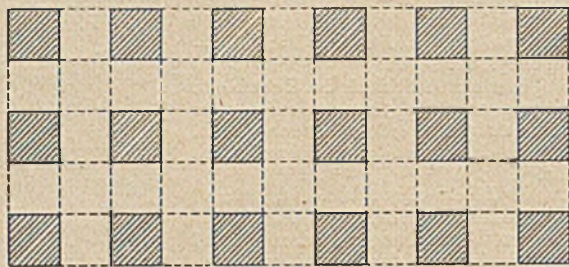
Eins der wichtigsten Umstände beim Bau von Hochhäusern ist deren Fundierungsart. Es hat sich beim letzten Japanbeben gezeigt, daß am günstigsten diejenigen Gebäude dran waren, die auf Pfählen fundiert waren, was auch ziemlich evident ist, da eine Pfahlgründung gegen Spalten- und Ribbildung im Erdkörper verhältnismäßig weniger empfindlich ist, als eine unmittelbare Gründungsart. Ferner hat es sich gezeigt, daß schlanke turmartige Gebäude von erheblicher Höhe und geringen Längen- und Querausdehnungen stehen geblieben sind. Das ist darauf zurückzuführen, daß ein derartiger Gebäudekomplex, auf Grund seiner elastischen Fähigkeiten, durch innere Formänderung einen Teil der äußeren Bewegungsenergien aufzehrt. Stark benachteiligt waren diejenigen Gebäude, die weitgespannte Räume in sich enthielten und daher besonders empfindlich gegen Fundamentverschiebung sein mußten.

Man pflegt meistens in den Vereinigten Staaten von Amerika die Hochhäuser auf einer durchlaufenden Eisenbetonplatte zu fundieren. Eine derartige Fundierungsart kommt jedoch bei Gelände mit Erdbewegung nicht in Frage, weil weitgedehnte Fundamentplatten bei Erdbewegungen erheblichen Formänderungen unterliegen und daher leicht der Zerstörung anheimfallen können. Eine Zerstörung der Fundamentplatte würde ihrerseits relative Höhenänderungen unter den Rahmenpfosten bedingen, was zu großen Spannungswerten innerhalb des räumlichen Rahmenkomplexes, das das Gerippe des Gebäudes ausmacht, führen würde, und hierdurch ein Zusammenbruch des Gebäudes erfolgen müßte.

Ich möchte nunmehr an Hand der vorhin angestellten Erwägungen in folgendem eine Bauanordnung für Hochhäuser zum Vorschlag bringen, die von sämtlichen vorhin aufgezählten Nachteilen frei ist.

Der Grundriß der Hochhäuser soll möglichst in nicht zu stark, in bezug auf Längen- und Breitenausdehnung, differierende turmartige räumliche Rahmenkomplexe eingeteilt sein. Eine solche räumliche turmartige Rahmenanordnung im Grundriß ist aus nebenstehender Abbildung ersichtlich.

Die ausgezogenen Rechtecke deuten die räumlichen turmartigen Rahmenkomplexe an. Das gesamte räumliche Gerippe des Gebäudes ist demnach in 12 turmartige räumliche Rahmenkomplexe



aufgelöst worden, die miteinander so verbunden sind, daß die Formänderung des einen räumlichen Turmrahmenkomplexes ohne Einfluß auf die benachbarten Turmrahmenkomplexe ist. Jeder räumliche Turmrahmenkomplex ruht auf einer Eisenbetonplatte, die ihrerseits auf Pfahlrost gegründet ist. Die Eisenbetonfundierungsplatten fallen auf Grund dieser Anordnung klein aus, so daß ein eventueller Bruch der Eisenbetonplatte, infolge der Erdbewegung so gut wie ausgeschlossen ist. Die Auflösung des gesamten Gebäudegerippes in räumliche Turmrahmenkomplexe birgt in sich den erheblichen Vorteil, daß erstens ein Teil der äußeren Bewegungsenergien durch die innere Formänderung der turmartigen Geschoßbauten aufgezehrt werden, zweitens Senkungen bzw. Bewegungen eines räumlichen Turmrahmenkomplexes auf die übrigen Turmrahmenkomplexe keinen Einfluß ausüben, und drittens ist die statische Untersuchung eines räumlichen Turmrahmenkomplexes von veränderlichem Trägheitsmoment, auf Grund eines von mir aufgestellten Verfahrens, deren Veröffentlichung ich mir für später vorbehalten, ohne Schwierigkeit möglich.

Auf Grund der eben vorgetragenen Bauanordnung ist also die Ausführung erdbebensicherer Hochhäuser von beliebiger Stockwerkanzahl ohne weiteres in theoretischer und praktischer Hinsicht möglich. Inwieweit sich derartig gebaute Hochhäuser bewähren würden, müßte die praktische Erfahrung lehren.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

24. Einsturz eines mehrgeschossigen Fabrikneubaus.

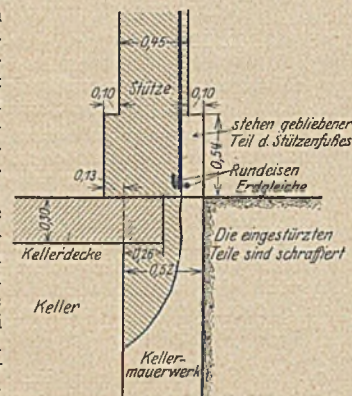
Ein aus Erdgeschoß und zwei Obergeschossen bestehender, teilweise unterkellertes Fabrikneubau war nahezu fertiggestellt. Die Umfassungswände bestanden aus Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel, die Stützen aus Eisenbeton; für die Decken war eine Spezialeisenbetonbauweise angewendet worden. Die Mauer- und die Eisenbetonarbeiten waren an verschiedene Unternehmer vergeben. Nach Ablauf einer dreiwöchigen Ausschaltungsfrist wurde die durch die Absteifungen der Dachhaut belastete Decke des ersten Obergeschosses ausgeschalt. Ein paar Stunden später stürzte der Bau zum größten Teil ein. Hierbei konnte sich die Mehrzahl der Arbeiter rechtzeitig in Sicherheit bringen, sechs wurden jedoch verletzt.

Ein Schiedsgericht, das über die etwaige Schuld der Eisenbetonfirma und ihre Schadensersatzpflicht entscheiden sollte, kam (zehn

Wochen nach dem Bauunfall) zu der Feststellung, daß Ursache des Einsturzes die mangelhafte Beschaffenheit des Betons sei, wahrscheinlich hervorgerufen durch Minderwertigkeit des verwendeten Zementes, und daß die Beschaffenheit des Mauerwerks nicht im ursächlichen Zusammenhange mit dem Einsturz stehe. Auf Grund des abgeschlossenen Vertrages erklärte das Schiedsgericht die Unternehmerfirma für schadensersatzpflichtig.

Der vom Gericht berufene Gutachter stellte in einem ausführlichen, drei Monate nach dem Einsturz abgegebenen Gutachten mehrere Verstöße fest gegen die maßgebenden Bestimmungen bei Aufstellung der Berechnung und Ausführung des Baues. U. a. war der Baupolizei ein Standsicherheitsnachweis mit der vorgeschriebenen Nutzlast von 500 kg/m^2 eingereicht, der Bau aber für nur 400 kg/m^2 ausgeführt. Als die statische Berechnung genehmigt wurde, war der Bau schon bis zum ersten Obergeschoß fortgeschritten. Für die Bewehrung der Decken waren aus Granateisen hergestellte Eiseninlagen verwendet, von denen ein Teil keine Haken hatte. Anscheinend waren sie beim Abladen abgebrochen.

Demgemäß erhob die Staatsanwaltschaft Anklage gegen den für den Standsicherheitsnachweis verantwortlichen Ingenieur und gegen die Bauleiter und zwar wegen fahrlässiger Körperverletzung und Verstoßes gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst. Das Gericht sprach jedoch sämtliche Angeklagten frei, weil es die Einsturzursache nicht für einwandfrei geklärt ansah. Die vernommenen Sachverständigen, von denen nur einer auch Beisitzer des Schiedsgerichts gewesen war, waren über die Ursache uneinig. Während zwei Gutachter der Ansicht waren, daß die aufgezeigten Mängel in ihrer Gesamtheit den Einsturz hervorgerufen hätten, bezeichneten zwei andere mit der gleichen Bestimmtheit sie dafür als nicht ausreichend. Folgender Erklärungsversuch eines Sachverständigen schien dem Gericht am meisten einleuchtend. Nur durch ein Versagen der Stützen sei die Vernichtung des Bauwerkes in dem großen Umfange möglich geworden. Dieses Versagen sei daraus zu erklären, daß die Außenmauern aus Ziegeln mit Kalkmörtel errichtet worden waren, der im Gegensatz zu dem Beton der Stützen bei dem herrschenden Regenwetter im oberen Teil der Mauer nur wenig erhärtet sei. Durch ein verschiedenes Setzen der Außenwand und der Innenstützen seien diese überbelastet worden. Hierzu komme, daß im Innern ein Pfeiler (vgl. Abb.) auf einer den Keller umgebenden Futtermauer errichtet gewesen sei, die dem Druck von oben und von der Seite anscheinend nicht gewachsen gewesen wäre. Weil diese Erkenntnis von der Gefährlichkeit verschieden hergestellter und sich verschieden setzender Stützen erst in neuerer Zeit erschlossen sei, könne den Angeklagten nicht der Vorwurf gemacht werden, daß sie fahrlässig gehandelt oder gegen die Regeln der Baukunst verstoßen hätten. Cp.



BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Baumaschinen. IV. Teil des Handbuchs der Ingenieurwissenschaft. Zweiter Band. I. Kapitel.

Das Tiefbauwesen. Bearbeitet von A. Schwemmann, Ord. Prof., Geh. Bergat und Bergwerksdirektor a. D. in Aachen. Dritte Auflage mit 373 Abb. im Text. Verlag von Wilhelm Engelmann. Leipzig 1924. Preis geh. 7 G.-M., geb. 10 G.-M.

Die Neubearbeitung dieses in 2. Auflage erschienenen Kapitels berücksichtigt die vielseitigen Fortschritte, die die Tiefbohrtechnik in den letzten 30 Jahren zu verzeichnen hat. Das Werk, dessen Stoffgebiet eine beträchtliche Erweiterung erfahren hat, beschränkt sich nicht auf eine ausgezeichnete Darstellung der verschiedenen Tiefbohrverfahren, sondern es widmet auch der Gewinnung von Flüssigkeiten und Gasen aus den Bohrlöchern, dem Verdämmen und dem Meßwesen beim Tiefbohren besondere Abschnitte und dient somit in vorzüglicher Weise dem Studium und der Praxis.

Dem vom Verlage gut ausgestatteten Werk wird eine weitgehende Verbreitung gewünscht. W. Müller, Dresden.

Der praktische Eisenhochbau. Von Alfred Gregor. Bd. II Kranlaufbahnen. Verlag von Herrmann Meusser in Berlin. 1924. Ladenpreis geb. 24 M.

Der vorliegende Band behandelt: Ia) Allgemeines: Bauvorschriften, Belastungsangaben und Erklärung der Einflußlinien. Ib) Berechnung der vollwandigen Kranträger. Ic) Berechnung der fachwerkartigen Kranträger. II. Ausführung der Kranlaufbahnen (gewalzte, Blech- und Fachwerkträger). III. Tragwerke mit angehängten Kranträgern. IV. Kranträger-Querschnitte.

Das für die Praxis im Eisenhochbau bestens verwendbare und aus langer praktischer Erfahrung heraus verfaßte Buch gibt über die Fragen betr. Kranlaufbahnen erschöpfende Auskunft und kann hierfür bestens empfohlen werden. Allerdings sind die statischen Fragen so ausführlich behandelt, daß selbst ein mit der Statik wenig vertrauter Mittelschultechniker sich bestens zurechtfinden kann. Für den Diplomingenieur bringt die große Summe der wiedergegebenen statischen Berechnungen durchaus Bekanntes. Für ihn ist aber der praktische Teil mit den dort gegebenen guten und vorbildlichen Ausführungen und Einzelheiten um so wertvoller, als im Unterricht auf den Technischen Hochschulen auf das hier behandelte Sondergebiet nur selten ausführlicher eingegangen werden kann. M. F.

Die Baumaschinen. IV. Teil des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften. Zweiter Band. II. Kapitel. Der Schachtbau. Neu bearbeitet von O. Stegemann, Bergschuldirektor und Honorarprofessor an der Technischen Hochschule Aachen. Dritte Auflage. Mit 91 Figuren im Text. Verlag von Wilhelm Engelmann. Leipzig 1924. Preis geh. 6 G.-M., geb. 9 G.-M.

Die vorliegende 3. Auflage des Handbuchs ist vollständig neu bearbeitet und stark vermehrt. Nach Beschreibung der gewöhnlichen Abteufverfahren wird in Betracht der großen Bedeutung, die das Gefrierverfahren heute gewonnen hat, dieses eingehend in einem besonderen Abschnitt behandelt. Anschließend hieran schildert der Verfasser, der lobenswerter Weise auf eine geschichtliche Darstellung verzichtet und sich in seinen Ausführungen nur auf das beschränkt, was von praktischer Bedeutung für die Gegenwart ist, das ältere

Kind-Chaudron-Verfahren für standfestes Gebirge und das Honigmannsche Verfahren sowie das Senkverfahren für Schächte, die in losem, rolligem und mäßig festem Gebirge abgeteuft werden. Wertvoll ist die Beleuchtung der wirtschaftlichen Seite der einzelnen Verfahren, die am Schluß der einzelnen Abschnitte Aufschluß über Leistungsfähigkeit und Kosten gibt. Das Abteufen mit Druckluft und das Spundverfahren sind in diesem Buche nicht, sondern sind in dem Kapitel über Grundbau aufgenommen.

Die Ausstattung des Buches insbesondere die klaren Abbildungen machen dem Verlag alle Ehre. Ohne Zweifel wird dieser Band des Handbuches allen Fachleuten ein wertvoller Ratgeber sein.

W. Müller, Dresden.

Ingenieur und Arbeiter. Von Regierungsrat R. Woldt. 46 Seiten. Verlag von Quelle & Meyer in Leipzig 1923.

Die Schrift ist ein einleitender Vortrag zu den Vorlesungen des Verfassers über gewerkschaftliches Organisationswesen. Als solche

kann sie naturgemäß den Stoff nur umreißen, nicht aber verarbeiten. Die Schrift kommt über eine matte Beleuchtung der gewerblichen Arbeiterfrage nicht hinaus und wird vor allem dem Thema nicht gerecht, das die Stellung des Ingenieurs zum Arbeiter zu behandeln verspricht. Das Buch könnte sich ebenso gut „Arbeitgeber und Arbeitnehmer“ oder „Die gegenwärtige Bedeutung der Gewerkschaften“ betiteln.

Die Schrift vermag weder durch objektive Feststellungen zu überzeugen, noch durch ein klares Ziel und dessen schneidige Verfechtung nach allen Seiten zu werben. Da die dargelegten Verhältnisse im großen ganzen dem Betriebsmanne geläufig sind, und weil ihm auf Erfahrung gestützte Ratschläge nicht erteilt werden, ist die Schrift auch als Lehr- und Erziehungsschrift, als die sie am ehesten aufzufassen wäre, nicht ausreichend. In der Form zeigt die Schrift an vielen Stellen eine nachlässige Behandlung der Sprache, die in Druckschriften nicht um sich greifen sollte.

Dr. Kunze.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4 a.

Ankündigung

einer Vortragsreihe im Rahmen des Außeninstituts der Technischen Hochschule zu Berlin über „Neuerungen im Eisenbau.“
Januar-Februar 1925.

1. Montag, den 26. Januar 1925; 5½ Uhr in der Technischen Hochschule; Saal 358, Herr Dipl.-Ing. Rein vom Deutschen Eisenbauverband: Neuere Versuchsergebnisse im Eisenbau.

2. Montag, den 2. Februar 1925; 5½ Uhr nachm. in der Technischen Hochschule, Saal 358. — Herr Direktor Erlinghagen von der Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen: Bemerkungen zur Geschichte des Werkstoffes für Eisenbauten und die neueren Bestrebungen betreffend die Verwendung eines hochwertigen Baustahles.

3. Montag, den 9. Februar 1925, 5½ Uhr nachm. in der Technischen Hochschule, Saal 358. — Herr Obering. Becher von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg-Gustavsburg: Neuere Eisenwasserbauten auf dem Gebiete des Wehrbaues.

4. Montag, den 16. Februar 1925, 5½ Uhr nachm. in der Technischen Hochschule, Saal 358. — Herr Obering. Schellewald von der Brückenbauanstalt C. H. Jucho, Dortmund: Neuere Montagemethoden im Eisenbau.

Eintrittskarten zur Deckung der Unkosten: für Mitglieder 0,50 Mk., für Nichtmitglieder 1,00 Mk., für Studierende 0,20 Mk. für jeden Vortrag am Eingang des Saales.

Sämtliche Vorträge werden durch Lichtbilder unterstützt. — Nach sämtlichen Vorträgen findet eine Aussprache statt.

Ortsgruppe Brandenburg.

Talsperrenbau Muldenberg.

In der Versammlung der Ortsgruppe am 26. November v. J. sprach Herr Dr.-Ing. Arndt, Direktor der Zweigniederlassung Halle der Firma Holzmann & Co. A.-G. über den Bau der Talsperre bei Muldenberg i. V. Der Vortragende führte etwa folgendes aus:

Die Talsperre Muldenberg wird durch den Sächsischen Staat errichtet, um die unterhalb liegenden Gemeinden mit Trinkwasser und Fabrikwasser zu versorgen und um durch die Bauausführung der großen Erwerbslosigkeit im sächsischen oberen Vogtland zu begegnen. Sie liegt an der Bahnlinie Chemnitz—Aue—Adorf in rd 700 m Meereshöhe. Geologisch gehört die Umgegend dem Cambrium an. Die vorgefundenen Phyllite, Urtonschiefer und Hornblendengänge sind durch die eng benachbarten Granitdurchbrüche bei Bergen und Eibenstein in ihrer Lagerung gestört, gefaltet und verworfen, so daß bei dem Bau ganz erhebliche, in solchem Umfang nicht voraussehende, Gründungsschwierigkeiten aufgetreten sind, die durch besondere technische Maßnahmen überwunden werden mußten.

Die Sperrmauer wird bei einer Länge von etwa 480 m, einer größten Höhe von 25 m, einer Sohlenbreite von 18 m und einem Mauerwerkinhalt von rd 70 000 m³ in Bruchsteinmauerwerk in Zement-Traß-Kalkmörtel ausgeführt. Die Gründungskörper wurden betonierte. Die Beschaffung der Steine erfolgt in einem besonders erschlossenen Steinbruch, der 7 km unterhalb in der Talsohle der Mulde liegt und einen festen Grauwackenquarzit liefert. Die Anforderung der Steine erfolgt durch eine eigene Transportbahn von 60 cm Spurweite, auf der besonders für diesen Zweck gebaute Steintransportwagen von 1½ m³ Fassungsvermögen laufen, deren Wagenkästen vom Untergestell abgehoben werden können.

Die Zubringung aller Mörtelzuschlagstoffe erfolgt durch eine eigene Zweiggleisanlage im Anschluß an die vorerwähnte Hauptbahn Chemnitz—Aue—Adorf. An der Zweiggleisanlage ist das weitgehend mechanisierte Mörtelwerk angeordnet, in dem Zement, Traß und Sand in Silos gespeichert werden, aus denen das Mischgut automatisch abgezapft und abgemessen wird. Die technische Durchbildung und

wirtschaftliche Auswirkung dieses Mörtelwerkes, wird Gegenstand eines besonderen Vortrages zur Frühjahrshauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins werden. Die Zustellung des Mörtels zur Verwendungsstelle erfolgt durch Mörtelzüge, von denen die Mörtelmulden durch Turmdrehkrane und Dampfdrehkrane, die auf einem Gerüst laufen, den Mauern zugestellt werden. Die Steine wurden im unteren breiteren Teil der Mauer unmittelbar mit Zügen auf die Mauer gebracht, bei zunehmender Höhe und abnehmender Breite des Profils gleichfalls durch Krane auf die Mauer gehoben.

Die mit der Durchführung des Baues verbundenen Erd- und Steinbrucharbeiten sind nach Möglichkeit auch im Winter, der in diesen Gegenden besonders hart und langwierig auftritt, durchgeführt worden, um den zahlreichen Erwerbslosen Beschäftigung zu geben. Die Winterabdeckung der Mauer im Winter 1923/24 wurde so ausgeführt, daß durch die Errichtung von Längs- und Quermauern von etwa 2 m Höhe auf der Maueroberfläche Becken hergestellt und mit Wasser gefüllt wurden. In diesen Schutzbecken bildete sich eine Eiskecke, unter der das Wasser eine Temperatur von etwa + 1° behielt. Im Winter 1924/25 wird die Frostabdeckung durch aufgeschichtetes Reisig, das noch durch Steine und Holzmatten beschwert wurde, durchgeführt. Daran schloß der Vortragende eine genaue Schilderung der umfangreichen Baustelleneinrichtung und des Bauverfahrens die durch Zeichnungen und zahlreiche, außerordentlich gut gelungene und lehrreiche Lichtbilder unterstützt wurden. An den Vortrag schloß sich eine Aussprache.

Das Autogaragenproblem in den deutschen Großstädten.

Am 11. Dezember v. J. wurde in einer Versammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen — Ortsgruppe Brandenburg im Saale des Vereinshauses des Vereins Deutscher Ingenieure — Berlin NW, Sommerstraße unter zahlreicher Beteiligung von Vertretern von Behörden und Organisationen, Gästen und Mitgliedern das „Problem der Autogaragen in den deutschen Großstädten“ behandelt. Der Vorsitzende, Ministerialrat Busch begrüßte die Erschienenen, unter denen sich auch der preußische Herr Handelsminister Siering befand und wies darauf hin, daß auf dem zu behandelnden Gebiete eine ganze Reihe von technischen Fragen dringlich sei und daß es notwendig sei, daß möglichst viele, die an der Frage interessiert und in der Lage seien, zu ihrer günstigsten Lösung beizutragen zusammenkämen, um Anregungen und Meinungen auszutauschen. Wenn man sich vorstelle, daß in nächster Zeit die Entwicklung des Automobilwesens bei uns auch nur einen Teil des Ausmaßes annimmt wie es in anderen Ländern der Fall ist, so müsse man einsehen, daß wir hinsichtlich der Unterbringungsfrage außerordentliche Schwierigkeiten zu erwarten haben werden. Wenn man sich weiter vorstelle, daß künftig möglicherweise beinahe jedermann, der genötigt ist, in der Stadt seinen Geschäften nachzugehen, sich den Besitz eines eigenen kleinen Wagens verschaffen möchte, den er selbst lenkt wohin in anderen Ländern doch die Entwicklung geht, so sei klar, daß dafür gesorgt werden müsse, daß alle Hauptgeschäftsgegenen und Verkehrsknotenpunkte derart mit Unterkunftsanlagen für Kraftwagen ausgestattet werden, daß der Wagenbesitzer von diesen aus zu seiner Geschäftsstelle oder zu den Knotenpunkten bzw. Haupthaltstellen der Hauptverkehrslinien nicht wesentlich länger als 5 Minuten zu gehen hat, und daß er in den Unterkunftsanlagen seinen Wagen nicht nur unterstellen kann, sondern dort volle Fürsorge für seinen Wagen, als Ersatz für den fehlenden Kraftwagenführer findet. Für den Bauingenieur liege es also nicht so, daß er sich für diese Anlagen die technisch einfachsten und bequemsten Konstruktionen wählen und denjenigen Bauplatz, der die günstigsten technischen und wirtschaftlichen Vorbedingungen bietet, aussuchen könne, sondern er werde genötigt sein, an ganz bestimmten Stellen der Städte, die durch den Verkehr festgelegt sind, komplizierte Bauwerke mit voll-

kommenster Ausstattung unter Überwindung erheblicher technischer Schwierigkeiten oft mit größter Beschleunigung der Bauausführung und in möglichst wirtschaftlicher Weise zu errichten. Die Gesichtspunkte und Mittel für Inangriffnahme dieser Aufgabe zu erörtern und zur Klärung dieser Frage beizutragen, sei der Zweck der folgenden Referate.

Herrn Dr. Ing. G. Müller, Abteilungsvorsteher bei der Firma Dr. Ing. Koch und Dr. Ing. Kienzle-Berlin hielt darauf einen längeren Vortrag mit zahlreichen Lichtbildern über die „Garagenfrage in den deutschen Großstädten“, aus dem folgendes hier Platz finden möge.

Das Grundelement jeder Garagenlösung bildet die Aufstellungsart der Automobile. In einigen Beispielen zeigte der Vortragende die Möglichkeiten der freien Aufstellungsarten von Automobilen, die ursprünglich auf freien Plätzen oder in Straßen hauptsächlich im Ausland zur Anwendung gelangen, sich aber technisch ohne weiteres auch auf die Unterstellung von Automobilen in geschlossenen Gebäuden übertragen lassen. An einem Lichtbild wies der Vortragende nach, daß die Schrägaufstellung, von der in letzter Zeit in deutschen Fachzeitschriften wiederholt gesprochen wurde, der Aufstellung der Autos senkrecht zur Fahrstraße gegenüber bezüglich des Raumbedarfes nicht nur keine Vorteile bietet, sondern sogar unter Umständen einen erheblichen Mehraufwand an bebautem Raum erfordert. Als Vorteil ist bei den Schrägboxen zweifellos das leichtere Einfahren der Automobile in ihre Stände zu bezeichnen.

An dem Beispiel einer Flachgarage mit Schräg- und Senkrechtboxen wies der Vortragende nach, daß die Bebauung einer Flachgarage mit Senkrechtboxen außer dem billigeren Bau die Unterstellung von 110 Autos ermöglichte, während auf dem gleichen Grundstück bei Schrägboxen nur 105 Automobile untergebracht werden können. Nachdem der Vortragende an Hand einer graphischen Darstellung gezeigt hatte, bei welchen Grundstückspreisen man von der Flachgarage zu einer mehrgeschossigen Garage übergehen muß, um die größtmögliche Wirtschaftlichkeit zu erreichen, brachte er einen amerikanischen und einen deutschen Vorschlag mit im Innern des Gebäudes gelegenen Rampen. Die Raumaussnutzung bei beiden Anlagen ist gleich, doch zeigt die deutsche Rampenlösung den Vorteil, daß kein gegenläufiger Verkehr wie bei dem amerikanischen Projekt vorkommen kann.

Nachdem der Vortragende noch einige in neuerer Zeit veröffentlichte deutsche Großgaragenprojekte besprochen hatte, zeigte er in einer Prinzipsskizze und in einer ausgeführten Grundrißzeichnung eine deutsche Rampenlösung, bei der die Rampenanlage außerhalb des Gebäudes liegt. Die Rampe ist als doppelgängiges Gewinde ausgeführt, wodurch für die Rampen nur ein verhältnismäßig geringer Raum benötigt wird. Der besondere Vorteil dieser Lösung liegt darin, daß die auf- und abfahrenden Automobile ohne Benutzung der Stockwerksstraßen in die Garage hinein- und aus ihr herausgelangen können, wodurch eine weitgehende Sicherheit bei Feuersgefahr gewährleistet wird.

In einem Schaubild zeigte der Vortragende, daß auch die architektonische Lösung dieses Problems als befriedigend angesehen werden kann. Ein weiterer Vorteil dieser Bauart liegt darin, daß das Gebäude ohne Störung des Betriebes in einzelnen Bauarten ausgeführt werden kann.

Die oben beschriebenen Entwürfe und Überlegungen beziehen sich auf Garagen, die auf großen Grundstücken errichtet werden können. Es werden aber in Großstädten neben den großen Sammelgaragen hauptsächlich in den Geschäftszentren Garagen kleinen Umfanges nötig werden, die entsprechend den hohen Grundstückspreisen auf kleiner Grundfläche 50—100 Automobile aufnehmen können.

Man kommt für diese Lösungen zu Turmgaragen, d. h. zu Bauten, deren Höhe größer ist als die größte Grundrißabmessung.

Der Vortragende zeigte zuerst ein englisches Projekt einer Turmgarage, das zwar eine ideale Raumaussnutzung aufweist, dagegen derartige Schwierigkeiten im Betriebe bietet, daß es nicht als befriedigende Lösung dieses Problems angesehen werden kann.

Eine erheblich bessere Lösung für eine Turmgarage bietet die Doppelturmgarage nach System Pistor, die aus zwei zwölfeckigen Türmen besteht, bei denen die Boxen außen, in denen die Autos radial untergestellt werden, während in der Mitte eine Drehscheibe sich befindet, mittels deren die Autos in ihre Stände gebracht werden können. Zwischen den beiden Türmen befindet sich eine Doppelaufzugsanlage zum Hinauf- und Hinabbefördern der Automobile.

Der Vortragende zeigte danach eine Reihe von anderen Lösungen für Turmgaragen nach System Koch u. Kienle von der einfachsten angebauten Garage für 15 Automobile bis zu freistehenden Bauten für 60—80 Wagen. Zwei Lösungen waren hier besonders bemerkenswert, eine Rechteck-Turmgarage mit Doppelaufzug und Schiebepöbne und eine Achteck-Turmgarage mit einem zentralen drehbaren Aufzug, der also die in der Pistorischen Turmgarage getrennt liegenden Aufzüge und Drehscheiben ersetzt. Die Restzwickel, die zwischen den einzelnen Automobilboxen übrig bleiben, können für die Unterstellung von Motorrädern ausgenutzt werden, die mit Hilfe von kleinen Motorradaufzügen in die einzelnen Stockwerke gebracht werden können. Ein Schaubild zeigte, daß die architektonische Lösung einer

solchen freistehenden sechseckigen Turmgarage auch den Städtebauer voll befriedigt.

Auch in Verbindung mit Kopfbahnhöfen und anderen großstädtischen Verkehrsbauten können solche Turmgaragen ästhetisch und wirtschaftlich befriedigende Lösungen bieten.

Zum Schluß zeigte der Vortragende noch, in welchem Maße man durch die freie Aufstellung von Automobilen in Boxen an Raum sparen kann.

Daran anschließend hielt Herr Ingenieur Grunow-Gr.-Lichterfelde, Vorstandsmitglied des Gauess I und Vorsitzender der Garagenprüfungskommission des Allgemeinen Deutschen Automobilklubs, einen Vortrag, in dem er die Garagenfrage vom Standpunkt des Automobilisten aus erörterte.

Er führte etwa folgendes aus: Mein Herr Vorredner hat sich in der Hauptsache so eingehend auf die technische Seite der Garagenfrage gestellt, daß ich darauf wohl nicht so groß einzugehen habe, sondern in erster Linie möchte ich die Garagennotwendigkeit begründen, denn das ist das, was der Automobilist heute nicht genug betonen kann, damit so weit wie möglich Abhilfe geschaffen wird. Die Notwendigkeit, Großgaragen zu errichten, hängt natürlich von der weiteren Entwicklung des Automobilwesens ab, obwohl bereits heute ein Garagenmangel besteht. Diese Entwicklung des Automobilwesens wieder ist teilweise von der Entwicklung des Kapitals, andererseits von den Preisen der Automobile nicht unwesentlich abhängig. Von den verschiedensten Seiten ist mir oft mitgeteilt worden, das Automobil könne sich in Deutschland nicht so schnell wie in Amerika einführen, weil Deutschland zu sehr verarmt ist. Das trifft zum großen Teil zu, aber andererseits wollen wir nicht vergessen, daß gerade die Not, in der wir uns befinden, die Lasten, welche uns der Friedensvertrag aufgebürdet hat, uns alle zwingt, mit unserer Zeit zu rechnen.

Jeder selbständige Kaufmann, jeder Reisende, der Rechtsanwalt, der Arzt, kurz ich möchte sagen, fast alle Herren des Mittelstandes werden in Zukunft sehr stark mit ihrer Zeit zu rechnen haben. Es wird ja bei uns nicht so weit kommen, daß auch der bessere Arbeiter zu einem Wagen kommt, denn das wäre des Guten zu viel. Besonders, daß wir wie in Amerika etwa auf 3—8 Köpfe je einen Wagen im Betrieb haben werden. Das ginge doch zu weit, denn dazu gehört Kapital und nochmals Kapital und wir sind ja leider zu verarmt. Aber da wir mit der Zeit rechnen müssen, wird der Einführung des kleinen Wagens unbedingt die Zukunft gehören. Nun komme ich zum zweiten Punkt:

Der Preis der deutschen Wagen ist ein so hoher und das letzte Jahr hat uns eine solche wirtschaftliche Einbuße gebracht, daß überall die Kapitalien fehlen und die meisten nicht in der Lage sind, sich einen Wagen zu beschaffen. Aber wie mein Herr Vorredner schon erwähnt hat, die Preisregelung in der deutschen Autoindustrie ist nur eine Frage der Zeit. Der deutsche Automobilist wird es an sich nicht gern sehen, wenn der amerikanische Wagen bei uns Eingang findet, der auch nicht den deutschen Anforderungen gewachsen sein wird, wie es die deutschen Wagen in Geschmack und Qualität für unsere Automobilisten sind. Andererseits ist die Einführung des amerikanischen Wagens doch aus dem Grunde zu begrüßen, als es den daran beteiligten Minderbemittelten dadurch ermöglicht wird, sich einen Wagen zu beschaffen und diejenigen, die den Wagen weniger brauchen, werden mit dem amerikanischen Wagen durchaus auskommen. Die Einführung der amerikanischen Wagen wird auf die deutsche Automobilindustrie weiterhin einen solchen Druck ausüben, daß dieselbe ebenfalls in größtem Maße zur Massenherstellung wird übergehen müssen, zur Normalisierung und Typisierung der einzelnen Teile, damit auch die Preise der deutschen Wagen ermäßigt werden.

Schon heute leiden wir an einem Mangel an Garagen. Wie soll das nun werden, wenn die Entwicklung des Automobilwesens in wenigen Monaten wesentlich vorwärts geht. Denken wir daran, daß gegenwärtig die Automobilaussstellung hier stattfindet und daß die Automobilfabriken zum großen Teil stark beschäftigt sind und daß in wenigen Monaten noch mit einer starken Vermehrung zu rechnen ist. Da muß für Garagen gesorgt werden. Die meisten sagen heute schon, erst muß ich eine Wohnung haben, dann kann ich heiraten; so muß ich erst eine Garage haben, dann kann ich mir ein Auto anschaffen. Ein Beispiel: Man hat mir meine Garage gekündigt. Das Resultat war, ich habe meinen Wagen verkaufen müssen und warte ab, bis ich ganz in meiner Nähe einen Unterkunftsart dafür finde.

Nun wird die Frage auftreten, was für Garagen sind notwendig. Mein Vorredner hat da eine ganze Anzahl von Entwürfen hier vorgeführt. Viele Möglichkeiten sind an Ihrem Auge vorübergegangen und es wird sich wohl für jede Gegend einigermaßen etwas Passendes finden lassen. In den Wohngebieten namentlich entstehen ja schon gegenwärtig vorerst überall Flachgaragen, allerdings solche, bei denen weniger auf die Wünsche des Automobilisten Rücksicht genommen ist als hauptsächlich darauf, aus der Sache Konjunkturgewinn zu schlagen, möglichst großen Nutzen zu erzielen. Diese Flachgaragen sind natürlich nur dort angebracht, wo der Grund und Boden dafür vorhanden ist, um solche zu errichten und diese Flachgaragen sind, man liest dies aus der Zeitung, meist schon vermietet, ehe sie fertig sind, ein Zeichen, wie groß der Bedarf ist. Ich möchte auch der Einzelgaragen gedenken. Das ist wieder das, was der Automobilist in den

Wohngegenden, also in den Vororten, in erster Linie wünscht, um eine passende Dauergarage für seinen Wagen zu haben und da möchte ich ganz besonders darauf hinweisen, daß die Herren aus dem Bau-fach nicht vergessen mögen, in der kommenden Bauperiode auch daran zu denken, wenn neue Häuser gebaut werden, ob es nicht angebracht ist, auch dort Garagen zu errichten. Vor allen Dingen werden auch die Eigentümer damit gute Geschäfte machen, denn in erster Linie werden sie ihre Wohnungen schneller vermieten, denn der Automobilist wird lieber dort mieten, wo er in der Nähe einen Unterstellraum für seinen Wagen haben kann. Anders dagegen liegt es im Innern einer Großstadt, namentlich in großen Geschäftsgegenden und da wird in erster Linie die Hochhausgarage in Betracht kommen, denn es fehlt an Geld und die Mieten würden auch in einem so ungesunden Ver-hältnis stehen, daß nur die großen Geschäfte ihre Wagen dort unterstellen können, denn es kostet ja die Verzinsung des Grund und Bodens allein so viel im Jahr, wie in den nächsten Jahren überhaupt nur ein Wagen kosten soll. Darum werden die Hochhausgaragen hier im Zentrum der Stadt das darstellen, was wir benötigen, Turmgaragen, wo der Raum ein geringer ist, die Garagen mit Durchfahrt da, wo ein großer Raum vorhanden ist. Das was nun der Automobilist von diesen Garagen beansprucht, ist erstens eine Lage, welche ihm ge-stattet, im Verlauf von nur wenigen Minuten seinen Wagen unterzubringen, zweitens er will eine bequeme und schnelle Zu- und Abfuhr haben, ohne mit großen Hindernissen rechnen zu müssen. Er verlangt eine schnelle Abfertigung innerhalb des Gebäudes, Feuer- und Dieb-stahlsicherheit sind etwas selbstverständliches, und die Abwicklung innerhalb des Gebäudes, wo der Wagen mit eigener Kraft fahren muß, muß in der Weise vor sich gehen, daß Zusammenstöße vermieden werden. Beispielsweise liebt es der Automobilist, wenn die Garagen nicht rechtwinklig zur Fahrtrichtung stehen, sondern schräg, wie wir das ja auch hier vorgeführt bekommen haben. Diese schrägen Garagen weisen den Vorteil des bequemen Ein- und Ausfahrens auf, sind aber nur dort anzuwenden, wo genügend Raum vorhanden ist, damit die Fahrtrichtung nicht zu sehr beengt wird. Bequemlichkeit, Wasch-räume und Unterkunftsräume, die Gelegenheit zur Beschaffung von Betriebsmaterialien, Reparaturwerkstätten usw., das alles sind Punkte, die heute einem jeden geläufig sind. Ein jeder weiß, daß diese als unbedingte Notwendigkeit bei einem Garagenunternehmen vorhanden sein müssen. Ich möchte nur auf einen Punkt hinweisen, daß die Tore der Boxen ein großes Hindernis sein können und sein werden, namentlich wenn die Fahrstraßenbreite nicht zu groß ist. Sie werden dort sehr häufig Anlaß zu Störungen bieten und es wird sich lohnen, hierfür noch etwas Geeignetes zu finden. Ich möchte darauf hinweisen, ob man an derartigen Gebäuden nicht versucht, eine zweck-entsprechende Jalousieform zu finden, welche sich möglichst leicht bedienen läßt, aber auf diese Weise räumlich nichts für sich bean-sprucht. Daß die Miete für jeden Automobilisten natürlich eine Rolle spielt, das ist ja wohl selbstverständlich, also die Rentabilitäts-aufstellung bei jedem Bau wird dementsprechend ein sehr wichtiger Punkt sein. Was die Turmgarage anbelangt, so wird in erster Linie darauf zu sehen sein, daß die Beförderung der einzelnen Wagen mög-lichst schnell vonstatten geht, obgleich man ja im Interesse der Rentabilität einen nicht zu schnellen Aufstieg der Fahrstühle wünschen bzw. haben kann, um die Kosten nicht unnützlich hoch zu treiben. Doch wird auch die Turmhausgarage in ihrer Höhe begrenzt sein müssen. Wir leben ja auch unter deutschen Verhältnissen und sind noch nicht so auf den Wolkenkratzerbau eingestellt wie Amerika. Beispielsweise ist in Chicago ein Bau projektiert, der in nicht weniger als 40 Stock-werken 600 Automobilen Platz bietet. Die Förderung geschieht mittels elektrischer Aufzüge und Preßluft-Abrollvorrichtungen (ver-mutlich C. W. Ruth).

Besonders möchte ich noch darauf hinweisen, daß gerade Berlin, die Hauptstadt des Landes, im Garagenbau vorbildlich sein sollte, wo hier besonders die Notwendigkeit besteht, daß ein jeder, der von außerhalb nach hierher kommt, auch eine passende Gelegenheit hat, seinen Wagen unterzustellen. Andere Städte im Reiche sind uns

schon teilweise etwas voran. In Leipzig hat sich eine Gesellschaft gebildet, welche zur Zeit eine Hochhausgarage für 600 Wagen er-richten will. Es wird also an der Zeit sein, sobald wie möglich auch hier die Sache praktisch anzufassen, damit wir vorwärts kommen. Der Allgemeine deutsche Automobilklub wird sicher, soweit er dazu in der Lage ist, alle Bestrebungen unterstützen, die Aussicht bieten, daß wir bald eine Abhilfe erhalten (selbstverständlich werden in erster Linie diese Unterstützungen mehr moralischer Art sein). Ihnen allen meine Herren möchte ich aber die Bitte ans Herz legen, helfen Sie mit, daß, sobald und so schnell wie möglich, Berlin wieder den anderen Hauptstädten ebenbürtig sein möge und vor allen Dingen, daß Berlin in Deutschland wenigstens vorangeht.

In der darauffolgenden Aussprache geht Herr Oberbaurat Clouth, Baupolizei, Berlin auf die Befürchtung ein, daß die Bau-polizei Schwierigkeiten machen könnte.

Er glaube versichern zu können, daß die Sache nicht so tragisch genommen zu werden braucht.

Er glaube, jeder Interessent könne wohl auf weitgehendes Ent-gegenkommen in dieser Beziehung rechnen, wenn aus irgendwelchen näheren Verhältnissen die Notwendigkeit sich ergibt, die Grundfläche stärker auszunutzen, als es nach den jetzigen Vorschriften möglich ist. Auch weise er darauf hin, daß gerade ein Umstand, der bei den Flachgaragen eine Rolle spielt, auch schon Berücksichtigung gefunden habe. Wir sind verpflichtet, durch unsere Vorschriften die Umgebung vor Belästigungen zu schützen, die durch Geräusch und Geruch ent-standen können. Die einzige Lösung hierfür ist, sämtliche Fahrwege der gesamten Anlage zu überdachen. Auf diese Weise wird eine Über-prüfung der Grundlagen notwendig und es ist schon in weitgehendem Maße den Interessenten geholfen worden. Dieser Punkt braucht nicht zu wesentlichen Einschränkungen zu führen. Ein weiterer Punkt, der der Überlegung bedarf, ist der der Belichtung und Bel-üftung. Das ist ein ganz besonders zu beachtender Punkt. Eine gute Durchlüftung ist ja erforderlich, um das Ansammeln von Benzin-dämpfen zu verhindern, aber diese Entlüftung steht insofern wiederum zu unseren Vorschriften in Widerspruch, als dadurch sehr leicht Geräusche und auskommender Brand sich der Nachbarschaft mitteilen können. Dies ist ein Punkt, der irgendeine Lösung finden muß. Es wäre erwünscht, daß die Herren diesem Punkt ihre Aufmerksamkeit zuwenden.

Dr. Küster, Görlitz, bittet weiter um Auskunft darüber, wie in den gezeigten Projekten die Beleuchtungsfrage für die Fahrstraßen gelöst ist.

Herr Pistor, Maj. a. D., Direktor der Telos-Garage. Als Vertreter der Garagenbetriebsfachleute möchte ich die Bitte aussprechen, daß gerade die Wünsche und Forderungen der Garagen-Betriebs-leiter möglichst erfüllt werden. In erster Linie ist das „geschützte Gebiet“ Berlins für das Aufbauen der Garagen ein Hindernis. Wie weit es möglich ist, Ausnahmen genehmigt zu bekommen, kann ich nicht ohne weiteres beurteilen, weil ich natürlich nur das Interesse der Garagenleiter übersehen kann.

Ich hoffe, daß uns das, was in den „Richtlinien“ versprochen ist, in nächster Zeit erfüllt wird. Solange der Garagenbetrieb Geräusch- und Geruchlosigkeit garantiert, steht einem Vordringen der Garage in das Stadttinnere sachlich nichts im Wege. Die Garage hat natürlich, wie der Redner des Abends schon darlegte, nur Wert, wenn sie sich da befindet, wo der Autobesitzer wohnt und nicht an der Peripherie der Stadt.

Weiter teilt der Vorsitzende mit, daß sich in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen ein Arbeitsausschuß zum Studium der Garagenfrage gebildet habe aus Mitgliedern, die besonders für diese Aufgabe in Frage kommen. Um möglichst Vollkommenes schaffen zu können und die Arbeit des Ausschusses auf breiter Basis stellen zu können, seien eine Reihe von Herren, die vermöge ihrer Tätigkeit oder ihrer Stellung bei Behörden oder Verbänden den Fragen besonders nahe stehen, gebeten worden, in dem Arbeitsausschuß mitzuarbeiten, was sehr dankenswerter Weise zugesagt worden sei.

STELLENÜBERSICHT.

Oberingenieur von Eisenbeton-Bauunternehmung zur Leitung ihrer Berliner Niederlassung ges. Herren, welche nachweisl. seit läng. Jahr. im Eisenbetonbau in selbst. Stellg. erfolgr. tätig waren und kaufm. wie techn. absolut befähigt sind, wollen sich unter Ang. ihrer Gehaltsanspr., kurz. Lebenslauf, Zeug-nisabschr. und Bild melden u. A. 1574 a. d. Dtsch. Bztg., Berlin, Königgrätzer Str. 104 (24. XII. 24).

Bauingenieur von Unternehmung f. Tief- und Eisenbetonbau in Dresden in leitende Stellung ges. Tücht. geschäftskundige Herren m. gewandten Umgangsformen und mind. 10jähriger Praxis wollen sich m. kurzgef. Lebenl. u. Zeugnisabschriften melden u. B. 1575 a. d. Dtsch. Bztg., Berlin, Königgrätzer Straße 104 (24. XII. 24).

Dipl.-Ing. von Bauunternehmung in Großstadt Rheinlands als Leiter des techn. Büros ges. Ders. muß gediegene Kenntn. und reiche Erfahrungen in Tief- und Hochbau (Eisenbeton-bau) besitzen, im geschäftl. Verkehr, vor allem mit Behörden, und Industrie sicher und gewandt, erfolgr. in Aquisition sein. Ang. m. Lichtb. u. Zeugn. u. Ang. d. frühest. Eintrittst. erb. u. V. 1569 a. d. Dtsch. Bztg., Berlin, Königgrätzer Str. 104 (24. XII. 24).

Eisenbetoningenieur, tüchtiger Statiker, sof. ges. Angeb. m. Gehaltsanspr. erb. Paul Thomas, Ingenieur — Eisenbeton, Hoch- und Tiefbau — Rostock i. M., Roßfelder Str. 6 (Dtsch. Bztg. 24. XII. 24).

VERZEICHNIS DER IN DER LITERATURSCHAU BEARBEITETEN ZEITSCHRIFTEN
UND DER HIERFÜR GEBÄUHLICHEN ABKÜRZUNGEN.

Abkürzung	Titel	Anschrift des Verlags
Ann. d. Ponts et Chaussées .	Annales des Ponts et Chaussées	A. Dumas, Editeur-Gérant, Rue de la Chaussée D'Antin, Paris, Leipzig, Uferstr. 21
Baumaterialien	Baumaterialienmarkt	Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstr. 90
Bautechnik	Bautechnik	Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstr. 90
Beton u. Eisen	Beton und Eisen	Publishing Co. R. Marschall, Detroit, U. S. A.
Concrete	Concrete Cement Age	s' Gravenshage, Paviljoens-Gracht 17 u. 19
De Ingenieur	De Ingenieur	Fachpresse-Verlag, Dr. F. Meißner, Heidelberg, Postfach 3
Der Brückenbau vereinigt mit Der städt. Tiefbau .	Der Brückenbau	Carl-Scholze-Verlag, Leipzig, Königstr. 3
Industriebau	Der Industriebau	Berlin SW, Königgrätzer Str. 105
Dtsch. Bztg.	Deutsche Bauzeitung	Berlin, Rom-Verlag, Charlottenburg 5
Deutsche Wasserwirtschaft .	Deutsche Wasserwirtschaft	Räder-Verlag G. m. b. H. Berlin W 57, Potsdamer Str. 83c
Räder	Die Räder	Richard Pflaum-Verlag, München II, Herrnstr. 10I
Wasserkraft	Die Wasserkraft	William H. Maw and Alex. Richardson, 35 and 36 Bedford Street, Strand London W 2
Engineering	Engineering	Mc. Graw Hill, Comp. Ing., New York, E. J. Mehren, Editor
Eng. News Record	Engineering News Record	R. Oldenbourg, München, Glücksstr. 8
Gas- und Wasserfach	Gas- und Wasserfach	M. Ch. Talansier, 6 Rue de la Chaussée D'Antin, Paris 9
Génie Civil	Le Génie Civil	R. Oldenbourg, München, Glücksstr. 8
Gesundheitsing.	Gesundheitsingenieur	Direktor A. Reich, Juditten b. Königsberg Pr., Kirchenstr. 23
Grund- und Gerüstbau	Grund- und Gerüstbau	Turin, Corso vinzaglio 62
Il Cemento	Il Cemento	Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24
Industr. Psychotechnik.	Industrielle Psychotechnik	Dansk Ingeniørforenings, Kopenhagen, Amaliagade 38
Ingeniören	Ingeniören	Société Anonyme de Publications industrielles, 20 rue de Turgot, Paris
Le Ciment	Le Ciment	Brünn, Radwitgasse 2, II.
H. D. I.	Mitteilungen des Hauptvereins Deutscher Ingenieure in Mähren	Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24
Mittlg. a. d. Materialprüfungsamt	Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt	Wien I, Seilerstätte 24
Österr. Monatsschrift f. d. öffentlichen Baudienst	Österreichische Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst und das Berg- und Hüttenwesen	C. W. Kreidl's Verlag, Berlin W 9, Linkstr. 23/24
Organ f. d. Fortschritt d. Eisenbahnwesens	Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens	33 West 39. Street, New York City, U. S. A.
Proceedings	Proceedings of the American Society of Civil Engineers	Dunod Editeur, 47 et 48 Quai des Grands Augustins, Paris
Revue Générale d. Ch. d. F. Schweiz. Bztg.	Revue Générale des Chemins de Fer	A. und C. Jegher, Zürich, Kommissionsverlag Rascher & Co., Zürich und Leipzig
Schweiz. Wasserwirtschaft	Schweizerische Wasserwirtschaft	Kommissionsverlag Rascher & Co., Zürich und Leipzig
Stahl u. Eisen	Stahl und Eisen	Verlag Stahleisen, m. b. H., Düsseldorf, Postfach 664
Stellwerk	Das Stellwerk	Dr. Arthur Tetzlaff, Berlin-Schöneberg, Hauptstr. 59
Süddtsch. Bauztg.	Süddeutsche Bauzeitung	Hauptschriftleiter Dr.-Ing. R. L. Mehmke, Stuttgart-Degerloch, Löwenstr. 102
Roadmaker	The Roadmaker	The British Reinforced Concrete Engineering Co. Ltd. Berlin NW 21, Dreysestr. 4
Tonindustrieltzgt.	Tonindustrielleitung	Oslo, Akersgaten 7
Teknisk Ukeblad	Teknisk Ukeblad	Stockholm, Humlegardsgatan
Teknisk Tidskrift	Teknisk Tidskrift	Ullstein, Wien und Berlin SW, Kochstr. 22--25
Verkehrstechnik	Verkehrstechnik	W. Möser, Leipzig, Dresdnerstr. 11/13
Verkehrst. Woche	Verkehrstechnische Woche	Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24
Werft, Reederei Hafen	Werft Reederei Hafen	Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24
Werkstattstechnik	Werkstattstechnik	Verlag der österreichischen Staatsdruckerei, Wien, Seilerstätte 24
Zeitschr. d. Österr. Ing. u. A. Vereins	Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins	Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24
Zeitschr. d. V. dtsh. Eisenbahnverwaltg.	Zeitschrift des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen	Berlin NW 7, Sommerstr. 4a
V. D. I	Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure.	Zement-Verlag, G. m. b. H., Charlottenburg 2
Zement	Zement	Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstr. 90
Zentralbl. d. Bauverwaltg.	Zentralblatt der Bauverwaltung	