

# 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 Obercasel  
 (Siekreis)

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

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

## Schriftleitung „Der Bauingenieur“.

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

erscheint 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-Zelle.

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

$\frac{24}{10}$  maliger Wiederholung innerhalb Jahresfrist

Bei  $\frac{10}{10}$  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 spesenfrei zu erfolgen. Bei Zahlungsverzug werden die üblichen Bankzinsen berechnet.

Klischee-Rücksendungen erfolgen zu Lasten des Inserenten.

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

Fernsprecher: Amt Kurfürst 6050-53.

Drahtanschrift: Springerbuch Berlin.

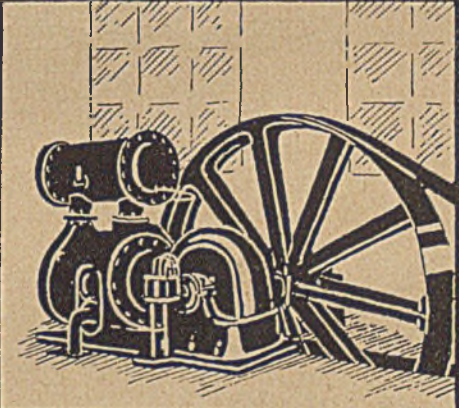
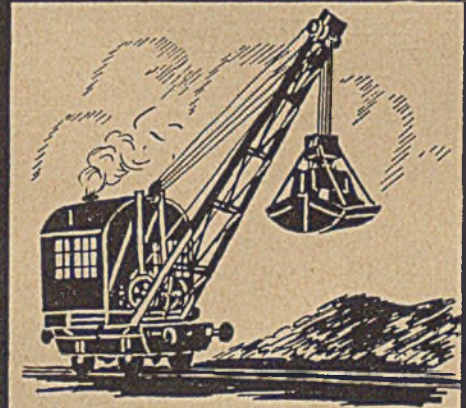
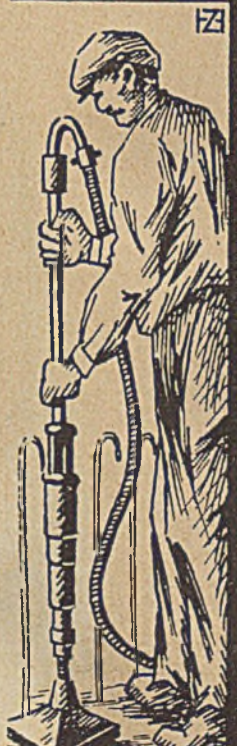
Reichsbank-Giro-Konto. Deutsche Bank, Berlin, Depositen-Kasse C. Postscheckkonten: für Bezug von Zeitschriften und einzelnen Heften: Berlin Nr. 20 120 Julius Springer, Bezugsabteilung für Zeitschriften; für Anzeigen, Beilagen und Bücherbezug: Berlin Nr. 118 935 Julius Springer.

### INHALT

\* bedeutet Abbildungen im Text.

	Seite		Seite
Mathias Koenen †. Von Geheimrat Professor Dr.-Ing. e. h. M Foerster . . . . .	37*	Kurze technische Berichte . . . . .	60*
Nachruf des Deutschen Beton-Vereins für Dr.-Ing. e. h. Mathias Koenen † . . . . .	39	Das Wesen der Nietverbindung. — Ein Bogenvorschlag zur Sydneybrücke. — Unfälle. — Verbindung von Eisenbetonstützen mit Eisenträgern oder Holzfachwerk zu Tragkonstruktionen. — Allgemeine Formel für Berechnung eines Freistabes auf Biegung in der Ebene. — Untersuchungen über Riß- und Rostgefahr von Eisenbetonkonstruktionen.	
Die Energielinie in der Hydraulik der offenen Gerinne. Von Professor Kriemler, Stuttgart . . . . .	39*	Wirtschaftliche Mitteilungen . . . . .	65
Über die Biegung einer sehr langen Eisenbetonplatte. Von Prof. Dr.-Ing. M. T. Huber, Lwów (Lemberg). (Schluß von Seite 19) . . . . .	46*	Köln Messe. — Der Schiedspruch und seine Verbindlichkeitsklärung auf Grund der Schlichtungsverordnung vom 30. Oktober 1923. — Rechte der Berufsgenossenschaft gegen die Eisenbahn auf Schadenersatz wegen ihrer durch einen Unfall verursachten Leistungen.	
Ein neuzeitlicher Hauptlagergebäude. Von Oberingenieur Holtschmit . . . . .	53*	Patentbericht . . . . .	67
Über die Verantwortlichkeit des Bauleitenden und Bauunternehmers. Von Oberbaurat Professor Moerike, Stuttgart . . . . .	54*	Bücherbesprechungen . . . . .	68
Über dynamische Untersuchungen am Eisenbahnoberbau. Von Dr.-Ing. Dreyer, Regierungsbaurat in München. Professor Dr.-Ing. e. h. Franz Schüle † . . . . .	58*	Deutsche Gesellschaft . . . . .	70
Die Literaturschau, bearbeitet und gesammelt von Reg.-Baumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden, befindet sich hinter der Textseite 64	60		

# DEMANG



**Pressluft - Anlagen**  
 und  
**Werkzeuge**  
 für Hoch- und Tiefbau -  
**Normal Dampfkrane**  
 ab Lager lieferbar !!

# DUISBURG



## Beton- und Mörtelmischer D. R. P.



**die führende Marke!**

## DYWIDAG DYCKERHOFF & WIDMANN A.G.

gegr. 1865

gegr. 1865



Kraftwerk Wisental

### BAUNTERNEHMUNG ZEMENTWAREN - FABRIKEN

Stammhaus Bleiblich a. Rh.

**Niederlassungen und Interessen-  
gemeinschaften an den wichtigsten  
Plätzen des In- und Auslandes**

# BEUCHELT & Co.

Grünberg i. Schles.



Königin Luisebrücke über die Memel bei Tilsit

**BRUCKENBAU • EISENHOCHBAU • WAGGONBAU  
TIEFBAU  
DRUCKLUFTGRÜNDUNGEN**



# DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang

25. Januar 1925

Heft 2

## MATHIAS KOENEN †.

Am zweiten Weihnachtsfeiertag verschied in seinem 76ten Lebensjahre an einem Herzschlage Mathias Koenen, Doktor-Ingenieur ehrenhalber der Technischen Hochschule Dresden, ehemals Generaldirektor der Gesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin. Mit Mathias Koenen ist einer der großen deutschen Ingenieure dahingegangen, einer von denen, die vielen die Wege gewiesen, nachhaltig Großes und Vorbildliches geschaffen und dazu beigetragen haben, das Ansehen deutscher technischer Wissenschaft zu mehren und deutschem Ingenieur-Können weit hinaus über die Grenzen des Reiches Anerkennung zu erringen.

Nach Ablegung seiner ersten Staatsprüfung in Berlin im Jahre 1872 trat Koenen als junger Regierungsbauführer zunächst zur Eisenbahnverwaltung über, hier beim Bau der Danzig—Warschauer Bahn beschäftigt, um sich alsdann dem Wasserbau zuzuwenden, hier als Baumeister mit schwierigen Sturmflut-Sicherungsanlagen an der vorpommerschen Küste betraut. Im Jahre 1879 legte Koenen seine zweite Staatsprüfung als Regierungsbaumeister ab, um sich hierauf als Zivilingenieur in Berlin niederzulassen. Ein hervorragender Statiker und glänzend veranlagter Konstrukteur, war Koenen jeder an ihn herantretenden Aufgabe gewachsen. Im besonderen war es das Gebiet der schwierigeren Ingenieur-Baukonstruktionen, dem er sich zuwandte und auf dem er bald Berater und Führer vieler industrieller und staatlicher Unternehmungen wurde. Mit einem hervorragenden Lehrtalent ausgestattet, entfaltete Koenen zu gleicher Zeit eine glänzende Lehrtätigkeit in Berlin, hier im besonderen auf dem Gebiete der Mathematik, Baukonstruktionslehre, Baumechanik und Baustatik die Kandidaten für die zweite Staatsprüfung vorbereitend, daneben aber auch so manchem Zivilingenieur das für seine praktische Betätigung notwendige wissenschaftliche Rüstzeug liefernd. Viele, die später im Staatsdienste, als Lehrer an unseren Hochschulen und in der Privatpraxis sich besonders auszeichneten, waren Schüler Koenens und haben stets mit herzlicher Dankbarkeit daran gedacht, was ihnen Koenen nicht nur an Wissen, sondern vor allem auch an technischem Geiste und Ingenieur-Können vermittelt hat. In jene Zeit fallen auch bereits eine größere Anzahl wissenschaftlicher Arbeiten Koenens, im besonderen aus dem Gebiete der Statik, die in inniger Fühlung mit der baulichen Praxis stehend, sich besonders gern mit neu auftauchenden Problemen und Aufgaben befassen. So war es denn auch kein Wunder und eigentlich in der Entwicklung der Koenen'schen Arbeiten begründet, daß er sich mit besonderem Interesse und voller Hingabe auch dem Eisenbeton zuwandte, der damals auf seine ersten bescheidenen Ausführungen in Deutschland

zurückblicken konnte. Es sei daran erinnert, daß das umfassende Patent Moniers vom Jahre 1878 den Ausgangspunkt zur Einführung der Verbundbauweise in Deutschland bildete, daß i. J. 1884 die Firmen Freytag u. Heidschuch in Neustadt a. d. D. und Martenstein u. Josseaux in Offenbach a. M. das Deutsche Monier-Patent<sup>1)</sup> erworben hatten, und zwar erstere

Firma für Süddeutschland, letztere für Frankfurt a. M. und dessen weitere Umgebung. Zugleich sicherten sich beide Firmen das Ausführungsrecht für das übrige Deutschland. Im Jahre 1886 traten sie dieses Recht an Gustav Adolf Wayß ab, der seinerseits eine Unternehmung für Beton- und Verbundbauten in Berlin gründete. Hier trat Wayß mit Mathias Koenen in Verbindung, der damals beim Bau des Deutschen Reichshauses mit dessen schwierigeren Konstruktionen betraut, als Beauftragter des preußischen Arbeitsministeriums Wayß bei von diesem geplanten Versuchen beraten und unterstützen sollte, bei Versuchen, welche das Wesen und die Wirkung des Eisenbetonbaues zu ergründen und dessen Überlegenheit gegenüber anderen Massivbauten nachzuweisen bestimmt waren. Bis zu dieser Zeit war der eigentliche statische Sinn der Eiseneinlagen im Verbundbau noch nicht erkannt; wenn Monier und seine Nachfolger auch manchen aner kennenswerten Bau bereits ausgeführt hatten, so waren diese Bauten doch rein gefühlsmäßig ohne richtige statische Unterlage zustande gekommen; meist diente das Eisen zur Formgebung oder zum rohen Zusammenhalten des Betons oder lag auch — wie beim Behälterbau in der Mitte der Konstruktion — durch Zufall

an rechter Stelle. Sein statischer Wert war aber noch nicht erkannt. Hier Wandel zu schaffen, war als erstem Mathias Koenen vorbehalten, der mit seinem Ingenieurblick und statischen Verständnisse sofort erkannte, daß das Eisen in erster Linie ausgenutzt werden müsse, um die vom Beton nur mangelhaft zu ertragenden Zugspannungen aufzunehmen, und daß es umso wirksamer sei, je näher es demgemäß der starkt gezogenen Faser also der Zugunterkante des Querschnitts liege. Daß unter Umständen das Eisen auch befähigt sei, die Druckzone zu verstärken, wurde ebenfalls von Koenen erkannt und gewürdigt. Die weitere Folge dieser für die ganze Weiterentwicklung des Verbundbaues grundlegenden, neuen Erkenntnis Koenens, die ihn zum Vater des wissenschaftlichen Eisenbetons stempelt, war eine erste Theorie der Verbundbauten, die Koenen im Jahre 1886 im Zentralblatte der Bauverwaltung veröffentlichte und die damals schon den auch

<sup>1)</sup> Die Erfindung Moniers ist in Deutschland unter Nr. 14 673 (Klasse 86) vom 22. Dezember 1880 ab patentiert und veröffentlicht am 4. August 1881.



*M. Koenen*



noch heute maßgebenden Grundgedanken enthält, in der gezogenen Zone alle Zugkräfte dem Eisen zuzuweisen, den Beton an ihrer Aufnahme also statisch keinen Anteil nehmen zu lassen. Diesem theoretischen Erkennen entsprechend wurden die Versuchsbauten von G. A. Wayß nach Koenens Ratschlägen und Angaben ausgeführt. Es ist bekannt, in welcher glänzender

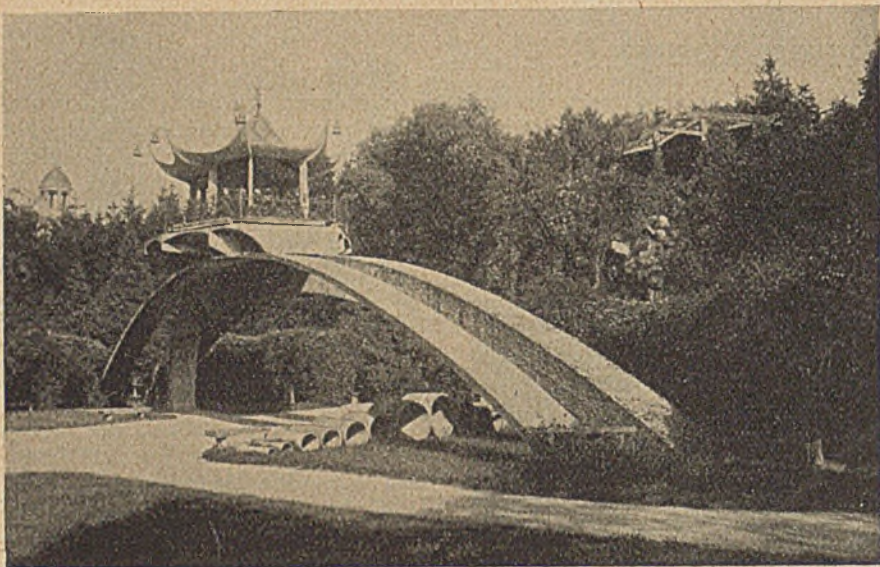


Abb. 1. Monierbogen auf den Grundstücken der Portlandzement-Fabrik Stern (1886).

Weise sie der Theorie Koenens Recht gaben, in welchem hohem Maße sie sich gegenüber gleichartigen reinen Betonbauten als tragfähiger und in jeder Hinsicht widerstandsfähiger erwiesen! Die Versuchsergebnisse wurden in einer von G. A. Wayß im Jahre 1887 herausgegebenen Schrift — der „Monier-Broschüre“ — ausführlich wiedergegeben und somit der Öffentlichkeit zugänglich gemacht. Zugleich wurde hier auch die im Zentralblatt der Bauverwaltung ein Jahr vorher von Koenen gegebene Theorie des Verbundbaues abgedruckt und somit auch diese in weite Kreise getragen und zum Allgemeingut der Technik gemacht. Die Monier-Broschüre, auf deren Abfassung und Aufbau Koenen weitgehendst Einfluß gehabt hat, ist als das klassische Werk des Verbundbaus zu bewerten, behandelt sie doch in unserem gesamten technischen Schrifttum zum ersten Male die hauptsächlichsten Anwendungsgebiete des Verbundbaues in umfassender Weise, und erörtert sie doch neben der theoretischen Begründung der neuen Bauweise auch deren Materialeigenschaften in bisher nicht bekannter Ausdehnung und Art. Seit jener Zeit war Mathias Koenen der dauernde Berater der „Berliner Monier-Gesellschaft“, deren wichtigere Bauten er entwarf und auch in ihrer Ausführung überwachte. Als in diesem Sinne in der ersten Werdezeit des Verbundbaus von Koenen geschaffene hochbedeutende und geschichtlich besonders bemerkenswerte Bauten seien u. a. genannt und der Vergessenheit entrückt:

1. Der 1888 auf dem Grundstück der Portlandzementfabrik Stern in Stettin ausgeführte Monierbogen mit 1 m Breite, 40 m Weite und einem Pfeilverhältnis von 1 : 10 (Abb. 1) <sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> Neben dem Monierbogen befindet sich ein gleich tragfähiger Versuchsbogen, aus Beton ohne Bewehrung ausgeführt. Beide Bogen tragen gemeinsam einen Musikpavillon in Verbundbauart; aus dem gleichen Baustoffe ist auch die zwischen beide Bogen eingeschaltete Treppe.

2. Die damals besonderes Aufsehen erregende Ausstellungsbrücke auf der nordwestdeutschen Gewerbe- und Industrieausstellung in Bremen vom Jahre 1890 (Abb. 2). Bei 40 m Spannweite und 4,5 m Pfeilhöhe zeigt dieses Bauwerk eine Stärke im Scheitel von nur 25 cm, am Kämpfer von nur 55 cm. Sie war für eine Traglast von 1000 kg/m<sup>2</sup> bei sechsfacher Sicherheit berechnet. Die Herstellung des im Scheitel 3 m tiefen, am Widerlager aber auf 8 m verbreiterten Gewölbes erfolgte in nur 36 Stunden.

3. Die Betonüberführung auf Station Mödling bei Wien (1890). Hier galt es drei Steingewölbe von 9 m Spannweite durch Verbundgewölbe zu ersetzen. Alle drei Gewölbe wurden in zwei Tagen fertiggestellt und sechs Wochen später bereits dem Verkehr übergeben.

4. Die Brücke über die Wakenitz bei Lübeck aus dem Jahre 1891. Hier verwandte Koenen zum ersten Male als Eiseneinlage nach der Wölblinie gekrümmte I-Eisen, wie sie der geschichtlich späteren Melanausführung entsprechen.

Läßt sich schon in diesen bedeutsamen Erstausführungen aus dem Gebiete des Brückenbaues erkennen, in welchem ebenso großzügiger wie kühner Weise Mathias Koenen das neue Baumaterial, seinen Eisenbetonbau, zu meistern und zu entwickeln verstand, so zeigte sich das noch mehr in den kommenden Jahren, als von 1892 an Koenen die Leitung der Berliner Monier-

gesellschaft, die sich unter ihm zur weltbekannten A.-G. für Beton- und Monierbauten entwickelt hat, übernahm. Was er hier auf allen verschiedenlichen Gebieten des Hoch- und Ingenieurbaus geleistet, wie er den Eisenbetonbau in jeder Hin-



Abb. 2. Ausstellungsbrücke in Bremen (1890).

sicht wissenschaftlich und praktisch gefördert, wie er — der Altmeister des Eisenbetons — immer wieder neue Gedanken in die Tat umsetzte und Zeit seines Lebens einer der wirklich führenden Geister, einer der dauernd Forschenden und Neues in Wort und Schrift Schaffenden im Verbundbau geblieben ist, ist allseitig bekannt und dankbar gewürdigt. So war es denn auch nur selbstverständlich, daß in allen wichtigen Fragen des Verbundbaus Mathias Koenen als Berater und stets williger, arbeitsfreudiger Helfer herangezogen wurde, sei es, daß es sich um die Aufstellung neuer Bestimmungen für Ab-



nahme und Berechnung von Eisenbetonbauten handelte, sei es, daß Versuchsausführungen vorzubereiten oder deren Ergebnisse wissenschaftlich zu erfassen und zu klären oder Bauplanungen aller Art einzuleiten oder zum Abschlusse zu bringen waren. Wo man ihn auch immer suchte und brauchte, stets war Koenen bereit zu raten und zu helfen. Und die Form, in der er dies stets tat, wird jedem unvergessen bleiben, der hierbei dem seltenen Menschen, dem liebenswürdigen und liebenswerten Kollegen näher treten durfte, der die frohe Sonnigkeit dieser Persönlichkeit, eines echten Sohnes der ihm so lieben Rheinlande, der den niemals rastenden, immer neue Gedanken

spendenden Geist Koenens auf sich einwirken lassen konnte. Einen lieben Menschen, einen getreuen Kollegen, einen geistvollen Forscher, einen weitblickenden Förderer der technischen Wissenschaft, einen der ganz großen deutschen Ingenieure haben wir verloren in Mathias Koenen. Sein Gedenken wird dauernd bleiben und die Geschichte der Beton- und Eisenbetonbauten wird seinen Namen stets in hohen Ehren halten, denn:

„Wer den Besten seiner Zeit genug getan,  
Der hat gelebt für alle Zeiten“.

Dresden, 30. 12. 24.

Dr. M. Foerster.

## NACHRUF DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS.

Dr.-Ing. e. h. Mathias Koenen †.

Wiederum hat die deutsche Betonindustrie einen schweren Verlust erlitten. M. Koenen, der mit G. A. Wayß zusammen an der Wiege des Eisenbetonbaues in Deutschland stand, ist nicht mehr. Am zweiten Weihnachtsfeiertag ist er in Berlin im 76. Jahre seines Lebens gestorben. Der langjährige technische Leiter der A.-G. für Beton- und Monierbau Berlin war seit Anfang 1923 als technischer Berater im Aufsichtsrat dieser Gesellschaft tätig, und bis in die letzten Tage seines Lebens war ihm die Beschäftigung mit technischen und wissenschaftlichen Problemen Herzensbedürfnis. Der deutsche Beton-Verein beklagt den Tod eines seiner Begründer, seines Vorstands- und Ehrenmitgliedes, dem er so außerordentlich viel zu danken hat. Die Verdienste Koenens um die Theorie und Entwicklung des Eisenbetonbaues sind bekannt. Er war es, der zuerst den grundlegenden Gedanken aussprach, daß die Eiseneinlagen im Eisenbetonbalken an die Stellen zu legen sind, an denen die Zugspannungen auftreten. Er war es, der in der bekannten, von G. A. Wayß herausgegebenen Monierbroschüre die erste Theorie und Berechnung von Eisenbetontragteilen aufstellte. Seine persönlichen Erinnerungen aus jener Zeit hat er selbst im Bauingenieur 1921, Heft 13, niedergeschrieben.

Wir im Deutschen Beton-Verein durften alle die Jahre, in denen Koenen zu uns gehörte, aus dem sprudelnden Quell seiner reichen Kenntnisse und praktischen Erfahrungen schöpfen. Immer war er bei der Sache bis hinein in sein hohes Alter als Vorstandsmitglied und als Teilnehmer der Hauptversammlungen, und wenn er sprach in seiner liebenswürdigen und geistreichen Art, auch spröde Stoffe dem Zuhörer näher brachte, dann hörte jeder gerne auf ihn.

Selbstverständlich galt seine Lebensarbeit in erster Linie seiner Gesellschaft, der er 35 Jahre lang als Führer vorstand, und die heute Welttruf genießt. Sein Geist ging aber darüber hinaus ins große Allgemeine, und wo wir heute im Deutschen Beton-Verein ein Aktenstück aufschlagen über eine für die Betonindustrie bedeutungsvolle Arbeit, da finden wir den Namen Koenen als Förderer und unermüdlichen Mitarbeiter. Wir gedenken seiner jahrelangen Tätigkeit im Deutschen Ausschuß für Eisenbeton, wir gedenken auch dessen, daß er die theoretischen Grundlagen für die Prüfung von Zementrohren schuf und die Prüfungsmaschine entwarf, die heute in ganz Deutschland eingeführt ist und den Namen „Koenenpresse“ trägt. Die deutsche Betonindustrie hat in Koenen einen ihrer ersten Führer verloren, einen kerndeutschen Mann aus guter alter Zeit, der ernst zu arbeiten, Stein auf Stein zu setzen wußte zu stolzen Bauten, der aber nach vollendeter Arbeit auch froh sein konnte unter Fröhlichen und mit seinem sonnigen Wesen selbst Licht und Sonne spendete, wo er hinkam.

Es ist leer geworden im Jahre 1924 in den Reihen unserer Ehrenmitglieder. Vier altbewährte Führer sind in diesem einen Jahre von uns gegangen. Julius Brenzinger, Eugen Dyckerhoff, A. E. Toepffer. Tiefbewegt stehen wir jetzt an der Bahre des Altmeisters des Eisenbetonbaues, M. Koenen. Trost ist uns die freudige Gewißheit, daß sein Geist in unsern Reihen fortleben wird. Er wird bei uns unvergessen bleiben. In Verehrung und unauslöschlicher Dankbarkeit gedenken wir seiner beim Abschied.

Oberkassel, den 27. Dezember 1924.

Deutscher Beton-Verein (E. V.).

## DIE ENERGIELINIE IN DER HYDRAULIK DER OFFENEN GERINNE.

Von Professor Kriemler, Stuttgart.

**Übersicht.** Zur Einrechnung des Wasserspiegels bei verzögerten oder beschleunigten Abflüssen in offenen Gerinnen bedient man sich mit Vorteil der Energielinie, weil diese physikalischen Beschränkungen unterliegt, die es ermöglichen, ihren Verlauf in den Hauptzügen vorauszusehen.

In dem Aufsatz werden die Mittel angegeben, wie von einer Unstetigkeit des Gerinnes aus der Anschluß flußauf und flußab an die dortigen normalen Energielinien gefunden werden kann, wie aus dem Gefälle  $\varphi$  der Energielinie auf die Fließart „Schießen“ oder „Strömen“ geschlossen werden kann, und wie alsdann die Wassertiefe  $y$  und die Geschwindigkeitshöhe  $v^2/2g$  in jedem Querschnitt angegeben werden kann. Wechsel im Fließzustand, Sprünge im Wasserspiegel, Abstürze zeigen sich eindeutig in der Energielinie an, während bei unmittelbarer Berechnung des Wasserspiegels selbst Zweideutigkeit bleibt, zu deren Behebung hintennach doch noch die Energieverhältnisse untersucht werden müßten. In dem Aufsatz ist durch umfangreiches Tabellenmaterial der Praxis vorgearbeitet.

### I.

#### Definition der Energielinie.

Bezeichnet man mit  $v$  m/sek die für alle Tropfen in einem Querschnitt gleich groß angenommene Geschwindigkeit, mit  $y$  m die Wassertiefe von der Sohle lotrecht bis zum Wasser-

spiegel und mit  $\alpha$  die Neigung der Sohle gegen den Horizont, dann wäre in Abb. 1, wenn keine Verluste an Energie zu berücksichtigen wären, also  $\varphi = 0$  wäre, nach dem Bernoulli-Gesetz:

$$\frac{v_2^2}{2g} + y_2 = \frac{v_1^2}{2g} + y_1 + L\alpha.$$

Weil aber stets durch Reibung und Turbulenz Energieverluste eintreten, so ist

$$\frac{v_2^2}{2g} + y_2 + L\varphi = \frac{v_1^2}{2g} + y_1 + L\alpha.$$

Die Abb. 1 ist verzerrt gezeichnet, die Winkel sind so klein zu denken, daß ihr Cosinus = 1 und ihr Sinus bzw. Tangens gleich ihrem Bogenmaß gesetzt werden kann. Diese Abb. 1 gibt die Definition der „Energielinie“. Die Höhen in Abb. 1 können sowohl in der Einheit Meter als auch in der Einheit kgm/kg benützt werden. In dieser letzteren Einheit gemessen gibt der lotrechte Abstand  $E = t + \frac{v^2}{2g}$  eines beliebigen Tropfens  $T$  von der Energielinie den „Energieinhalt“ des Tropfens an, den er haben würde, wenn sein Gewicht 1 kg



wäre. Der „Energieinhalt“  $E$  kgm pro kg besteht aus der „Druckenergie“  $t$  und der „lebendigen Kraft“  $\frac{v^2}{2g}$ . Wegen der Wichtigkeit der Ermittlung der „Wassertiefe“  $y$  werden hauptsächlich die Tropfen ins Auge gefaßt, welche der Sohle entlang wandern, weil für sie  $t = y$  ist.

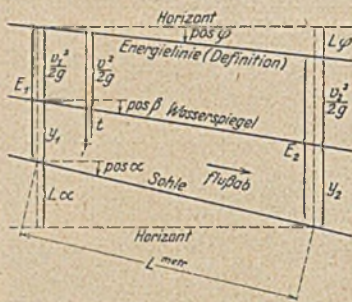


Abb. 1.

Die Energieinie ist deshalb wertvoll, einmal weil ihre Ermittlung einfacher ist als die direkte Ermittlung des Wasserspiegels, besonders aber deswegen, weil sie Aufschluß gibt über zwei koordinierte Lösungen für die Lage des Wasserspiegels.

In Abb. 1 könnten  $\alpha$  und  $\beta$  auch negativ sein, das  $\varphi$  aber ist immer positiv, weil durch  $\varphi$  der Energieverlust gemessen ist.

Die Literatur ist am Schluß des Aufsatzes angegeben.

II.

Das Gefälle  $\varphi$  der Energieinie.

Die Neigung der Energieinie erscheint erfahrungsgemäß in der Form:

$$\varphi = \frac{1}{k^2} \cdot \frac{1}{P_m} v_m^2,$$

worin  $P$  der „Profilradius“ und  $k$  ein Beiwert ist, der vom Stoff der Wandungen des Gerinnes, vom Profilradius und vom Spiegelgefälle abhängt. Eine Tabelle findet sich im Abschnitt Flußbau des III. Bandes der „Hütte“.

Mit  $P_m$  und  $v_m$  sind die durchschnittlichen Werte auf der Länge  $L$  bezeichnet.

III.

Kennzeichnende Größen einiger Querschnitte.

a) Das Rechteck (Abb. 2).

1. Flächeninhalt des Wasserquerschnitts:

$$F = b y$$

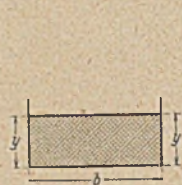


Abb. 2.

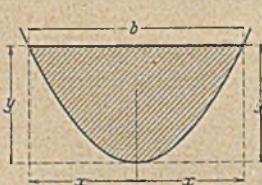


Abb. 3.

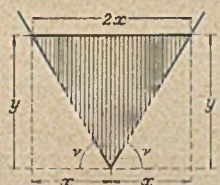


Abb. 4.

2. Reziprokwert des Profilradius:

$$\frac{1}{P} = \frac{1 + 2 \frac{y}{b}}{y}$$

b) Die Parabel (Abb. 3).

Gleichung:  $x^2 = 2 p y$   
 $p$  beliebig

$$F = \frac{4}{3} x y = \frac{4}{3} y \sqrt{2 p y} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{1}{P} = \frac{\frac{3}{8} (1 + 3) \sqrt{1 + \frac{64}{9} \left(\frac{y}{b}\right)^2}}{y} \dots \dots \dots (2)$$

Tabelle.

$\frac{y}{b}$	0	0,063	0,125	0,25	0,50	0,75	1,00
$1 + 3 \sqrt{1 + \frac{64}{9} \left(\frac{y}{b}\right)^2}$	4,00	4,04	4,16	4,61	6,00	7,85	9,54

c) Das Dreieck (Abb. 4).

Gleichung:  $x = \frac{y}{\operatorname{tg} v}$   
 $v$  beliebig

$$F = x y = \frac{1}{\operatorname{tg} v} y^2 \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{1}{P} = \frac{\left(\frac{2}{\cos v}\right)}{y} \dots \dots \dots (2)$$

IV.

Formeln für das Gefälle  $\varphi$  der Energieinie.

a) Bei dem Rechteck:

$$\varphi = \frac{2 g}{k^2} \left(1 + 2 \frac{y}{b}\right) \frac{10 - n}{n};$$

b) bei der Parabel:

$$\varphi = \frac{2 g}{k^2} \cdot \frac{3}{8} \left(1 + 3\right) \sqrt{1 + \frac{64}{9} \left(\frac{y}{b}\right)^2} \frac{10 - n}{n};$$

c) bei dem Dreieck:

$$\varphi = \frac{2 g}{k^2} \cdot \frac{2}{\cos v} \cdot \frac{10 - n}{n}.$$

In diesen Formeln bedeutet  $g$  die Beschleunigung der Schwere, der Buchstabe  $n$  ist aber dadurch hineingekommen, daß zur Vereinfachung

$$y = \frac{n}{10} E \text{ und } \frac{v^2}{2 g} = \frac{10 - n}{10} E$$

gesetzt worden ist.

V.

Aufteilung des Energieinhaltes  $E$  in die Wassertiefe  $y$  und in die Geschwindigkeitshöhe  $\frac{v^2}{2 g}$ .

In 
$$E = y + \frac{v^2}{2 g}$$

werde die Kontinuitätsbedingung

$$v = \frac{V}{F}$$

eingesetzt, wo  $V$  das sekundliche Durchfluvolumen in  $m^3/\text{sek}$  ist. Der Wasserquerschnitt  $F$  werde als Funktion der veränderlichen Wassertiefe  $y$  ausgedrückt gedacht. Dann ist

$$E = y + \frac{V^2}{2 g} \cdot \frac{1}{F^2},$$

und daraus findet sich:

$$\frac{V^2}{2 g} = E F^2 - y F^2.$$

Überall, wo in dieser Gleichung  $y$  vorkommt, werde es ersetzt durch

$$y = \frac{n}{10} E.$$

Angewendet auf die einzelnen Querschnittsformen ergibt diese Gleichung folgende Spezialansätze:

a) bei dem Rechteck (Abb. 2):

$$\frac{V^2}{2 g} \cdot \frac{1}{b^2} \cdot \frac{10^3}{E^3} = 10 n^2 - n^3$$

b) bei der Parabel (Abb. 3):

$$\frac{V^2}{2 g} \cdot \frac{9}{16} \cdot \frac{1}{2 p} \cdot \frac{10^4}{E^4} = 10 n^3 - n^4$$

c) bei dem Dreieck (Abb. 4):

$$\frac{V^2}{2 g} \operatorname{tg}^2 v \frac{10^5}{E^5} = 10 n^4 - n^5.$$



Tabelle für das Rechteck.

n	0	1	2	3	4	5	6	6 <sup>2</sup> / <sub>3</sub>	7	8	9	10
10n <sup>2</sup> - n <sup>3</sup>	0	9	32	63	96	125	144	148,15	147	128	81	0

Tabelle für die Parabel.

n	0	1	2	3	4	5	6	7	7,5	8	9	10
10n <sup>3</sup> - n <sup>4</sup>	0	9	64	189	384	625	864	1029	1054,7	1024	729	0

Tabelle für das Dreieck.

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10n <sup>4</sup> - n <sup>5</sup>	0	9	128	567	1536	3125	5184	7203	8192	6561	0

Die vorstehend aufgestellten Gleichungen sollen dazu dienen, das n zu berechnen, wenn der Querschnittsumriß, das V und das E bekannt sind; sie können zur Abkürzung auf die gemeinschaftliche Form

$$\frac{K V^2}{E^x} = 10 n^{x-1} - n^x$$

gebracht werden, worin K eine Konstante ist, die vom Querschnittsumriß bedingt ist.

Die rechte Seite der Gleichung werde zu den Abszissen n in einem Schaubild (Abb. 5) zur Darstellung gebracht. Die

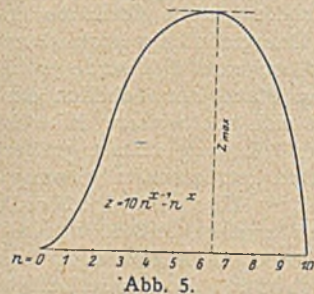


Abb. 5.

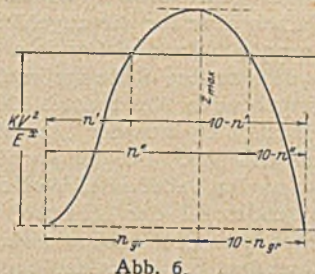


Abb. 6.

Kurve dieses Schaubildes ist zu schneiden durch die Parallele zur Abszissenachse, welche von ihr den im Ordinatenmaßstab gemessenen Abstand

$$\frac{K V^2}{E^x}$$

hat (Abb. 6). Man sieht, daß bei den gleichen K, V und E jedesmal zwei Lösungen vorhanden sind. Hätte man den Wasserspiegel direkt berechnet, so hätte man vielleicht von der koordinierten Lösung keine Kenntnis bekommen. Es ist nützlich hervorzuheben, daß der Reibungskoeffizient  $\frac{1}{k^2}$  explicite in der Ermittlung der zwei Lösungen nicht vorkommt.

Durch die Ermittlung von n aus dem Schaubild ist die Aufteilung des gegebenen E in y und  $\frac{v^2}{2g}$  bewerkstelligt. Bei der einen Lösung ist

die Wassertiefe:

$$y' = \frac{n'}{10} E,$$

die Geschwindigkeitshöhe:

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{10 - n'}{10} E,$$

bei der anderen Lösung ist:

$$y'' = \frac{n''}{10} E \text{ und } \frac{v'^2}{2g} = \frac{10 - n''}{10} E.$$

VI.

Über das minimale E und das maximale V.

Der Augenschein lehrt in Abb. 6, daß der größte Wert von

$$\frac{K V^2}{E^x},$$

der noch einen Sinn hat, die Größe hat:

$$\frac{K V^2}{E^x} = z_{\max}.$$

Der kleinste Wert von E, bei dem ein gegebenes V noch durchzufließen vermag, ist demnach:

$$E_{\min} = \sqrt[3]{\frac{K V^2}{z_{\max}}}.$$

Der größte Wert von V, der bei einem gegebenen E noch durchzufließen vermag, ist

$$V_{\max} = \sqrt[2]{\frac{E^x z_{\max}}{K}}.$$

Ist  $E < E_{\min}$  bzw.  $V > V_{\max}$ , dann hört der Beharrungsstand auf; in zeitlich veränderlichem Vorgang wird das Verhältnis  $\frac{V^2}{E^x}$  automatisch gewechselt.

VII.

Zusammenstellung über die dem  $z_{\max}$  zugehörigen Größen.

a) Bei dem Rechteck (Abb. 2):

$$z_{\max} = \frac{4}{27} \cdot 10^3; \quad E_{\min} = \sqrt[3]{\frac{2}{b^2} \cdot \frac{V^2}{2g}}; \quad n_{gr} = \frac{2}{3} \cdot 10;$$

$$y_{gr} = \frac{2}{3} E_{\min}; \quad \frac{v_{gr}^2}{2g} = \frac{1}{3} E_{\min} = \frac{1}{2} y_{gr}; \quad v_{gr} = \sqrt{g y_{gr}}.$$

b) Bei der Parabel (Abb. 3):

$$z_{\max} = \frac{27}{256} \cdot 10^4; \quad E_{\min} = 2 \sqrt[4]{\frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2p} \cdot \frac{V^2}{2g}}; \quad n_{gr} = \frac{3}{4} \cdot 10;$$

$$y_{gr} = \frac{3}{4} E_{\min}; \quad \frac{v_{gr}^2}{2g} = \frac{1}{4} E_{\min} = \frac{1}{3} y_{gr}; \quad v_{gr} = \sqrt{g \frac{2}{3} y_{gr}}.$$

c) Bei dem Dreieck (Abb. 4):

$$z_{\max} = \frac{255}{3125} \cdot 10^5; \quad E_{\min} = 5 \sqrt[5]{\frac{1}{256} \text{tg}^2 \nu \cdot \frac{V^2}{2g}}; \quad n_{gr} = \frac{4}{5} \cdot 10;$$

$$y_{gr} = \frac{4}{5} E_{\min}; \quad \frac{v_{gr}^2}{2g} = \frac{1}{5} E_{\min} = \frac{1}{4} y_{gr}; \quad v_{gr} = \sqrt{g \frac{1}{2} y_{gr}}.$$

In allen diesen Beispielen stimmt  $v_{gr}$  mit seiner Zahlengröße überein mit der Wasserspiegel-Ausgleich-Schnelligkeit  $w_r$ , welche die relative Fortpflanzungsschnelligkeit z. B. einer kleinen Schwellung auf der Wasseroberfläche ist. Ist  $w_r$  dem vorhandenen v entgegengerichtet, also flußauf gerichtet, dann vermag die Schwellung nicht bergauf zu wandern, wenn

$$|v| > |w_r|$$

ist. Eine kleine Untersuchung ergibt, daß in Abb. 6 alle Lösungen links von  $z_{\max}$  ein  $v'$  haben, das größer als das zum zugehörigen  $y'$  gehörige  $w_r'$  ist, und daß alle Lösungen rechts von  $z_{\max}$  ein  $v''$  haben, das kleiner als das zugehörige  $w_r''$  ist. Bei den Lösungen links von  $z_{\max}$  kann der Wasserspiegel sich nicht bergauf ausgleichen, während bei den Lösungen rechts von  $z_{\max}$  der Kopf z. B. einer Schwellung bergauf zu wandern vermag.

VIII.

Unterscheidung zweier Fließarten.

Bei den Lösungen mit  $n' < n_{gr}$  ist die Bewegung des Wassers flußab so reißend, daß der Kopf einer Schwellung der Oberfläche



nicht bergauf zu wandern vermag. Ein solcher Abfluß wird nach Vorgang von Rehbock das „Schießen“ genannt. Der Abfluß mit  $n'' > n_{gr}$  wird das „Strömen“ genannt, bei ihm kann sehr wohl ein Wasserspiegelausgleich flußauf stattfinden. Dieser Unterschied führt dazu, nach weiteren jeder der zwei Fließarten eigentümlichen Eigenschaften zu fahnden.

IX.

Tabellen zur Berechnung von E, y,  $\frac{v^2}{2g}$  und  $\varphi$  bei bekannten n, K und V.

Allgemein war:

$$z = 10n^{x-1} - n^x;$$

$$\frac{KV^3}{E^x} = z; E = \sqrt[x]{KV^3 \frac{1}{z}};$$

$$y = \frac{n}{10} E = \frac{1}{10} \sqrt[x]{KV^3 \frac{n}{z}};$$

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{10-n}{10} E = \frac{1}{10} \sqrt[x]{KV^3 \frac{10-n}{z}};$$

$$\varphi = \frac{2g}{k^2} \cdot \frac{1}{A} \cdot \frac{10-n}{n};$$

der Wert von  $\frac{1}{A}$  ist aus Abschnitt IV zu entnehmen, dabei ist  $\left(\frac{y}{b}\right)$  zu schätzen; durch successive Wiederholung kann die Schätzung verfeinert werden.

Die Beiwerte, mit welchen

$$\sqrt[x]{KV^3} \text{ bzw. } \frac{1}{10} \sqrt[x]{KV^3} \text{ bzw. } \frac{2g}{k^2} \cdot \frac{1}{A}$$

zu multiplizieren sind, finden sich in folgenden Tabellen:

a) Bei dem Rechteck (x=3).

für	n	0	1	2	3	4	5	6	6 <sup>2</sup> / <sub>3</sub>	7	8	9	10	
E	$\frac{1}{3} \sqrt{z}$	∞	0,481	0,315	0,251	0,218	0,200	0,191	0,189	0,190	0,198	0,231	∞	
y	$\frac{n}{3} \sqrt{z}$	0	0,481	0,630	0,753	0,872	1,000	1,146	1,261	1,330	1,584	2,079	∞	
$\frac{v^2}{2g}$	$\frac{10-n}{3} \sqrt{z}$	∞	4,329	2,520	1,757	1,308	1,000	0,764	0,629	0,570	0,396	0,231	0	
$\varphi$	$\frac{10-n}{n}$	∞	9	4	2,33	1,50	1,00	0,67	0,50	0,43	0,25	0,11	0	
			Schießen						Strömen					

b) Bei der Parabel (x=4).

für	n	0	1	2	3	4	5	6	7	7 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	8	9	10	
E	$\frac{1}{4} \sqrt{z}$	∞	0,577	0,354	0,270	0,226	0,200	0,184	0,177	0,175	0,177	0,192	∞	
y	$\frac{n}{4} \sqrt{z}$	0	0,577	0,708	0,810	0,904	1,000	1,104	1,239	1,313	1,416	1,728	∞	
$\frac{v^2}{2g}$	$\frac{10-n}{4} \sqrt{z}$	∞	5,193	2,832	1,890	1,356	1,000	0,736	0,531	0,438	0,354	0,192	0	
$\varphi$	$\frac{10-n}{n}$	∞	9	4	2,33	1,50	1,00	0,67	0,43	0,33	0,25	0,11	0	
			Schießen						Strömen					

c) Bei dem Dreieck (x=5).

für	n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
E	$\frac{1}{5} \sqrt{z}$	∞	0,644	0,379	0,281	0,231	0,200	0,181	0,169	0,165	0,172	∞		
y	$\frac{n}{5} \sqrt{z}$	0	0,644	0,758	0,843	0,924	1,000	1,086	1,183	1,320	1,548	∞		
$\frac{v^2}{2g}$	$\frac{10-n}{5} \sqrt{z}$	∞	5,796	3,032	1,967	1,386	1,000	0,724	0,507	0,330	0,172	0		
$\varphi$	$\frac{10-n}{n}$	∞	9	4	2,33	1,50	1,00	0,67	0,43	0,25	0,11	0		
			Schießen						Strömen					

Der Leser möge bei Bedarf und zur Einschaltung von Zwischenwerten die Beiwerte in Schaubildern auftragen; je nach der zu lösenden Aufgabe kann die eine oder die andere Zeile als Abszissen genommen werden müssen.

Verfasser hat auch für das Trapez Formeln abgeleitet, es empfiehlt sich aber beim Trapez nicht, mit Buchstabenformeln zu arbeiten, sondern im Einzelfall ganz vorn zu beginnen und gleich mit Zahlen zu rechnen.

X.

Besondere Merkmale der beiden Fließarten.

Die koordinierten beiden Zustände des „Schießens“ und des „Strömens“ haben zwar die gleiche Ordinate E, sie haben aber für die zugehörigen Energielinien verschiedene Neigung  $\varphi$ . In den Formeln des Abschnitts IV werde je  $k^2$  auf die andere Seite gebracht, an Hand der Tabellen des vorangehenden Abschnittes IX läßt sich nachweisen, daß das Produkt ( $\varphi k^2$ ) bei der „schießenden“ Lösung immer größer ist als das ( $\varphi k^2$ ) bei der koordinierten „strömenden“ Lösung.

Aus der Tabelle der Werte der k im Abschnitt „Flußbau“ des Bandes III der „Hütte“ ist zu ersehen, daß k mit abnehmendem Profilradius abnimmt und auch abnimmt bei wachsendem  $\varphi$ . Stets ist beim „Schießen“ die Wassertiefe y kleiner als beim koordinierten „Strömen“, dementsprechend ist beim Schießen der Profilradius kleiner als beim koordinierten Strömen. Wenn also ( $\varphi k^2$ ) beim Schießen größer ist als beim Strömen, dann ist notwendig das  $\varphi'$  für Schießen größer als das  $\varphi''$  für das koordinierte Strömen.

Darstellungen einer Energielinie, welche mit den Abb. 7 und 8 im Widerspruch stünden, sind zu beanstanden, die Voraussetzungen waren nicht zutreffend. Sehr häufig kann

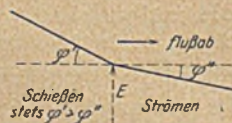


Abb. 7.

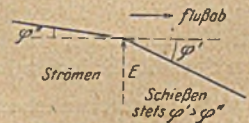


Abb. 8.

eine Voraussetzung bloß dadurch als nicht zutreffend erkannt werden, daß sie auf einen Verstoß gegen Abb. 7 und 8 führt.

Mit Hilfe der Tabellen des Abschnittes IX ergeben sich nachstehende ferneren bedeutsamen Folgerungen.

A. Werden beim „Schießen“ zwei Energielinien mit einander verglichen, so hat die obere das größere Gefälle gegen den Horizont (Abb. 9). Beim „Schießen“ können die Tangenten an zwei benachbarte Energielinien sich nur flußab schneiden.

B. Werden beim „Strömen“ zwei Energielinien mit einander verglichen, so hat die obere das kleinere Gefälle gegen den Horizont (Abb. 10). Beim „Strömen“ können die Tangenten an zwei benachbarte Energielinien sich nur flußauf schneiden.



C. Werden beim „Schießen“ zwei Energielinien mit einander verglichen, so bedingt die obere die kleinere Wassertiefe und die größere Geschwindigkeitshöhe.

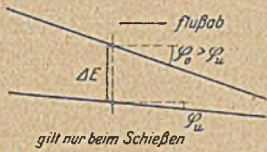


Abb. 9.

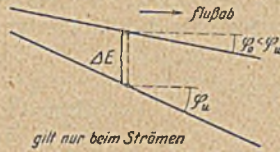


Abb. 10.

D. Werden beim „Strömen“ zwei Energielinien mit einander verglichen, so bedingt die obere die größere Wassertiefe und die kleinere Geschwindigkeitshöhe.

Bei Bedarf können aus den Zusammenstellungen des Abschnittes IX noch andere Schlußfolgerungen gezogen werden, die einer vorliegenden, besonderen Aufgabe angepaßt sind.

XI.

Automatische Umstellung der Fließarten.

Unter Umständen müssen auch für ein Gerinne mit „schießendem“ Abfluß zwei Energielinien sich flußauf schneiden können. Die Natur schafft automatisch dadurch Abhilfe, daß sie den Abfluß zuerst auf den bei gleichen V und E möglichen koordinierten Zustand des „Strömens“ umstellt (Abb. 6).

Wenn für ein Gerinne mit „strömendem“ Abfluß zwei Energielinien sich sollten flußab schneiden können, so ermöglicht die Natur es dadurch, daß sie automatisch den Abfluß zuerst auf den bei gleichen V und E möglichen koordinierten Zustand des „Schießens“ umstellt (Abb. 6).

XII.

Der Normalabfluß.

Wenn in einem geraden Gerinne konstanten Querschnittes in allen Querschnitten die Wassertiefen y und die Geschwindigkeitshöhen  $\frac{v^2}{2g}$  ihre Größen unverändert beibehalten, dann ist auch der Energieinhalt jedes einzelnen Kilogramms Wassers unverändert. In Abb. 1 bekommen in solchem Falle die drei Neigungen die gleiche Größe, es wird:

$$\varphi = \beta = \alpha.$$

Da v konstant ist, so ist die Bewegung gleichförmig. Weil  $\varphi$  immer positiv sein muß, so kann ein konstantes v nicht vorhanden sein, wenn  $\alpha$  negativ ist, wenn also die Sohle in der Fließrichtung ansteigt.

Die Bewegung mit konstantem v ist die Bewegung mit dem kleinsten Energieumsatze. Ein Austausch zwischen „Druckenergie“ y und „Bewegungsenergie“  $\frac{v^2}{2g}$  findet hier nicht statt. Die Natur strebt darnach, ihren Lauf mit dem kleinsten Umsatz an Energie zu nehmen; die Geschehnisse mit dem unter gleichartigen Geschehnissen kleinsten Energieumsatz sind die wahrscheinlichsten.

So wie eine gespannte Saite nach einer Störung immer wieder sich geradlinig einstellt, so stellt sich nach einer Störung in einem geraden Gerinne automatisch der Abfluß mit konstantem v immer wieder her. Daher wird dieser Abfluß der „Normalabfluß“ genannt.

Schreibt man die Formeln des Abschnittes IV kurz

$$\varphi = \frac{2g}{k^2} \cdot \frac{1}{A} \cdot \frac{10-n}{n},$$

so ist beim „Normalabfluß“ wegen  $\varphi = \alpha$  nunmehr:

$$\frac{10-n}{n} = \frac{A k^2}{2g} \alpha,$$

rechts sind  $\alpha$  und g bekannt, k aber muß geschätzt werden,

ebenso muß in A der Wert von  $\frac{y}{b}$  geschätzt werden. Ist ein erstes n gerechnet, dann ergeben die Tabellen des Abschnittes IX ein erstes y, und dieses ergibt ein erstes P und b. Mit diesen ersten Werten werden die Schätzungen für k und  $\frac{y}{b}$  verfeinert. Die Rechnung ist zu wiederholen, bis die gewünschte Übereinstimmung erreicht ist.

Das solcherart für den „Normalabfluß“ gefundene n werde mit  $n_n$  bezeichnet. Zu diesem  $n_n$  werde aus der Tabelle das zugehörige  $E_n$  berechnet. Die zum „Normalabfluß“ gehörige Energielinie ist eine Parallele zur Sohle im Abstand  $E_n$ .

Schneidet man das Schaubild der Abb. 6 durch die Parallele zur Abszisse in der Höhe der zu  $n_n$  gehörigen Ordinate  $z_n$ , so findet man für den zum „Normalabfluß“ koordinierten Abfluß der anderen Fließart das  $n_c$ , zu diesem geben die Tabellen im Abschnitt IX das  $y_c$  und das  $v_c$  sowie das  $\varphi_c$ . Das  $\varphi_n$  ist das  $\alpha$ .

Der „Normalabfluß“ kann „schießend“ oder „strömend“ sein.

XIII.

Anschluß flußauf und flußab an die dort vorhandenen Energielinien.

Im Querschnitt II—II eines Gerinnes sei eine Unstetigkeit vorhanden, welcher Art ist hier gleichgültig.

Man ermittle für den Oberlauf und für den Unterlauf des Gerinnes das  $n_n$  und das  $E_n$  für den dortigen Normalabfluß; die  $E_n$ -Linien zeichne man in den Längenschnitt Abb. 11 ein. Die Aufgabe sei nun so gestellt, daß im Querschnitt II—II die Energielinie unbedingt durch den Punkt  $II_a$  hindurchgehen muß, der höher liegt als jede der beiden  $E_n$ -Linien.

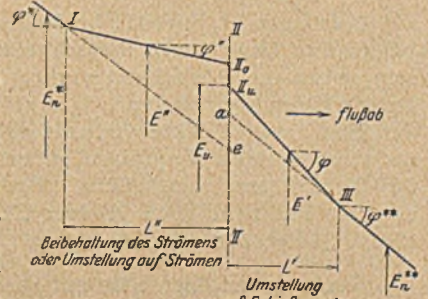


Abb. 11.

Mit jeder Unstetigkeit ist ein Verlust an Energie verbunden, der sich in der Energielinie als ein jüher Abfall abwärts beim Fortschreiten in der Fließrichtung zeigt; der entzogene Energiebetrag dient dazu „Nebenströmungen“ (Rehböcksche Walzen) mit Energie zu speisen. Im Querschnitt II—II wird also oberhalb des vorgeschriebenen Punktes  $II_n$  noch ein zweiter Punkt  $II_0$  der Energielinie festgestellt sein etwa dadurch, daß erfahrungsgemäß

$$E_0 = \left(1 + \frac{s}{100}\right) E_n$$

gesetzt werden muß, worin s ein Prozentsatz ist. Punkt  $II_0$  ist dann notwendig das Ende der Energielinie im Oberlauf, Punkt  $II_n$  ist notwendig der Anfang der Energielinie im Unterlauf.

Von Punkt  $II_0$  muß flußauf Anschluß gesucht werden an die  $E_n$ -Linie des Oberlaufes, von Punkt  $II_n$  muß Anschluß gesucht werden an die  $E_n$ -Linie des Unterlaufes.

Wegen der Schlußfolgerungen A und B des Abschnittes X muß im Oberwasser flußauf von II bis I unbedingt „Strömen“ vorhanden sein, entweder von Hause aus oder durch automatische Umstellung, und im Unterwasser flußab von II bis III muß unbedingt „Schießen“ vorhanden sein, entweder von Hause aus oder durch automatische Umstellung.

Die auf der Strecke L' gegen „normal“ vergrößerte Energieausgabe ist dadurch vorbereitet, daß auf der Strecke L'' gegen „normal“ Energie eingespart und angesammelt worden ist. —



Das  $\varphi''$  ist aus den Tabellen des Abschnittes IX zu ermitteln für „Strömen“ mit der durchschnittlichen Energie:

$$E'' = \frac{E_o + E_n^*}{2},$$

das  $\varphi'$  ist zu ermitteln für „Schießen“ mit der durchschnittlichen Energie:

$$E' = \frac{E_u + E_n^{**}}{2}.$$

Wenn der Unterlauf „strömenden“ Normalabfluß hat, so ist die tiefste Lage, welche Punkt II<sub>u</sub> einnehmen kann, der Anfang a der E<sub>n</sub>-Linie des Unterlaufes, weil nach Abb. 7 das  $\varphi' > \varphi^{**}$  bleiben muß.

Wenn der Oberlauf „schießenden“ Normalabfluß hat, so ist die tiefste Lage, welche Punkt II<sub>o</sub> einnehmen kann, der Endpunkt e der E<sub>n</sub>-Linie des Oberlaufes, weil nach Abb. 7 das  $\varphi^* > \varphi''$  bleiben muß.

Der Leser möge Abb. 11 für die verschiedenen Möglichkeiten umzeichnen, dann möge er alle Fälle noch einmal durcharbeiten in der Voraussetzung, daß jetzt a tiefer als e liegt.

Wenn der Normalabfluß im Unterlauf „schießend“ ist, dann kann sehr wohl Punkt II<sub>u</sub> tiefer als Punkt a liegen, und wenn der Normalabfluß im Oberlauf „strömend“ ist, dann kann sehr wohl Punkt II<sub>o</sub> tiefer als Punkt e liegen. Die tiefste Lage, welche II<sub>u</sub> überhaupt einnehmen darf, ist die Höhe des E<sub>min</sub> für den Unterlauf, die tiefste Lage, welche II<sub>o</sub> überhaupt einnehmen darf, ist die Höhe des E<sub>min</sub> für den Oberlauf.

Nur wenn II<sub>u</sub> und II<sub>o</sub> beide oberhalb von a bzw. e liegen, pflegt ihre Lage durch menschliches Eingreifen festgelegt zu sein; wenn die Möglichkeit vorliegt, daß II<sub>u</sub> unter a oder II<sub>o</sub> unter e hinuntergehen kann, dann geht von Natur aus wenigstens der eine dieser Punkte vollends auf das zugehörige E<sub>min</sub> hinunter, es ist dann die größtmögliche mit der Aufrechterhaltung des Durchflusses verträgliche „Entspannung“ des Wassers eingetreten. Eine noch größere „Entspannung“ würde zu einem „Freistrah“ oder einem „Wasserfall“ führen.

Verfasser ist hier sehr auf die Mitarbeit des Lesers angewiesen; dieser wird gebeten, die Abb. 11 nur als ein Muster zu betrachten, nach dem er selbst die zahlreichen anderen Kombinationen entwerfen kann.

XIV.

Reichweite des Anschlusses an die beiderseitigen E<sub>n</sub>-Linien.

Aus Abb. 1 ergibt sich:

$$E_{ab} = E_{auf} + (\alpha - \varphi) L,$$

angewendet auf Abb. 11 ergibt diese Gleichung:

$$L'' = \frac{E_o - E_n^*}{\alpha - \varphi''},$$

$$L' = \frac{E_u - E_n^{**}}{\varphi' - \alpha}.$$

Erscheint für irgendeine Aufgabe das geradlinige Hinuntergehen von E<sub>o</sub> auf E<sub>n</sub>\* zu summarisch, dann kann in besserer Annäherung an die in Wirklichkeit vorhandene Kurve der Übergang polygonal gemacht werden. Man teilt beispielsweise die Differenz

$$E_o - E_n^*$$

in 5 gleiche Stufen, ermittelt für jede Stufe den Mittelwert, welche flußauf fortschreitend die Größen haben:

$$\frac{9E_o + E_n^*}{10}, \frac{7E_o + 3E_n^*}{10}, \frac{5E_o + 5E_n^*}{10}, \frac{3E_o + 7E_n^*}{10} \text{ und } \frac{E_o + 9E_n^*}{10}.$$

Für jede Teilstrecke ermittelt man aus den Tabellen des Abschnittes IX zu dem Mittelwert des E das für „Strömen“ zu-

gehörige  $\varphi''$ . Damit findet man flußauf fortschreitend der Reihe nach:

$$\Delta_1 L'' = \frac{E_o - E_n^*}{5} \cdot \frac{1}{\alpha - \varphi_1''}; \quad \Delta_2 L'' = \frac{E_o - E_n^*}{5} \cdot \frac{1}{\alpha - \varphi_2''}$$

und so fort bis  $\Delta_5 L''$ . Die ganze Reichweite des Anschlusses ist schließlich:

$$L'' = \sum_1^5 \Delta_\lambda L''.$$

Mit den Stufen als Ordinatendifferenzen und den  $\Delta L$  als Abszissendifferenzen kann das Polygon eingezeichnet werden.

Im Unterwasser kann man ebenso vorgehen, nur schreitet die Zählung flußab weiter, in den Mittelwerten ist E<sub>o</sub> durch E<sub>u</sub> und E<sub>n</sub>\* durch E<sub>n</sub>\*\* zu ersetzen, und die  $\varphi'$  sind für „Schießen“ zu berechnen. Dann ist

$$\Delta_\lambda L' = \frac{E_u - E_n^{**}}{5} \cdot \frac{1}{\varphi_\lambda' - \alpha}.$$

Übrigens sei bemerkt, daß  $\alpha$  im Unterwasser verschieden vom  $\alpha$  im Oberwasser sein kann. Schließlich ist

$$L' = \sum_1^5 \Delta_\lambda L'.$$

XV.

Ermittlung des Wasserspiegels aus der bekannten Energielinie.

A. In Abb. 11 sei beiderseits der Normalabfluß „schießend“. Zwischen II und I auf Strecke L'' tritt die automatische Umstellung auf das koordinierte „Strömen“ ein. Man ermittelt aus den Tabellen des Abschnittes IX zu E<sub>n</sub>\* das schießende y<sub>n</sub>\* und das strömende y<sub>c</sub>\*, das y<sub>c</sub>\* ist größer als das y<sub>n</sub>\*. Im Querschnitt I springt der Wasserspiegel lotrecht von y<sub>n</sub>\* auf y<sub>c</sub>\* hinauf, für diesen Sprung hat BÖB die Bezeichnung „Wechselsprung“ eingeführt.

Nun greift man zwischen I und II genügend viele E in der Zeichnung der E-Linie ab und ermittelt zu ihnen je das für Strömen geltende y. Im Unterwasser kann man ohne weiteres zu jedem abgegriffenen E das y für „Schießen“ rechnen. Der Verlauf dieses Wasserspiegels ist in Abb. 12 dargestellt. Der Absturz im Querschnitt I kann in Wirklichkeit nur dann lotrecht sein, wenn die Unstetigkeit tatsächlich in einem einzigen Querschnitt konzentriert ist.



Abb. 12.

Abb. 13.

B. In Abb. 11 sei beiderseits der Normalabfluß „strömend“. Zwischen II und III auf Strecke L' tritt die automatische Umstellung auf das koordinierte „Schießen“ ein. Man ermittelt aus den Tabellen des Abschnittes IX zu E<sub>n</sub>\*\* das strömende y<sub>n</sub>\*\* und das schießende y<sub>c</sub>\*\*, dabei ist y<sub>n</sub>\*\* > y<sub>c</sub>\*\*. Im Querschnitt III springt der Wasserspiegel lotrecht von y<sub>c</sub>\*\* hinauf auf das y<sub>n</sub>\*\* des Normalabflusses. Zwischen II und III ermittelt man zu genügend vielen abgegriffenen E die „schießenden“ y, im Oberwasser kann man ohne weiteres zu jedem abgegriffenen E das y für „Strömen“ rechnen. Dieser Wasserspiegel ist in Abb. 13 dargestellt.

Je nach der gegenseitigen Lage der Punkte II<sub>o</sub> und II<sub>u</sub> zu den Punkten a und e in Abb. 11 bekommt der Wasserspiegel ein sehr verändertes Aussehen. Der Leser möge hier selbst die ergänzenden Überlegungen machen.



C. In Abb. 11 möge  $II_0$  unterhalb von  $e$  und  $II_u$  unterhalb von  $a$  liegen, dieses ist wegen zweier Schlußfolgerungen des Abschnittes XIII nur möglich, wenn gleichzeitig der Unterlauf „schießenden“ und der Oberlauf „strömenden“ Normalabfluß hat. Dabei werden  $II_0$  und  $II_u$  so weit hinuntergehen, bis einer von ihnen als erster das für ihn zulässige  $E_{min}$  erreicht hat. Eine automatische Umstellung ist unter diesen Annahmen auf keiner Seite nötig. Der Wasserspiegel ist in Abb. 14 skizziert.

Wenn in der durch Abb. 14 dargestellten Aufgabe ein Energieentzug durch Nebenströmungen nicht stattfindet, dann können im Querschnitt II die beiden Zweige des Wasserspiegels unter Umständen ohne Absturz in einander übergehen.

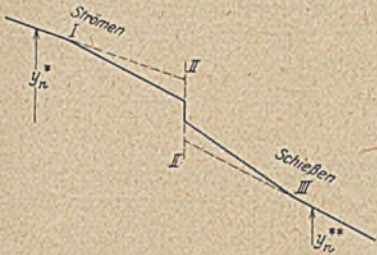


Abb. 14.

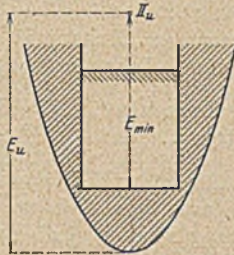


Abb. 15.

### XVI.

Veranlassung für die Festlegung des Punktes  $II_u$  für die Energielinie in Abb. 11.

Man denke sich quer durch ein Gerinne von sonst konstantem parabelförmigen Querschnitt eine dünne Wand errichtet mit einer rechteckigen lichten Öffnung (Abb. 15).

Damit durch die eingengegte Stelle die vorgeschriebenen  $V$  m<sup>3</sup>/sec hindurchfließen können, muß jedes Kilogramm Wassers den Energieinhalt  $E_{min}$  haben, berechnet für das Rechteck und aufzutragen vom unteren Rand des Rechtecks aufwärts. Das  $E_u$  und das  $E_0$  sind aber zu messen bis auf die Sohle der Parabel. Einschnürungserscheinungen und Nebenströmungen sind in dem in Abschnitt XIII angegebenen  $s$  mit zu berücksichtigen.

### XVII.

Allmählicher Übergang des Gerinnenumrisses in einen anderen.

Angenommen der Querschnitt eines Gerinnes sei im Oberlauf bis A beispielsweise ein Dreieck, im Unterlauf von B an beispielsweise eine Parabel. Zwischen A und B wechsele allmählich der Querschnitt vom Dreieck zur Parabel.

Strecke A—B werde z. B. in 5 gleiche Teile geteilt. Der Zwischenquerschnitt, der z. B. von A um 2 Teile und von B um 3 Teile entfernt ist, hat mit genügender Annäherung

$\frac{3}{5}$  der Eigenschaften des Dreiecks in A und

$\frac{2}{5}$  der Eigenschaften der Parabel in B.

Indem man aus den Abschnitten V und IV die Bestandteile herübernimmt, kann man zum Schaubild der Abb. 6 die Formel benutzen:

$$\frac{V^2}{2g} \left[ \frac{3}{5} \operatorname{tg}^2 v \frac{ic^5}{E^5} + \frac{2}{5} \cdot \frac{9}{16} \cdot \frac{1}{2p} \cdot \frac{10^4}{E^4} \right] = \frac{3}{5} (10n^4 - n^5) + \frac{2}{5} (10n^3 - n^4).$$

Dieses Schaubild hat sein  $z_{max}$  da, wo

$$\frac{d}{dn} \left[ \frac{3}{5} (10n^4 - n^5) + \frac{2}{5} (10n^3 - n^4) \right] = 0$$

sich ergibt. Die Neigung der Energielinie in diesem selben Querschnitt ist

$$\varphi = \frac{2g}{k^2} \left[ \frac{3}{5} \cdot \frac{2}{\cos v} + \frac{2}{5} \cdot \frac{3}{8} (1+3) \sqrt{1 + \frac{64}{9} \left(\frac{y}{b}\right)^2} \right] \frac{10-n}{n}.$$

Auf der Strecke zwischen zwei Querschnitten ist das durchschnittliche  $\varphi$  das Mittel aus den beiden Werten in den zwei die Strecke begrenzenden Querschnitten.

Der Verlauf der Energielinie zwischen A und B kann polygonal als Fünffseit eingerechnet werden, dabei ist selbstverständlich Rücksicht zu nehmen auf den Anschluß an die  $E_n$ -Linien oberhalb von A und unterhalb von B.

### XVIII.

Zwei aufeinanderfolgende Unstetigkeiten.

Schon im Abschnitt XII ist darauf hingewiesen worden, daß der Abfluß in einem Gerinne nach jeder Störung immer wieder dem „Normalabfluß“ zustrebt.

Wenn zwei Unstetigkeiten im Gerinne auf einander folgen, so wird jede eine Störung des Abflusses zur Folge haben, doch wird beiderseits jeder derselben die E-Linie der dem Normalabfluß zugehörigen  $E_n$ -Linie zustreben. Man ermittle für jede Unstetigkeit einzeln den Anschluß der Energielinie an die benachbarten  $E_n$ -Linien, wie wenn die andere Unstetigkeit nicht vorhanden wäre. Die so ermittelten Anschlüsse zeichne man auf Pauspapiere und bringe diese im Längenschnitt des Gerinnes in die richtigen Lagen.

Haben die zwei Unstetigkeiten keine gegenseitige Einwirkung auf einander, dann bleibt zwischen dem Unterwasser der oberen und dem Oberwasser der unteren ein Stück der  $E_n$ -Linie erhalten.

Haben aber die zwei auf einander folgenden Unstetigkeiten gegenseitige Einwirkung, und entsprechen beide Unstetigkeiten der Abb. 11, dann schneiden sich die zwei auf den Pauspapieren aufgezeichneten Energielinien, noch bevor die eine und die andere die  $E_n$ -Linie erreicht hat.

In dem Querschnitt, wo die auf den Pauspapieren gezeichneten Anschlußenergielinien sich schneiden, tritt ein „Wechselsprung“ ein, indem der Spiegel des „schießenden“ Unterwassers der oberen Störung sich lotrecht erhebt zum Spiegel des „strömenden“ Oberwassers der unteren Störung.

Die beiden auf den Pauspapieren gezeichneten Anschlußenergielinien werden sich nicht schneiden können, wenn das  $II_u$  der oberen Unstetigkeit und das  $II_0$  der unteren Unstetigkeit auf verschiedenen Seiten der  $E_n$ -Linie für die Zwischenstrecke liegen.

Hat die Zwischenstrecke „strömenden“ Normalabfluß, so ist wegen Abschnitt XIII in der oberen Unstetigkeit Punkt  $II_u$  oberhalb von  $a$  der Abb. 11, in der unteren Unstetigkeit kann aber  $II_0$  sehr wohl tiefer als  $e$  liegen. Hat die Zwischenstrecke „schießenden“ Normalabfluß, so ist in der unteren Unstetigkeit  $II_0$  höher als  $e$ , in der oberen Unstetigkeit kann aber  $II_u$  sehr wohl tiefer als  $a$  liegen.

Kommen aus den angegebenen Gründen die auf den Pauspapieren konstruierten Energielinien nicht zum Schnitt, so ist damit gezeigt, daß die Lagen von  $II_u$  und  $II_0$  zu Anfang und zu Ende der Zwischenstrecke nicht von einander unabhängig sind. Die Pauspapiere können nicht weiter verwendet werden. Man hat vielmehr von den Punkten  $II_u$  der oberen und  $II_0$  der unteren Unstetigkeit den einen so tief zu legen, als mit der Aufrechterhaltung des Durchflusses, sei es auf der Zwischenstrecke, sei es auf der einen Nachbarstrecke, verträglich ist. Von ihm aus wird für die Zwischenstrecke in der Richtung der anderen Unstetigkeit entgegen polygonal die Energielinie konstruiert, indem zu gewählten  $\Delta E$  die zugehörigen  $\Delta L$  gerechnet werden; dabei hat man zu beachten,

1. daß die gefundene Energielinie auf der Zwischenstrecke die einzuzeichnende  $E_{min}$ -Linie der Zwischenstrecke nirgends unterschreitet,
2. daß der Endpunkt der Energielinie der Zwischenstrecke am Ort der anderen Unstetigkeit nicht tiefer liegt, als mit der Aufrechterhaltung des Durchflusses von oder nach der benachbarten Außenstrecke verträglich ist.



Für die polygonale Konstruktion dieser Energielinie sind je nach dem besonderen Fall entweder die  $\varphi$  für „Strömen“ oder die für „Schießen“ zu verwenden. Nur wenn die gefundene Energielinie die  $E_{\min}$ -Linie von oben her berührt, kann ein Wechsel im Fließzustand eintreten, so daß vom Berührungspunkt an die  $\varphi$  der anderen Fließart zu nehmen wären.

Abb. 16 zeigt, daß im Berührungspunkt stets der Fließwechsel nur von „Schießen oberhalb“ zu „Strömen unterhalb“ erfolgen kann. Ein Wechselsprung tritt nicht ein, weil dem  $E_{\min}$  für beide Fließarten die gleiche Wassertiefe  $y_{gr}$  entspricht.

Der Berührungspunkt mit der  $E_{\min}$ -Linie kann je nach den Umständen auch an eines der Enden der Zwischenstrecke rücken, er kann auch, wie schon gesagt, gar nicht vorhanden sein.

Am Ende dieses Aufsatzes erscheint es zweckmäßig, zu wiederholen, was am Anfang gesagt wurde, daß er sich nur auf die Fälle bezieht, in welchen  $\cos \alpha$ ,  $\cos \beta$  und  $\cos \varphi$  genau genug = 1 gesetzt werden dürfen. Außerdem dürfen Freistrahlen nicht vorkommen.

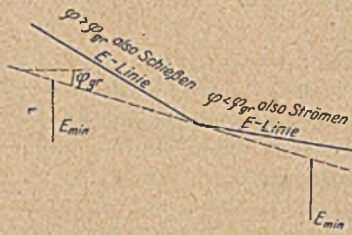


Abb. 16.

XIX.

Literaturangaben.

Rehbock, „Betrachtungen über Abfluß, Stau und Walzenbildung bei fließenden Gewässern.“ J. Springer, Berlin, 1917.

Böb, „Berechnung der Wasserspiegellage beim Wechsel des Fließzustandes“. J. Springer, Berlin, 1919.

Rehbock, „Die Berechnung der Wasserspiegellage bei fließenden Gewässern“. In „Die Wasserkraft“, Jahrgang 1921, Seite 30.

Kreitner, „Über die Wasserspiegellage in offenen Gerinnen“ in „Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins“, Jahrgang 1923, Seite 197.

Kriemler, „Hydraulik“, Seite 101, Konrad Wittwer, Stuttgart, 1920.

Professor E. Meyer-Peter, „Neuere Berechnungsmethoden auf dem Gebiete der Hydraulik“, Schweizerische Bauzeitung vom 5. Juli 1924.

Frauenfelder: „Strömen oder Schießen?“ Schweizerische Bauzeitung vom 26. Juli 1924.

ÜBER DIE BIEGUNG EINER SEHR LANGEN EISENBETONPLATTE.

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

(Schluß von Seite 19.)

§ 4 (15). Die Wirkung der gleichförmig verteilten Belastung in der Nähe der kurzen Seiten bei freier Stützung der Längsränder und vollkommener Einspannung der Querränder (Abb. 19).

Die allgemeine Lösung des vorigen Paragraphen:

$$\zeta = \frac{4qb^4}{\pi^5 B_2} \sum \left( \frac{(n_1)}{n^5} + C_3' e^{\beta_1 x} + C_4' e^{\beta_2 x} \right) \cos \frac{n\pi y}{b}$$

gilt auch jetzt, man braucht nur die Integrationskonstanten  $C_3'$ ,  $C_4'$  den neuen Randbedingungen anzupassen. Wegen voll-

welche die Werte:

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

liefern, wenn wie in §§ 1 (12) bis 3 (14) die Bedeutung von  $\alpha$  und  $\beta$  durch Gl. (70) bestimmt ist.

Bei reellen Werten von  $\alpha$  und  $\beta$ , d. h., wenn  $H^2 > B_1 B_2$  ist (Fall I), ergibt sich für die Biegungsfläche die Gleichung:

$$\zeta = \frac{4qb^4}{\pi^5 B_2} \sum_{n=1,3,5,\dots} \frac{(n_1)}{n^5} \left( 1 + \frac{\alpha e^{-\frac{nx}{\alpha}} - \beta e^{-\frac{nx}{\beta}}}{\beta - \alpha} \right) \cos \frac{n\pi y}{b} \quad (109 I)$$

Im Fall II ( $H_2 = B_1 B_2$ ) ist:

$$\zeta = \frac{4qb^4}{\pi^5 B_2} \sum_{n=1,3,5,\dots} \frac{(n_1)}{n^5} \left[ 1 - \left( 1 + \frac{nx}{\gamma} \right) e^{-\frac{nx}{\gamma}} \right] \cos \frac{n\pi y}{b} \quad (109 II)$$

und im Falle III ( $H^2 < B_1 B_2$ ):

$$\zeta = \frac{4qb^4}{\pi^5 B_2} \times \sum_{n=1,3,5,\dots} \frac{(n_1)}{n^5} \left[ 1 - \left( \cos \frac{nx}{\beta'} + \frac{\beta'}{\alpha'} \sin \frac{nx}{\beta'} \right) e^{-\frac{nx}{\alpha'}} \right] \cos \frac{n\pi y}{b} \quad (109 III)$$

mit derselben Bedeutung der Konstanten  $\alpha'$ ,  $\beta'$ ,  $\gamma$  wie in den vorigen Paragraphen.



Abb. 19.

kommener Einspannung des Randes  $x = 0$  muß für  $x = 0$   $\zeta = 0$  und  $\frac{\partial \zeta}{\partial x} = 0$  sein; daraus folgen die Bedingungengleichungen:

$$C_3' + C_4' = -\frac{(n_1)}{n^5},$$

$$\beta_3 C_3' + \beta_4 C_4' = 0,$$



Auf Grund dieser Gleichungen sind folgende Formeln für die Momente, Querkräfte und Auflagerreaktionen abgeleitet worden:

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

$$M_1 = \frac{4q b^2}{\pi^3} \cdot \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[ 1 + \frac{\pi^2 \alpha^2 - m_2 b^2}{\pi^2 \alpha (\beta - \alpha)} e^{-\frac{n x}{\alpha}} - \frac{\pi^2 \beta^2 - m_2 b^2}{\pi^2 \beta (\beta - \alpha)} e^{-\frac{n x}{\beta}} \right] \cos \frac{n \pi y}{b} \quad (110 I)$$

$$D = \frac{4q b^2}{\pi^3} \cdot \frac{2C}{B_2} \cdot \frac{b}{\pi (\beta - \alpha)} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left( e^{-\frac{n x}{\beta}} - e^{-\frac{n x}{\alpha}} \right) \sin \frac{n \pi y}{b} \quad (111 I)$$

$$V_1 = \frac{4q b^2}{\pi^3 (\beta - \alpha)} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left[ \left( \frac{2C}{B_1} + \frac{1}{m_2} - \frac{b^2}{\pi^2 \beta^2} \right) e^{-\frac{n x}{\beta}} - \left( \frac{2C}{B_1} + \frac{1}{m_2} - \frac{b^2}{\pi^2 \alpha^2} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha}} \right] \cos \frac{n \pi y}{b} \quad (112 I)$$

$$R_1 = - \left( V_1 + \frac{\partial D}{\partial y} \right)_{x=0} = - \frac{4q (\alpha + \beta)}{\pi} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \cos \frac{n \pi y}{b}$$

$$R_2 = \left( V_2 + \frac{\partial D}{\partial x} \right)_{y=\frac{b}{2}} = - \frac{4q b}{\pi^2} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^2} \left[ 1 + \left( 1 + \frac{\beta}{\alpha} \right) \epsilon_2' e^{-\frac{n x}{\alpha}} - \left( 1 + \frac{\alpha}{\beta} \right) \eta_2' e^{-\frac{n x}{\beta}} \right] \quad (113 I)$$

Die Hilfsgrößen  $\epsilon_2, \eta_2, \epsilon_2', \eta_2'$  haben hier dieselbe Bedeutung wie in den Gl. (93 I) und (94 I).

Die Eckkraft  $\hat{R}$  tritt jetzt nicht auf, aber die Ausdrücke für  $M_1$  und  $M_2$  lassen sich ebenso wie im § 3 (14) nach dem Schema (97) bzw. (96) zerlegen. Dabei bleibt  $(M_2)_\infty$  unverändert, und die Größen:

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{4}{\pi^5} q b^2 \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[ \frac{b^2}{\alpha (\beta - \alpha)} \left( \frac{\pi^2 \alpha^2}{b^2} - m_2 \right) e^{-\frac{n x}{\alpha}} - \frac{b^2}{\beta (\beta - \alpha)} \left( \frac{\pi^2 \beta^2}{b^2} - m_2 \right) e^{-\frac{n x}{\beta}} \right] \cos \frac{n \pi y}{b} \quad (114 I)$$

$$\mathfrak{M}_2 = \frac{4}{\pi^5} q b^2 \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[ \frac{b^2}{\alpha (\beta - \alpha)} \left( \frac{\pi^2 \alpha^2}{b^2} - \frac{1}{m_1} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha}} - \frac{b^2}{\beta (\beta - \alpha)} \left( \frac{\pi^2 \beta^2}{b^2} - \frac{1}{m_1} \right) e^{-\frac{n x}{\beta}} \right] \cos \frac{n \pi y}{b}$$

nehmen mit wachsenden  $x$  so rasch ab, daß sie etwa für  $x \geq \frac{3}{2} b_{red}$  vernachlässigt werden können (bei der früheren Bedeutung von  $b_{ec}$ ).

Für die Einspannungsmomente der kurzen Seite finden wir aus (110 I):

$$(M_1)_{x=0} = - \frac{4q b^2}{\pi^3} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \cos \frac{n \pi y}{b} \quad (115)$$

Dieses ist absolut genommen genau das  $\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}$ -fache der entsprechenden Größe von  $(M_2)_{x=\infty}$ . Demnach ist das Diagramm der Einspannungsmomente längs des Randes  $b$  geometrisch ähnlich demjenigen der Bieugungsmomente  $M_2$  in den weit entfernten  $Y$ -Querschnitten der Platte, wo die Biegung als zylindrisch betrachtet werden kann.

Im besonderen Falle  $B_1 = B_2$  werden beide Diagramme kongruent, was bereits für vollständig gleichförmige Belastung von Dr.-Ing. Nádai in der zitierten Monographie gefunden worden ist.

Ähnlich wie bei den Bieugungsmomenten kann man den Ausdruck für  $V_2$  in der Gestalt:

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

6) Diese Gleichung läßt sich in einer bequemeren Gestalt schreiben, die weiter unten aus der Gl. (139 I) für  $V_2$  zu entnehmen ist, indem dort  $\omega_n = 1$  gesetzt wird. Ähnliches gilt von dem Ausdruck für  $R_2$  (113 I), welcher aus (143 I) sich ergibt.

schreiben, wenn

$$\mathfrak{V}_2 = - \frac{4q b}{\pi^2} \times \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left[ \left( 1 + \frac{\beta}{\alpha} \right) \epsilon_2 e^{-\frac{n x}{\alpha}} - \left( 1 + \frac{\alpha}{\beta} \right) \eta_2 e^{-\frac{n x}{\beta}} \right] \sin \frac{n \pi y}{b} \quad (116 I)$$

Letztere Größe strebt ebenso wie  $V_1$  bei wachsendem  $x$  der Grenze Null zu.

Die Querkraft verschwindet nicht wie in der vorgehenden Aufgabe für  $x = 0$ , sondern nimmt den Wert:

$$(V_2)_{x=0} = - \frac{4q b}{\pi^2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left( \frac{1}{m_1} + \frac{2C}{B_2} \right) \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \sin \frac{n \pi y}{b} \quad (117 I, III)$$

an. Ähnlich hat die Auflagerreaktion in der Ecke den Wert:

$$(R_2)_{x=0} = - \frac{4q b}{\pi^2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left( \frac{1}{m_1} + \frac{2C}{B_2} \right) \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^2} \quad (118 I, III)$$

Für große Werte von  $x$  verschwindet der Unterschied zwischen der Auflagerreaktion  $R_2$  und der Querkraft  $(V_2)_{y=\frac{b}{2}}$  und beide Größen nähern sich derselben Grenze  $-\frac{q b_1}{2}$ .



Die Auflagerreaktion  $R_1$  der kurzen Seite  $b$  erreicht ihren absoluten Höchstwert:

$$|R_1|_{\max} = \frac{4}{\pi} q (\alpha + \beta) \sum \frac{(n_1)}{n^2} = \frac{8 q b}{\pi^2} \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}} \sum \frac{(n_1)}{n^2} \quad (119 I, III)$$

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

$$|R_1|_{\max} = 1,168 q (\alpha + \beta) = 0,743 q b \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}} \quad (120 I, III)$$

Im Grenzfalle einer linienförmigen Belastung  $q' = \lim_{b_1 \rightarrow 0} q b_1$  der X-Achse wird  $R_{1\max}$  logarithmisch unendlich.

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

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{4 q b^2}{\pi^3} \cdot \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sum \frac{(n_1)}{n^3} \left[ 1 - \left\{ m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + 1 - \left( m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - 1 \right) \frac{n x}{\gamma} \right\} e^{-\frac{n x}{\gamma}} \right] \cos \frac{n \pi y}{b} \\ M_2 &= \frac{4 q b^2}{\pi^3} \sum \frac{(n_1)}{n^3} \left[ 1 - \left\{ 1 + \frac{1}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \left( 1 - \frac{1}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) \frac{n x}{\gamma} \right\} e^{-\frac{n x}{\gamma}} \right] \cos \frac{n \pi y}{b} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (110 II)$$

$$D = \frac{4 q b^2}{\pi^3} \cdot \frac{2 C}{B_2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \sum \frac{(n_1)}{n^3} \cdot \frac{n x}{\gamma} e^{-\frac{n x}{\gamma}} \sin \frac{n \pi y}{b} \dots \dots \dots (111 II)$$

$$V_1 = \frac{4 q b}{\pi^2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \sum \frac{(n_1)}{n^2} \left[ 2 - \left\{ 1 - \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \left( \frac{2 C}{B_1} + \frac{1}{m_2} \right) \right\} \frac{n x}{\gamma} \right] e^{-\frac{n x}{\gamma}} \cos \frac{n \pi y}{b} \dots \dots \dots (112 II)$$

$$V_2 = -\frac{4 q b}{\pi^2} \sum \frac{(n_1)}{n^2} \left\{ 1 - \left[ 1 + \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left( \frac{2 C}{B_2} + \frac{1}{m_1} \right) + \left\{ 1 - \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left( \frac{2 C}{B_2} + \frac{1}{m_1} \right) \right\} \frac{n x}{\gamma} \right] e^{-\frac{n x}{\gamma}} \right\} \sin \frac{n \pi y}{b}$$

$$R_1 = -\frac{8 q b}{\pi^2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \sum \frac{(n_1)}{n^2} \cos \frac{n \pi y}{b}$$

$$R_2 = -\frac{4 q b}{\pi^2} \sum \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^2} \left\{ 1 - \left[ 1 + \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left( \frac{4 C}{B_2} + \frac{1}{m_1} \right) + \left\{ 1 - \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left( \frac{4 C}{B_2} + \frac{1}{m_1} \right) \right\} \frac{n x}{\gamma} \right] e^{-\frac{n x}{\gamma}} \right\} \dots \dots \dots (113 II)$$

Für die Einspannungsmomente des Randes  $x = 0$  ergibt sich aus der Formel für  $M_1$  derselbe Ausdruck (115) wie im I. Fall. Die Formeln für  $(V_2)_{x=0}$  und  $(R_2)_{x=0}$  bleiben auch die gleichen und die übrigen Formeln (119) bis (123) vereinfachen sich zu folgenden:

$$|R_1|_{\max} = \frac{8 q b}{\pi^2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \sum \frac{(n_1)}{n^2} \dots \dots \dots (119 II)$$

$$\text{(für } b_1 = b) \quad |R_1|_{\max} = 0,743 q b \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \dots \dots \dots (120 II)$$

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

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{4 q b^2}{\pi^3} \cdot \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sum \frac{(n_1)}{n^3} \left\{ 1 - \left[ \left( m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + 1 \right) \cos \frac{n x}{\beta'} - \frac{\beta'}{\alpha'} \left( m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - 1 \right) \sin \frac{n x}{\beta'} \right] e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \right\} \cos \frac{n \pi y}{b} \\ M_2 &= \frac{4 q b^2}{\pi^3} \sum \frac{(n_1)}{n^3} \left\{ 1 - \left[ \left( 1 + \frac{1}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) \cos \frac{n x}{\beta'} + \frac{\beta'}{\alpha'} \left( 1 - \frac{1}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) \sin \frac{n x}{\beta'} \right] e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \right\} \cos \frac{n \pi y}{b} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (110 III)$$

$$D = \frac{4 q b^2}{\pi^3} \cdot \frac{2 C}{B_2} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \sum \frac{(n_1)}{n^3} \cdot \frac{\pi \beta'}{b} e^{-\frac{n x}{\alpha'}} \sin \frac{n x}{\beta'} \sin \frac{n \pi y}{b} \dots \dots \dots (111 III)$$

Die Gesamtreaktion der Seite  $b$ :

$$\bar{R}_1 = 2 \int_0^b R_1 dy = -\frac{8}{\pi^2} q b (\alpha + \beta) \sum \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^3} \dots \dots \dots (121 I, III)$$

hat im Falle  $b_1 = b$  den Wert:

$$\bar{R}_1 = -0,8528 q b (\alpha + \beta) = -0,543 q b^2 \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}} \dots \dots \dots (122 I, III)$$

und im Grenzfalle der linienförmigen Belastung  $q'$  den Wert:

$$\bar{R}_1 = -1,1676 q' (\alpha + \beta) = -0,743 q' b \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B_2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}} \dots \dots \dots (123 I, III)$$

$$\bar{R}_1 = -\frac{16 q b^2}{\pi^3} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \sum \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^3} \dots \dots \dots (121 II)$$

$$\text{(für } b_1 = b) \quad \bar{R}_1 = -0,543 q b^2 \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \dots \dots \dots (122 II)$$

$$\text{(für } b_1 = 0) \quad \bar{R}_1 = -0,743 q' b \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \dots \dots \dots (123 II)$$

Letztere Formeln liefern einige einfache Regeln für praktische Anwendungen.



$$V_1 = \frac{4qb}{\pi^2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left[ \frac{2b}{\pi \alpha'} \cos \frac{nx}{\beta'} - \frac{\pi \beta'}{2b} \left( \frac{1}{m_1} \cdot \frac{B_2}{B_1} - \frac{1}{m_2} \right) \sin \frac{nx}{\beta'} \right] e^{-\frac{nx}{\alpha'}} \cos \frac{n\pi y}{b}$$

$$V_2 = -\frac{4qb}{\pi^2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left\{ 1 - \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left( \frac{2C}{B_2} + \frac{1}{m_1} \right) \right) \cos \frac{nx}{\beta'} + \frac{\beta'}{\alpha'} \left( 1 - \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left( \frac{2C}{B_2} + \frac{1}{m_1} \right) \right) \sin \frac{nx}{\beta'} \right] e^{-\frac{nx}{\alpha'}} \right\} \sin \frac{n\pi y}{b}$$

(112 III)

$$R_1 = -\frac{8qb^2}{\pi^2 \alpha'} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \cos \frac{n\pi y}{b} = -\frac{8qb}{\pi^2} \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B^2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}}} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \cos \frac{n\pi y}{b}$$

$$R_2 = -\frac{4qb}{\pi^2} \sum_n \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} (n_1)}{n^2} \left\{ 1 - \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left( \frac{2C}{B_2} + \frac{1}{m_1} \right) \right) \cos \frac{nx}{\beta'} + \frac{\beta'}{\alpha'} \left( 1 - \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left( \frac{2C}{B_2} + \frac{1}{m_1} \right) \right) \sin \frac{nx}{\beta'} \right] e^{-\frac{nx}{\alpha'}} \right\}$$

(113 III)

Man bemerkt leicht, daß die Formel für  $R_1$  dieselbe Gestalt wie im I. Falle beibehalten hat. Ebenso gelten auch jetzt die Formeln (117) bis (123) ohne Änderung.

§ 5 (16). Die Wirkung einer einzigen Querrippe bei einer sehr langen mit beiden Längsrändern frei aufgelagerten Platte.<sup>1)</sup>

Infolge der festen Verbindung der Rippe mit der Platte spielt die letztere eine doppelte Rolle: Erstens als eine auf allgemeine Biegung beanspruchte und von der Rippe elastisch gestützte Platte mit zwei neutralen

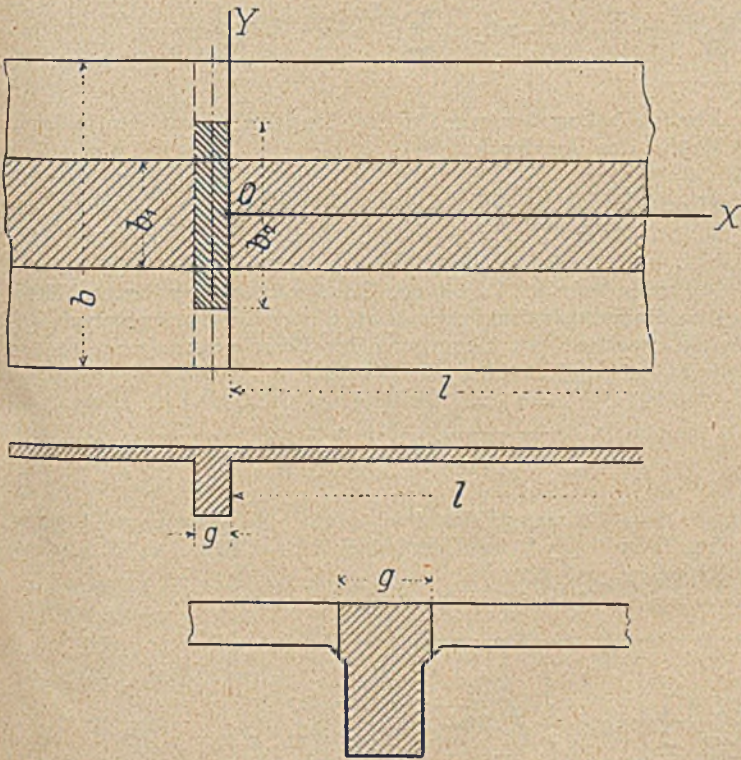


Abb. 20.

Schichten und einer Biegungsfläche, die der Differentialgleichung (13) gehorcht; zweitens als der plattenförmige Teil des auf die ebene Biegung beanspruchten Plattenbalkens mit eigener neutraler Schicht. In dieser zweiten Eigenschaft erleidet die Platte gewisse Druckspannungen in der Querrichtung, deren Verteilung in einer späteren Veröffentlichung eingehend studiert werden wird. Vorläufig kann angenommen werden, daß bei der Biegung der Rippe infolge symmetrisch verteilter Belastung beiderseits Plattenstreifen von der mittleren Breite c mitwirken. Die mitwirkende Plattenbreite im bekannten Sinne amtlicher Eisenbetonbestimmungen wäre also gleich  $2c + g$ .

<sup>1)</sup> Hierzu sind die nachträglich eingegangenen Ausführungen des Verfassers am Schluß des Heftes (Seite 70) zu beachten.

wenn mit  $g$  die knapp an der Platte gemessene Rippenbreite bezeichnet wird (Abb. 20).

Die Plattenbelastung bestehe jetzt aus einer gleichförmigen Flächenbelastung  $q$  ( $\text{kg}/\text{m}^2$ ) des Plattenmittelfstreifens von der Breite  $b_1$  und einer gleichförmigen Linienbelastung  $q'$  ( $\text{kg}/\text{m}$ ) des mittleren Rippenteiles von der Länge  $b_2$ . Wenn die Rippe vollkommen starr wäre, so würde sich die rechte Plattenhälfte nach der Gl. (109) biegen (bei der Wahl der Y-Achse in der rechten Wandebene der Rippe), und unter dem Einfluß der Belastung  $q$  würden in der Rippe Reaktionskräfte auftreten, welche durch die erste der Formeln (113) zu bestimmen wären. Die Rippe gibt aber den Reaktionskräften und der Belastung  $q'$  nach und es entsteht eine neue Plattenbiegung, die sich auf die vorherige übereinanderlagert. Es liegt nahe, die resultierende Durchbiegung durch den Ausdruck:

$$\xi = \frac{4qb^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \left[ \frac{(n_1)}{n^5} - \frac{(n_1) - \epsilon_n (n_2)}{n^5} \cdot \frac{\beta e^{-\frac{nx}{\beta}} - \alpha e^{-\frac{nx}{\alpha}}}{\beta - \alpha} \right] \cos \frac{n\pi y}{b}$$

(124 I)

darzustellen, wobei  $n = 1, 3, 5, \dots$ ,  $(n_1) = \sin \frac{n\pi}{2} \cdot \frac{b_1}{b}$ ,  $(n_2) = \sin \frac{n\pi}{2} \cdot \frac{b_2}{b}$

und mit  $\epsilon_n$  die unbekanntenen Koeffizienten bezeichnet werden, welche aus den noch nicht befriedigten Randbedingungen zu bestimmen wären. Dieser Ausdruck befriedigt nämlich die Differentialgleichung der Biegungsfläche und die Randbedingungen längs der Ränder  $y = \pm \frac{b}{2}$  und für  $x = \infty$ ; es bleiben noch die ziemlich komplizierten Randbedingungen in der Verbindungslinie zwischen der Rippe und der Platte ( $x = 0$ ) zur Verfügung. Wir wenden hier zweckmäßig die Ritzsche Methode an und suchen zuerst den allgemeinen Ausdruck für die potentielle Energie unserer Rippenplatte.

Man bemerkt leicht, daß, abgesehen von der immer vernachlässigbaren Arbeit der Querkkräfte, die Energie in folgende Summen zerlegt werden kann:

1. Die durch Gleichung (9') bestimmte allgemeine Bieigungsarbeit der Platte allein;
2. die Bieigungsarbeit der Rippe allein und
3. die Arbeit der Druckkräfte in den „mitwirkenden“ Plattenstreifen.

Für den ersten Teil der Formänderungsarbeit gilt der Ausdruck:

$$2 \cdot \int_0^1 dx \int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} dy \left[ B_1 \left( \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} \right)^2 + B_2 \left( \frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} \right)^2 + \left( \frac{B_1 + B_2}{m_2} + \frac{B_2}{m_1} \right) \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} + 4C \left( \frac{\partial^2 \xi}{\partial x \partial y} \right)^2 \right];$$

für den zweiten Teil findet man leicht:

$$\int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} B_1 \left( \frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} \right)_{x=0}^2 dy,$$



wenn  $B_r$  die Biegesteifigkeit der Rippe allein bezeichnet, und für den dritten Teil :

$$2 \cdot \frac{1}{2} c \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} \frac{\sigma_b^2 F_2}{E_b} dy$$

wenn  $\sigma_b$  die Betondruckspannung und  $F_2 = F_{2b} + n F_{2r}$  die auf den reinen Betonquerschnitt reduzierte Plattenquerschnittsfläche von der Breite  $1$  bezeichnet. Dabei bezieht sich die Biegesteifigkeit  $B_r$  auf eine neutrale Achse, welche der Biegung des Plattenbalkens von der Breite  $2c + g$  in der YZ-Ebene entspricht. Bezeichnet  $\bar{e}$  die Entfernung dieser neutralen Achse von jener, die der Plattenbiegung in derselben Ebene entspricht, so hat die Betonspannung  $\sigma_b$  im dritten Ausdruck den absoluten Wert:

$$\bar{e} E_b \frac{1}{(\varrho_2)_{x=0} + \bar{e}}$$

wofür mit vollkommen ausreichender Annäherung

$$\frac{\bar{e} E_b}{(\varrho_2)_{x=0}} = \bar{e} E_b \left( - \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} \right)_{x=0}$$

gesetzt werden kann. Demnach bekommt der Ausdruck für

$$L_1 = \Omega^2 \left[ \frac{B_1 b}{4 \alpha \beta (\alpha + \beta)} \sum_n \frac{(n_1)^2 \omega_n^2}{n^7} + \frac{\pi^4 B_2}{2 b^3} \sum_n \frac{(n_1)^2}{n^6} \left\{ 1 - 2(\alpha + \beta) \frac{\omega_n^2}{n} + \frac{1}{2} \left( \alpha + \beta + \frac{\alpha \beta}{\alpha + \beta} \right) \frac{\omega_n^2}{n} \right\} + \frac{\pi^2}{4(\alpha + \beta) b} 2 H \sum_n \frac{(n_1)^2 \omega_n^2}{n^7} + \frac{\pi^4}{4 b^3} (B^* - 2 B_2 c) \sum_n \frac{(n_1)^2 (1 - \omega_n^2)}{n^6} \right] \dots \dots \dots (129)$$

den dritten Teil die Gestalt:

$$c \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} \bar{e}^2 E_b F_2 \left( \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} \right)_{x=0}^2 dy$$

Der zweite und dritte Teil lassen sich in einen einzigen Ausdruck zusammenziehen, und zwar:

$$\frac{1}{2} \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} (B_r + 2 c \bar{e}^2 E_b F_2) \left( \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} \right)_{x=0}^2 dy = \frac{1}{2} \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} (B^* - 2 B_2 c) \left( \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} \right)_{x=0}^2 dy$$

Hier bezeichnet

$$B^* = B_r + 2 c \bar{e}^2 E_b F_2 + 2 B_2 c$$

die Biegesteifigkeit des Plattenbalkens von der oberen Breite  $2c + g$ . Für die gesamte innere Formänderungsarbeit unserer Rippenplatte erhalten wir schließlich den Ausdruck:

$$L_1 = \int_0^1 \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} \left[ B_1 \left( \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} \right)^2 + B_2 \left( \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} \right)^2 + \left( \frac{B_1}{m_2} + \frac{B_2}{m_1} \right) \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} + 4 C \left( \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] dx dy + \frac{1}{2} \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} (B^* - 2 B_2 c) \left( \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} \right)_{x=0}^2 dy \dots (125)$$

und für die Arbeit der äußeren Kräfte

$$L = \int_0^1 \int_{-\frac{b_1}{2}}^{\frac{b_2}{2}} q \zeta dx dy + \frac{1}{2} \int_{-\frac{b_2}{2}}^{\frac{b_2}{2}} q'(\zeta) dy \dots \dots (126)$$

Aus den Bedingungsgleichungen

$$\frac{\partial}{\partial \varepsilon_n} (L_1 - 2 L) = 0 \quad (127)$$

können jetzt die Parameter  $\varepsilon_n$  ( $n = 1, 3, 5, \dots$ ) bestimmt werden.

7) H. Lorenz, „Näherungslösungen von Problemen der Elastizitätstheorie“, Phys. Zeitschr. 1913, XIV., S. 71 oder „Näherungslösungen statisch unbestimmter Probleme“, Zeitschr. d. V. d. Ing. 1913, S. 543.

Führt man die abkürzenden Bezeichnungen:

$$\frac{4 q b^4}{\pi^5 B_2} = \Omega, \quad (n_1) - \varepsilon_n (n_2) = (n_1) \omega_n$$

ein, so gibt die Differentiation des Ausdruckes (124 I) für  $\zeta$  folgendes:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} &= \Omega \frac{1}{\alpha \beta} \sum_n \frac{(n_1) \omega_n}{n^3} \cdot \frac{\beta e^{-\frac{nx}{\alpha}} - \alpha e^{-\frac{nx}{\beta}}}{\beta - \alpha} \cos \frac{n \pi y}{b} \\ \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} &= - \Omega \frac{\pi^2}{b^2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[ 1 - \omega_n \frac{\beta e^{-\frac{nx}{\beta}} - \alpha e^{-\frac{nx}{\alpha}}}{\beta - \alpha} \right] \cos \frac{n \pi y}{b} \\ \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial y} &= - \Omega \frac{\pi}{b} \sum_n \frac{(n_1) \omega_n}{n^3} \cdot \frac{e^{-\frac{nx}{\beta}} - e^{-\frac{nx}{\alpha}}}{\beta - \alpha} \sin \frac{n \pi y}{b} \end{aligned} \right\} (128 I)$$

Setzt man diese Werte in die allgemeine Formel (125) für die potentielle Energie ein und führt die Integrationen aus, so ergibt sich nach mehrfachen Reduktionen:

Ähnlich bekommen wir für die doppelte Arbeit der äußeren Kräfte den Ausdruck:

$$2 L = \Omega \left[ \frac{4 b q}{\pi} \sum_n \frac{(n_1)^2}{n^6} \left\{ 1 - (\alpha + \beta) \frac{\omega_n}{n} \right\} + \frac{2 b q'}{\pi} \sum_n \frac{(n_1)^2 \varepsilon_n}{n^6} \right] \dots (130)$$

In beiden bedeutet  $l$  die (unendliche) Länge einer Plattenhälfte. Die Minimumsbedingungen (127) liefern nun nach gewisser Reduktionsarbeit mit Benutzung der Beziehungen (72):

$$\omega_n = \frac{B^* - 2 c - \frac{(n_2)}{(n_1)} \cdot \frac{q'}{q}}{B^* - 2 c + 2 \frac{\alpha + \beta}{n}}; \quad \varepsilon_n = \frac{q' + 2 \frac{\alpha + \beta}{n} \cdot \frac{(n_1)}{(n_2)}}{B^* - 2 c + 2 \frac{\alpha + \beta}{n}} \dots (131)$$

Man überzeugt sich leicht, daß die gewonnene Lösung (124 I) mit (131) im Grenzfall  $B^* - 2 B_2 c = 0$ , d. h. ohne Rippe in

$$\zeta = \zeta(q) + \zeta(q')$$

übergeht, wenn

$$\zeta(q) = \frac{4 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^5} \cos \frac{n \pi y}{b}$$

und

$$\zeta(q') = \frac{2 q' b^4}{\pi^5 B_2} \cdot \frac{1}{\alpha + \beta} \sum_n \frac{(n_1)}{n^4} \cdot \frac{\beta e^{-\frac{nx}{\beta}} - \alpha e^{-\frac{nx}{\alpha}}}{\beta - \alpha} \cos \frac{n \pi y}{b},$$

was mit den früher gefundenen Formeln für diese Belastungsfälle übereinstimmt. Im anderen Grenzfall einer vollkommen starren Rippe ( $B^* = \infty$ ) wird  $\varepsilon_n = 0$ ,  $\omega_n = 1$  und die Lösung stimmt wieder mit der entsprechenden Lösung des § 4 (15) überein.

Für die Biegungs- und Verdrehungsmomente der Platte bekommen wir nach (124 I) die Ausdrücke:



$$M_1 = \frac{4q b^2}{\pi^3} \frac{B_1}{B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[ \frac{1}{m_2} + \frac{\omega_n}{\beta - \alpha} \left\{ \beta \left( \frac{b^2}{\pi^2 \beta^2} - \frac{1}{m_2} \right) e^{-\frac{n x}{\beta}} - \alpha \left( \frac{b^2}{\pi^2 \alpha^2} - \frac{1}{m_2} \right) e^{-\frac{n x}{\alpha}} \right\} \right] \cos \frac{n \pi y}{b}$$

$$M_2 = \frac{4q b^2}{\pi^3} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[ 1 + \frac{\omega_n}{\beta - \alpha} \left\{ \beta \left( \frac{1}{m_1} \cdot \frac{b^2}{\pi^2 \beta^2} - 1 \right) e^{-\frac{n x}{\beta}} - \alpha \left( \frac{1}{m_1} \cdot \frac{b^2}{\pi^2 \alpha^2} - 1 \right) e^{-\frac{n x}{\alpha}} \right\} \right] \cos \frac{n \pi y}{b} \dots \dots (132)$$

$$D = \frac{4q b^3}{\pi^4} \cdot \frac{2C}{B_2} \sum_n \frac{(n_1) \omega_n}{n^3} \cdot \frac{e^{-\frac{n x}{\beta}} - e^{-\frac{n x}{\alpha}}}{\beta - \alpha} \sin \frac{n \pi y}{b}$$

Daraus ergeben sich zwei wichtige besondere Werte der Biegemomente, und zwar:

$$(M_1)_{x=0} = -\frac{4q b^2}{\pi^3} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[ \left( \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \frac{1}{m_2} \right) \omega_n - \frac{1}{m_2} \right]$$

$$(M_2)_{x=0} = \frac{4q b^2}{\pi^3} \sum_n \frac{(n_1)}{n^3} \left[ 1 - \left( 1 + \frac{1}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \right) \omega_n \right] \dots \dots (133)$$

Beide können sowohl positiv wie auch negativ werden, je nach den Steifigkeits- und Belastungsverhältnissen der Rippe und der Platte. Insbesondere wird  $(M_1)_{00}$  negativ, wenn

$$\omega_1 > \frac{1}{1 + m_2 \sqrt{\frac{B_2}{B_1}}}$$

ist, was bei genügend steifer Rippe oder genügend kleiner Verhältniszahl  $q' : q$  zutrifft. Dafür wird  $(M_2)_{00}$  positiv, solange

$$\omega_1 < \frac{1}{1 + \frac{1}{m_1} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}}}$$

bleibt bzw. negativ wird, und dieses tritt ein, wenn entweder die Steifigkeit der Rippe klein oder  $q' : q$  groß ausfällt. Sonst kann  $(M_2)_{00}$  negativ werden, trotz positiver Plattenkrümmung in der YZ-Ebene, insofern nur eine genügend starke negative Krümmung in der XZ-Ebene gleichzeitig eintritt.

Das Biegemoment des Plattenbalkens von der Biegesteifigkeit  $B^* - 2 B_2 c$  berechnet sich zu

$$M = - (B^* - 2 B_2 c) \left( \frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} \right)_{x=0}$$

$$d. h. : M = \frac{4q b^2}{\pi^3} \left( \frac{B^*}{B_2} - 2c \right) \sum_n \frac{(n_2) \varepsilon_n}{n^3} \cos \frac{n \pi y}{b} \dots (134)$$

Nach dem Eintreten der Werte von  $\varepsilon_n$  läßt sich diese Gleichung in der Form:

$$M = M_q + M_{q'}$$

darstellen, wenn durch

$$M_q = \frac{8q b^2}{\pi^3} (\alpha + \beta) \sum_n \frac{(n_1)}{n^4} \cdot \frac{\cos \frac{n \pi y}{b}}{1 + 2 \frac{\alpha + \beta}{n} \cdot \frac{B_2}{B^* - 2 B_2 c}}$$

$$M_{q'} = \frac{4q' b^2}{\pi^3} \sum_n \frac{(n_2)}{n^3} \cdot \frac{\cos \frac{n \pi y}{b}}{1 + 2 \frac{\alpha + \beta}{n} \cdot \frac{B_2}{B^* - 2 B_2 c}} \dots (135)$$

jene Werte des Momentes M bezeichnet werden, welche von der Belastung q der Platte allein bzw. von der Belastung q' der Rippe allein herrühren. Man kann daraus leicht Näherungsformeln für praktische Anwendungen ableiten, vorausgesetzt, daß die Verhältniszahl

$$2 \frac{(\alpha + \beta) B_2}{B^* - 2 B_2 c}$$

ein ziemlich kleiner echter Bruch ist, was offenbar dann zutrifft, wenn die Rippe genügend große Biegesteifigkeit im

Vergleiche zu der Platte von der Querschnittsbreite  $(\alpha + \beta)$  besitzt. Dann ist mit guter Annäherung:

$$M_q \approx \frac{8}{31} (\alpha + \beta) q b^2 \frac{\sin \frac{\pi b_1}{2b} \cos \frac{\pi y}{b}}{1 + \frac{2(\alpha + \beta) B_2}{B^* - 2 B_2 c}}$$

$$M_{q'} \approx \frac{M_q^{(0)}}{1 + \frac{2(\alpha + \beta) B_2}{B^* - 2 B_2 c}} \dots (135 a)$$

falls  $M_q^{(0)}$  das Biegemoment eines einfachen Balkens von der Spannweite b und der gleichförmigen Belastung  $q' b_2$  im mittleren Teile bezeichnet.

Für  $y = 0$  ergeben sich aus (135) die genauen Höchstwerte:

$$(M_q)_{\max} = \frac{8(\alpha + \beta) q b^2}{\pi^3} \sum_n \frac{1}{n^4} \cdot \frac{\sin \frac{n \pi}{2} \cdot \frac{b_1}{b}}{1 + 2 \cdot \frac{\alpha + \beta}{n} \cdot \frac{B_2}{B^* - 2 B_2 c}}$$

$$(M_{q'})_{\max} = \frac{4q' b_2}{\pi^3} \sum_n \frac{1}{n^3} \cdot \frac{\sin \frac{n \pi}{2} \cdot \frac{b_2}{b}}{1 + 2 \cdot \frac{\alpha + \beta}{n} \cdot \frac{B_2}{B^* - 2 B_2 c}} \dots (136)$$

und aus (135a) entsprechende Näherungsformeln:

$$(M_q)_{\max} \approx \frac{8}{31} \cdot \frac{(\alpha + \beta) q b^2 \sin \frac{\pi}{2} \cdot \frac{b_1}{b}}{1 + \frac{2(\alpha + \beta) B_2}{B^* - 2 B_2 c}}$$

$$(M_{q'})_{\max} \approx \frac{1}{8} \cdot \frac{q' b_2 (2b - b_2)}{1 + \frac{2(\alpha + \beta) B_2}{B^* - 2 B_2 c}} \dots (136 a)$$

Diese Formeln vereinfachen sich noch in folgenden praktisch wichtigen Fällen:

a)  $b_1 = b_2 = b$ , d. h. sowohl die Belastung der Platte wie auch diejenige der Rippe erstrecken sich über die ganze Spannweite b. Jetzt ist genau:

$$(M_q)_{\max} = \frac{8(\alpha + \beta) q b^2}{\pi^3} \sum_n \frac{(-1)^{n-1}}{n^4 + 2n^3 \frac{(\alpha + \beta) B_2}{B^* - 2 B_2 c}}$$

$$(M_{q'})_{\max} = \frac{4q' b^2}{\pi^3} \sum_n \frac{(-1)^{n-1}}{n^3 + 2n^2 \frac{(\alpha + \beta) B_2}{B^* - 2 B_2 c}}$$

$$\dots (137)$$

und angenähert:

$$M_{\max} = (M_q)_{\max} + (M_{q'})_{\max} \approx \frac{8}{31} (\alpha + \beta) q b^2 + \frac{1}{8} q' b^2 \frac{1}{1 + \frac{2(\alpha + \beta) B_2}{B^* - 2 B_2 c}} \dots (137 a)$$

Diese Formel gibt eine gute Übersicht der Mitwirkung beider Tragelemente und weist deutlich auf die Vorteile ihres Zusammenhanges hin.

b)  $b_1 = b, b_2 = 0$ ,  $\lim b_2 q' = P$ , d. h. vollständige gleichmäßige Belastung der Platte und konzentrierte Belastung P der Rippenmitte.



In diesem Falle ist genau:

$$M_{\max} = \frac{8(\alpha + \beta) q b^2}{\pi^3} \sum_n \frac{(-1)^{n-1}}{n^3 + 2n^2} \frac{(\alpha + \beta) B_2}{B^* - 2B_2 c} + \frac{2Pb}{\pi^2} \sum_n \frac{1}{n^2 + 2n} \frac{(\alpha + \beta) B_2}{B^* - 2B_2 c} \quad (138)$$

und näherungsweise bei kleinen Werten von

$$\frac{2(\alpha + \beta) B_2}{B^* - 2B_2 c} = t$$

$$M_{\max} \approx \frac{8}{31} \cdot \frac{(\alpha + \beta) q b^2}{1+t} + \frac{Pb}{4} \cdot \frac{1}{1+0,78t} \quad (138a)$$

Zum Näherungswerte des Koeffizienten von P b in dieser

Ihre Resultierende ist:

$$|\bar{R}_1| = 2 \int_0^{\frac{b}{2}} |R_1| dy = \frac{8(\alpha + \beta) q}{\pi^2} \sum_n \frac{(-1)^{n-1}}{n^3} (n_1) \omega_n \quad (142)$$

Sie kann bei gewissen wenig von 1 abweichenden Werten des Verhältnisses  $\frac{(n_2)}{(n_1)} \cdot \frac{q'}{q} : \left( \frac{B^*}{B_2} - 2c \right)$  verschwinden und in diesem Falle trägt die Rippe nur die eigene Belastung q'.

Die Auflagerreaktionen des Längsrandes  $y = \frac{b}{2}$  sind gegeben durch die Gleichung:

$$R_2 = \left( V_2 + \frac{\partial D}{\partial x} \right)_{y=\frac{b}{2}} = -\frac{4qb}{\pi^2} \sum_n \frac{(-1)^{n-1}}{n^2} (n_1) \left[ 1 - \omega_n \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left\{ \left( \frac{1}{m_1} + \frac{4C}{B_2} - \frac{\pi^2 \alpha^2}{b^2} \right) \frac{\beta e^{-\frac{nx}{\alpha}}}{\beta - \alpha} + \left( \frac{\pi^2 \beta^2}{b^2} - \frac{1}{m_1} - \frac{4C}{B_2} \right) \frac{\alpha e^{-\frac{nx}{\beta}}}{\beta - \alpha} \right\} \right] \quad (143)$$

Formel führt folgende Überlegung:

Der genaue Wert der Reihe  $\sum_n \frac{1}{n^2 + nt}$  liegt für beliebiges positives t zwischen den Grenzen:

$$\sum_n \frac{1}{n^2} = \frac{\pi^2}{8} \text{ und } \sum_n \frac{1}{n^2(1+t)} = \frac{1}{1+t} \cdot \frac{\pi^2}{8}$$

Das harmonische Mittel der letzten Größen  $\frac{\pi^2}{8} \cdot \frac{2}{2+t}$  wird offenbar vom genauen Werte der Reihe desto weniger abweichen, je kleiner t ist. Für t = 1 findet man leicht die Summe der Reihe und zugleich den genauen Wert des betrachteten Koeffizienten, und zwar:

$$\sum_n \frac{1}{n^2 + n} = \frac{1}{1 \cdot 2} + \frac{1}{2 \cdot 3} + \frac{1}{3 \cdot 4} + \dots = \left( 1 - \frac{1}{2} \right) + \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{3} \right) + \dots = 0,693 = 0,562 \frac{\pi^2}{8}$$

Das harmonische Mittel hat jetzt den Wert  $\frac{2}{3} \cdot \frac{\pi^2}{8}$ , d. h. ca. 18 vH mehr, setzt man jedoch statt dessen als Näherungswert der Summe

$$\frac{\pi^2}{8} \cdot \frac{1}{1+0,78t}$$

so ergibt dieser Ausdruck im Intervalle  $0 < t \leq 1$  Werte, welche die genaue Größe höchstens um 2,5 vH übersteigen.

Wir kehren jetzt zu den statischen Größen der Platte zurück und finden für die Querkräfte folgende Formeln:

$$V_1 = \frac{4qb^2}{\pi^3(\beta - \alpha)} \cdot \frac{B_1}{B_2} \sum_n \frac{(n_1) \omega_n}{n^2} \left[ \left( \frac{2C}{B_1} + \frac{1}{m_2} - \frac{b^2}{\pi^2 \beta^2} \right) e^{-\frac{nx}{\beta}} - \left( \frac{2C}{B_1} + \frac{1}{m_2} - \frac{b^2}{\pi^2 \alpha^2} \right) e^{-\frac{nx}{\alpha}} \right] \cos \frac{n\pi y}{b}$$

$$V_2 = -\frac{4qb}{\pi^2} \sum_n \frac{(n_1)}{n^2} \left[ 1 - \omega_n \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left\{ \left( -\frac{2C}{B_2} - \frac{1}{m_1} + \frac{\pi^2 \beta^2}{b^2} \right) \frac{\alpha e^{-\frac{nx}{\beta}}}{\beta - \alpha} + \left( \frac{2C}{B_2} + \frac{1}{m_1} - \frac{\pi^2 \alpha^2}{b^2} \right) \frac{\beta e^{-\frac{nx}{\alpha}}}{\beta - \alpha} \right\} \right] \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (139)$$

Die von einer Plattenhälfte auf die Rippe übertragenen Kräfte berechnen sich zu:

$$|R_1| = (V_1)_{x=0} = \frac{4(\alpha + \beta) q}{\pi} \sum_n \frac{(n_1) \omega_n}{n^2} \cos \frac{n\pi y}{b} \quad (140)$$

mit dem Höchstwert für  $y = 0$ :

$$|R_1|_{\max} = \frac{4(\alpha + \beta) q}{\pi} \sum_n \frac{(n_1) \omega_n}{n^2} \quad (141)$$

und erreichen den Höchstwert ihrer absoluten Größe für  $x = 0$ :

$$|R_2|_{\max} = \frac{4qb}{\pi^2} \sum_n \frac{(-1)^{n-1}}{n^2} (n_1) \times \left[ 1 - \omega_n \sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \left( \frac{1}{m_1} + \frac{4C}{B_2} \right) + \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \right] \quad (144)$$

Dieser Wert kann jetzt bei der linienförmigen Belastung q' der ganzen Spannweite b (d. h. wenn  $b_2 = b$ ) nicht mehr unendlich werden, wie es bei einer rippenlosen Platte § 1 (12) der Fall war, weil die Übertragung dieser Belastung jetzt hauptsächlich von der Rippe vermittelt wird.

Die Gesamtreaktion eines halben Längsrandes l der Platte wird bestimmt durch:

$$\bar{R}_2 = \int_0^l R_2 dx = -\frac{4qbl}{\pi^2} \sum_n \frac{(-1)^{n-1}}{n^2} (n_1) + \frac{4qb}{\pi^2} (\alpha + \beta) \sum_n \frac{(-1)^{n-1}}{n^3} (n_1) \omega_n$$

$$= -\frac{qb_1 l}{2} + \frac{4qb}{\pi^2} (\alpha + \beta) \sum_n \frac{(-1)^{n-1}}{n^3} (n_1) \omega_n \quad (145)$$

Daraus findet man mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingung:

$$2\bar{R}_2 + R_r + qb_1 l + \frac{q' b_2}{2} = 0$$

die Auflagerreaktion der Rippe:

$$R_r = -\frac{q' b_2}{2} - \frac{8qb(\alpha + \beta)}{\pi^2} \sum_n \frac{(-1)^{n-1}}{n^3} (n_1) \omega_n \quad (146)$$

im Einklang mit dem Ergebnis der Berechnung von  $\bar{R}_1$  (Gl. 142). Meistens wird man sich mit der Näherungsformel:



$$|R_r| = \frac{q' b_2}{2} + \frac{8 q b (\alpha + \beta)}{\pi^2} \cdot \frac{(B_2^* - 2c) \sin \frac{\pi}{2} \cdot \frac{b_1}{b} - \frac{q'}{q} \sin \frac{\pi}{2} \cdot \frac{b_2}{b}}{B_2^* - 2c + 2(\alpha + \beta)} \quad (146a)$$

begnügen können, die durch Beibehalten des ersten Gliedes der Reihe gewonnen wird. Sie vereinfacht sich noch im Falle der Belastung der ganzen Spannweite ( $b_1 = b_2 = b$ ) zu:

$$|R_r| = \frac{q' b}{2} + \frac{8 q b}{\pi^2} (\alpha + \beta) \frac{B_2^* - 2c - \frac{q'}{q}}{B_2^* - 2c + 2(\alpha + \beta)} \quad (147)$$

Mit der Konzentrierung der Belastung nimmt die Genauigkeit der Näherungsformel (146) offenbar ab.

Die Ausdrücke für die statischen Größen sind zwar in diesem Paragraphen bei der Voraussetzung des I. Falles  $H^2 > B_1 B_2$  angeleitet worden, es wird jedoch von dem Übergange in den II. und III. Fall abgesehen, da dabei nur die allgemeinen Formeln (124), (128), (132), (139) als Funktionen von  $x$  und  $y$  ihre Gestalt ändern, während die übrigen in allen drei Fällen ungeändert gebraucht werden können. Deswegen sind ihre Ordnungszahlen ohne I geschrieben worden.

## EIN NEUZEITLICHES HAUPTLAGERGEBÄUDE.

Von Oberingenieur Holtschmit.

In neuerer Zeit sind die großen Maschinenfabriken dazu übergegangen, Betriebsstoffe, Werkzeuge, in der Werkstatt hergestellte Halberzeugnisse sowie fertige Maschinen jeder Größe übersichtlich in einem Hauptlagergebäude geordnet abzustellen. Durch eine solche Lagereinrichtung verringert man nicht nur erheblich die Transportwege, sondern es werden

und Feuersicherheit. Alle diese Bedingungen erfüllt das im folgenden beschriebene Hauptlagergebäude, welches die Demag vor drei Jahren in ihrem Duisburger Werk errichtet hat. Aus betriebstechnischen Gründen mußte nämlich der Ausbau des Gebäudes in denkbar kürzester Zeit nach einem bestimmten Programm erledigt sein. In welcher hervorragender Weise die 65 m lange, 27 m breite und 30 m hohe viergeschossige Doppelhalle aufgebaut wurde, soll hier an Hand einiger Bilder gezeigt werden. Für das Gerippe wurde Eisenkonstruktion gewählt.

Die einzelnen Bauvorgänge sind aus den Abb. 1 u. 2 gut ersichtlich. Abb. 1 zeigt das Verlegen der Fundamentreste und die Aufstellung der ersten Säulen. Wie bei den meisten Montagen so konnte man auch hier sich nicht die Vorteile des elektrischen Hebezeuges zunutze machen. Man verwendete deshalb, wie in Abb. 1 zu erkennen ist, einen mit Dampf betriebenen fahrbaren Montagekran, der dieser gewaltigen Aufgabe vollständig gewachsen war. Bei seiner großen Höhe von 35 m

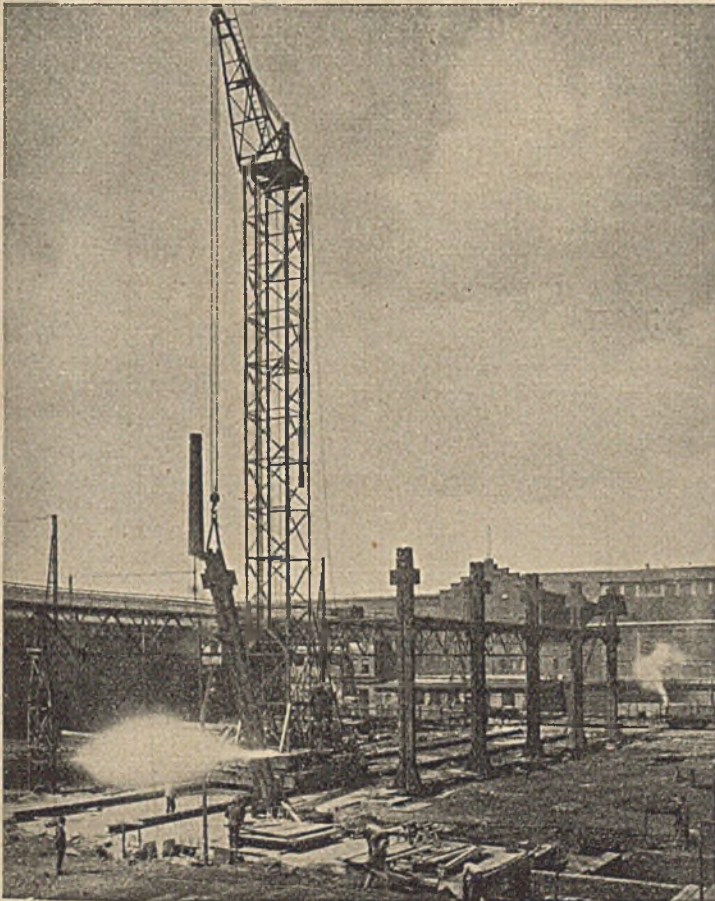


Abb. 1.

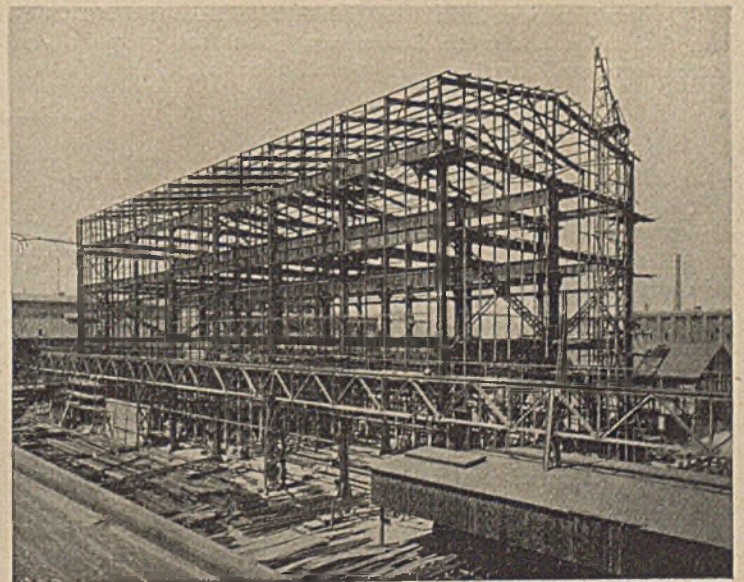


Abb. 2.

auch große Teile des wertvollen Fabrikgeländes frei, da ein mehrstöckiges Lagerhaus bedeutend weniger Grundfläche gebraucht als die früher vielfach üblichen großen Lagerplätze und einstöckigen Hallen. Außer der Übersichtlichkeit verlangt man von einem neuzeitlichen Lagergebäude noch die Erfüllung folgender Bedingungen: schnelle Aufstellung und Möglichkeit einer leichten Erweiterung des Gebäudes, Anpassung an das zu lagernde Material, gute Beförderungsmöglichkeiten

besitzt er eine höchste Leistungsfähigkeit von 15 t. Schon fünf Tage später hatten die ersten beiden vollständigen Reihen mit je 8 Säulen Aufstellung gefunden.

Nach kaum 2 1/2 Wochen war die erste Hälfte des Baues fertiggestellt, und es konnte bereits mit der Aufstellung der dritten Säulenreihe begonnen werden. Das eiserne Gerippe des ganzen Baues war nach kaum 4 Wochen vollständig fertiggestellt, ohne daß der geringste Unfall zu verzeichnen gewesen



wäre. In Abb. 2 erkennt man, daß mit dem Einbauen der Fachwerkwände bereits begonnen war. Während die Wände in halber Steinstärke ausgemauert wurden, wählte man für

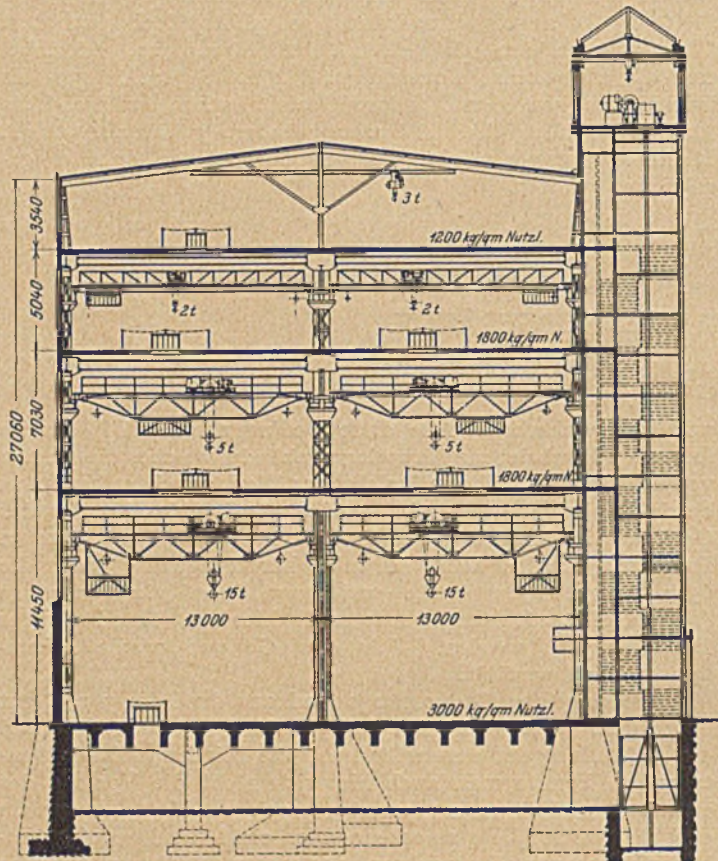


Abb. 3

die Deckenfüllungen des auf 24 einzelnen Fundamenten ruhenden Gebäudes armierten Beton. Das Dach ist ebenfalls aus Beton hergestellt und mit Pappe abgedeckt.

Einen Schnitt durch das fertige Gebäude zeigt Bild 3. Die linke Hälfte des Lagerhauses ist unterkellert und für die Lagerung von Öl und sonstigen Betriebsstoffen, ferner für Werkzeuge, Stähle usw. vorgesehen. Das Erdgeschoß dient zur Aufbewahrung größerer Maschinen und besitzt an einem Kopfende große Toreinfahrten, durch die sowohl normale Eisenbahnwagen als auch Schmalspurwagen in das Gebäude gefahren werden können, um hier entladen zu werden. Durch diese Möglichkeit, die ankommenden Eisenbahnwagen bis in das Lager zu fahren, werden viele unnötige Transportkosten gespart. Der Versand der fertigen Erzeugnisse erfolgt am entgegengesetzten Kopfende der Hallen. Das erste Stockwerk ist als Lager vorgesehen, in welchem die in der Werkstatt hergestellten und fertig von auswärts bezogenen Maschinenteile lagern. Zum Abstellen von kleineren Maschinen dient das zweite Stockwerk; im Dachgeschoß ist neben der Rohrpostzentrale noch ein großer Lagerraum für die kleinsten Maschinenteile vorhanden, wie Schrauben, Muttern, Unterlegscheiben, Büchsen, Bolzen usw., welche übersichtlich in sorgfältig geordneten Einzellagern aufbewahrt werden. Die Fußböden der einzelnen Stockwerke haben eine Tragfähigkeit von 3000, 1800, 1800 und 1200 kg/m<sup>2</sup>. Um im ganzen Lager ständige Hebe- und Beförderungsmöglichkeiten zu haben, sind in jedem Stockwerk zwei elektrisch betriebene Dreimotoren-Laufkrane mit 15 oder 5 oder 2 t Tragfähigkeit vorgesehen, während sich im Dachgeschoß an einer mit Weichen und Drehscheiben versehenen Einschienenhängebahn ein Demag-Elektrozug bewegt. In den einzelnen Decken sind verschließbare Luken vorhanden, deren Größen so reichlich bemessen sind, daß die Lasten vom obersten Stockwerk bis in den Keller leicht hinunter befördert bzw. herauf geholt werden können. Außerdem fahren elektrisch betriebene Transportkarren durch das ganze Gebäude.

Wie in Abb. 3 zu erkennen ist, befindet sich seitlich am Gebäude ein 36 m hoher Turm, in welchem ein elektrisch betriebener Aufzug für Personen und Lasten bis zu 3000 kg sich vom Keller bis zum obersten Geschoß bewegt. Außerdem kann man auch auf einer im Turm befindlichen Treppe in alle Stockwerke gelangen.

An der Längsseite des Gebäudes schließt sich ein Anbau an den Türen an, in dem die Magazin- und Speditionsbüros, Wascheinrichtungen, Kochräume u. a. untergebracht sind.

## ÜBER DIE VERANTWORTLICHKEIT DES BAULEITENDEN UND BAUNTERNEHMERS.

Von Oberbaurat Professor Moerike, Stuttgart.

Kürzlich kam nach 13 Jahren ein Rechtsfall zum Abschluß, den ein im Sommer 1911 erfolgter teilweiser Einsturz einer Schuhwarenfabrik in einer bayerischen Stadt hervorgerufen hatte. Dieser Unfall hat für uns Techniker dadurch ein besonderes Interesse, als er wiederum zeigt, wie weittragend die Folgen einer beim Baubetrieb vorgekommenen Fahrlässigkeit werden können, und wie sich im Laufe der Jahrzehnte durch die mehr und mehr durchgeführte Arbeitsteilung und Anwendung neuzeitlicher Bauweisen die Verantwortung der Bauleitenden für ein anstandsloses Zusammenwirken der verschiedenen Unternehmer zur planmäßigen Fertigstellung des Bauwerks sich geändert bzw. gesteigert hat. Es ist daher wichtig, daß die Abgrenzung der Pflichten der Bauleitung möglichst durchsichtig und scharf gestaltet wird, und daß im Interesse der Sicherheit des Baues der Grundsatz, jeder Mitwirkende steht und fällt mit der ihm zugewiesenen Aufgabe und Arbeit, zur Durchführung gelangt.

Gerade der vorliegende Fall ist geeignet, einen lehrreichen Einblick in diese Dinge zu geben; eine Besprechung der 4 aus dem Unfall hervorgegangenen Prozesse mit den zahlreichen Gutachten und den sorgfältig und eingehend durchgearbeiteten Entscheidungen dürfte nicht bloß den in der Praxis tätigen Technikern, sondern auch den Sachverständigen zustatten kommen, die in ähnlichen Fällen von den Gerichten gutachtlich

gehört werden. Es kann ihnen nur förderlich sein, von Anfang an zu erkennen, auf welche Erwägungen es vor allem den Richtern ankommt, und wie der Tatbestand von den eigentlichen Rechtsfragen sáuberlich zu trennen ist, zu erkennen, wie irreführend es ist, die Ursache mit dem Anlaß des Unfalls zu verwechseln, und wie wichtig es ist, lediglich nach der Verkehrssitte in den tatsächlichen Verhältnissen des Einzelfalles die Verantwortung der am Bau Tätigen zu beurteilen. Der Richter kann nur auf Grund der Aussagen der Sachverständigen, nicht etwa aus den Begriffen „Baumeister“, „Bauführer“, „Fahrlässigkeit“ usw. abstrakt die Verantwortlichkeit an den Bauarbeiten austeilen, er muß nach den konkreten Verhältnissen seinen Spruch fällen. Es ist für ihn an und für sich nicht leicht<sup>1)</sup>, sich lediglich auf Grund der Pläne

<sup>1)</sup> In einem andern gleichfalls durch einen Gebäudeeinsturz entstandenen Straffall ersuchte mich der Vorsitzende der Strafkammer wenige Tage vor der Hauptverhandlung, ihm auf Grund der Untersuchungsakten den ganzen Vorgang des Einsturzes und dessen mutmaßliche Ursache auseinanderzusetzen; er könne sich in dem verwickelten Fall und den zahlreichen Plänen nicht zurechtfinden, was doch notwendig sei, wenn er in der auf 3 Tage berechneten Verhandlung sachdienliche Fragen stellen wolle. Ich kam dem Ersuchen in mehrstündigem Vortrag an der Hand eines Modelles nach, schilderte meine Auffassung von der Sache, mir die endgültige Stellungnahme im Gerichtssaal vorbehaltend. Der Zweck der Besprechung wurde, wie die Verhandlung mit ihren zahlreichen Zeugen und Sachver-



von dem einstigen, nunmehr in Trümmer gegangenen Zustand des Gebäudeteils ein Bild zu machen, und noch schwerer ist es für ihn, sich in das Spiel der den Zusammenbruch bewirkenden Kräfte hineinzufinden und den Darlegungen der Sachverständigen hierüber zu folgen, d. h. sich eine sichere Überzeugung zu verschaffen. Um so wertvoller werden sich ihm daher Gutachten erweisen, die das Wesentliche vom Unwesentlichen deutlich zu unterscheiden wissen.

Der Sachverhalt ist folgender: Der Bau- und Fabrikherr hatte sich behufs Erweiterung seines Betriebes entschlossen, einen weiteren Stock auf sein in Backsteinrohbau zweistöckig ausgeführtes Fabrikgebäude aufzusetzen. Dieses war mit Maschinenbetrieb versehen und bestand aus einem Untergeschoß, dem erhöhten Erdgeschoß, einem Obergeschoß und einem Dach mit Holzkonstruktion. Er hatte den Architekten G. mit der Anfertigung der Pläne für den Umbau beauftragt, und dieser hatte bereits die baupolizeiliche Genehmigung der Pläne erhalten, als der Bauherr, angeregt durch die Besichtigung eines ähnlichen Baues, dem Architekten vorschlug, den Stockaufbau, also das dritte Stockwerk, nicht mit einer Holzdecke und einem hölzernen Dachstuhl, sondern mit einem flachen Eisenbetondach abzudecken; ein Bühnenraum war nicht erforderlich. Der Architekt, der auch das Kontorgebäude des Bauherrn in Eisenbeton entworfen und ausgeführt hatte, erklärte sich zur Abänderung der Baupläne bereit. Das Aufsetzen des dritten Stockwerkes brachte es mit sich, daß die die hölzernen Fußböden tragenden gußeisernen Säulen, der vermehrten Belastung entsprechend, durch Ummantelung von Eisenbeton verstärkt werden mußten. Die so abgeänderten Baupläne fanden am 18. April 1911 die Genehmigung der städtischen Baupolizei mit der Maßgabe, daß der Architekt die statische Berechnung für die Eisenbetonkonstruktion nachzuliefern hatte.

Die zu verstärkenden Säulen im Innern des Gebäudes mit 60/60 cm Querschnitt waren als neu zu erstellende Bauteile mit roter Farbe in den Grundrissen deutlich gemacht, während diejenigen Mauerteile, welche, wie u. a. die Umfassungsmauern

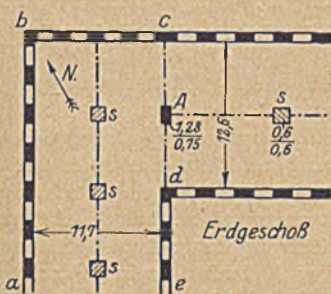


Abb. 1. M. 1:500

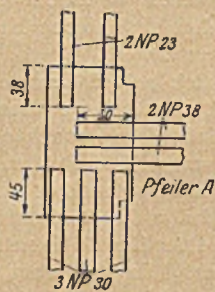


Abb. 2. M. 1:50

beim Umbau unberührt bleiben sollten, schwarz angelegt waren. Zu diesen Teilen zählte auch ein in Luftkalkmörtel versetzter Backsteinpfeiler A von 128/75 cm Stärke im Erdgeschoß mit 2 seitlichen Nuten von 15/15 cm, so daß die Querschnittsfläche 9150 cm<sup>2</sup> betrug (s. Abb. 2). Dieser Pfeiler war beim ursprünglichen Bau der Fabrik im Jahre 1886 ein Fensterpfeiler der östlichen Umfassungsmauer cde gewesen. Als im Jahre 1896 eine Vergrößerung des Gebäudes abcd durch den Anbau eines Seitenflügels vorgenommen wurde (Abb. 1), kam dieser Pfeiler ins Innere zu stehen und hatte infolgedessen von der Decke des Erdgeschosses drei eiserne Unterzüge, von der des Obergeschosses zwei Unterzüge aufzunehmen. Die erstgenannten Unterzüge bestanden für

ständigen ergab, völlig erreicht. — Dasselbe, noch früher von Seiten der Staatsanwaltschaft an mich gerichtete Ansinnen, um ihr das zeitraubende Studium der umfangreichen Untersuchungsakten zu kürzen, hatte ich mit der Begründung abgelehnt, daß der gerichtliche Sachverständige nicht der Gehilfe der Anklagebehörde sei; ich käme hierdurch in den unerwünschten Verdacht, im voraus zwischen Anklage und Verteidigung Stellung genommen und meine Unbefangenheit preisgegeben zu haben. Ich verwies auf mein ausführliches, auf Grund der Untersuchungsakten abgegebenes Gutachten.

Ad aus drei I-Eisen Nr. 30, für Ae und As je aus einem Paar I-Eisen Nr. 38 bzw. 23. Wie sich nach dem Einsturz herausstellte, waren diese Unterzüge s. Z. ohne irgendwelches Verständnis in das Mauerwerk des weitgehend ausgestemmt Pfeilers eingelassen worden; es fehlten druckverteilende eiserne Auflagerplatten für die schwerbelasteten Unterzüge, dergleichen Auflagerquader. Diese liederliche Herstellungsweise von außen zu erkennen, war unmöglich, weil die Unterzüge, wie der Pfeiler selbst, Verputz trugen.

Der Architekt lud unter dem 11. April mehrere Firmen durch Übersendung eines Verdingungsanschlages zur Bewerbung um die einzelnen Arbeiten, insbesondere die Eisenbeton- und Maurerarbeiten ein. Im Anschlag waren die zu leistenden Arbeiten, so auch die neu aufzustellenden sowie die zu verstärkenden Säulen unter Hinweis auf die beiliegende Zeichnung, ferner das Mischungsverhältnis und die auf die Decken treffende Belastung angegeben. Am 5. Mai erhielt der Bauunternehmer R., dem auch die Ausführung des Kontorgebäudes schon vorher übertragen worden war, den Zuschlag. Gleichzeitig übersandte der Architekt dem Unternehmer eine rechnerisch detaillierte Aufstellung „Belastung der Säulen im Fabrikbau“ mit dem Ersuchen, ihm Kostenberechnung und Nachweis der Tragfähigkeit der Eisenbetonkonstruktion baldmöglichst zukommen zu lassen. In dieser Belastungsangabe war das Gewicht der aufliegenden Eisenbetondecke, des Daches, der Nutzlasten berücksichtigt und angegeben. Der Unternehmer ließ nun auf Grund dieser Angaben durch seinen Techniker eine genaue statische Berechnung der Eisenbetondecke und der Stützen anfertigen. Um in der Berechnung der Tragfähigkeit der vorhandenen gußeisernen, durch die rote Farbe als zu verstärkende kenntlich gemachten Säulen sicherzugehen, bohrte er diese zur Feststellung der Wandstärke an und bestimmte hiernach die Stärke der Eisenbetonummantelung. Eine statische Berechnung des verbleibenden Mauerwerks, also auch des Pfeilers A, war nicht verlangt worden und wurde auch von R. nicht gegeben. Dagegen trug er die durch den Umbau verursachten Mehrlasten in seine Mitteilung an den Architekten ein, und die Baupolizei begnügte sich mit diesem von ihr geforderten statischen Nachweis. Das städtische Bauamt vertraute der Gewissenhaftigkeit des Architekten und nahm als selbstverständlich an, daß er eine Berechnung der unverändert verbleibenden, lasttragenden Mauerkonstruktion vorgenommen habe.

Am 12. Mai wurde der Vertrag zwischen dem Bauherrn und R. abgeschlossen; hierbei heißt es: „Die von Architekt G. vorliegenden Zeichnungen mit den eingeschriebenen Maßen sind für die Ausführung bindend, und den Anordnungen der Bauleitung hat R. Folge zu leisten.“ Am 15. Mai reichte G. eine Erklärung bei dem städtischen Bauamt ein, daß er die Bauführung übernommen habe und als „verantwortlicher Bauleiter“ aufgestellt sei. — Die Abgabe einer solchen Erklärung der Baupolizei gegenüber ist in Bayern vorgeschrieben und hat ausgesprochenermaßen den Zweck, einem Stromännertum entgegenzutreten und die Bauleitung zur Herbeiführung eines anstandslosen Ineinandergreifens der verschiedenen Arbeiten der Unternehmer zu verpflichten. Der bauleitende Architekt sollte nicht bloß der Verdinger der Bauarbeiten sein. Mit dem Bau wurde am 18. Mai begonnen. Der Pfeiler A mußte plangemäß bis zur Decke des dritten Stockwerkes (zugleich Dach) verlängert werden. Mit diesem in Zementmörtel herzustellenden, 3,6 m hohen Backsteinaufsatz von 128/38 cm Querschnitt war eben begonnen worden, als der Architekt auf einem seiner regelmäßigen Kontrollgänge den die Aufsicht führenden Polier W. des Unternehmers anwies, mit der Arbeit einzuhalten, er müsse zuvor noch einiges nachsehen. Als G. nach einiger Zeit zurückkehrte, wies er den Polier an, den Aufsatz nicht 38 cm, sondern 51 cm stark auszuführen. Der Polier kam der allgemeinen Weisung des Unternehmers gemäß ohne weiteres der Anordnung des Bauleitenden nach. Die obersten Teile des verbleibenden alten Pfeilers hatten sich als „in gutem Mauerwerk und in gutem Mörtel“ ausgeführt, erwiesen.



Am Morgen des 13. Juni zeigten sich gegen 8 Uhr im Erdgeschoß kleine Risse im Verputz des Pfeilers; als sich diese mit der Zeit vermehrten, als Verputzstücke sich ausbeulten und herabfielen und Sand aus den Fugen bröselte, fürchteten die Fabrikarbeiter Gefahr und riefen, ohne den Saal selbst zu räumen, gegen 10 Uhr den im obersten Stock mit Betonieren beschäftigten Polier W. herbei. Dieser, sofort die Gefahr erkennend, suchte schleunigst den Pfeiler durch Abspreißen der Unterzüge zu entlasten. Während dieser Arbeit barst der Pfeiler etwa 70 cm über dem Fußboden auseinander und brachte die oberen Stockwerke zum Einsturz. Die benachbarten, durch Ummantelung verstärkten Säulen hatten glücklicherweise dem Anprall der Trümmer Stand gehalten. 4 Tote und 20 Verwundete fielen dem Zusammenbruch zum Opfer.

Die Staatsanwaltschaft erhob auf Grund umfassender Aufnahmen und Gutachten Anklage gegen den bauleitenden Architekten G. und den Unternehmer für Maurer- und Eisenbetonarbeiten R. und beschuldigte sie eines gemeingefährlichen Vergehens im Sinn des § 330 StGB.<sup>2)</sup> Das Ergebnis der 3tägigen Hauptverhandlung, zu der etwa 20 Sachverständige geladen waren, war die Verurteilung des G. zu 4 Monaten Gefängnis und der Freispruch des R. Die von der Staatsanwaltschaft eingelegte Revision wurde vom Reichsgericht als unbegründet zurückgewiesen.

Über die Ursache des Unfalles bestand kein Zweifel; das Tragvermögen des z. Z. des Einsturzes mit rd 80 t, dabei stark exzentrisch belasteten Pfeilers A war überschritten, wie weit, ließ sich nachträglich nicht genau ermitteln, da die Auflager der im Pfeiler ihre Stütze findenden Unterzüge jede geordnete Druckverteilung vermissen ließen. Wäre diese Last zentriert gewesen, so hätte die Beanspruchung diejenige nicht erheblich überschritten, die für ähnliches Mauerwerk nach den „Preußischen Bestimmungen“ zulässig ist (7 kg/cm<sup>2</sup>). Ob noch andere, nachträglich kaum noch zu ermittelnde Ursachen, wie Erschütterungen u. dgl. mitwirkend waren, blieb dahingestellt. Als Hauptursache wurde die exzentrische Lasteintragung angesehen. Fraglich war nur, ob beide Angeklagten für die vorgekommene Fahrlässigkeit, die in der nicht erfolgten Untersuchung des Pfeilers und in der Unterlassung der statischen Berechnung desselben bestand, verantwortlich gemacht werden konnten. In diesem Punkt gingen die Ansichten der Sachverständigen stark auseinander. So legten die einen der Unterlassung der Abspreißen der Eisenbetondecke durch alle Stockwerke hindurch bis herab zur Decke des Untergeschoßes, welche die Einstellung des Fabrikbetriebes im fraglichen Arbeitssaal zur Folge gehabt hätte, ein entscheidendes Gewicht bei, während die anderen die tatsächlich vollzogene Abspreißen der Eisenbetondecke lediglich auf die an sich tragfähige und dadurch nicht überlastete Holzdecke des ersten Obergeschoßes für „sachgemäß und vollgenügend“ ansahen. Bei dieser Sachlage entschied sich das Gericht nach dem Grundsatz in dubiis pro reo, im Zweifelsfall zugunsten des Angeklagten, für die Zulässigkeit der vorgenommenen Abspreißen.

Darüber, daß der Pfeiler auf seine Tragfähigkeit vor der Bauausführung hätte untersucht und berechnet werden sollen, bestand kein Zweifel, erhielt er doch durch das Aufsetzen des 2. Obergeschosses eine Last bis zu 174 t zu tragen, so daß selbst bei zentrischem Druck die Beanspruchung weit über das zulässige Maß hinausgegangen wäre. Die Pflicht der Untersuchung traf zunächst den Verfasser der Pläne, nach denen gebaut werden sollte, also den Architekten, der „nicht bloß Schöpfer des Projekts, sondern auch Bauleiter war, dem die Einzelunternehmer unterstellt waren, die seinen Wünschen unweigerlich zu gehorchen hatten“. Die Einwendung des Angeklagten G., er habe sich bei der Abschätzung der Tragfähigkeit des massiven Pfeilers geirrt und seine Berufung auf

die Verpflichtung der Baupolizei zur Nachprüfung der statischen Berechnung und die Abschiebung der Pflicht der Untersuchung des Pfeilers auf den Unternehmer R. ließ das Gericht nicht gelten, denn selbst wenn auch Dritte für die Berechnung einzustehen hätten, so würde doch hierdurch die Schuld des Angeklagten nicht ausgeschaltet werden. Übrigens war das Gericht und „fast alle vernommenen Sachverständigen“ davon überzeugt, daß G. den R. durch den Bauvertrag vom 12. Mai nur zu einer Teilberechnung, nämlich zu der des Gewichtes der Eisenbetondecke und der statischen Berechnung der Eisenstützen und der Eisenbetonträger und -decke, d. h. der von ihm zu erstellenden Arbeiten verpflichten wollte. Der Unternehmer ist diesen vertraglichen Abmachungen nachgekommen, seine Berechnungen haben sich als richtig erwiesen und der Versuch der Staatsanwaltschaft, welche aus dem Vertrag die Verpflichtung des R. zur Prüfung des Pfeilers A ableiten wollte, wurde vom Gericht als unrichtig zurückgewiesen; nicht besser erging es dem Versuch, aus der vertragsmäßigen Verpflichtung des Unternehmers, den Baugrund für die Fundamente auf seine Tragfähigkeit zu untersuchen, in „analoger“ Anwendung auf die Tragfähigkeit des Pfeilers A, also des bestehenden Mauerwerks, auszudehnen; eine solche Erweiterung des Begriffs Baugrund widerspreche dem tatsächlichen seinerzeitigen Vertragswillen. Die Schuldfrage für den Unternehmer war aber mit dem Nachweis, daß er vertraglich keine Pflichtverletzung begangen, noch nicht erledigt. Es war auch zu entscheiden, „ob und inwieweit der Angeklagte R. nicht an und für sich auf Grund der von ihm beim Umbau entwickelten Tätigkeit zur Prüfung der Statik der von ihm belasteten Mauerkonstruktionen (Pfeiler) verpflichtet gewesen wäre“. Durch die Aussagen der Sachverständigen wurde festgestellt, daß „die diesbezüglichen Gepflogenheiten der Praxis in die Extreme auseinandergehen: die einen meinten, der Unternehmer habe stets mit dem Architekten die Pflicht der selbständigen Prüfung der Statik, während andere der Auffassung waren, der Ausführende habe sich nicht im geringsten um die Statik und Tragfähigkeit zu kümmern und sich auch hiernach zu erkundigen; einige Sachverständige würden eine solche Erkundigung als eine verletzende zurückweisen“.

Ich selbst konnte mich mit einer größeren Gruppe von Sachverständigen diesen extremen Anschauungen nicht anschließen und machte laut Urteilsbegründung folgende Ausführung: „Die Prüfung der Stand- und Tragfähigkeit der den Umbau stützenden Konstruktion sei Sache des Architekten und habe der Bauausführung vorauszugehen. Der Ausführende hafte nur für die eigentliche Ausführung seiner Arbeit im engeren Sinne. Die Tragfähigkeit der zur Aufnahme seiner Konstruktion bestimmten Mauerkörper dürfe er ohne weiteres als geprüft (berechnet) und vorhanden annehmen, es sei denn, daß er auf Grund offensichtlicher Umstände oder besonders hervortretender Erscheinungen und Wahrnehmungen bei der Bauausführung zu Zweifeln oder Bedenken bezüglich der Tragfähigkeit der durch ihn zu belastenden Tragkörper oder der Standfestigkeit des Baues gelange“.

Diesen Ausführungen trat das Gericht bei und überzeugte sich, daß die bei R. bestellten Arbeiten von ihm „sachgemäß, ja sogar vorzüglich“ ausgeführt waren. „Der Bauunternehmer als Ausführender einer Teilarbeit darf im allgemeinen ohne Vorliegen besonderer Umstände, auch ohne besondere Erkundigung, annehmen und voraussetzen, daß die Statik seitens des Architekten genau und gewissenhaft geprüft sei. Anders wäre die Sache gelagert, wenn der Unternehmer die Ausführung zwar nach den Plänen des Architekten, also selbständig, losgelöst vom Willen und den Anordnungen des Architekten übernommen und durchgeführt hätte, wenn er selbst nicht nur Bauleiter, sondern auch der übergeordnete Techniker gewesen wäre. Auch hatte der Unternehmer R. dem Angeklagten G. alles an Berechnungen übermittelt, was letzteren befähigte, den Pfeiler A statisch nachzukontrollieren. Wenn G. die Vornahme der Berechnung je zuvor übersehen hatte, so konnte er sie

<sup>2)</sup> „Wer bei der Leitung oder Ausführung eines Baues wider die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst dergestalt handelt, daß hieraus für andere Gefahr entsteht, wird mit Geldstrafe bis zu 900 Mark oder mit Gefängnis bis zu einem Jahr bestraft.“



jedenfalls dann nicht mehr übersehen, als er den Polier anwies, den Pfeileraufsatz zu verstärken. Der Unternehmer dagegen mußte aus dem Umstand, daß G. die dem Pfeiler benachbarten Säulen durch rote Farbe als zu schwach und als zu erneuernd kenntlich gemacht, den Pfeiler selbst aber durch schwarze Farbe als unverändert zu belassen gekennzeichnet hatte<sup>3)</sup>, schließen, daß der Pfeiler von G. als tragfähig und seine Verstärkung als überflüssig angesehen wurde. Besondere Umstände aber, die den R. hätten mißtrauisch machen müssen, sind bei dem „mächtig, gesund und tragfähig erscheinenden Pfeiler nicht zu Tage getreten“. Das Urteil schließt: „es ist sonach irgend welches Verschulden des Angeklagten R. hinsichtlich des Zusammenbruches des Pfeilers und Einsturzes des Bauwerkes nicht erwiesen“, so daß Freispruch erfolgte.

Gegen dieses Urteil legte die Staatsanwaltschaft Revision ein. Der I. Strafsenat aber wies durch Entscheidung vom 12. November 1912 die Revision mit der Begründung ab, eine Verletzung von Rechtsnormen liege nicht vor und soweit sich die Angriffe gegen tatsächliche Annahmen richteten, seien sie unbeachtlich. Damit war aber der Rechtsfall noch keineswegs erledigt; die zivilrechtlichen Ansprüche der Rentenberechtigten gegen den Architekten G., die Forderungen des Bauherrn auf Schadenersatz gegen G. und schließlich die Forderungen von G. gegen R. und gegen die Stadtgemeinde als Trägerin der Baupolizei, die nach Ansicht des Klägers für die Nichtberechnung des Pfeilers haftbar sein sollte, führten zu 3 Prozessen, von denen der erste, auch in der Berufungsinstanz, verloren ging, der zweite Erfolg hatte und der letzte mit einem Vergleich abschloß, in welchem G. jeden Anspruch an R. und die Stadtgemeinde zurückzieht, die Gerichtskosten, die notwendigen Kosten der Stadtgemeinde und seine eigenen Anwaltskosten übernimmt und ein Viertel der Kosten des Beklagten R. trägt.

Diese Zivilprozesse waren natürlich unabhängig von dem Ergebnis der Strafverhandlung zu führen; sie brachten aber an Tatsächlichem nichts von irgendwelchem Belang zutage. Dagegen gaben sie Anlaß, die Frage der Verantwortlichkeit des G. und R. aufs eingehendste nachzuprüfen. Wenn auch das Schlussergebnis kein anderes als das im Strafprozeß gewonnene war, so ist es doch von Wert, einige Punkte und insbesondere den wichtigen § 831 BGB. in schärfere Beleuchtung zu stellen<sup>4)</sup>.

So stellte es sich in der Folge heraus, daß auch das Fundament des Pfeilers A schon vor dem Umbau sehr stark belastet war, durch den Aufbau aber um vieles überlastet worden wäre (ca. 6 kg/cm<sup>2</sup>). Die Frage der Verstärkung des Pfeilers und seines Fundaments hätte aber G. jedenfalls vor der Hinausgabe der Verdingungspläne an die zur Bewerbung aufgeführten Firmen entscheiden und hiernach die Farbengebung schwarz oder rot wählen müssen. Ein Sachverständiger hat wohl gemeint, die Farbengebung im Plan sei „belanglos“ gewesen, maßgebend für den Unternehmer seien „nur die im Plan eingezeichneten Abmessungen und Belastungsangaben gewesen“. Einer solchen Einschränkung kann nicht beige-pflichtet werden. Die Farben in den Planquerschnitten haben allgemein anerkannte Bedeutung, sie haben keinen dekorativen, sondern einen imperativen Charakter. Auch die Mitbewerber

<sup>3)</sup> Auf diesen entscheidenden Umstand ist das Gericht erst von mir im Laufe der Verhandlung aufmerksam gemacht worden. Wäre der Pfeiler mit roter Farbe bezeichnet gewesen, so wäre G. durch R. entlastet gewesen; letzterer wäre für die nötige Pfeilverstärkung verantwortlich geworden (vgl. § 831 BGB.).

<sup>4)</sup> § 831 BGB. lautet: Wer einen andern zu einer Verrichtung bestellt, ist zum Ersatz des Schadens verpflichtet, den der andere in Ausübung der Verrichtung einem Dritten widerrechtlich zufügt. Die Ersatzpflicht tritt nicht ein, wenn der Geschäftsherr bei der Auswahl der bestellten Person, und sofern er Vorrichtungen oder Gerätschaften zu beschaffen oder die Ausführung der Verrichtung zu leiten hat, bei der Beschaffung oder der Leitung die im Verkehr erforderliche Sorgfalt beobachtet, oder wenn der Schaden auch bei Anwendung dieser Sorgfalt entstanden sein würde. — Die gleiche Verantwortung trifft denjenigen, welcher für den Geschäftsherrn die Besorgung eines der im Abs. 1 Satz 2 bezeichneten Geschäfte durch Vertrag übernimmt.

haben den Pfeiler wie die ebenso kolorierten Umfassungsmauern als tragfähige und nicht zu ändernde Mauerteile angesehen und haben hiernach ihre Angebote gestellt. Maßgebend für das Verhalten der bietenden Unternehmer kann nur die Verdingungsunterlage sein, für deren Richtigkeit und Vollständigkeit der ausschreibende Architekt zu haften hat, einerlei, ob er selbst oder der Bauherr das Ausschreiben zeichnet; das verlangt Treu und Glauben. Die Unterlagen nachzuprüfen ist nicht Sache der Bewerber. Der mit dem Bauherrn den Umbau beratende Architekt ist in der Lage, alle die Fragen der Höhe der Nutzlasten, des Umfanges des Abbruches, der Einschränkung des Fabrikbetriebes u. dgl. aufs eingehendste zu erwägen, wobei keineswegs bloß bautechnische Rücksichten hereinspielen. Verlangt je der Bauherr Konstruktionen oder Anordnungen, die gefahrbringend sind, so hat der Planverfasser deren Aufnahme zu verweigern und „Rückgrat zu zeigen“. Er, nicht der Bauherr, ist für die Sicherheit des Bauwerkes und des Baubetriebes verantwortlich. — Von all diesen Erwägungen erfährt der Unternehmer nichts und im vorliegenden Fall wäre der Bauherr zweifellos höchst überrascht gewesen, wenn die sich bewerbenden Firmen vor der Abgabe ihres Angebots eine um die andere sich eingefunden hätte, um das stehende Mauerwerk auf seine Tragfähigkeit und richtige Fundamentierung nachzuprüfen, d. h. das nachzuholen, was der Architekt verabsäumt hatte. Der auf schleunigen Baubeginn drängende Bauherr hätte mit Recht geltend gemacht, all diese Dinge seien bereits von seinem Architekten entschieden.

Weiter wurde die Frage wiederholt erörtert, ob der Unternehmer R. seine Betondecke nicht bis herab zum Erdgeschoß bzw. zur Sohle des Unterschoßes hätte absprießen sollen. Auch diese Forderung wurde als unberechtigt angesehen. Hätte der Pfeiler die ihm nach Vollendung des Baues rechnermäßig zukommende Last sicher getragen, so wäre er nicht bei einer Belastung von nur der Hälfte eingestürzt. Nicht die zur Absprießung der Betondecke belastete Decke des ersten Obergeschoßes war überlastet und gebrochen, sondern der Pfeiler; für dessen Standfestigkeit war aber lediglich der Architekt haftbar. Jeder Unternehmer, — das bringt die Arbeitsteilung im Baugewerbe mit sich, — darf Bauglieder, die ein anderer ausgeführt hat, bis zu dem Grad für seine Zwecke belasten, der für die ordentliche Benützung des Baues planmäßig vorgesehen ist. Es kann doch nicht vom Zimmermann verlangt werden, daß er die Sicherheit der Bauglieder nachprüft, auf die er sein Dach abstützt. Er darf voraussetzen, daß der Plan und die Ausführung so beschaffen ist, daß er dem Bauglied die vorgesehene Last sicher anvertrauen kann; das gilt auch für Rüstungszwecke, so lange die vorübergehende Belastung die programmäßige Tragfähigkeit nicht überschreitet. Bestellt z. B. eine Verwaltung in Folge der Steigerung des Gewichtes der Verkehrsmittel eine schwerere Eisenbrücke als Ersatz der abgängigen, so ist sie allein dafür haftbar, daß die Ortpfeiler das größere Gewicht mit Sicherheit aufnehmen; das verlangt die im Verkehr erforderliche Sorgfalt des § 831 BGB. Die Brückenbauanstalt hingegen haftet dafür, daß die Brücke an sich die der Bauanstalt angebenen Verkehrslasten trägt. Dies ist, so lange nichts anderes ausdrücklich vereinbart und in der Bezahlung berücksichtigt ist, eine reinliche, praktisch zweifelsfreie Scheidung der Verantwortung; jede Verschwiegenheit hierüber ist vom Übel.

Durch den Abschluß des Vergleichs kam die Frage, ob die Baupolizei privatrechtlich für ein Versehen eines ihrer Beamten haftbar gemacht werden kann, nicht zur richterlichen Entscheidung. Eine solche Forderung aber zu stellen, ist m. E. ziemlich aussichtslos. Die Baupolizei hat die Aufgabe, Bauvorhaben im Interesse der Allgemeinheit auf ihre Sicherheit zu prüfen. Wie weit sie diese Untersuchung erstrecken und welche Vorschriften sie geben will, ist in vielen Fällen Ermessenssache und hat sich nach der Eigenartigkeit des Falles, wohl auch nach der Vertrauenswürdigkeit des Planverfassers und des Ausführenden zu richten; niemals aber kann



sich der Bauende für seine Unterlassungen hinter die Baupolizei verschanzen oder sie gar für seine Verfehlungen haftbar machen. Eine derartige Entlastung würde den Zweck der Baupolizei grundsätzlich verkennen. Eine andere Frage ist die, ob bei dem die Pläne prüfenden Beamten Fahrlässigkeit vorliegt. Das ist eine interne, eine disziplinäre Frage, und ist von der Aufsichtsbehörde zu entscheiden.

Vier Jahre nach dem Unfall hat Dr.-Ing. A. Berlowitz sein Buch: „Der Verstoß gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst“ veröffentlicht; es hat mich gefreut, daß er in diesem in derselben Richtung wie ich Stellung genommen und allgemein die Notwendigkeit der Trennung der Verantwortlichkeit im Baugewerbe ausgesprochen hat. Er sagt dort auf S. 31: „Bei modernen Bauten, z. B. Eisen- und Eisenbetonkonstruktionen, ist dies (nämlich das Nach-

prüfen des von der Bauleitung des Bauherrn ausgearbeiteten Entwurfs, d. Verf.) völlig unmöglich. Hier muß sich der auf der Baustelle verantwortliche Techniker unbedingt darauf verlassen können, daß die Angaben in den Bauplänen und Bauzeichnungen absolut richtig sind, denn weder ist er in der Lage, den Entwurf nachzuprüfen, noch ist dies seine Aufgabe.“ — Dasselbe gilt natürlich vom Unternehmer und den Unterlagen, die dieser vom Bauleitenden zur Fertigung seines Angebots erhält. Daß „Pläne“ zur „Ausführung eines Baues“ im Sinn des § 330 St. G. B. gehören und den Verfasser verantwortlich machen, hat das Reichsgericht (Bd. 39, S. 417) schon längst ausgesprochen; das gilt in straf- wie in zivilrechtlicher Beziehung. Je mehr die Arbeitsteilung im Bauwesen fortschreitet, um so wichtiger ist es, sich jederzeit dieser Grundsätze bewußt zu bleiben.

## ÜBER DYNAMISCHE UNTERSUCHUNGEN AM EISENBAHNOBERBAU.

Von Dr.-Ing. Dreyer, Regierungsbaurat in München.

**Übersicht.** Der Aufsatz gibt einen kurzen Überblick über ein Verfahren zur Berechnung des Eisenbahnoberbaues, das ermöglicht, der Veränderlichkeit der Raddrücke im Betrieb Rechnung zu tragen und gewisse Wechselbeziehungen zwischen Gleis und rollendem Material zu untersuchen.

Das Kräftespiel in dem konstruktiv nach so einfachen Gesichtspunkten durchgebildeten Eisenbahnoberbau ist bekanntlich außerordentlich verwickelt und ist einfachen theoretischen Erwägungen nicht recht zugänglich. Beobachtungen und Erfahrungen werden daher für eine zweckmäßige Anordnung der einzelnen Oberbauteile immer eine wichtige Rolle spielen. Andererseits können diese beiden aber auch nicht ohne die aus der Theorie gewonnenen Richtpunkte auskommen, wenn nicht kostspielige Fehlschläge bei der Durchführung von Beobachtungen oder bei der weiteren Ausbildung der Konstruktion — veranlaßt etwa durch schwerere Belastungen, durch höhere Geschwindigkeiten oder dichteren Verkehr — in Kauf genommen werden wollen. Da statische Untersuchungen bei der Eigenart der Beanspruchung des Oberbaues sich im allgemeinen begnügen müssen, die Zulässigkeit der Spannungen und die Zweckmäßigkeit der Abmessungen im Vergleich zu den in der Praxis bewährten Konstruktionen zu prüfen, hat es der Verfasser in einer kleinen Abhandlung<sup>1)</sup> versucht, einen gewissen Komplex der hier auftretenden Fragen klarzustellen, um damit zu einer weiteren Behandlung des Problems anzuregen, dessen Lösung in Rücksicht auf die große Ausdehnung des Eisenbahnoberbaues eine volkswirtschaftliche Bedeutung kaum abzuspochen ist.

Die an einer Eisenbahnschiene angreifenden äußeren Kräfte sind selbst im normalen Betriebe auf einem von Zufälligkeiten freien, geraden Gleis aus mancherlei Gründen veränderlich und unbekannt; es interessiert daher zunächst die Größe und die Veränderlichkeit der im Betriebe tatsächlich angreifenden Kräfte und der durch sie hervorgerufenen Materialbeanspruchungen. Ferner verdienen die Schwingungsvorgänge im Gleis in mancherlei Hinsicht Beachtung. Endlich sind die Wechselbeziehungen zwischen Gleis und rollendem Material und deren „kritische Verhältnisse“ für eine zweckmäßige Ausbildung des Oberbaues und der Fahrzeuge von Bedeutung.

Im folgenden soll aus Raummangel lediglich das Verfahren in seinen Grundzügen kurz gekennzeichnet werden, um den Weg anzudeuten, auf dem die oben aufgeworfenen Fragen einer Klärung zugeführt werden können. Mangels anderer Beobachtungsergebnisse begnügt sich die Untersuchung, der elastischen Nachgiebigkeit der Schienenunterstützungen durch die bekannte, von Winkler aufgestellte Beziehung Rechnung

zu tragen, wenn auch nicht zu verkennen ist, daß der Wert derartiger dynamischer Untersuchungen gerade durch eine genauere Kenntnis des Verhaltens von Bettung und Untergrund bei schnellen Lastwechseln wesentlich gefördert würde.

Beschränkt man sich vorerst auf die Untersuchung des Mittelfeldes eines Trägers auf 4 elastischen Stützen, über das sich eine bekannte unveränderliche Last  $Q$  unendlich langsam bewege, so hat die Gleichung der Bahnkurve für Ruhelast, die der Berührungspunkt zwischen Rad und Schiene beschreibt, die Form:

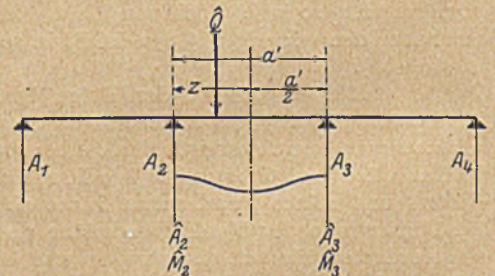
$$y = Q (a_0 + b_0 \xi^2 + c_0 \xi^4 + d_0 \xi^6) \dots \dots \dots (1)$$

mit

$$\xi = \frac{x}{a'}$$

worin  $a_0, b_0, c_0, d_0$  Formgrößen des betreffenden Oberbaues darstellen.

Befährt nun eine Lokomotive mit der Geschwindigkeit  $c = \text{cm/sec}$  das Gleis, das in der Geraden liege und von Unregelmäßigkeiten frei sei, so fällt auf den Berührungspunkt eines Rades mit der Schiene ein gewisser stets veränderlicher Teil des Gewichtes des Untergestells  $G_{(x)}$ , dem eine Masse  $m_{(x)}$  entspricht, und des Lokomotivüberbaues  $P_{(x)} - G_{(x)}$ . Von der Berücksichtigung einer Dämpfung und, solange nicht Stoßdrücke behandelt werden, von dem Einfluß des Oberbaugewichtes sei vorerst abgesehen.



Unter dem jeweiligen Lastsitz trat schon bei der unendlich langsamen Bewegung des Rades eine Durchbiegung ein, die sich unter dem Einfluß der Geschwindigkeit verändert. An dem materiellen Punkt greift dann eine Gesamtkraft an:

$$Q_{(x)} = P_{(x)} - m_{(x)} c^2 \frac{d^2 y}{dx^2}$$

die mit Gl. (1) die Differentialgleichung der Bahnkurve für bewegte Last in allgemeiner Form ergibt zu:

$$\frac{d^2 y}{d\xi^2} + \frac{a'^2}{4 m_{(x)} c^2} \cdot \frac{1}{a_0 + b_0 \xi^2 + c_0 \xi^4 + d_0 \xi^6} y = P_{(x)} \frac{a'^2}{4 m_{(x)} c^2} \quad (2)$$

Um den Verlauf der Schwingungen kennen zu lernen, stelle man sich den kontinuierlichen Schienenträger außerhalb des

<sup>1)</sup> Beiträge zu einer dynamischen Theorie des Eisenbahnoberbaues, München 1924, Verlag J. A. Mahr, München, Kontorhaus Stachus.



Bereiches der Schienenstöße als stetige Aufeinanderfolge des Mittelfeldes eines Trägers auf 4 Stützen vor. Die elastische Kraft der Schwingung ist dann periodisch mit dem Schwellenabstand  $a'$ . Diese Periodizität tritt in Erscheinung, wenn man bei  $\tau = \pi \xi$  die veränderliche Elastizitätsstärke:

$$\frac{a'^2}{4 m_{(x)} c^2} \cdot \frac{I}{a_0 + b_0 \xi^2 + c_0 \xi^4 + d_0 \xi^6} = \frac{a'^2}{4 \pi^2 m_{(x)} c^2} \left( \frac{I}{a_0} + f(\tau) \right)$$

mit einer Fourierschen Reihe entwickelt und damit  $f(\tau)$  bestimmt.

Bei den Verhältnissen im Eisenbahnoberbau ist nun der absolute Wert von  $a_0$  immer sehr groß gegenüber dem von  $(b_0 \xi^2 + c_0 \xi^4 + d_0 \xi^6)$ , welchen Wert  $\xi$  zwischen  $\pm 1$  auch annimmt; man kommt also dem Fall konstanter Elastizitätsstärke sehr nahe. Die Lösung der in endlicher Form nicht bestimmbar erzwingenen Schwingung mit zeitlich veränderlicher Elastizitätsstärke [Differentialgleichung (2)] ergibt sich daher mittels entsprechender Ansätze und Zwischenrechnungen aus folgendem System einander überlagernder erzwingener Schwingungen mit konstanter Elastizitätsstärke:

$$\begin{aligned} \text{I.} \quad & \frac{d^2 y_1}{d \tau^2} + \frac{a'^2}{4 \pi^2 m_{(x)} c^2} \cdot \frac{I}{a_0} y_1 = P_{(x)} \frac{a'^2}{4 \pi^2 m_{(x)} c^2} \\ \text{II.} \quad & \frac{d^2 y_2}{d \tau^2} + \frac{a'^2}{4 \pi^2 m_{(x)} c^2} \cdot \frac{I}{a_0} y_2 + \frac{a'^2 \pi^2}{4 \pi^2 m_{(x)} c^2} f(\tau) y_1 = 0 \\ \text{III.} \quad & \frac{d^2 y_3}{d \tau^2} + \frac{a'^2}{4 \pi^2 m_{(x)} c^2} \cdot \frac{I}{a_0} y_3 + \frac{a'^2 \pi^2}{4 \pi^2 m_{(x)} c^2} f(\tau) y_2 = 0 \\ & \text{usw.} \end{aligned}$$

Diese linearen Differentialgleichungen II. Ordnung mit konstanten Koeffizienten sind ohne weiteres zu integrieren.

Die weitere Behandlung der Gleichungen, der Eigenschaften der Schwingungen und ihres Einflusses auf die Verhältnisse im Oberbau geht über den Rahmen des hier zu gebenden Überblickes hinaus. Es sei nur angeführt, daß der Einfluß der überlagernden Schwingungen um so kleiner wird, die Gleichung I des Systems (3) also um so eher zur Beantwortung der aufgeworfenen Fragen genügt, je kleiner die Bettungsziffer und je größer die Zugeschwindigkeit  $c$  ist.

Das angedeutete Verfahren gestattet also, die einzelnen Einflüsse auf die Veränderlichkeit des Raddruckes beim normalen Gang der Fahrzeuge auf einer geraden, von Unregelmäßigkeiten freien Gleisstrecke in die Ausdrücke für  $P_{(x)}$  und  $G_{(x)}$  einzuführen, um aus den durch sie verursachten Schwingungsvorgängen die tatsächlich wirksamen Kräfte und die jeweils möglichen Höchstbeanspruchungen zu ermitteln, sowie aus den jeweiligen Resonanzbedingungen Fingerzeige zu gewinnen über die „kritischen“ Verhältnisse. Eine Resonanz ist natürlich im Eisenbahnbetrieb nicht völlig zu vermeiden. Im Oberbau ist jedoch andererseits weniger eine unmittelbare gefahrdrohende Beanspruchung als die Häufigkeit ungünstiger Materialanstregung und der schnelle Wechsel ihres Auftretens, die eine schnellere Abnutzung der einzelnen Konstruktionselemente im Gefolge haben, ausschlaggebend; es ist daher von Interesse, die kritischen Verhältnisse zwischen der Abmessung von Gleis und rollendem Material, normalen Streckengeschwindigkeiten usw. kennen zu lernen.

Die Ursachen der Veränderlichkeit der Raddrücke lassen sich z. T. aus ihrer Eigenart durch einfache Überlegungen ableiten wie z. B. die Wirkung der Gegengewichte an den Triebbrädern der Lokomotiven, das Federspiel der Achsfedern

usw. Wo es nicht gelingt, die Funktionen der Kräfteerreger auf direktem Wege zu ermitteln, bietet die Verwertung der Achslagerdruckdiagramme letzten Endes einen gangbaren Weg.

In gleicher Weise können auch die vorübergehend auftretenden Einflüsse auf das Kräftespiel berücksichtigt werden, wie z. B. die Bremsung einzelner Achsen, die Kraftwirkungen beim Befahren von Kurven, Winddruck usw.

Infolge von Unregelmäßigkeiten am Gleis und an den Fahrzeugen entstehen endlich Kraftwirkungen, die unter Umständen das ganze Kräftespiel des Normalzustandes von Grund aus umgestalten können, die jedoch um so unsicherer in die Rechnung einzuführen sind, als die sie hervorruhenden Ursachen (Einfluß schlechter Bettung unter einzelnen Schwellen, Schlaglöcher, unrunde Räder usw.) in ihrer absoluten Größe und z. T. auch in ihrer Wirkungsweise nicht genau genug bekannt sind. Immerhin wird man mittels vereinfachender Annahmen näherungsweise Art und Größe der Kräfteerreger bestimmen und in die Grundgleichung (2) einführen können. In dieser verlaufen dann die Funktionen der elastischen Kraft und der Störungsfunktion unregelmäßig oder sind mit Sprüngen behaftet; sie können jedoch in hinreichender Annäherung durch stückweise konstante Funktionen ersetzt werden. Dadurch erhält man ein System von Differentialgleichungen II. Ordnung mit zeitlich konstanter Elastizitätsstärke, die innerhalb ihres Gültigkeitsbereiches die Schwingungen mit genügender Genauigkeit ergeben in der Form:

$$y_n = A_n \sin \alpha \tau + B_n \cos \alpha \tau + Z(\tau).$$

Die Integrationskonstanten werden für das erste Teilstück aus den Anfangsbedingungen ermittelt, für alle folgenden aus der Forderung eines stetigen Verlaufes der Bahnkurven, nach der, abgesehen von den Schienenstößen, an den Intervallgrenzen Ordinaten und Tangenten der Neigungswinkel einander gleich werden müssen. Stetigkeitsunterbrechungen wie z. B. an den Schienenstößen können in gleicher Weise berücksichtigt werden.

Insbesondere für die Ermittlung der absoluten Größe der Schwingungsausschläge und der tatsächlichen Höchstbeanspruchungen läßt sich die Berücksichtigung der Dämpfung nicht umgehen. Die Ursachen der Dämpfung und das Gesetz, dem sie folgt, sind zurzeit noch nicht ausreichend bekannt. Eine dämpfende Wirkung kommt jedenfalls gewissen Reibungserscheinungen zu sowie dem Verhalten von Bettung und Untergrund unter dem Einfluß der elastischen Nachwirkung, die die Senkungen und vor allem die Hebungen der Schwellen verhältnismäßig langsam erfolgen läßt. (Dieser Erscheinung trägt die verwendete Winklersche Beziehung keine Rechnung.) Auch die eigenartige Auflagerung der Schienen auf den Schwellen, die wenigstens an neueren Gleisen mehr oder weniger die Wirkung einer teilweisen elastischen Einspannung hat, trägt zu einer Dämpfung der Oberbauschwingungen bei. Mittels vereinfachender Annahmen läßt sich jedenfalls ein annäherndes Bild von dem Einfluß dieser einzelnen Dämpfungserscheinungen gewinnen.

Es hätte den zur Verfügung stehenden Raum weit überschritten, wenn auf alle diese Punkte eingegangen worden wäre, deren Darstellung immerhin einen erheblichen Aufwand an Rechnerarbeit erfordert. In der eingangs erwähnten Abhandlung sind diese Fragen eingehender behandelt und als Beispiel die Ergebnisse einiger Anwendungen auf einem bestimmten Oberbau vorgeführt. Die vorstehenden Ausführungen werden jedoch genügen, um den Gedankengang klarzulegen und die Ergebnisse, die auf dem angegebenen Wege gewonnen werden können, anzudeuten und damit ihren Zweck erfüllen, zu weiteren Untersuchungen anzuregen.



## PROF. DR.-ING. E. H. FRANZ SCHÜLE †.

Nach langem Siechtum ist der erst vor kurzem von seinem Amte zurückgetretene Direktor der eidgenössischen Materialprüfungsanstalt in Zürich, Prof. F. Schüle, im Alter von 65 Jahren am 7. Januar aus dem Leben geschieden.

Schüle war ein erfolgreicher Ingenieur und im besonderen als Eisenkonstrukteur wie so mancher Schweizer Ingenieur lange Jahre im Ausland tätig. Nach einer vielseitigen Tätigkeit bei dem bekannten französischen Ingenieur Eiffel und einer interessanten Praxis in Ostasien kehrte er in seine Heimat zurück. Zuerst wirkte er als Professor an der Universität Lausanne, und nach der Berufung Tetmajers nach Wien übernahm er als dessen Nachfolger den Lehrstuhl für Baumaterialienkunde und die Leitung der Materialprüfungsanstalt zu einer Zeit, als der Eisenbetonbau die Bauingenieure zur Schaffung von theoretischen Grundlagen drängte.

Für Schüle, einen Schüler Culmans, war die Eisenbetonforschung ein Feld, das ihn durch eine Reihe von Jahren

ausgiebig beschäftigte. So entstanden die mustergültigen Arbeiten der schweizerischen Eisenbetonkommission unter seiner Leitung, die zu den wertvollsten wissenschaftlichen Arbeiten im Eisenbeton gehörten, und die in der Fachwelt Anerkennung gefunden haben. Die Methodik war es, die seine Arbeiten im Laboratorium so wertvoll machte.

Leider war es ihm nicht vergönnt, mit voller Kraft die begonnenen Arbeiten fortzusetzen, da seit Jahren ein schweres Herzleiden seine Arbeitskraft lähmte.

Nach dem Kriege bemühte er sich, die Arbeiten im Internationalen Verband der Materialprüfungen wieder aufleben zu lassen; bei den bekannten Widerständen war es nicht seine Schuld, wenn seine Absicht mißlang.

Seine hervorragenden wissenschaftlichen Arbeiten wurden von der Technischen Hochschule in Karlsruhe durch die Verleihung der Würde eines Ehrendoktors geehrt.

E. Probst.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

## Das Wesen der Nietverbindung.

Von Richard Baumann.

**Übersicht.** Es wird gezeigt, daß das Wesen der Nietverbindung durch den Reibungsschluß zwischen den Blechen gekennzeichnet ist, und daß es nicht darauf ankommt, wie die Verbindung berechnet wird (Schub, Reibungsdruck, Gleitwiderstand), sondern darauf, daß sie gut ausgeführt wird; deshalb und im Hinblick auf die hohe Bedeutung richtiger Behandlung des Materials ist auf Erzielung hohen Gleitwiderstandes zu achten, und nicht das Augenmerk auf die Schubbeanspruchung oder den Leibungsdruck zu lenken, was insbesondere auch bei hochwertigem Material zu unzweckmäßigen Abmessungen und Formen führen könnte.

Die erste Vereinigung zweier tragender Teile dürfte durch Binden nach Abb. 1 oder 2 erfolgt sein, ein Verfahren, das durch die Bezeichnung „Verbindung“ recht gut gekennzeichnet erscheint und auch heute im Gerüstbau, in Haus, Hof und Garten noch vielfach Anwendung findet, wenn auch die früher üblichen biegsamen Zweige durch Stricke ersetzt werden. Wer eine solche Verbindung selbst herstellt, weiß ganz genau, daß es vor allem darauf ankommt, daß das geschlungene Seil die Stangen fest zusammenpreßt; erst der Reibungsschluß macht die Verbindung zuverlässig. Bei Anordnungen nach Abb. 2 wird gern eine Astgabel oder dergleichen benutzt worden sein, um das Herabrutschen zu verhindern und mangels solcher wird der Pflock zu Hilfe genommen worden sein, der schließlich als Holznagel später Metallnagel, die Bindung entbehrlieh gemacht hat. Aber auch beim Nageln kommt es darauf an, daß die zu verbindenden Teile fest zusammengepreßt werden und die Schraube trägt erst in zweckmäßiger Weise, wenn sie fest angezogen ist; das weiß jeder, der selbst praktisch arbeitet; eine lose Schraube würde sehr bald ihr Loch aufweiten und locker werden, kurz, unbrauchbar sein.

Als das Metall das Holz verdrängte, trat an die Stelle des Nagels die Niete, der Nietnagel. Seit jeher wird sie vom Schmied angewendet, und so stand das Nietverfahren dem Ingenieur voll ausgebildet zur Verfügung, als er für die Aufgaben im Maschinen-, Brücken- oder Behälterbau seiner in einem freilich vorher nicht geahnten Maße bedurfte. Unsere Schmiede wußten ganz genau, wie eine gute Nietung herzustellen war, so daß ohne weiteres zuverlässige Arbeit entstand. Vor allem galt es, dafür zu sorgen, daß die Niete festsitzt, d. h. daß die zu verbindenden Bleche, Laschen usw. durch die Niete fest zusammengepreßt werden. Deshalb muß die Niete zwei gute Köpfe haben und außerdem muß sie im Schaft so elastisch sein, daß sie sich nicht bleibend streckt, was zum Klappern führen würde. Deshalb wurde das weiche Eisen entweder durch Kalthämmern gestaut und dadurch mit höherliegender Streckgrenze versehen, oder wurden die Niete warm eingezogen und die große Wärmeschumpfung beim Erkalten im Verein mit der Staucharbeit und der Kühlwirkung zum Höherlegen der Streckgrenze benutzt. Wer glauben würde, diese Auffassung sei unrichtig, würde denselben Fehler begehen, wie derjenige, der eine Nietung mit weichen Aluminiumnieten herstellen wollte: diese würden sehr bald bleibende Dehnungen im Schaft erhalten, zu klappern beginnen und damit den Bestand des Bauwerks gefährden. (Heute wird viel mit Aluminiumlegierungen genietet, aber erfolgreich nur mit solchen von höher gelegter Streckgrenze.)

Es war ein zufälliges zeitliches Zusammentreffen, daß die Nietverbindungen dann Bedeutung gewannen, als man planmäßig begann,

die in den Ingenieur-Konstruktionen auftretenden Spannungen zu berechnen. Und es ist zu bedauern, daß man dabei als maßgebende Beanspruchung der Nietschäfte die Schubbeanspruchung auffaßte, obwohl schon damals die Rechnung hätte zeigen müssen, daß in allen praktisch wichtigen Fällen die Biegebungsbeanspruchung überwiegt, wenn die Nietschäfte in der Leibung zum Anliegen kommen. Aber



Abb. 1.  
„Verbindungen“.



Abb. 2.



Abb. 3.  
Bolzen mit dicken Köpfen statt Niete.

man darf nicht außer Acht lassen, daß jede Art von rechnerischer Grundlage damals als wertvoller Fortschritt, als eine Hilfe erschien, wo bisher das Nichts gewesen war, und daß die durch Beobachtungen am Bauwerk und beim Versuch geschärfte Erkenntnis naturgemäß nachhinken mußte — wie sie es stets tut und tun wird.

Jedenfalls ist anzunehmen, daß kein praktisch erfahrener Mann auf den Gedanken kommen würde, sich auf den Schub- oder Biegebungsdruck der Nietschäfte zu verlassen, wenn die Niete durch die Bleche einfach hindurchgesteckt und durch Köpfe gegen das Herausfallen gesichert wären, wie Abb. 3 andeutet, eine Verbindung, wie sie bei ungenügender Nietarbeit jederzeit entstehen wird. Der praktische erfahrene Mann verlangt vielmehr, daß beide Köpfe satt aufsitzen, wie Abb. 4 zeigt, und gut ausgebildet, also imstande sind, die Bleche fest zusammenzupressen. Es ist ihm im Grunde seines Herzens völlig gleichgültig, wie die Nietverbindung berechnet wird, wenn sie nur bei der Betriebsbeanspruchung nicht zu klappern anfängt. Dieses Klappern kann nicht durch die Berechnungsart beeinflusst werden, sondern nur dadurch, daß dafür gesorgt wird, daß die Niete im Loch nicht hin- und hergezogen oder -geschoben werden. Diese Forderung läuft darauf hinaus, daß die zu verbindenden Bleche keine (zu großen) Bewegungen gegeneinander ausführen. Das heißt mit anderen Worten: Soll eine Nietverbindung sich im Betrieb bewähren, so dürfen sich die Bleche gegeneinander nicht verschieben<sup>1)</sup>.

Bis hierher dürfte Einigkeit bei allen Fachgenossen herrschen. Nun aber gehen die Ansichten auseinander.

Die einen — und zwar scheint ihre Zahl bei den Bauingenieuren zu überwiegen — meinen, die Verschiebung müsse verhindert werden (und werde verhindert) dadurch, daß die Nietschäfte die Löcher stramm ausfüllen und wie Keile wirken. Sie berechnen daher die Schubbeanspruchung und den Lochleibungsdruck und betrachten sie als maßgebende Größen. Diese Auffassung pflegt sich auf Versuche zu stützen, die bis zum Bruch der Verbindung durchgeführt werden. Bei solchen Versuchen werden die Niete abgesichert oder die Löcher überanstrengt. Daß im Betriebe der üblichen Bauwerke andere Vorgänge maßgebend sind oder doch sein können, wird übersehen; dort stellt das Losschlagen der Niete das Ende des Betriebes dar, längst ehe Abscheren der

<sup>1)</sup> Insbesondere in Fällen, in denen das Eigengewicht überwiegt, also die Beanspruchungsrichtung nicht wechselt, oder jede Aenderung der Belastung ausgeschlossen ist; es wäre aber unzweckmäßig aus solchen Fällen die Anschauung über das Wesen der Nietung abzuleiten.



Schäfte oder Ausreißen der Löcher in Frage steht. (Auf die Frage Biegungs- oder Schubbeanspruchung sei hier nicht weiter eingegangen, da sie erledigt sein dürfte.) Andere glauben, durch besondere Ausbildung der Nietköpfe und Versenke wirken zu können. Auch diese Maßnahmen würden erst dann zur Geltung kommen, wenn eine ganz unzulässig große Bewegung (bleibende Formänderung) in der Nietverbindung eingetreten wäre, wie ein Blick auf die Länge der Nietschäfte erkennen läßt. Der Vollständigkeit halber sei noch daran erinnert, daß die Nietschäfte bei warm eingezogenen Nietten nach dem Erkalten nur ganz unvollkommen an der Leibung anliegen können (jedenfalls, wenn mehrere Nietten vorhanden sind; bei einer Niete wäre ja Anliegen auf einer Seite schließlich möglich), weil die negative Wärmedehnung des heißen Schaftes eben sehr viel größer ist als die elastische Formänderung von Schaft und Loch, so daß der erkaltete Schaft die Lochwand nicht mehr berührt. Es ist versucht worden, durch Einpressen von übermäßig viel Nietmaterial ein Eindornen der Nietten in die Löcher herbeizuführen (Frémont, Abb. 5 zeigt ein Bild aus der



Nietung (im Gegensatz zu Abbildung 3).

Abb. 4.



Nietten mit „Speisehals“

Abb. 5.

Z. d. V. D. I. 1907, S. 794), wobei man die ganz bedenkliche Schädigung der Eisenteile übersah. Eine Verbindung, die in der eben geschilderten Art wirken könnte, müßte durch Eintreiben von konischen Stahldornen in gut vorgearbeitete Löcher hergestellt werden. Niemand würde das eine Nietverbindung nennen wollen.

Der andere Teil der Fachgenossen — in der Mehrzahl Maschineningenieure — ist der Ansicht, daß diejenige Größe, welche die Nietverbindung lebensfähig macht, die Reibung zwischen den verbundenen Teilen ist, d. h. der Gleitwiderstand. Alle dagegen früher vorgebrachten Einwände haben sich leicht widerlegen lassen und es ist heute kein Widerspruch bekannt, der nicht durch die Macht der Gewohnheit allein zu erklären wäre. So erschien es unnötig, weiteres zu bemerken, wenn nicht durch die zufällig bemerkte „Erwiderung“ von Herrn Professor Schachenmaier auf S. 246 dieser Zeitschrift die Angabe neu hinzugetreten wäre, daß die Kesselbauer immer mehr von dieser, durch Bach vertretenen Anschauung abkommen sollen. Das ist eine große Täuschung. Wer sich heute zu den sachgemäßen Kesselbauern zählen will, muß seine Einrichtungen so treffen, daß ein möglichst hoher Gleitwiderstand erzielt wird. Die seit Jahresfrist in Bearbeitung befindlichen deutschen Bauvorschriften für Landdampfkessel werden darüber keinen Zweifel lassen; übrigens besteht ein solcher über die Wirksamkeit des Gleitwiderstandes bei Kesselbauern meines Wissens nicht. Etwas ganz anderes ist die Frage, wie die Kesselbauer rechnen. Da besteht allerdings kein Zweifel, daß die heutigen Bauvorschriften die Scherfestigkeit der Nietten zugrunde legen, und zwar ausschließlich, während bis vor kurzem der Satz: „Die Nietnähte sollen stets so ausgeführt werden, daß der erforderliche Widerstand gegen Gleiten vorhanden ist“, der Vorschrift über die Scherfestigkeit vorausging. Ich kenne aber auch die Motive für diese Änderung, da ich an den maßgebenden

getroffen hat)<sup>2)</sup>, weil ohne ihn diese Erläuterung nicht erfolgt wäre. Diese zeigt wieder einmal die außerordentliche Bedeutung der praktischen Tätigkeit des Ingenieurs für seine Anschauungen und Erkenntnisse. Es wird zu hoffen sein, daß die Bauingenieure sich die Auffassung, der Gleitwiderstand der Nietverbindungen gebe für ihr gutes Verhalten im Betriebe den Ausschlag, um so rascher zu eigen machen, je mehr sie vor dem Studium auf dem Werkplatz oder in der Fabrik mit eigener Hand zugegriffen haben, wie es seit kurzem mit Recht verlangt wird.

### Ein Bogenvorschlag zur Sydneybrücke.

Von Dipl.-Ing. Dick, Kriens bei Luzern.

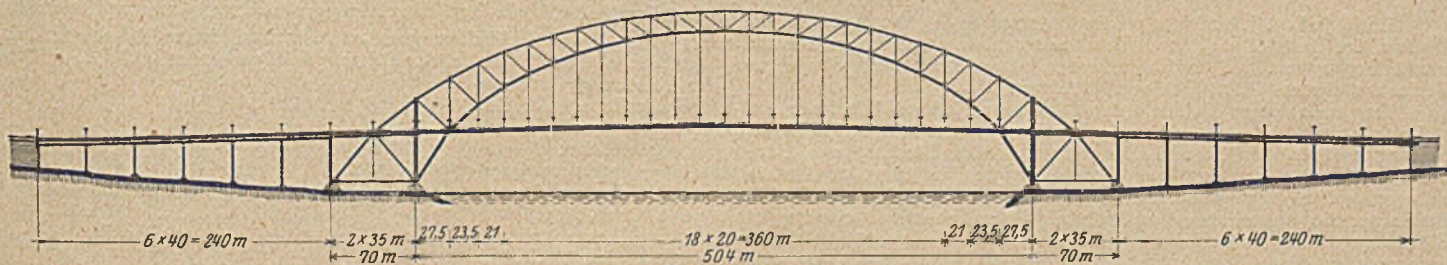
Die Formgebung einer großen Brücke stellt durch ihre Abhängigkeit von den Bedingungen der Statik, der Wirtschaftlichkeit und rationellen Montage und durch ihre Anforderungen an den künstlerischen Geschmack des Ingenieurs immer eine der schwierigsten, aber auch interessantesten Aufgaben des Brückenbaus dar. Der in Heft 18 erschienene Vortrag von Herrn Dr. Georg Müller dürfte daher mit seiner eingehenden Kritik der Gestaltung der Sydneybrücke alle Brückenbauer lebhaft interessiert und vielleicht manchen zu eigenen Studien über das Problem veranlaßt haben. Es mag im folgenden erlaubt sein, dem dort eingehend begründeten Rahmenvorschlag, der in seiner kraftvollen Einfachheit von den vorher gezeigten Angeboten des letzten Sydneywettbewerbes sehr vorteilhaft absticht, eine solche Studie gegenüberzustellen, welche für den Bogen eine ähnliche Herausbildung einer klaren Grundform versucht, wie sie Herr Dr. Müller für die Rahmen- und Auslegerbrücken bringt.

Wenn man die Angebote für Bogenbrücken durchgeht, welche bei dem letzten Wettbewerb vorgelegt worden sind, so gewinnt man den Eindruck, daß in der Regel nur eine Bogengurtung, nicht ein Fachwerkbogen geformt worden ist. In der Brückenmitte schmiegt sich die zweite Gurtung, meist der Obergurt, der parabolischen Hauptgurtung ziemlich an, wird dann aber am Auflager plötzlich abgeschnitten oder unter Verleugnung der Bogenform als Auslegergurtung weitergeführt. Beides wirkt unschön, die Auslegeröffnungen sind mit 90 m gegenüber der Hauptöffnung zu klein, und das senkrechte Abschneiden des Fachwerks über dem Auflager hat die Entwerfer selbst so wenig befriedigt, daß sie fast immer einen Mauerkörper als Maskierung vor die Bogenenden setzten.

Die Entgegnung, daß diese Mauerkörper nötig sind, um die Auflagerdrucke in die Tiefe zu zwingen, dürfte nicht geeignet sein, die gewählten Bogenformen als richtig für einen reinen Eisenbau erscheinen zu lassen.

Die Mängel in wirtschaftlicher Hinsicht: Mehrverbrauch an Eisen wegen der Aufbaukräfte, Erstellung einer Verankerung, die in der fertigen Brücke doch nicht durch Verkleinerung irgendwelcher Stabkraftgruppen nutzbar wird, sind in dem Müllerschen Aufsatz schon erwähnt worden.

Versucht man nun beide Gurtungen gemeinsam zu einem einfachen Bogen zu formen und verwertet dabei den Müllerschen Gedanken, den guten Baugrund nach allen Richtungen auszunützen, so kommt man ungezwungen zu der folgenden Hauptträgerform, die gegenüber den Wettbewerbsbogen wesentlich ruhiger und einfacher wirkt.



Sitzungen teilgenommen habe. Es wurde damals ausgeführt, daß die Rechnung auf beiden Wegen zu denselben Nietstärken führe, und daß man deshalb der Kürze halber nur das beibehalten wolle, was als älteres Verfahren weiter verbreitet sei. Allein schon kurze Zeit darauf erkannten erfahrene Fabrikanten, daß sie damit ein Unheil angerichtet hatten. Und vollends seit die ausführlichen Untersuchungen über den Einfluß der Spannungen, welche durch das Nietten im Material hervorgerufen werden können (Z. d. V. D. I. 1912, S. 1890 u. f.) bekannt geworden und durch das Heft 252 der Forschungsarbeiten ergänzt sind, besteht bei keinem deutschen Kesselbauer mehr Unklarheit, worauf es bei der Nietverbindung ankommt. Schwere Schäden im In- und Ausland haben etwa in Jahresfrist eine Erziehungsarbeit geleistet, die sonst ein Menschenalter dauert und in Deutschland die Klarstellung herbeiführt, welche nötig war, um Wiederholungen zu verhüten, was eine Überlegenheit der deutschen Arbeit zur Folge hat. Obgleich nun beim Kessel die Temperaturerhöhung im Betriebe eine Verschärfung herbeiführt, die im Eisenbau vermieden ist, so bestehen doch in bezug auf das Wesen der Nietung in beiden Tätigkeitsgebieten dieselben Verhältnisse, und der erwähnte Hinweis auf die Ansichten der Kesselbauer ist sehr zu begrüßen (obgleich er nicht das Richtige

Die Brücke hat nun eine klare Zweiteilung erhalten; die Fahrbahn, das Tragende, geht als ruhiges glattes Band von Ufer zu Ufer; der Bogen, das Tragende, schwingt sich von breit und beruhigend verankerter Basis zu einer schlanken Wölbung auf, beide Gurtungen beugen sich einer Form, einem konstruktiven Gedanken, der jedem Betrachter das Kräftespiel deutlich vor Augen führt. Die Ellipsenform der Rundung läßt von der großen Bogenbreite am Auflager eine schnelle Verjüngung entsprechend dem rasch abnehmenden Moment

<sup>2)</sup> Es ist wesentlich, daß, wie schon erwähnt, die Art der Anschauung das Rechnungsergebnis nicht beeinflusst, daß also der Hinweis von Herrn Prof. Sch. darauf, daß Tausende und Abertausende von Ausführungen sich gut bewährt haben, gar kein Urteil gestattet. Die versuchte Konstruktion eines Unterschiedes zwischen Praxis und Laboratorium fällt daher zusammen. Wohl aber beeinflusst die Anschauung die Ausführung und darauf kommt es an, vollends auch im Hinblick auf höherwertige Baustoffe.

Auf den weiteren Inhalt der „Erwiderung“ sei nicht eingegangen, weil ein Schriftwechsel als Selbstzweck unfruchtbar erscheint, sondern nur festgestellt, daß der Gedanke, die Streckfiguren zur Klarstellung heranzuziehen, nicht wohl als ein neuer Weg bezeichnet werden kann.



zu, außerdem behält diese Form von jedem seitlich gelegenen Standpunkt gesehen, eine gute Wölbung im Gegensatz zur Parabel, die in Kämpfernähe leicht zu gerade wirken kann. Durch Vergrößerung der Felder bei den Auflagern wird einmal ein unauffälliger Übergang von den 20-m-Feldern des Bogens zu den 40-m-Öffnungen in den Zufahrtsbrücken erzielt, dann aber wird im Verein mit der Bogenverjüngung eine ziemlich gleichmäßige Strebenneigung erreicht und damit die bei fast allen Wettbewerbsvorschlägen auftretenden steilen Diagonalen und spitzen Anschlüsse umgangen. Die Ausfachung wirkt nun nicht mehr langweilig, sondern unauffällig.

Dadurch, daß sich fast von jedem Standpunkt aus die tatsächliche Verkleinerung der höher gelegenen Bogenstäbe und Felder zu der perspektivischen Verjüngung addiert, daß dem Beschauer meistens die größten Stäbe und Felder am nächsten liegen, wird die mächtige Wirkung des Bauwerks noch gesteigert.

Die Seitenöffnungen sind der Form nach von Dr. Müller übernommen, nur sind an Stelle einfacher Blechbalken vollwandige Gerberträger getreten.

Der Vergleich mit den angebotenen Bogen und mit dem Rahmen-vorschlag von Dr. Müller zeigt offensichtlich, daß der Aufbau des Bogens nicht mehr Schwierigkeiten bereitet, als bei irgendeinem anderen Vorschlag zu erwarten sind. Die Verankerung des Bogen-Obergurtes ist als senkrechter pendelartiger Augenstab gedacht, der selbst mit Berücksichtigung von Auftrieb je nach dem spezifischen Gewicht des anstehenden Felsens in etwa 30 m Tiefe ein sicheres Auflager findet. Die günstigste Kraftverteilung im Bogen erreicht man nach einer vorläufigen statischen Untersuchung, die allerdings an Hand der Wettbewerbsunterlagen und mit größerer Genauigkeit nachzuprüfen wäre, durch folgenden Aufbauvorgang:

Von beiden Seiten werden die Hauptträger und Verbände frei vorgebaut bis zum vierten Knoten von der Mitte aus; die acht Mittelfelder werden eingeschwommen, hochgezogen und vorläufig mit Untergurtgelenken in den Bogen eingefügt. Bis jetzt erhalten alle Auflager nur lotrechte Kräfte. Nun erfolgt auf beiden Seiten der Vorbau der fertigen abgedeckten Fahrbahn bis zu den provisorischen Gelenken, dann werden diese durch eine feste Obergurtverbindung geschlossen und das Fahrbahn-Mittelstück fertiggestellt. Auch die fertige Brücke erzeugt steile Auflagerdrücke; die sonst bei Bogenbrücken im Flachland nur zu üblichen Steintürme haben hier neben ihrem architektonischen Heimatrecht auch als Auflagerbeschwerer jeden Sinn eingebüßt.

Die Gurtbeanspruchungen können als günstig bezeichnet werden, jedenfalls lassen sich umfangreichere Verstärkungen für bloße Montage-spannungen gut vermeiden.

Die Stabkräfte und Lasten häufen sich über den Auflagern, während die Brückenmitte leicht bleibt; dadurch wäre die Konkurrenz-fähigkeit mit den Wettbewerbsentwürfen auch wirtschaftlich gesichert.

Wenn heute auch kein noch so schöner Entwurf den Lauf der Dinge ändern kann, so dürfte vielleicht die vorliegende Studie doch einen gewissen Wert behalten als Versuch, eine so häufige und wichtige Bauform wie den Bogen dem Flachland losgelöst von aller Maskierungs-Architektur anzupassen und durchzubilden zu Klarheit und Einfachheit.

### Unfälle.

Ende Juli v. J. berichteten die Tageszeitungen über zwei Unfälle, die bei der Aufstellung bzw. Benutzung kleiner eiserner Brücken entstanden waren. Beide Unfälle waren besonders schwer, da sie zum Verlust mehrerer Menschenleben führten.

Der erste dieser Unfälle entstand am 22. Juli v. J. bei der Aufstellung einer Straßenunterführung bei Frankfurt a. Main. Die Brücke bestand aus vier als Gerberbalken ausgebildeten Blechträgern, deren mittlere Abstützung auf zwei Pendelportalen in 16,75 m Abstand erfolgen sollte. Bei der Ausführung wurden zunächst die beiden Pendelportale aufgerichtet und mittels Holzstreben von etwa 13 cm Stärke gegen die benachbarten Widerlagsmauern abgestützt. Außerdem wurden diese Portale mit Drahtseilen von 17 mm Dmr. nach außen verankert. Diese Seile waren mittels Zimmermannschleifen an 48 mm starken und 1,5 m langen in den Boden eingeschlagenen Rundeisen befestigt. Auf die Portale waren bereits zwei mittlere Hauptträger ohne die seitlichen Einhängestücke aufgelegt. Beim Einbringen der diese beiden Hauptträger verbindenden Querkonstruktionen mußte einer dieser 11 t schweren Hauptträger angehoben und seitlich verschoben werden, als plötzlich beide Portale nach der gleichen Seite umkippten und die Blechträger abstürzten. Dabei wurde ein Mann getötet, während drei andere Leute mit leichten Verletzungen davon kamen. Der die Aufstellungsarbeiten persönlich leitende Unternehmer und die auf den Hauptträgern arbeitenden Leute retteten sich im letzten Augenblick durch Abspringen.

Bei der nachträglich angestellten Untersuchung haben Unternehmer und Monteure schließlich zugegeben, daß kurz vor dem Unfall die Holzstreben auf einer Seite entfernt waren.

Aus diesen Darlegungen geht zunächst hervor, daß es sich um eine überaus einfache Aufstellungsarbeit und um ein ebenso einfaches Bauwerk von bescheidenen Abmessungen handelt. War die Sicherung der Portale gegen Umfallen schon unzulänglich und ungeschickt, so zeugt das Weglassen der Streben von einer überaus leichtfertigen Auffassung. — Von Bauunternehmungen, die mit der Herstellung

und Aufstellung von Ingenieurbauwerken betraut werden, sollte man Leichtfertigkeiten dieser Art schlechthin nicht erwarten dürfen. — Es muß auch festgestellt werden, daß die ausführende Firma in den Kreisen des Deutschen Eisenbau-Verbandes als Eisenbaufirma nicht bekannt ist. Der Unfall sollte den maßgeblichen Stellen von neuem zur Warnung dienen und sie veranlassen, die Ausführung und Aufstellung von Eisenbauten nicht unerfahrenen, sondern zuverlässigen Firmen anzuvertrauen.

Wenige Tage nach diesem Unfall stürzte im Kreise Iserlohn i. Westf. eine eiserne Brücke ein, wobei zwei Leute tödlich und ein Mann schwer verletzt wurden.

Die Brücke war mit einer zweiten gleicher Ausführung im Jahre 1896 als altes Bauwerk angekauft und wurde seit 1901 als Straßenbrücke über die Höhne verwendet. Die Hauptträger waren Parabelträger mit gekreuzten Flacheisenstreben, hatten etwa 13 m Stützweite und 1,4 m Konstruktionshöhe in der Mitte. Kurz vor dem Unfall wurde ein Anschlußgleis über die Brücke verlegt; vorher war der alte Holzbodenbelag der Fahrbahn durch eine 20 cm starke Stampfbetondecke ersetzt worden. Nach angeblichen Probelastungen mit Eisen-

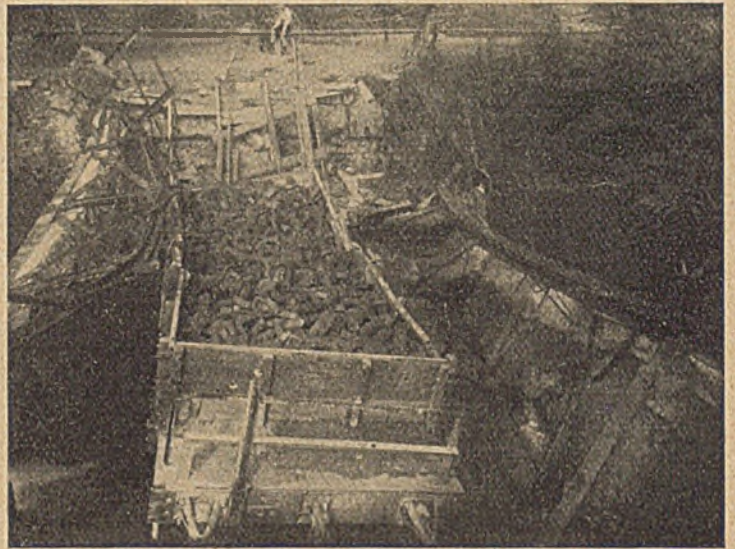


Abb. 1.

bahnwagen von ca. 6 t Eigengewicht und 2 bzw. 7 t Ladung stürzte die Brücke am 28. Juli d. J. unter der Last eines voll beladenen 10 t-Wagens vollständig ein (Abb. 1). Der Zustand der eingestürzten Brücke weist deutlich darauf hin, daß die Querträger gebrochen waren, und daß der fast senkrecht abgestürzte Eisenbahnwagen die beiden Brückenhälften mit den Hauptträgern nach innen umgekippt hat.

Nach den Aufräumarbeiten konnte festgestellt werden, daß sämtliche Querträger in der Mitte gestoßen waren (Abb. 2). Diese

merkwürdige und ungewöhnliche Ausführung ist wohl darauf zurückzuführen, daß die 5,2 m langen Querträger der Brücke aus je 2 Querträgern von 2,6 m Länge gebildet waren. Zur Erklärung dieser ungewöhnlichen Anordnung möge die Feststellung dienen, daß die angekaufte Brücke ursprünglich nur 2,6 m Breite hatte. Offenbar wurden vor der Neuaufstellung zur Gewinnung der doppelten Brückenbreite die Querträgeranschlüsse bei zwei-Brücken gleichmäßig auf einer Seite an einem Hauptträger gelöst. Zwei Hauptträger mit den daran sitzenden Querträgern sind dann zu einer Brücke von 5,2 m Breite zusammengesetzt. Der Stoß der beiden Stehbleche der Querträger war wohl durch 2 Laschen gedeckt. Dagegen war für den Gurtwinkelstoß überhaupt nichts vorgesehen, wenn man von einer beiderseits mit je einem Niet angeschlossenen Fugendeckung im Bereich der senkrechten Winkelschenkel durch Blechstückchen von 150 · 60 7 mm absieht.

Über diese jeder fachmännischen Überlegung hohnsprechende „Konstruktion“ ist kein Wort zu verlieren. Abbildung 2 spricht für sich selbst, und die Ursache des Unglücks liegt klar zutage. Verwunderlich bleibt nur, daß die Verbindung der beiden Querträgerhälften vollständig unkundigen Leuten anvertraut werden konnte, und daß bei der Aufstellung des Bauwerkes keine Aufsichtsbehörde benachrichtigt wurde.

R.

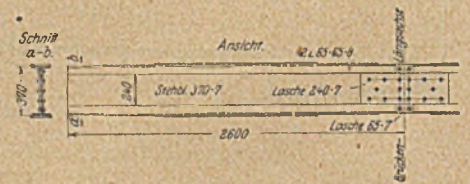


Abb. 2.



**Verbindung von Eisenbetonstützen mit Eisenträgern oder Holzfachwerk zu Tragkonstruktionen.**

Von Dipl.-Ing. Hermann Deimling, Hamburg.

Bei Fabrikbauten, Schuppen jeder Art gestaltet man die Tragkonstruktion der Dächer möglichst leicht, während man die Stützenkonstruktion schwerer konstruieren kann, um die nötige Windstabilität

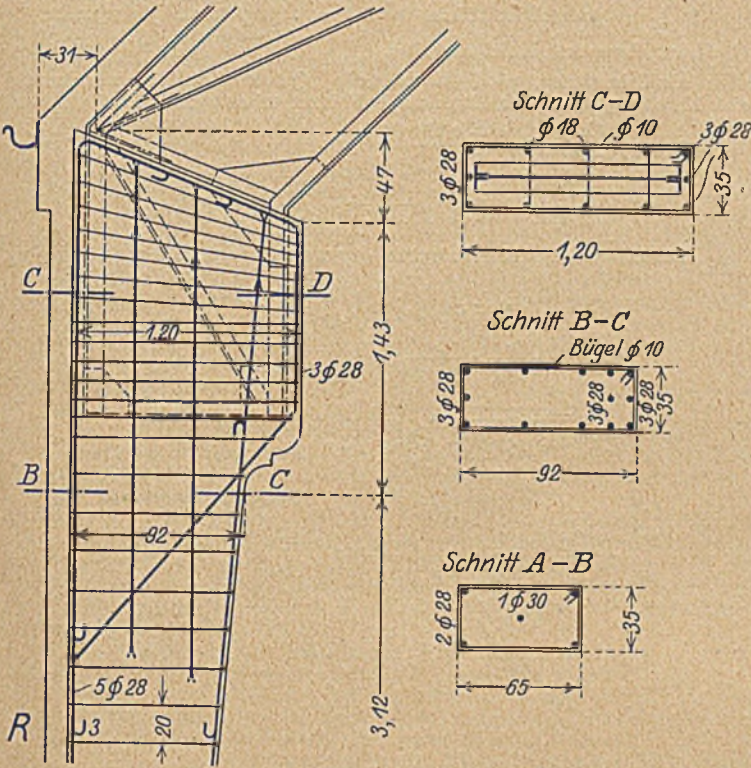


Abb. 1.

Verbindung des eisernen Fachwerkträgers mit dem Eisenbetonstiel.

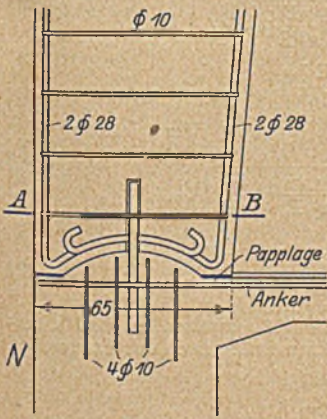


Abb. 2. Fußgelenk.

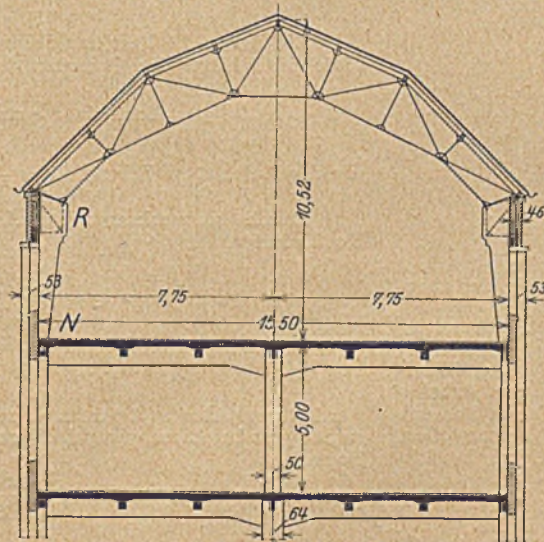


Abb. 3. Binder.

zu erzielen. Dies führte neuerdings dazu, die Stützen in Eisenbeton herzustellen und die Dächer in Holz oder Eisen, wobei man die Stützen als unten eingespannte Konstruktionen behandelt, die befähigt sind, die Windkräfte aufzunehmen. Die Dächer werden dann als freitragende oder kontinuierliche Träger, Bogen usw. in Holz oder Eisen auf die Stützen aufgelegt.

In den Kriegsjahren, wo hauptsächlich an Eisen gespart werden mußte und Eisenbeton leichter durchzuführen war, hat der Verfasser bei einer Fabrikanlage in Harburg Stützen und Eisenfachwerk zu gemeinsam wirkender Konstruktion in der Art ausgebildet, daß die Stützen in Eisenbeton zusammen mit dem Eisenfachwerkträger des Daches als eine Rahmenkonstruktion wirken. — 2 Gelenkbogen von 15,50 m Spannweite und 10,52 m Höhe — Abb. 1 und 2 zeigen die Ausführungsart der normalen Binderstütze mit Fußgelenk.

Hierbei sind die eisernen Dachbinder durch Einbetonierung ihres unteren Teiles in die Stütze so mit dieser verbunden, daß eine gemeinsame Wirkung entstehen muß. Abb. 2 zeigt den ganzen Binder.

Eine solche Verbindung zweier verschiedener Konstruktionsarten dürfte gegebenenfalls wesentliche Vorteile bei Dächern bieten und ist sowohl für 2 Gelenkrahmen als auch für eingespannte Tragwerke recht gut anwendbar. Die Berechnung bereitet keine Schwierigkeit, es müssen nur in den Arbeitsgleichungen die für Stiele und Träger verschiedenen E und J berücksichtigt werden. Als selbstverständlich ist voranzusetzen, daß die Übergangsstellen vom Eisenbeton in Eisen oder Holz sachgemäß und besonders sorgfältig ausgebildet werden, damit die Übertragung der errechneten Kräfte gewährleistet wird und keine Absprengungen des Betons erfolgen können.

Auch für Brückenkonstruktionen, wo die Durchfahrt eine geringe Höhe der Tragkonstruktion bedingt, kann eine Verbindung auskragender Widerlager in Eisenbeton mit eingespannten Tragbalken in Eisen zu günstigen Ergebnissen führen; dabei bleibt es unbenommen, das Eisen freizulassen oder rost- und rauchsicher zu ummanteln.

**Allgemeine Formel für Berechnung eines Freistabes auf Biegung in der Ebene.**

Von N. Pogorschelsky, Dipl.-Masch.-Ing., Moskau.

Die Gleichung für Berechnung wird aus der Voraussetzung einer größeren Deformation als die wirkliche abgeleitet, infolgedessen der Sicherheitsgrad etwas größer als der angenommene ausfallen wird.

Lassen wir auf einen Freistab, der auf zwei Stützen ruhen soll, eine Querverbelastung:

$$q_x = q \sin \frac{\pi x}{l}$$

wirken, so bei Berücksichtigung von:

$$\frac{1}{q} = \frac{d^2 y}{d x^2}$$

erhalten wir die Gleichung der elastischen Linie:

$$y = q \frac{l^4}{\pi^4 E J} \sin \frac{\pi x}{l}$$

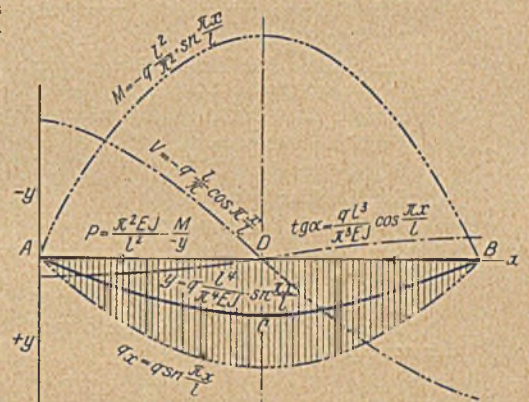


Abb. 1.

Die elastische Linie bleibt auch dann bestehen, wenn wir den  $\frac{1}{n}$ -ten Teil der Querverbelastung, das ist:

$$\frac{1}{n} q_x = \frac{1}{n} q \sin \frac{\pi x}{l}$$

durch eine Längskraft P ersetzen, die wieder ein n-tel der entsprechenden kritischen Kraft  $\frac{\pi E J}{l^2}$  bildet, dabei aber die Längskraft P ein n-tel von BW (d. h.  $\frac{P l^2}{\pi^2 E J} BW$ ) auf sich nehmen wird. Somit, bei der vorgegebenen Deformation nach der Sinusoide

$$y = q \frac{l^4}{\pi^4 E J} \sin \frac{\pi x}{l}$$

und Spannung B (auf Biegung) wird die Längskraft P eine Druckspannung  $\frac{P}{F}$  und eine Biegespannung  $B = \frac{P}{\pi^2 E J}$  erheben, der übrige nicht

ausgenutzte Rest der zulässigen Spannung

$$B = \frac{P}{F} + B = \frac{P}{\pi^2 E J}$$

kann vor Beginn der Deformation auf das ursprüngliche Quer- und Exzentrizitätsmoment  $\bar{M}$  übertragen werden. Daraus erhalten wir:

$$B - \left( \frac{P}{F} + B \frac{P}{\pi^2 E J} \right) = \frac{\bar{M}}{W}$$

und nach dem Umformen gelangen wir zur allgemeinen Berechnungsformel:

$$\frac{\bar{M}}{BW} + \frac{P}{\pi^2 E J} + \frac{P}{BF} = 1 \dots \dots \dots (A)$$

die als Theorem ausgedrückt lautet;



„Der Gesamtgefahrkoeffizient bezüglich der zulässigen Belastung ist gleich (oder kleiner) der Summe der Gefahrkoeffizienten auf Querbiegung  $\left(\frac{\bar{M}}{BW}\right)$ , Längsbiegung  $\left(\frac{P}{\pi^2 EJ}\right)$  und Druck  $\left(\frac{P}{BF}\right)$  und darf Stabilitäts- und Festigkeitshalber des Stabes den Wert 1 nicht überschreiten.“

Für Querbelastungen mit Krümmungsradien der elastischen Linie von  $q_{\min} = \frac{EJ}{M_{\max}}$  in der Mitte, bis  $q = \frac{EJ}{0} = \infty$  auf Enden, kann dieselbe mit der Sinusoide verglichen werden und wird für Berechnung dieselbe Formel gelten. Wenn aber der Verlauf der elastischen Linie von der sinusoidalen Form erheblich abweicht, so kann die Berechnung von der vorgeschlagenen möglichen maximalen Deformation ausgehen und dann wird die allgemeine Berechnungsformel zu:

$$\frac{\bar{M}}{BW} + \sum \frac{P(1-a)^2}{2EJ} + \sum \frac{P}{BF} = 1 \dots (A)$$

- wo  $\bar{M}$  = Moment der äußeren Kräfte vor Deformation,
- W = Widerstandsmoment (geometrische),
- P = Längskräfte,
- l = Hälfte der Freistablänge oder die Länge des einersits befestigten Stabes,
- a = Abstand des Angriffspunktes P vom freien Ende,
- J = Trägheitsmoment,
- F = Querschnittsfläche,
- E = Elastizitätsmodul,
- B = zulässige Spannung,
- $\sum$  = Symbol für Summe aller Kräfte von der einen Seite des Stabquerschnittes.

Aus der Formel (A) bei  $\bar{M} = 0$  wird die Formel für Berechnung der zentralgedrückten Stäbe:

$$P = \frac{BF}{1 + \frac{B}{\pi^2 E} \left(\frac{1}{r}\right)^2} \text{ erhalten } \dots (B)$$

$$r^2 = \frac{J}{F}$$

Diese Formel stimmt mit den neueren amerikanischen Normen überein. Die letzten geben an:

$$P = \frac{11,2 F}{1 + 0,000074 \left(\frac{1}{r}\right)^2}$$

Der Koeffizient bei  $\left(\frac{1}{r}\right)^2 = 0,000074$ , etwas größer als der theoretische  $\frac{B}{\pi^2 E} = 0,000060$ , hat die unberücksichtigten Biegemomente des Eigengewichtes, der Exzentrizität, des Winddruckes usw. zu decken. Die Formel (A) bildet die Arbeitsbedingungen genauer ab, weshalb vorzuziehen sei. Durch Versuch ist das zulässige Elastizitätsmodul (Berechnungsmodul) festzustellen. Aus der genauen Ableitung der Eulerschen Formel, bei Berücksichtigung

$$q = \frac{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}}{\frac{d^2y}{dx^2}} \dots$$

ist zu sehen, daß die Kraft  $\frac{\pi^2 EJ}{l^2}$  ist, die obere Grenze der Längskraft, die dem Geradewerden des bereits gebogenen Stabes nicht widerstehen kann. Mit Hilfe des geometrischen Steifheitskoeffizienten  $q = \frac{J}{F^2}$  kann die Formel (B)

$$P = \frac{BF}{1 + \frac{B}{\pi^2 E} \left(\frac{1}{r}\right)^2}$$

einfacher zum Zwecke der Bestimmung der Querschnittsfläche umgeformt werden:

$$P = \frac{BF}{1 + \frac{B}{\pi^2 E} \left(\frac{1}{r}\right)^2} = \frac{BF}{1 + \frac{B}{\pi^2 E} \cdot \frac{1}{qF}}$$

$$F = \frac{P}{B} \cdot \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{4B^2}{\pi^2 E} \cdot \frac{l^2}{qP}}\right) = \frac{P}{B} \varphi \dots (C)$$

wobei  $\frac{P}{B}$  = Querschnittsfläche auf Druck und  $\varphi$  = Querschnittsflächezunahme auf Knickung sind.

Ähnlicherweise wird auch die Querschnittsflächezunahme auf Knickung nach der Eulerschen Formel erhalten:

$$P_E = \frac{\pi^2 EJ}{5 l^2} = \frac{\pi^2 E q F^2}{5 l^2}$$

$$F = \sqrt{\frac{P l^2}{\pi^2 q E} \cdot 5} = \frac{P}{B} \sqrt{\frac{B^2}{\pi^2 E} \cdot 5 \frac{l^2}{q P}} = \frac{P}{B} \cdot \varphi_{\text{Euler}} \dots (E)$$

Lassen wir die Koeffizienten  $\varphi$  graphisch darstellen:

$$y = \varphi_{\text{Eulers}} = \sqrt{\frac{5 \cdot B^2}{\pi^2 E} \cdot x^2}$$

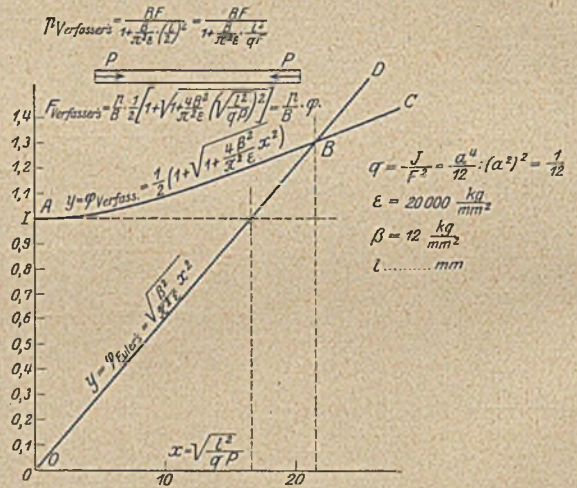


Abb. 2.

Die Kurve ABC ist aus Formel (C) aufgetragen und die gerade Linie OBD bildet die Querschnittsflächezunahme

$$\text{Koeffizient } \varphi = \sqrt{\frac{5 \cdot B^2}{\pi^2 E} \cdot \frac{l^2}{q P}}$$

aus der Eulerschen Formel  $\left(P = \frac{\pi^2 EJ}{5 l^2}\right)$ .

Durch aufmerksame Anschauung und Vergleichung der Koeffizienten

$$\varphi = \frac{1}{2} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{4 \cdot B^2}{\pi^2 E} \cdot \frac{l^2}{q P}}\right] \dots (C)$$

und

$$\varphi_{\text{Eulers}} = \sqrt{\frac{5 \cdot B^2}{\pi^2 E} \cdot \frac{l^2}{q P}} \dots (E)$$

werden ganz klar und verständlich alle Mißverständnisse und Überraschungen bei Berechnung der gedrückten Stäbe nach der Eulerschen Formel

$$P = \frac{\pi^2 EJ}{5 l^2}$$

### Untersuchungen über Riß- und Rostgefahr von Eisenbetonkonstruktionen.

Durch verschiedene Erörterungen in der Literatur über Angriffe oder Zerstörungen an Eisenbeton angeregt, wurde in den Niederlanden durch ministerielle Verfügung vom 31. Dezember 1919 auf Antrag von Ingenieuren selbst eine Kommission zur Untersuchung der einschlägigen Fragen eingesetzt. Der Schlußbericht dieser Kommission unter Vorsitz von Dr.-Ing. C. Lely, ist jetzt fertig und umfaßt 92 Seiten.

Mit Rücksicht auf die verschiedenen Anwendungsgebiete des Eisenbetons wurden vier Unterkommissionen gebildet.

- A. Für Wege und Wasserbau, C. für militärische Baukunde,
- B. für bürgerliche Baukunde, D. eine Studienkommission.

Die ersten drei Kommissionen haben sich in der Hauptsache auf Materialsammlung und eine vorläufige Untersuchung der in ihren Bereich fallenden Bauwerke beschränkt.



Die vierte und wichtigste Kommission D sollte das vorgearbeitete Material einer genauen und gründlichen Untersuchung unterwerfen. Die Einzelberichte sind zuletzt in einem Hauptbericht zusammengefaßt, dem wir das Folgende entnehmen.

#### Rißbildung:

Beiden untersuchten Fällen waren die Risse stets zurückzuführen auf:

1. Konstruktionsfehler.
2. Schwinden des Betons bei Erhärtung an der Luft und Temperaturwechsel.
3. Belastung (zuviel ruhende wie bewegliche).
4. Rostbildung am Eisen als Folge stellenweise schlechten Zustandes des Betons wie z. B. Kiesnester, große Porigkeit usw.

Das Eisen vergrößert durch Oxydieren sein Volumen. Dadurch wird der Beton losgesprengt und es entstehen Längsrisse in Richtung der Eisenstäbe und quer dazu meist in einem Winkel von 2—3°. Bei sehr starker Rostbildung schält sich die Betonhülle allmählich in großen Blättern ab. Bei den Rissen werden unterschieden weite und klaffende Fugen bis zu sehr feinen Rissen, die meist Risse der Putzschicht sind, wobei die Umstände, die im Einzelfalle der Anlaß der Rißbildung sind, beobachtet und untersucht werden.

Andere Mängel: 1. Ungenügende Überdeckung des Eisens durch Beton. Dieser Übelstand wird bei allen untersuchten Bauwerken mehr oder minder angetroffen. Ungewöhnlich häufig kann festgestellt werden, daß die Bewehrung einfach auf die Schalung aufgenagelt wird; Von einer Umhüllung durch Beton kann dann natürlich keine Rede mehr sein.

2. Kiesnester werden bei verschiedenen Bauten mehr oder minder angetroffen, zwar nicht in sehr starkem Maße und sind wahrscheinlich entstanden durch Entmischung der Betonmasse als Folge von:

- a) mangelhafter Sorgfalt bei der Ausführung,
  - b) Schütten aus zu großer Höhe und von zu trockenem Beton.
3. Hohle Räume und stark poröser Beton werden meist gleichzeitig mit Kiesnestern gefunden. Doch vor allem entstehen sie dadurch, daß der Beton durch das Eisen verhindert wird, alle Räume gleichmäßig auszufüllen, z. B. wenn die Eisenstäbe zu dicht übereinander angebracht sind.

4. Nicht erhärteter Zement, Schaum und andere Verunreinigungen werden ebenfalls bei einigen Bauwerken gefunden.

Die Putzschicht und ihre Nachteile: 1. Oft scheint der Putz sehr schlecht zu haften. Er hält dann nur stellenweise, so daß Schwindrisse und Abblätterungen vorkommen.

2. Gegen verschiedene ungünstige Einwirkungen z. B. Lokomotivrauchgase scheint die Putzschicht im ganzen nicht beständig zu sein.

3. Ein großer Nachteil ist, daß manche Übelstände (Kiesnester usw.) dem Auge vollkommen entrickt sind. So ist denn in der ersten Zeit an den Bauwerken äußerlich oft gar kein Schaden zu bemerken.

Rostbildung: Rostbildung erscheint in den verschiedensten Graden von Rostflecken (roestsproeter) bis zu Rostblättern und Rostanfressungen, womit dies Übel einen ernsthafteren Charakter erhält.

Übrigens scheint Rostbildung wohl mehr zufällig, da man Faktoren erkannte, die dem Rosten entgegenwirken:

1. Bei guter Umhüllung des Eisens durch Beton von guter Beschaffenheit und bei Fehlen von Rissen blieb Rostbildung aus.

2. Die Risse und besonders die feineren sind oft ausgefüllt mit einem Ausschlag, der vermutlich von Kalkverbindungen je nach dem im Zement vorhandenen überschüssigen Kalk herrührt. An mehreren Stellen wurde nach Entfernung des Betons das Eisen feucht gefunden, ohne eine Spur von Rost.

3. Das durch etwaige Risse sickern Wasser kann durch den Beton alkalisch werden und verursacht dann keine Rißbildung auf dem feuchten Eisen, vor allem, wenn die Außenluft noch möglichst Zutritt hat.

#### Schlußbetrachtungen der Unterkommission D.

1. Bei keinem untersuchten Bauwerke konnte Rostbildung gefunden werden, so wie durch den Baurat Perkuhn bei Bauwerken in Oberschlesien gefunden und beschrieben ist, wo die Risse im Eisenbetonbalken in sehr großer Zahl und über eine große Fläche verteilt nebeneinander vorkommen.

Haarrisse fand man bei den Untersuchungen in Niederland in der Hauptsache bei den Bügeln.

2. Mehrmals fand Perkuhn gerade bei den feinen Rissen starke Rostanfressungen und bedeutende Querschnittsverminderung des Eisens, während in Niederland diese Rostbildung so gut wie gar nicht vorkam.

Soweit also diese beiden Fälle in Frage kommen, kann also mit Sicherheit festgestellt werden, daß für die in Niederland untersuchten Bauwerke günstigere Bedingungen vorhanden waren.

3. Im Gegensatz zu den Ausführungen des Baurat Perkuhn weisen die in den Niederlanden gemachten Untersuchungen darauf hin, daß die Hauptursache der Mängel, die die Rostbildung begünstigen, nicht gesucht werden müssen im Vorhandensein von Spalten und Rissen, sondern vor allem in den anderen Umständen, wie unvollständige Umhüllung der Eisen, das Vorkommen von Kiesnestern, hohle Räume usw., Übel, die öfter durch Putzschicht verborgen werden.

Demzufolge ist die Kommission der Meinung, daß ein großer Teil der festgestellten Gebrechen auf die Notwendigkeit hinweist, daß bei der Bauausführung mehr Wert zu legen ist auf:

1. das Stützen und die Anwendung von weder zu nassem noch zu trockenem Beton, auf eine gute Mischung und Verarbeitung dieses Betons, eine richtige Lage der anzubringenden Bewehrung dadurch, daß man dafür sorgt, daß die Hauptbewehrungsstäbe nicht zu dicht bei einander liegen (hohle Räume) und die Bewehrung nicht auf der Schalung ruht. Das kann z. B. geschehen mit Hilfe von vorher zugerechneten kleinen Betonklötzen, die dann mit einbetoniert werden.

2. Eine allerseits völlige Umhüllung des Eisens mit Beton mindestens so, wie es die Eisenbetonvorschriften von 1918 vorschreiben.

Außerdem möchte die Kommission als vorbeugende Maßregel anordnen, entweder gar keine Putzschicht aufzubringen oder, wo nötig, erst nachdem der Bau sorgfältig überprüft ist. Also überall eine scharfe Kontrolle bei der Ausführung, um gerade die Übelstände, die die meiste Rostbildung verursachen und so die Konstruktion aufs Stärkste schädigen, zu vermeiden. Das würde der Dauerhaftigkeit der Eisenbetonbauten sehr zugute kommen.

Ferner meint die Kommission, daß es allseits zu empfehlen sei, im allgemeinen auch Eisenbetonbauten in regelmäßigen Zwischenräumen gründlich zu inspizieren auf etwaige Ausbesserungen, weil eine nur oberflächliche Besichtigung der Putzschicht keine genügende Sicherheit bietet.

#### Schlußfolgerungen der Kommission für Eisenbeton.

1. Die festgestellten Übelstände waren hauptsächlich zurückzuführen auf Fehler in der Ausführung oder unsachgemäße, kritiklose Verwendung des Materials.

2. Von Eisenbetonkonstruktionen gilt ganz besonders, daß sie entworfen und durchgearbeitet werden müssen von Leuten, die auf diesem Gebiet sowohl theoretische wie praktische Erfahrung haben. Ebenso muß auch die Ausführung unter ständiger Aufsicht von erfahrenen Ingenieuren geschehen.

3. Bei sachkundigem Entwerfen und Erstellen ist der Eisenbeton ein vertrauenswürdiges Baumaterial, das selbst bei ungünstigen Umständen, wie z. B. unter Einwirkung von Seewasser, Salzwasser, Abfallprodukten, hoher Temperatur und Erschütterungen mit Erfolg angewendet werden kann.

4. Eisenbeton ist besonders geeignet zur Verwendung bei Konstruktionen, wo Bodenbewegungen zu erwarten sind.

5. Es erscheint wünschenswert, an den Außenflächen der Eisenbetonbauwerke keine Putzschicht aufzubringen oder doch dafür zu sorgen, daß das Eisen abgesehen vom Putz noch völlig im Beton gebettet ist und den Putz erst aufzubringen, nachdem man sich davon überzeugt hat, daß alle Mängel der Ausführung beseitigt sind.

6. Eisenbetonkonstruktionen müssen in bestimmten Zeitabständen inspiziert werden.

Zusammenfassend glaubt die Kommission als Ergebnis ihrer Untersuchungen sagen zu können, daß die im Laufe der Jahre in den Niederlanden ausgeführten Eisenbetonbauten im allgemeinen keinen Anlaß geben, an der Zuverlässigkeit solcher Konstruktionen zu zweifeln.

Das Kommissionsmitglied, P. A. M. Hackstroh, hat sich mit dem Inhalt des Kommissionsberichtes nicht ganz einverstanden erklären können und hat seine abweichende Meinung in einer besonderen Anlage zum Ausdruck gebracht.

Übersetzt von W. Eiselen.

(Nr. 15 v. De Ingenieur v. 12. IV. 1924, Bericht v. J. A. F. Sollevijn Gelpke.)

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

### Kölner Messe.

Die Kölner Frühjahrs-Messe ist auf die Zeit vom 22.—27. März und die mit ihr verbundene technische Messe auf die Tage vom 22.—31. März verschoben worden.

### Der Schiedsspruch und seine Verbindlichkeitserklärung auf Grund der Schlichtungsverordnung vom 30. Oktober 1923.

Von Syndikus Dr. Brunner, Hof-Dresden.

Auf Grund der Schlichtungsverordnung vom 30. Oktober 1923 werden die Schlichtungsausschüsse nunmehr nur noch tätig, wenn es sich um Gesamtstreitigkeiten handelt. Dabei ist nicht notwendig,

daß sie von einer Partei angerufen werden, sondern sie können auch das Schlichtungsverfahren von Amts wegen einleiten. Der unparteiische Vorsitzende des Schlichtungsausschusses, der jetzt obligatorisch ist, hat zunächst zu versuchen, im sogenannten Vorverfahren, ohne Mittätigwerden der Beisitzer und unter Ausschluß der Öffentlichkeit den Abschluß einer Gesamtvereinbarung herbeizuführen. Führt dieses sogenannte Vorverfahren zu einer Einigung, so kommt, wenn es sich um die Arbeitnehmerschaft eines Betriebes handelt, entweder eine Betriebsvereinbarung, unter Umständen auch ein Tarifvertrag, und wenn es sich um eine tariffähige Arbeitnehmerorganisation handelt, ein Tarifvertrag zustande. Ein Tarifvertrag aber nur dann, wenn dies die Verordnung vom 23. Dezember 1918 vorschreibt, der Schriftform Genüge geleistet ist, d. h. also, wenn der Inhalt der durch die



Einigung erzielten Vereinbarung schriftlich niedergelegt und von den Parteivertretern unterschrieben vollzogen ist. Gelingt es dem Vorsitzenden nicht, eine auf dem Wege der Einigung erzielte Vereinbarung herbeizuführen, so ist die Sache vor der Schlichtungskammer, deren mehrere bei jedem Schlichtungsausschuß bestehen, und die neben dem unparteiischen Vorsitzenden noch aus je zwei Beisitzern der Arbeitgeber und der Arbeitnehmer zusammengesetzt ist, zu verhandeln. Dabei ist zu beachten, daß die sogenannten unständigen Beisitzer, die früher von den Parteien benannt werden konnten, jetzt weggefallen sind. Die Beisitzer werden nunmehr vom Vorsitzenden einer Liste entnommen, die alle von der obersten Landesbehörde nach Vorschlägen der wirtschaftlichen Vereinigung berufene Beisitzer enthält. Dabei entscheidet der Vorsitzende nach eigenem pflichtgemäßen Ermessen, hat jedoch den besonderen Verhältnissen des einzelnen Streitfalles und den Wünschen der Parteien nach Möglichkeit Rechnung zu tragen (§ 5 der zweiten Ausführungsverordnung). Die Verhandlung vor der Schlichtungskammer ist mündlich und öffentlich, jedoch kann die Öffentlichkeit auch ausgeschlossen werden. Die Schlichtungskammer hat die Parteien zu hören und die Streitpunkte und die für die Beurteilung wesentlichen Verhältnisse klarzustellen. Auch sie hat zunächst den Versuch einer Einigung zu machen. Kommt eine solche zustande, so ist sie ihrem Wortlaut nach niederzuschreiben und von den Parteien zu unterzeichnen. Kommt auch vor der Schlichtungskammer eine Einigung nicht zustande, dann macht die Schlichtungskammer den Parteien einen Vorschlag für den Abschluß einer Gesamtvereinbarung, d. h. sie fällt einen Schiedsspruch. Für das Zustandekommen des Schiedsspruches genügt einfache Stimmenmehrheit. Sehr wesentlich ist, daß nunmehr nicht mehr wie früher bei Stimmgleichheit oder dann, wenn sich bei der Abstimmung mehr als zwei Meinungen gebildet hatten, kein Schiedsspruch zustande kommt, sondern es entscheidet die Stimme des Vorsitzenden. Es ist also denkbar und nach meinen Erfahrungen auch bereits geschehen, daß der Vorsitzende allein z. B. die Lohnhöhe für bestimmte Zeit festsetzt. Der Schiedsspruch ist vom Vorsitzenden zu verkünden; wird er von beiden Parteien angenommen, so hat er die Wirkung einer schriftlichen Gesamtvereinbarung; das gleiche gilt, wenn der Spruch auf Grund gesetzlicher Vorschrift oder einer Vereinbarung bindend ist. Darauf ist im nachfolgenden noch besonders einzugehen. Soweit der Schiedsspruch nicht kraft gesetzlicher Vorschrift oder kraft Vereinbarung der Parteien bindend ist, bestimmt der Vorsitzende den Parteien eine angemessene Frist zur Erklärung zwecks Annahme oder Ablehnung des Schiedsspruches. Wird er von einer Partei abgelehnt, so kann die andere Partei beim zuständigen Schlichter die Verbindlichkeitserklärung beantragen. Von Amts wegen soll ein Verfahren auf Verbindlichkeitserklärung nur eingeleitet werden, wenn das öffentliche Interesse die Einleitung erfordert. Die Verbindlichkeitserklärung kann dann erfolgen, wenn die in dem Schiedsspruch getroffene Regelung bei gerechter Abwägung der Interessen beider Teile der Billigkeit entspricht und ihre Durchführung aus wirtschaftlichen und sozialen Gründen notwendig ist. Die Verbindlichkeitserklärung ist ein äußerst starker behördlicher Eingriff in die Rechte der beiden Vertragsparteien, und es soll daher auch nach neuerlichen Anweisungen des Reichsarbeitsministeriums nur in den allerersten Fällen und nur dann, wenn dies zur Abwendung drohender wirtschaftlicher und sozialpolitischer Schäden von der Allgemeinheit unbedingt notwendig ist, Gebrauch gemacht werden. Vor der Verbindlichkeitserklärung soll in der Regel nochmals vor dem sogenannten Vorschlichter versucht werden, die Parteien zu einigen. Die Entscheidung des Schlichters kann aber nur entweder auf Verbindlichkeitserklärung lauten oder es kann durch sie eine Ablehnung der Verbindlichkeitserklärung erfolgen. Die bisherige Möglichkeit, die Sache an die Schlichtungsbehörde zu neuer Verhandlung zurückzuweisen, wenn wesentliche Vorschriften über das Verfahren verletzt waren, besteht nicht mehr. In diesem Falle ist die Verbindlichkeitserklärung eo ipso abzulehnen. Auch zu einer etwaigen Änderung des Schiedsspruches ist der Schlichter nicht befugt, es sei denn, daß beide Parteien hierzu ihre Zustimmung geben. Ist die Verbindlichkeitserklärung ausgesprochen, so kann keine weitere Instanz angerufen werden, die Entscheidung ist vielmehr endgültig. Dasselbe gilt natürlich auch für die Ablehnung einer Verbindlichkeitserklärung. Nur dann kann über eine Streitigkeit, über die schon ein Schlichtungsverfahren stattgefunden hat, erneut ein solches stattfinden, wenn das erste weder zu einer Einigung noch zu einem bindenden Schiedsspruch geführt hat und ferner dem neuen Verfahren alle beteiligten Parteien zustimmen oder es das öffentliche Interesse erfordert (§ 12 der zweiten Ausführungsverordnung zur Schlichtungsverordnung). Durch die Verbindlichkeitserklärung wird die Annahme des Schiedsspruches ersetzt. Es wird dadurch also eine Gesamtvereinbarung geschaffen mit allen sich daraus ergebenden Folgen. Der allgemeinverbindlich erklärte Schiedsspruch ist also je nach Befinden eine Betriebsvereinbarung oder ein Tarifvertrag im Sinne der Verordnung vom 23. Dezember 1918. Die früher durch die Demobilmachungsbehörden ausgesprochenen Verbindlichkeitserklärungen hatten diese letztere Wirkung nicht. Es bestand daher immer noch die Möglichkeit, in den einzelnen Betrieben mit den Arbeitnehmern etwas anderes zu vereinbaren, als der für verbindlich erklärte Schiedsspruch für die Gesamtheit vorsah. Diese Vereinbarung ging dem Schiedsspruch vor. Nunmehr aber ist die im Schiedsspruch vorgesehene Regelung unabdingbar geworden. Entgegenstehende Ver-

einbarungen sind rechtlich belanglos, ja der Schiedsspruch kann unter Umständen sogar für allgemein verbindlich erklärt und damit auch auf am Verfahren nicht beteiligte Arbeitgeber oder Arbeitnehmer erstreckt werden. Irgendein rechtlicher Unterschied zwischen einem auf Grund einer Parteiverhandlung zustande gekommenen Tarifvertrag und einem solchen, der auf einem Schlichtungsverfahren beruht, besteht also nicht mehr. Es wurde bereits früher darauf hingewiesen, daß die Schaffung von Zwangstarifen ein unerträglich harter Eingriff in die Vertragsfreiheit sowohl der Arbeitgeber als auch der Arbeitnehmer ist. Deshalb soll ja auch die Verbindlichkeitserklärung davon abhängig sein, daß die Durchführung des Schiedsspruches zum Schutze des allgemeinen Wirtschaftslebens erforderlich ist. Die Verantwortung der Schlichter und vor allem auch der Landesbehörde, die die Schlichter zu benennen haben, ist daher ganz besonders groß. Um so mehr muß man sich wundern, daß die Besetzung dieser Stellen nicht, oder doch nur sehr beschränkt, im Einvernehmen mit den wirtschaftlichen Parteien, den Arbeitgebern und Arbeitnehmern, erfolgt ist, daß man sich nicht gescheut hat, vielfach Männer als Schlichter zu berufen die auf Grund ihrer beruflichen Vergangenheit als nicht neutral denkend angesprochen werden müssen und gegen deren Ernennung von vornherein von einer oder der anderen Partei der heftigste Widerspruch erhoben worden ist. Es darf daher auch an dieser Stelle der Hoffnung Ausdruck gegeben werden, daß die Verbindlichkeitserklärungen noch mehr wie bisher auf das alleräußerste eingeschränkt werden, ja am besten recht bald ganz verschwinden. Erfreulicherweise bricht sich im Arbeitgeber- und vor allem auch im Arbeitnehmerlager immer mehr die Erkenntnis Bahn, daß aus dem Schlichtungswesen ein Schlichtungsunwesen geworden ist, und daß man in Zukunft wieder mehr darauf zukommen müsse, in gegenseitigem Einvernehmen ohne Zuhilfenahme behördlichen Apparates die wirtschaftlichen Probleme zu lösen.

### Rechte der Berufsgenossenschaft gegen die Eisenbahn auf Schadensersatz wegen ihrer durch einen Unfall verursachten Leistungen.

(Reichsger. IV 930/23.)

(Nachdruck verboten.) Eine Tiefbaufirma hatte zu beiden Seiten einer Eisenbahnlinie Kanalarbeiten auszuführen. Die Arbeitsstelle war so angelegt, daß die Arbeiter häufig den Bahndamm zu überschreiten hatten. So kam es, daß einmal ein Arbeiter von einem dort fahrenden Zuge erfaßt und getötet wurde. Die Berufsgenossenschaft mußte den Hinterbliebenen Sterbegeld und Renten zahlen, und sie strengte nun gegen die Eisenbahn die Klage auf Schadensersatz an.

Das Oberlandesgericht Stuttgart war der Ansicht, daß drei Ursachen für den Unfall in Frage kämen: die Betriebsgefahr der Eisenbahn, das eigene schuldhaft Verhalten des getöteten Arbeiters und das schuldhaft Verhalten der Tiefbaufirma, die die Arbeitsstelle in einer das Leben der Arbeiter gefährdenden Weise angelegt hätte. Die klagende Berufsgenossenschaft müsse sich einmal das Verschulden des Arbeiters, dann aber auch das Verschulden der Tiefbaufirma anrechnen lassen; letztere deshalb, weil sie zwar gemäß § 1542 der Reichsvers.-Ordnung die Ansprüche der Hinterbliebenen geltend mache, aber in ihrer Eigenschaft als Vertreterin des Unternehmertums. Auf diese Weise ergab sich eine Beschränkung der Haftung der Bahn auf ein Drittel des Schadens.

Auf die Revision der Berufsgenossenschaft hat das Reichsgericht dahin erkannt, daß eine Minderung der sich aus dem Haftpflichtgesetz in Verbindung mit § 1542 der Reichsversich.-Ordnung ergebenden Haftung der beklagten Berufsgenossenschaft nur insoweit eintreten könne, als das mitwirkende eigene Verschulden des Getöteten in Betracht kommt, das von der Vorinstanz in nicht zu beanstandender Weise mit einem Drittel angenommen worden ist. Als richtig müsse dagegen die Behauptung der Berufsgenossenschaft anerkannt werden, daß das Verschulden der Tiefbaufirma der Klägerin nicht entgegengehalten werden kann. Weder dadurch, daß die Arbeitgeberin des Getöteten Mitglied der Berufsgenossenschaft ist, noch dadurch, daß die Klägerin den Anspruch in ihrer Eigenschaft als Vertreterin des Unternehmertums erhoben hat, kann eine Kürzung des Klageanspruchs erfolgen. Denn es bestehen nach dieser Richtung keine Beziehungen zwischen der Tiefbaufirma und der Klägerin, vielmehr ist die Tiefbaufirma eine außerhalb der rechtlichen Beziehungen zwischen der Klägerin und der beklagten Eisenbahn stehende dritte Person, und ihr Verhalten kann deshalb diese Beziehungen nicht beeinflussen.

Es mag sein, daß die klagende Berufsgenossenschaft berechtigt gewesen wäre, auch gegenüber der Arbeitgeberin des Getöteten einen Ersatzanspruch gemäß § 903 der Reichsvers.-Ordnung zu erheben; deshalb ist sie aber nicht gehindert, den Anspruch im vollen Umfange gegen die Eisenbahn geltend zu machen. Ob allerdings die Beklagte bei der Tiefbaufirma einen Ausgleich finden kann, steht dahin. Aber auch wenn dies nicht der Fall ist, kann der Klägerin ihr Vorgehen gegen die Beklagte allein nicht zum Vorwurf gemacht werden, da sie gegenüber der Tiefbaufirma eine erheblich schwierigere Stellung gehabt hätte als gegenüber der beklagten Eisenbahn, indem sie der erstere gegenüber gemäß § 903, Abs. 4 der Reichsvers.-Ordnung den Nachweis eines strafrechtlich verfolgbaren Tatbestands hätte führen müssen.

rd.



PATENTBERICHT.

Vorbemerkung.

Die erste Ziffer bezeichnet bei den bekanntgemachten Anmeldungen (A) die Klasse mit Angabe der Gruppe. Dann folgt das Aktenzeichen; bei allen Eingaben ist dieses Aktenzeichen an erster Stelle anzuführen.

Der weiter genannte Anmelder hat für den angegebenen Gegenstand an dem an letzter Stelle bezeichneten Tage die Erteilung eines Patents nachgesucht. Für den Gegenstand der Anmeldung treten mit der Bekanntmachung zugunsten des Patentsuchers einstweilen die gesetzlichen Wirkungen des Patents ein.

Innerhalb der Frist von zwei Monaten nach der Veröffentlichung, die am Tage nach der Bekanntmachung im Reichsanzeiger zu laufen beginnt und mit Ablauf des die gleiche Nummer wie der Tag der Veröffentlichung tragenden Tages im übernächsten Monat endigt, kann gegen die Erteilung des Patents Einspruch erhoben werden.

Gedruckte Patentschriften erscheinen erst nach Erteilung des Patents; sie können erst dann bestellt werden. Bestellungen sind an das Reichspatentamt, Berlin SW 61, zu richten. Sie müssen das Patent nach Nummer, Namen und Gegenstand angeben. Der Preis der einzelnen Patentschrift ist 2 M, beim Bezuge von mindestens 20 Stück einer Nummer oder bei Vorbestellungen auf einzelne Klassen, Unterklassen oder Gruppen je 1 M.

Bei den erteilten Patenten (B) ist ebenfalls zunächst Klasse und Gruppe angegeben; dann folgt die Nummer, unter der das Patent und Name und Adresse desjenigen, für den es in die Patentrolle eingetragen ist. Daran schließt sich die Bezeichnung des Patents an. Das beigefügte Datum gibt den Beginn der Dauer des Patents an. Den Schluß bildet das Aktenzeichen.

Sowohl bei den bekanntgemachten Anmeldungen (A) wie bei den erteilten Patenten (B) bedeutet die Angabe eines fremden Landes unter Hinzufügung eines Tages, daß für die Anmeldung die Priorität auf Grund einer Anmeldung in dem genannten Lande von dem betr. Tag in Anspruch genommen wird.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 13. Nov. 1924.

- Kl. 5c, Gr. 4. Sch. 68 738. Schlesische Bergbau-Gesellschaft m. B. H., Beuthen O.-S. Eisenbetonstollenausbau. 10. X. 23.
- Kl. 19 a, Gr. 28. F 52 618. Ferrodesherbeuse Scheuchzer S. A., Renens, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Fahrbare Jätvorrichtung zur Beseitigung des Unkrauts neben dem Gleise. 28. IX. 22.
- Kl. 19 a, Gr. 28. F 52 619. Ferrodesherbeuse Scheuchzer S. A., Renens, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Fahrbare Jätvorrichtung für Bettungsboischungen und Bahndammerbemen. 28. IX. 22.
- Kl. 19 a, Gr. 28. G 60 695. Karl Gerber, Köln a. Rh., Bismarckstraße 70. Einrichtung zum Befördern von räderlosen, nur an einer Schiene angreifenden Mitteldruck-Gleisrückmaschinen. 15. II. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 4. St 37 901. Franz Steinberg, Gelsenkirchen, Schwanenstraße 21. Hochklappbare Weiche für Grubenbetrieb. 22. IV. 24.
- Kl. 37 e, Gr. 9. G 54 799. Philipp Gelius, München, Albanistr. 2, u. August Hegeling, Eitorf a. d. Sieg. Schalungsgerüst mit beiderseits ausladenden Laufbahnträgern zur Herstellung von Wänden. 10. IX. 21.
- Kl. 37 e, Gr. 10. A 32 579. Willem van Aalst, Mortsel b. Antwerpen; Vertr.: Dr. R. v. Rothenburg, Pat.-Anw., Darmstadt. Hängewerkartige Abstützung von Deckenschalungen bei Betondecken. 20. II. 18.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 20. Nov. 1924.

- Kl. 5 d, Gr. 1. B 114 245. Rudolf Brüning, Hochemmerich, Kr. Mörs, Rhld. Aufhängung von Rohrleitungen in Bergwerken an Aufhängebolzen in Bohrlöchern an der Streckenfirste. 23. V. 24.
- Kl. 19 d, Gr. 7. P 47 149. Polensky & Zöllner, Driesen, N.-M. Vorrichtung zum Ein- und Ausbau von Gleisbrücken. 26. XI. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 35. R 61 834. James Bernard Regan, New York, V. St. A.; Vertr.: O. Siedentopf, Dipl.-Ing. W. Fritze u. Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Sicherung für Züge und andere auf Schienen laufende Fahrzeuge. 18. VIII. 24.
- Kl. 20 k, Gr. 7. E 30 432. Embru-Werke Akt.-Ges., Rütli, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. Keunecke, Pat.-Anw., Barmen. Verfahren zur Herstellung von Schienenstoßverbindern für elektrische Bahnen; Zus. z. Anm. E 29 956. 6. III. 24.
- Kl. 37 b, Gr. 2. F 55 595. Farbwerke Meister Lucius & Brüning, Höchst a. M. Zur Ausmauerung kugelförmiger Gewölbe dienende Steinplatte. 28. II. 24.
- Kl. 80 a, Gr. 46. Z 12 240. Alexander Zuberbühler u. Ernst Meury, Bienne, Schweiz; Vertr.: A. Pieper, Pat.-Anw., Essen, Ruhr. Maschine zum Formen von Bausteinen aus Zement, Beton u. dgl. 30. III. 21. Schweiz 11. XII. 18.

- Kl. 80 b, Gr. 3. R 60 272. Rekord-Zement-Industrie G. m. b. H., Oskar Tetens, Örlinghausen. Verfahren zur Herstellung von zementartigen Mörtelbildnern; Zus. z. Anm. R 56 833. 8. II. 24.
- Kl. 80 b, Gr. 3. S 53 478. Alfred Sommer, Berlin, Lehrter Str. 33. Verfahren zur Herstellung von wasserdichtem Zement. 22. VI. 22.
- Kl. 80 b, Gr. 3. V 18 066. Dr. Wilhelm Vershofen, Bamberg, Karolinenplatz 2. Verfahren zur Herstellung von Portlandzement. 15. I. 23.
- Kl. 84 b, Gr. 1. O 13 890. Georg Ollert, Neukölln, Westerstr. 85. Schiffshebewerk. 5. X. 23.
- Kl. 84 d, Gr. 5. I 24 410. Josef Imhäuser, Wiesbaden, Westendstr. 23. Versetzbarer Trichter zur Aufnahme von Baggergut u. dgl. 5. XII. 22.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 27. Nov. 1924.

- Kl. 19 a, Gr. 31. A 41 524. Ackermann & Schmitt, Cannstatt. Schienenschleifvorrichtung. 9. II. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 3. S 63 863. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Eisenbahnlichtsignal. 19. IX. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 3. S 64 342. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Eisenbahnsignalanlage mit Blinklicht. 15. XI. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 39. H 98 659. Hasler A.-G. vorm. Telegraphen-Werkstätte von G. Hasler, Bern, Schweiz; Vertr.: J. Apitz u. F. Reinhold, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Warnsignalvorrichtung. 26. IX. 24. Schweiz 1. X. 23.
- Kl. 65 a, Gr. 53. M 83 553. Arth. H. Müller, Blankenese. Anlage zum Schleppen von Schiffen; Zus. z. Anm. M 81 217. 16. I. 24.
- Kl. 65 a, Gr. 53. M 83 805. Arthur H. Müller, Blankenese. Anlage zum Schleppen von Schiffen; Zus. z. Anm. M 81 217. 9. II. 24.
- Kl. 80 a, Gr. 1. K 79 521. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Maschine mit einem Schneidwerkzeug zum Zerlegen von abzubauenden Bodenschichten. 17. X. 21.
- Kl. 80 b, Gr. 22. P 48 062. G. Polysius Eisengießerei u. Maschinenfabrik, Dessau. Verfahren zur Herstellung von Steinen aus Schlacken beliebiger Art; Zus. z. Anm. P 47 984. 9. V. 24.
- Kl. 81 e, Gr. 32. B 115 655. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Einrichtung zum Anschütten von Halden. 15. IX. 24.
- Kl. 85 c, Gr. 6. F 54 794. O. Frühling, Kommandit-Gesellschaft auf Aktien, Braunschweig. Kläranlage für Flüssigkeiten mit Sinkstoffen verschiedener Korngrößen mit einer mechanischen Zerkleinerungsvorrichtung für die grobkörnigen Bestandteile. 2. X. 23.
- Kl. 85 c, Gr. 6. I 24 596. Dr.-Ing. Karl Imhoff, Franz Fries u. Heinrich Blunk, Essen, Zweigertstr. 57. Kläranlage für Abwasser mit Faulraum und Gasfänger am Faulraum. 28. III. 24.
- Kl. 85 c, Gr. 6. P 45 992. Max Prüß, Essen, Semperstr. 6. Kläranlage mit trichterförmigen Bodenvertiefungen. 31. III. 23

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 13. Nov. 1924.

- Kl. 19 a, Gr. 2. 406 330. Max Rüping, München, Bayerstr. 47. Einschlagdübel für Eisenbahnschwellen. 2. X. 20. R. 51 240.
- Kl. 19 c, Gr. 2. 406 258. Gérard de Ridder, Antwerpen; Vertr.: W. Schwaebisch, Pat.-Anw., Stuttgart. Pflasterung aus Platten. 3. VIII. 20. R 50 809.
- Kl. 19 f, Gr. 5. 406 455. Carl Schmitt, Osede b. Osnabrück. Tunnel-lüftung. 30. VIII. 22. Sch 65 779.
- Kl. 20 k, Gr. 7. 406 456. Heinrich Bomke, Dortmund, Flurstr. Stromschienenverbindung mit seitlich an den Gleitbahnen der Stromschienen angeordneten, dem Schienenkopf angepaßten Überbrückungslaschen. 25. III. 24. B. 113 452.
- Kl. 37 e, Gr. 10. 406 464. George Washington Meyer, Clifton, u. Charles August Roos, Mount Auburn, Cincinnati, V. St. A.; Vertr.: R. Heering, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verstellbare Stütze, insbesondere für Bauzwecke. 20. IV. 22. M 77 449.
- Kl. 37 e, Gr. 11. 406 465. Hugo Burger, Leipzig-Gohlis, Hallische Str. 159. Zwängschienen für Säulenschalungen. 20. III. 23. B. 108 860.
- Kl. 80 b, Gr. 1. 406 393. Georg Fredl, Harburg, Schwaben. Ausbildung des Verfahrens zur Aufschließung von Traß durch Ätzkalk; Zus. z. Pat. 376 615. 13. V. 24. F 56 164.
- Kl. 80 b, Gr. 9. 406 302. Hermann Schlißke, Munster-Lager, Bez. Hannover. Verfahren zur Herstellung von leichten Torfbauplatten. 26. VI. 23. Sch 68 058.



- Kl. 80 b, Gr. 9. 406 446. Paul Anft, Thal-Itter, Bez. Cassel. Verfahren zur Herstellung einer Kunststeinmasse. 27. VII. 23. A 40 413.
- Kl. 80 b, Gr. 21. 406 394. Dimitrie Somnea, Oradia Mare, u. George Somnea, Braila, Rumän.; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Platten als Schieferersatz. 4. IV. 24. S 65 635. Rumänien 2. I. 24.
- Kl. 80 b, Gr. 22. 406 242. Deutsche Asbest-Gesellschaft G. m. b. H., Duisburg. Verfahren zur Herstellung einer Isolierung aus Schlackenwolle. 27. IV. 24. D 45 397.
- Kl. 84 a, Gr. 3. 406 291. Friedr. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Zylinderschutz mit innerer Führungsstange. 2. X. 23. K. 87 307.
- Kl. 84 b, Gr. 1. 406 487. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Schleusung bei doppelten Schachtschleusen mit Sparbecken. 11. II. 22. F 52 650.
- Kl. 84 b, Gr. 1. 406 488. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Wasserauslaß für Kammerschleusen und ähnliche Bauwerke. 11. VIII. 22. P 44 761.
- Kl. 84 b, Gr. 1. 406 489. Karl Gerber, Köln a. Rh., Bismarckstr. 70. Baggergleis- und fördergleisloser Baggerbetrieb; Zus. z. Pat. 406 753. 17. IV. 24. G 61 200.
- Kl. 85 d, Gr. 8. 406 329. Jules Vautier, Noisy-Se-Grand, Seine-et-Oise, Frankreich; Vertr.: Dipl.-Ing. J. Tenenbaum u. Dr. H. Heimann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Aufhängung von oben geschlossenen, unten offenen Einsätzen zur Verhütung des Berstens von Flüssigkeitsbehältern mit freiem Flüssigkeitsspiegel. 17. V. 22. V 17 447.
- Bekanntgemacht im Patentblatt vom 20. Dez. 1924.
- Kl. 20 g, Gr. 1. 405 520. Linzen & Schmitz, Unna i. W. Kranzplatte für Feldbahngleise. 24. I. 24. L 59 325.
- Kl. 20 g, Gr. 1. 406 629. Christoph & Unmack A.-G., Niesky, O.-L. Königstuhl mit Kugellager für Drehscheiben. 25. IV. 24. C 34 768.
- Kl. 20 i, Gr. 4. 406 680. Dr.-Ing. Rudolf Vogel, Butzbach, Hessen. Aus einem geraden und einem krummen Strang gebildetes Herzstück. 1. IV. 24. V 19 066.
- Kl. 20 i, Gr. 9. 406 491. Franz Rudolph, Essen, Ruhr, Bentheimer Str. 11. Weichenstell- und Steuervorrichtung für abzweigende Strecken von elektrisch betriebenen Bahnen, insbesondere Elektrohängebahnen. 10. XI. 22. R 57 593.
- Kl. 35 a, Gr. 9. 406 543. Heinrich Rohde, Unser-Fritz b. Wanne. Vorrichtung zur nachgiebigen Stützung der Leitbäume in Schächten gegen das Gebirge. 7. IV. 23. R 58 278.
- Kl. 37 f, Gr. 5. 406 560. Jakob Hof, Frankfurt a. M., Windmühlstr. 9. Rundbau aus Formsteinen mit Ausschnitten in den Stoßflächen. 17. III. 23. H. 91 085.
- Kl. 65 a, Gr. 53. 406 601. Miroslav Miloikovic, Klenovnik, Jugoslavien; Vertr.: Dr.-Ing. E. Boas, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zum Schleppen von Schiffen. 31. VIII. 23. M 82 387.
- Kl. 81 e, Gr. 31. 406 653. ATG Allgemeine Transportanlagen G. m. b. H., Leipzig-Großschocher. Raumbeweglich auf ihrem Unterwagen gelagerte Verladebrücke. 3. VI. 24. A 42 364.
- Kl. 81 e, Gr. 31. 406 654. ATG Allgemeine Transportanlagen G. m. b. H., Leipzig-Großschocher. Stützwerkanordnung an Verladebrücken. 3. VI. 24. A 42 378.
- Bekanntgemacht im Patentblatt vom 27. Nov. 1924.
- Kl. 19 a, Gr. 10. 406 736. Emil Leloup, Seraing les Liège, Belgien; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Huß, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schwelenschraube mit Gewindeaufsatz. 1. VIII. 22. L 56 159. Belgien 10. IX. 21 u. 19. VII. 22.
- Kl. 19 a, Gr. 24. 406 917. Wilhelm Möntmann, Langendreer. Flacheisenschwelle für Kleinbahnen. 3. VII. 21. M 74 336.
- Kl. 20 g, Gr. 3. 406 780. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Lauf- räderanordnung bei Drehscheiben und Schiebebühnen. 22. VI. 24. V 19 276.
- Kl. 20 i, Gr. 11. 406 871. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Sicherheitsschaltung für elektromagnetische Fernsteuerung. 29. VI. 24. O 14 336.
- Kl. 20 i, Gr. 38. 406 918. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Schienensignalapparat für Eisenbahnen. 16. XII. 23. W 65 069. V. St. Amerika. 8. I. 23.
- Kl. 37 b, Gr. 5. 406 792. Georg Spielmann, Brüel, Mecklbg. Dübel zur Verbindung von Hölzern. 11. X. 21. S 57 789.
- Kl. 80 b, Gr. 1. 406 911. Alfred Sommer, Berlin, Lehrter Str. 33. Verfahren zur Herstellung von Mörteldichtungsmitteln. 22. V. 20. S 53 116.
- Kl. 81 e, Gr. 31. 406 810. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großschocher. Verfahren zum Abbau von Deckgebirgen im Tagebau von Braunkohlen o. dgl. mittels Abraumförderbrücke. 26. X. 23. A 40 906.
- Kl. 84 a, Gr. 6. 406 953. Paul Alexandre Joseph Minard, Mercus-Garrabet, Frankr.; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zum Entfernen der Blätter aus Werkkanälen. 22. III. 23. M 80 937.
- Kl. 84 c, Gr. 4. 406 954. Louis Grasset, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Vorrichtung zum Ausziehen von Pfählen, Röhren und ähnlichen Gegenständen aus dem Boden. 6. XII. 22. G 58 036.
- Kl. 84 d, Gr. 2. 406 764. Bucyrus Company, South Milwaukee, Wisc., V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin u. H. F. Wertheimer, Patent.-Anwälte, Berlin SW 11. Löffelbagger. 24. III. 22. B 104 113. V. St. Amerika 24. III. 21.
- Kl. 84 d, Gr. 2. 406 765. Georg Breitenbach, Altona, Elbe, Allee 71. Baggerlöffelbodenklappe, die mit der Kolbenstange eines Bremszylinders verbunden ist. 20. XI. 23. B 111 866.
- Kl. 84 d, Gr. 2. 406 766. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Löffelbagger. 6. VI. 23. K 86 142.
- Kl. 84 d, Gr. 2. 406 956. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Vorrichtung zur selbsttätigen Aufrechterhaltung der Kettenspannung bei Verstellung von Baggereimerleitern. 17. XI. 23. L 58 968.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Ingenieur-Kalender 1925. Für Maschinen- und Hütten-Ingenieure. Herausgegeben von Prof. P. Gerlach, unter Mitwirkung von Dipl.-Ing. Erbreich, Prof. Dipl.-Ing. Coenen, Prof. Dr.-Ing. Schimpke, Prof. Dr.-Ing. Unold und Prof. Dipl.-Ing. Zietemann. Zwei Teile. Siebenundvierzigster Jahrgang. 1. Teil (geb.) (286 S.), 2. Teil (brosch.) (368 S.). Verlag von Julius Springer, Berlin 1924. Preis 3,60 GM.

Schon der Umstand, daß der Kalender in der 47. Auflage vorliegt, spricht für ihn und läßt eine glänzende Einführung in den Fachkreisen, an die er sich wendet, erkennen. Die Vervollständigungen im Vergleich mit dem Vorjahre beziehen sich auf die Arbeiten des Normenausschusses der Deutschen Industrie und auf die Neubearbeitung des Abschnittes Wasserwerksbau (durch Prof. Dr.-Ing. Schimpke). Auch die neue Auflage sei bestens empfohlen. M. F.

Empfehlenswerte technische Bücher. Katalog der im Verlag Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24 erschienenen neueren technischen Bücher und Zeitschriften.

Unter dieser Überschrift überreicht die Sortimentsabteilung von Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24, der Fachwelt ein umfangreiches Heft, in dem sie alle ihre Neuerscheinungen zusammenstellt. Gegliedert ist das Heftchen in: Grundlegende Wissenschaften, Maschinenbau, Elektrotechnik, Automobile und Luftfahrt, Schiffbau und Schifffahrt, Eisenbahn und Verkehrswesen, Bauwissenschaft und Architektur (hierin das Bauingenieurwesen eingeschlossen), Materialkunde und Materialprüfung, Bergbau, Hüttenkunde, mechanische und chemische Technologie usw.

Die Abteilung „Bauwissenschaft“ umfaßt allein 10 Seiten Umfang und dürfte den Fachgenossen sehr willkommen sein.

Zudem wird darauf hingewiesen, daß die vorgenannte Sortiments-Buchhandlung nicht nur den Versand der Werke des Springerschen Verlags bewirkt, sondern dank ihrer Beziehungen im In- und Auslande in der Lage ist, ganz allgemein Bücher und Zeitschriften deutscher und fremdsprachlicher Art zu liefern, wie auch im Handel vergriffene Werke zu beschaffen. M. F.

Gewerbekunde der Holzbearbeitung für Schule und Praxis. Bd. II. Die Werkzeuge und Maschinen der Holzbearbeitung. Von Jos. Großmann. Zweite Neubearb. u. verm. Aufl. mit 358 Textabb. Verlag B. G. Teubner, Leipzig 1924. Preis kart. 5 GM.

Die erste Auflage erschien kurz vor Kriegsbeginn. Die zweite hatte demgemäß den veränderten, schwierigen Gewerbeverhältnissen des Holzbaues, namentlich auch der der Holz bearbeitenden und verwendenden Handwerker gerecht zu werden. Aus langjähriger praktischer und Schulerfahrung heraus geschrieben, wendet sich das Buch unmittelbar an die Praxis, da es in dem hier in Frage kommenden Kreise nicht selten an den erforderlichen wissenschaftlichen Kenntnissen, namentlich der physikalischen Gesetze mangelt, und denen in gleicher Weise technologische Erfahrungen von besonderem Nutzen sind. In diesem Sinne behandelt das Buch die Werkzeuge und die Maschinen der Holzbearbeitung und die Arbeitsvorgänge, Biegen und Pressen mit ihren notwendigen Hilfsmitteln. Im Anhang ist eine mustergültige Anlage und Einrichtung einer Schreinerwerkstätte mit Maschinenbetrieb durchgeführt. Die im Text wiedergegebenen Abbildungen sind außerordentlich klar, einfach und geben nur das Grundsätzliche der Anordnung. Im Teil „Maschinen“ ist auch ein Abschnitt



über Kraftmaschinen (Wasser-, Dampf-, Verbrennungsmaschinen, Elektromotoren) und Zwischenmaschinen (Wellen, Kupplungen, Zahnräder, Riemenantrieb usw.) eingefügt. Einem jeden, der sich über die Holzbearbeitung, namentlich im gewerblichen Sinne, unterrichten will, bringt das Buch alles Wissenswerte in vorbildlicher Form. M. F.

Normschrift, Lehr- und Übungsheft, herausgegeben von Prof. Dr. R. Schubert, Verlag von B. G. Teubner, Leipzig und Berlin. Preis 0,40 M.

Die hier als Normschrift für technische Arbeiten vorgeführte Schrift ist um 75° gegen die Wagrechte geneigt, die Höhe der kleinen Buchstaben beträgt  $\frac{2}{3}$  der großen, die Schriftstärke beträgt  $\frac{1}{8}$  der Schrifthöhe. Als Zeilenabstand gilt das 1,4-fache der Höhe der großen Buchstaben. Für den Abstand der Buchstaben soll maßgebend sein, daß der zwischen ihnen sich bildende Flächenraum gleichmäßig wird. M. F.

Zur Berechnung des beiderseits eingemauerten Trägers unter besonderer Berücksichtigung der Längskraft. Von Dr.-Ing. Fukuhei Takabeya, japanischer a. o. Professor. Mit 28 Textabbildungen u. 2 Formeltafeln (56 S.). Berlin 1924. Verlag von Julius Springer. Preis 3 GM.

Der Verfasser behandelt den einfachen Träger mit einer Einzelast in Trägermitte und gleichförmig verteilter Belastung, ohne die elastischen Durchbiegungen zu vernachlässigen. Die Randbedingungen des Spannungszustandes werden in allgemeiner Form vorgesehen, um die Untersuchung damit auf alle möglichen Stützarten auszuweiten. Der Zweck der Abhandlung ist, den Einfluß der exakten Berechnung auf den Spannungszustand und die Formänderungen bei verschiedener Stützung festzustellen. Die Grundlage bildet die um das Glied  $X$  erweiterte Gleichung der Biegelinie, in dem  $X$  die Längskraft des Stabes, herrührend von der Stützung, darstellt. Die Integration der Differentialgleichung liefert die Ausbiegung und hieraus Querkraft und Moment. Die Verschiebung und Verdrehung des Stützenquerschnittes werden mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Verrückungen abgeleitet und aus den hieraus gewonnenen Ergebnissen zunächst die Untersuchung des einfachen Trägers für diejenigen Stützarten durchgeführt, bei denen die Längskraft null wird. Anschließend wird der eingespannte Träger behandelt und eine Untersuchung über den Einfluß elastischer Einspannung und einer elastischen Verschiebung der Stützpunkte angeschlossen.

Die Abhandlung ist mit viel Verständnis für die Problemstellung unter Beziehung eines für die üblichen Aufgaben der Baustatik ungewöhnlichen, in diesem Falle aber unvermeidlichen mathematischen Aufwandes geschrieben. Es zeugt von ernster wissenschaftlicher Auffassung, wenn Untersuchungen, denen von vornherein kaum besondere Bedeutung beizumessen ist, quantitativ erledigt und kritisch beurteilt werden. Die Behandlung kann nach Form und Inhalt als gut gelungen bezeichnet werden, sie verdient die Beachtung der Fachgenossen. B.

Drang und Zwang. Eine höhere Festigkeitslehre für Ingenieure von Dr. Dr.-Ing. Aug. Föppl und Dr. Ludwig Föppl, erster Band, zweite Auflage. München und Berlin 1924. Verlag von R. Oldenbourg.

Es ist für den in der deutschen technischen Welt herrschenden Geist ein erfreuliches Zeichen, wenn ein Werk wie das vorliegende in der kurzen Spanne von vier Jahren eine zweite Auflage erlebt. Man kann daraus erkennen, wie groß das Bedürfnis unter den Fachkollegen ist, die Erkenntnis über die Festigkeitseigenschaften und die im Bau und Werkstoff sich abspielenden elastischen Vorgänge zu vertiefen und damit die feste Grundlage für seine restlose Ausnutzung und zweckmäßige Konstruktion und Verarbeitung zu gewinnen. Die Bedürfnisse des wissenschaftlich denkenden und vorwärtsstrebenden Ingenieurs sind über die Lehren der elementaren Festigkeitslehre und Baustatik hinausgewachsen und nur zu oft wird schmerzlich empfunden, wie wenig die einschränkenden Annahmen erfüllt sind, die ihre Anwendung begründet. Darum ist das Werk der beiden hervorragenden Münchener Verfasser für viele die Quelle reicher Belehrung geworden, da die deutsche technische Literatur über kein Werk verfügt, das eine leicht verständliche Darstellung der mathematischen Elastizitätstheorie und seiner Anwendung gibt und über die hierauf aufgebauten neuesten Untersuchungen vom Drang und Zwang, über Spannung und Anstrengung des Werkstoffes unterrichtet. Es ist die Sprache des Ingenieurs, die das Buch dem Leser vertraut macht und ihn gewinnt und gerade darum als bedeutungsvolle Bereicherung der technischen Literatur bezeichnet werden muß. Jeder Ingenieur, der die zu Tode gehetzten Bearbeitungen von Aufgaben der Baustatik einzuschätzen versteht, wird das Föppl'sche Werk mit Freuden begrüßen.

Der erste Band enthält die allgemeinen Grundlagen des Spannungs- und Formänderungszustandes des Körpers und gibt eine vollständige Darstellung der die Formänderungsarbeit behandelnden Sätze. Damit sind die Grundlagen für das wichtigste Anwendungsgebiet der Elastizitätstheorie im Bauingenieurwesen geschaffen, das die inneren Kräfte und die Formänderungen der Platten und Scheiben behandelt. Der Leser findet hier eine ausführliche Darstellung der Plattenberechnung, die für die gegenwärtige Entwicklung des Eisenbetonbaues so große Bedeutung besitzt. Die Verfasser begnügen sich

nicht mit der Wiedergabe der strengen Theorie und ihrer Anwendungen, sondern sie geben außerdem eine ausgezeichnete Darstellung der Näherungslösungen, die durch die Arbeiten von Lorenz, Nádai, Henky, Lewe und Markus gefördert worden sind und bieten damit auch die Grundlagen für die Berechnung der Pilzdecken. Die Untersuchungen sind in jedem Falle durch Zahlenrechnungen ergänzt, die die Größe und den Wert der Annäherung zum Ausdruck bringen. Auch die Berechnung der Scheiben, deren Grundlage die Airysche Spannungsfunktion ist, wird durch zahlreiche Anwendungen aus dem Arbeitsgebiet des Bauingenieurs erläutert. Als Beispiele seien die Untersuchungen über den Spannungszustand in durchlochtem oder eingekerbten Stäben und in Walzen, ferner Untersuchungen über Spannungen im Stabeck und über das plastische Gleichgewicht beim ebenen Spannungszustand angeführt.

Die Darstellung der schwierigen theoretischen Zusammenhänge ist in ihrer klaren einfachen Sprache meisterhaft. Der Schwerpunkt liegt nicht, wie das bei ähnlichen Veröffentlichungen oft der Fall ist, in dem mathematischen Problem der Aufgabe, ist vielmehr, wie der Ingenieur dies erwartet, seinem mechanischen Inhalt zugewiesen. Daß selbstverständlich jeder, der nach Vertiefung seiner theoretischen Kenntnisse strebt, das mathematische Handwerkszeug nicht verachten darf, ist selbstverständlich. Möge das Föppl'sche Werk seine Mission erfüllen, die Ergebnisse dieses wichtigen Teilgebietes der technischen Physik den Fachkollegen nahezubringen. Der Nutzen wird für das deutsche Bauwesen nicht ausbleiben. Beyer.

Der Erdbau I. Teil. Umfassend: Entwicklung des Erdbaues, Erdarbeiten und Felsgesteine; Geologische Karten und Bodenuntersuchung; örtliche und häusliche Vorarbeiten; Bodenmassen und Förderweiten; Art der Bauausführung und Verdingung der Erdarbeiten; unmittelbare Bauvorbereitungen; Anhang. Für die Schule und den praktischen Gebrauch bearbeitet von Georg Schewior, Univ.-Professor, Vermessungsrat und Kulturingenieur. Mit 432 Textabbildungen, 10 Tafeln und 7 Tabellen. Leipzig 1925. Verlag von Bernh. Friedr. Voigt. Brosch. 12.—, geb. 14.— M.

Das Gesamtwerk „Der Erdbau“ dürfte wohl, nach dem erschienenen I. Teil zu urteilen, ein Handbuch werden, das dieses Fachgebiet am eingehendsten behandelt. Aus dem reichen oben angegebenen Inhalt sei besonders hervorgehoben, daß der Verfasser die bisher stark vernachlässigte „Kotierte Projektion“, die z. B. mittels der Böschungmaßstäbe die zeichnerische Darstellung der Erdwerke sehr erleichtert, eingehend für derartige Aufgaben behandelt. Große Gründlichkeit zeigen die Ausführungen über die Erdmassenermittlung. Hier werden Formeln und zeichnerische Verfahren für die Inhaltsbestimmung der am meisten vorkommenden Querschnitte und Erdkörper abgeleitet. Eingehend wird im Anschluß hieran die Massenverteilung mittels Massengleiche und Massenplan beschrieben. Auf eine kleine Unstimmigkeit in diesen Ausführungen möge kurz hingewiesen werden. Auf Seite 244 (oben) wird als 3. Eigenschaft der Massengleiche angegeben: „Die von der Massengleiche und der Massenlinie eingeschlossene Fläche ist die „Förderarbeit“, d. h. der Betrag: Bodenmenge  $\times$  Weg für die hier zu befördernde Bodenmasse.“ Nun ist aber Arbeit = Weg  $\times$  Kraft in Richtung des Weges gemessen. Ferner wird nach Seite 222 (unten) und Tafel VIII zu urteilen „Förderarbeit“ und „Fördermoment“ für denselben Begriff gesetzt. Von großem Wert für die Praxis dürfte weiterhin der Anhang sein, in dem Muster für Vergebungsarten, Vertragsbedingungen usw. enthalten sind.

Das vom Verlage vorzüglich ausgestattete Werk dürfte wegen seines reichhaltigen Inhaltes für die Fachkreise ein wertvoller Berater sein und kann daher warm empfohlen werden.

W. Müller-Dresden.

Grundriß der Physik. Von Dr. Karl Hahn. 2. Aufl. Leipzig, B. G. Teubner, 1924. 300 Seiten. Preis geb. 5 M.

Der vorliegende Grundriß der Physik ist als Hilfsbuch für den Unterricht in den Oberklassen höherer Lehranstalten bestimmt und gibt als solches in knapper Form einen guten Überblick über die wichtigsten physikalischen Erscheinungen und einen Einblick in ihre inneren Zusammenhänge. In einem besonderen Schlußkapitel sind die markantesten Einzelheiten des modernen physikalischen Weltbildes zusammengestellt, so daß dem Leser Gelegenheit gegeben ist, sich auch über die heutigen Auffassungen zu unterrichten, soweit dies innerhalb des Rahmens des Buches möglich ist. Als Leitfaden für technische Mittelschulen dürfte dieser Grundriß der Physik nur dann in Frage kommen, wenn man dabei von der Forderung nach Anwendungsbeispielen aus technischen Sondergebieten absehen kann. In jedem Fall ist er durch seine prägnante Darstellung geeignet, schnell zu orientieren, falls es sich nicht gerade um ins Einzelne gehende Fragen handelt. Gegenüber der ersten Auflage sind nur unbedeutende Änderungen vorgenommen worden. Js.

Vektoranalysis. Von Dr. L. Peters. Leipzig, B. G. Teubner, 1924 (Math.-phys. Bibliothek Bd. 57). 38 Seiten. Preis 0,80 M.

Der Verfasser hat sein möglichstes getan, um in einem Heftchen von so geringem Umfang das Wesentlichste der Rechnung mit Vektoren zur Darstellung zu bringen. Für eine erfolgreiche Benutzung muß beim Leser allerdings die Kenntnis der hauptsächlichsten anderen mathematischen Operationen einschließlich der Differential- und Integralrechnung vorausgesetzt werden. Js.



Bautechnisches Taschenbuch. Begründet von O. Keller. III. Aufl. Herausgegeben von Prof. Carl Opitz. Verlag Leipzig, H. A. L. Degener, 1924.

Die vorliegende 3. Auflage ist eine vollkommene Umarbeitung des früheren Taschenbuches. Da es auf 334 Seiten das Wissenswerteste aus dem Gebiete des Hochbaues einschl. seiner grundlegenden Wissenschaften bringen soll, ist neben ihm nur das Wichtigste in gedrängter Form gegeben. Das schließt aber im allgemeinen nicht eine gute Zusammenfassung und für den gewünschten Zweck ausreichende Bearbeitung aus. Wünschenswert ist allerdings, und auch für den Kreis, an den sich das Taschenbuch wendet — nämlich die Baugewerksmeister — sehr notwendig ein Ausbau der Abschnitte über den Eisenbau und namentlich den Eisenbetonbau, ebenso der Baustoffkunde. Hier sind beispielsweise Eisenportland- und Hochofenzemente überhaupt nicht erwähnt. Die Hauptabschnitte sind: Mathematik, Feldmessen, Chemie und Baustoffkunde, allgemeine Baukunde, Baukonstruktion, Ausbau, Geschäftsführung, Gesetzeskunde, Festigkeitslehre und Statik und endlich Tabellen mathematischer und statischer Art. M. F.

Vergleichende Architekturgeschichte. Von O. Höver. Mit 194 Abb. in Kupfertiefdruck auf 96 Tafeln. Allgemeine Verlagsanstalt München.

Wieder eine von den neuerdings recht häufig auftauchenden Kunstbetrachtungen, die es unter ihrer Würde halten, ihre Gedankengänge so vorzutragen, daß der gebildete Nichtfachmann oder gar der Mann bescheidener Schulbildung sie verstehen kann, also Wissenschaft für den Wissenschaftler unter Ausschluß der breiteren Öffentlichkeit. Dazu jenes den Leser verblüffende Fangballspielen mit verwegenen

Vergleichen, unerwarteten Gegenüberstellungen und kühn zusammengeballten Begriffen, wie sie seit Spengler Mode geworden und die doch mehr dichterisch als wissenschaftlich zu bewerten sind. Es mag wohl nicht anders gehen, als daß man zur Ausführung solch hohen Geistesfluges ein eigenes „terminologisches Rüstzeug“ schafft, dessen zumeist aus schwerfälligen Fremdwörtern bestehender Wortschatz dem Laien ein Buch mit sieben Siegeln und ein Ärgernis obendrein ist. Daß aber außerdem der Vortrag mit anderen leicht entbehrlichen Alltags-Fremdwörtern förmlich gespickt ist, scheint doch wirklich nicht notwendig. Soweit der Leser ein reinliches Sprachgefühl besitzt, fühlt er sich von diesem Kauderwelsch abgestoßen, das um so schmerzlicher berührt, als der Verfasser mit manchem wohl getroffenen deutschen Ausdruck den geschickten Wortprägler und Sprachgestalter erkennen läßt. Möge er sich doch Eduard Engels prachtvolle „Deutsche Stilkunst“ vornehmen und dort (Seite 214 und folgende der 22. bis 24. Auflage) über Minderwertigkeit und Vergänglichkeit der Fremdwörter nachlesen: „Kein fremdwörterndes Buch überlebt seinen Verfasser nur um ein Menschengeschlecht, nicht das wissenschaftlich wertvollste, nicht das geistreichste, nicht das sittlich schönste.“ Und ein solches Schicksal wünscht der Verfasser seinem Buche doch gewiß nicht.

#### Berichtigung zum Zeitschriftenverzeichnis.

In dem von uns in Heft 1 gegebenen Verzeichnis der für die Literaturschau benutzten Zeitschriften ist als Verlag für das „Zentralblatt der Bauverwaltung“ versehentlich die Firma Ernst & Sohn in Berlin genannt. Das „Zentralblatt der Bauverwaltung“ erscheint bei Guido Hackebeil A.-G., Berlin SW 68, Lindenstraße 26.

## ÜBER DIE BIEGUNG EINER SEHR LANGEN EISENBETONPLATTE.

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

Nachträglich erhielten wir zu diesem Aufsatz die nachfolgenden Ausführungen zu Seite 49:

Die amtlichen Eisenbetonbestimmungen, sowie andere praktische Verfahren zur statischen Berechnung der Rippenplatten, verstehen eigentlich unter der mitwirkenden Plattenbreite etwas ganz anderes. Sie suchen nämlich der üblichen Festigkeitsberechnung einer Rippenplatte nach dem einfachen Balkenschema den erforderlichen Sicherheitsgrad dadurch zu verleihen, daß gewisse obere Grenzen für die als Druckgurt zu betrachtenden Plattenteile vorgeschrieben werden. Die mitwirkende Plattenbreite in diesem Sinne möge die reduzierte Plattenbreite ( $2c' + g$ ) (oder die praktische mitwirkende Plattenbreite) benannt werden. Dagegen soll die in vorliegender Arbeit betrachtete Größe  $c$  bzw. ( $2c + g$ ) die theoretische mitwirkende Plattenbreite heißen. Es können übrigens beide Größen  $c$  und  $c'$  sowohl auf theoretischem wie auch auf experimentellem Wege ermittelt werden.

Die Unterscheidung von beiden Arten der Plattenmitwirkung ist von hoher Wichtigkeit, da  $c'$  bei nicht zu kleinen Rippenabständen a meistens viel größer als  $c$  sich zeigen muß. Zur Bestimmung von  $c$  ist ein ebenes Problem der Elastizitätstheorie zu lösen, während  $c'$  durch eine Lösung der entsprechenden Plattenaufgabe gefunden werden kann.

Der vorliegende Teil der umfangreichen theoretischen Studien des Verfassers, welche im Jahre 1918 vorläufig abgeschlossen worden sind, behandelt bloß die letztere Aufgabe. In weiteren Teilen soll gezeigt werden, daß  $c$  im Falle einer sehr langen Platte mit einer einzigen Querrippe unabhängig von der Plattenbiegesteifigkeit bzw. Plattendicke  $h$  ist, während  $c'$  bei gegebener Rippensteifigkeit mit  $h$  ziemlich stark wächst. Für  $c$  wird in gewissen einfachen Belastungsfällen  $c = 0,159 b$  gefunden; dagegen kann  $c'$  im Falle verschwindender Rippensteifigkeit den vierfachen Wert von  $c$  erreichen ( $c' = 0,637 b$ ). Ähnliche Verhältnisse zeigen sich im allgemeineren Falle zahlreicher Rippen in gleichen Abständen a.

Die inzwischen erschienene hochinteressante Arbeit des Herrn Prof. D. v. Kármán unter dem Titel „Die mittragende Breite“ (A. Föppl's Festschrift, 1924, S. 114) behandelt die theoretische Bestimmung von  $c$  (dort mit  $d$  bezeichnet). Dieses geschieht zwar im Zusammenhange mit der zweiten Aufgabe, jedoch in umgekehrter Reihenfolge wie in der noch nicht vollständig veröffentlichten Behandlungsweise des Verfassers. Die v. Kármán'sche Abhandlung liefert einen wichtigen Beitrag zur Kenntnis des wahren Wertes der theoretischen mitwirkenden Plattenbreite  $c$ , ohne die Frage nach der praktisch sehr wichtigen Größe der reduzierten Plattenbreite  $c'$  näher zu berühren.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4a.

### Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen.

Am 19. Dezember v. J. hielt Herr Oberbaudirektor Dantscher, Professor an der Techn. Hochschule in München, einen Vortrag über „Schiffahrt und Wasserkraftausnutzung“. Der Vortragende ging von der Tatsache aus, daß der Krieg und die Nachkriegszeit zwei Gebiete der Wasserwirtschaft, nämlich die Wasserkraftausnutzung und die Schiffahrt neu belebt hat. Aus der gemeinsamen Pflege dieser beiden ist der Gedanke der „Kraft-Wasserstraße“ entstanden, d. i. die konsequente Vereinigung von Wasserkraftausnutzung und Schiffahrt an demselben Wasserlauf oder an demselben Kanal. Der Redner stellte es sich als Aufgabe zu untersuchen, ob diese Vereinigung möglich oder nur bedingt möglich ist, welche Probleme sie aufwirft und wie weit diese mit den heutigen Mitteln der Technik gelöst werden können. Die Kontroverse: Wasserkraft-Schiffahrt ist uralte, aber es ist notwendig, die moderne Wasserkraft und die moderne Schiffahrt für die Erörterung des Problems ins Auge zu fassen. Zwischen der alten und der neuen Wasserkraftausnutzung steht die Entwicklung der Dampfmaschine, zwischen alter und neuer Binnenschiffahrt die Entwicklung der Eisenbahnen. Die moderne Wasserkraftausnutzung ist Energieproduktion, die moderne Binnenschiffahrt ist Großschiffahrt für den Massenverkehr. Die Wasserkraftausnutzung siedelt sich zuerst in den oberen Regionen der Flüsse

an, wo sie hohe Gefälle hat und schreitet nach unten vorwärts. Die Binnenschiffahrt kommt von unten herauf und schreitet aufwärts auf bestimmte Punkte des Handels und der Industrie zu. So kommt es, daß Schiffahrt und Wasserkraftausnutzung in einem bestimmten Bereich des Flusses sich übergreifen. In der Kanalisierungsstrecke, wie eine solche beispielsweise von Mainz bis Aschaffenburg vorhanden und von Mannheim nach Heilbronn am Neckar im Bau ist, ist die Wasserkraftausnutzung an den für die Schiffahrt errichteten Stautufen ohne weiteres möglich, doch wird sie sowohl technisch wie ihrer Funktion nach ganz etwas anderes. Schwieriger sind die Verhältnisse an einem Kanal, der zu gleicher Zeit Schiffahrtskanal sein soll und auf der anderen Seite als Werkkanal für ein Kraftwerk zu dienen hat. Wichtig sind hier die Fragen der Geschwindigkeit und der Ausbildung des Querprofils. Die Schwierigkeit liegt darin, daß bei großer Geschwindigkeit die Sicherheit der Navigation verloren geht. Einige Lösungen hierfür, die sich anzubahnen scheinen, wurden vorgeführt.

Der Vortragende kam zu dem Ergebnis: in der Kanalisierungsstrecke wird die Wasserkraft im allgemeinen einen günstigen Posten in der Wirtschaftlichkeitsberechnung der Schiffahrtsstraße bilden. Bei einem Schiffahrtskanal sind noch verschiedene technische Probleme zu lösen. Es muß dabei aber immer das Ziel sein, eine brauchbare Schiffahrtsstraße zu erhalten.