

ARMIERTER BETON.

1917. März.

INHALT

Vierzigjähriges Bestehen des Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten. Von Geh. Hofrat Prof. M. Foerster, Dresden. S. 49.

Ein Anwendungsbeispiel des Gewölbe-Expansions-Verfahrens und des Drucklinienprüfers. (Patent und Ausführung der Firma Buchheim & Heister, Frankfurt a. M.). Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. S. 50.

Die Wirkungsweise der Querbewehrung bei Eisenbetonsäulen im dreiachsigen Spannungszustand. Von Hager, München. S. 56.

Ermittlung der größten Zugkraft in den zur Aufnahme der Schubspannungen aufgebogenen Eisen der Eisenbetonbalken bei wandernden Einzellasten. Von Dipl.-Ing. Franz Meyer in Königsberg. S. 59.

Literaturschau. Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze (Dresden). S. 64.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. S. 68.

Verschiedene Mitteilungen:

Sind Armierungsarbeiter — nicht Armierungssoldaten — invalidenversicherungspflichtig? S. 70. — Die Benutzung von Kenntnissen, die durch versehentliches Öffnen eines fremden Briefes erlangt sind durch einen Kaufmann, ist nicht sittenwidrig. S. 70. — Ausschreibung von Bauarbeiten. Berechtigte Schadensersatzforderung wegen Verstoßes gegen ein Abkommen zur Verhinderung gegenseitiger Unterbietung. S. 70. — Ein Bauunfall am Leipziger Hauptbahnhof vor dem Reichsgericht. S. 71.

Bücherbesprechungen. S. 71.

Druckfehler-Berichtigung. S. 72.

Vierzigjähriges Bestehen des Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten.

Am Mittwoch den 28. Februar feierte im großen Saale des Vereinshauses des Vereins Deutscher Ingenieure zu Berlin der Verein Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten durch eine Festversammlung das vierzigjährige Bestehen des Vereins.

Die gesamte deutsche Technik begehrt diesen Ehrentag in treuem Gedenken und voll herzlichen Dankes mit dem Verein. In den vier vergangenen Jahrzehnten hat der Verein Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten unentwegt und mit stetig steigendem Erfolge sich nicht nur bemüht das deutsche Portland-Zementgewerbe zu einem wertvollen, gesunden und hochleistungsfähigen Gliede unserer deutschen Großindustrie zu entwickeln, sie zu einem wichtigen Faktor unserer heimischen Volkswirtschaft auszubauen, sondern ist auch stets erfolgreichst bestrebt gewesen, die Gesamtheit seiner Betriebe auf wissenschaftliche Grundlage zu stellen und die wissenschaftlich-technische Erkenntnis zu fördern und zu vertiefen. Wenn die vergangenen Jahrzehnte in der Anwendung von Beton und Eisenbeton im baulichen Schaffen ungeahnte Erfolge gezeitigt haben, so dankt die Technik dies zu einem sehr erheblichen Teile der befruchtenden, klärenden und weitschauenden Arbeit des Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten. Dieser Dank der deutschen Technik wird aber heute zu einem allgemeinen Danke des gesamten deutschen Volkes, wenn wir daran denken, welche gewal-

tigen Leistungen der Beton- und Verbundbau zur Landesverteidigung in diesem Weltkriege vollbracht hat, wie erst er an allen Fronten die zu Stein gewordenen Verteidigungswerke möglich gemacht, an denen der feindliche Ansturm bisher abgeprallt ist und auch in den kommenden Monaten zerschellen wird. Diese Leistungen sind aber zu einem recht erheblichen Teile aufgebaut auf der Arbeit unserer heimischen Zementindustrie, auf deren hoher Leistungsfähigkeit, auf deren Hingabe in treuestem vaterländischen Dienste. Ein großer Teil dieses Dankes der Allgemeinheit gebührt neben dem Verein Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten nicht zum wenigsten den Männern, die ihn geleitet und durch alle Fährnisse vergangener und gegenwärtiger Zeiten sicher und zielbewußt hindurch geführt haben.

Möge nach siegreichem Kriegsende der Verein Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten wie in den vergangenen vier Jahrzehnten, so auch in weiterer Zukunft ein Hort treuer Arbeit im Vaterlandsdienste, eine Warte echter deutscher Wissenschaftlichkeit, ein großzügiger Förderer heimischer Bau- und Ingenieurkunst sein und bleiben!

Dresden, am 24. Februar 1917.

M. Foerster.

EIN ANWENDUNGSBEISPIEL DES GEWÖLBE-EXPANSIONS-VERFAHRENS UND DES DRUCKLINIENPRÜFERS*).

(Patent und Ausführung der Firma Buchheim & Heister, Frankfurt a. M.)

Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M.

Das Gewölbe-Expansionsverfahren ist in der Fachliteratur schon mehrfach ausführlich behandelt worden, sowohl bezüglich seiner Grundsätze als auch mit Bezug auf Ausführungen**); es kann also als bekannt vorausgesetzt werden, weshalb hier auf die leitenden Grundgedanken nur kurz zusammenfassend eingegangen werden soll; der Hauptzweck der folgenden Mitteilungen gilt der Beschreibung eines von zwei kürzlich beendeten Brückenbauten, der hinsichtlich der Anwendung des Expansionsverfahrens von besonderem Interesse ist, zumal hierbei erstmalig ein neuer Apparat der oben genannten Firma, der Drucklinienprüfer gleichzeitig zur Anwendung gelangte.

I. Das Expansionsverfahren.

Das Verfahren bezweckt bei elastischen Bögen die Entstehung von Nebenspannungen zu verhindern bzw. wesentlich einzuschränken. Nebenspannungen folgen aus:

1. Der Bogenverkürzung
 - a) durch Druckspannungen,
 - b) durch Schwinden des Baustoffs (Beton!);
2. der Nachgiebigkeit des Lehrgerüsts;
3. der Nachgiebigkeit des Baugrundes, die zu Verschiebungen oder Verdrehungen der Widerlager führt;
4. den Temperatureinflüssen.

Denkt man den Bogen im Scheitel durchschnitten und eine entsprechende Scheitelkraft H angebracht, so werden sich die Bogenhälften unter obengenannten Einflüssen nach den Widerlagern hin verschieben, es entsteht im Scheitel eine Lücke; außerdem kann eine Senkung oder Hebung des Scheitels eintreten.

Da die Einflußwerte zu 1—4 unbekannt sind, ist eine zutreffende Berechnung der ihnen entsprechenden Neben- und Zusatzspannungen nicht möglich, jedoch sind praktisch die Maße der zu beobachtenden Senkungen so erheblich, daß ohne weiteres auf starke zusätzliche Biegemomente zu schließen ist; läßt man sie andererseits unberücksichtigt, so ändert sich die tatsächliche Spannungsverteilung der mühsam errechneten gegenüber ganz erheblich, letztere wird illusorisch. Das

*) Die erforderlichen Unterlagen wurden mit Genehmigung der Königl. Eisenbahndirektion Frankfurt a. M. von der ausführenden Firma Buchheim & Heister, Frankfurt a. Main zur Verfügung gestellt.

***) Vergl. Beton und Eisen 1914 Heft 1; Der Brückenbau 1913 Heft 24; Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen 1914 Nr. 18. desgl. 1916 Nr. 8 u. 9.

Gewölbe-Expansionsverfahren*) geht nun gegen diese Neben- und Zusatzspannungen mit Zwangsmaßnahmen in der Weise vor, daß bei der Herstellung des Bogens eine Scheitellücke gelassen wird; in diese werden Pressen eingesetzt, welche die Scheitelkraft H erzeugen und zur Wirkung bringen; nach Erweiterung der Lücke auf das den tatsächlichen statischen Verhältnissen entsprechende Maß wird sie mit Baustoff ausgefüllt.

Bei der Bemessung des H der Pressen lassen sich naturgemäß auch diejenigen Bogenverkürzungen bereits berücksichtigen, die unter der späteren Verkehrslast bzw. einem Teile dieser eintreten werden; ferner läßt sich der nicht bedeutende Temperatureinfluß wesentlich reduzieren; kurz es gelingt bei der Ausführung dafür zu sorgen, daß für einen bestimmten gedachten Belastungszustand die Stützlinie des Bogens mit dessen Mittellinie zusammenfällt.

Zur Kontrolle, ob dies tatsächlich der Fall, dient der Drucklinienprüfer, der unten beschrieben wird.

Die Vorteile, welche das Gewölbepreßverfahren praktisch insbesondere für Bögen von 15—20 m an darbietet, sind kurz folgende:

1. Die Querschnittsabmessungen lassen sich einschränken, weil die Temperaturmomente nicht mit ihren hohen Beträgen (Temperatur + Schwinden des Betons + elastische Verkürzung) eingeführt werden müssen.
2. Das Gerüstwerk kann in der Regel merklich schwächer als sonst gestaltet werden, weil die Widerlagerbewegungen unschädlich gemacht werden.
3. Die Lehrgerüste werden einfacher und billiger; die Absenkungsvorrichtungen und die Kosten der Absenkungsarbeit, die andernfalls viele Leute und Zeit erfordert, fallen fort, da unter der Wirkung der Scheitelpressen der Bogen sich vom Gerüst abhebt.

4. Es kann an Betonkosten gespart werden, da ein Beton geringerer Festigkeit verwendet werden kann, weil unberechenbare Nebenspannungen nicht aufzunehmen sind.

5. Die Grenzen der Ausführbarkeit elastischer Bögen werden erweitert, sodaß deren Vorteile voll ausnutzbar werden.

6. Bei schiefen Brücken entfällt die bisherige Unsicherheit über die Richtung des Druckes.

*) Ich schlage die Bezeichnung „Gewölbepreßverfahren“ vor.

II. Der Drucklinienprüfer (Fig. 1).

Dieser dient der Kontrolle des Verlaufs der Stützlinie und gibt den nötigen Anhalt über vorzunehmende Einstellung von Druck und Angriffspunkt der Scheitelpressen. Die Apparate werden an den Gewölbestirnen angesetzt und machen durch Zeigerausschlag kenntlich, wenn die Drucklinie an den Beobachtungsstellen aus der Bogenmittellinie sich entfernt. Die Befestigung des Drucklinienprüfers erfolgt mittels der Verbindungs konstruktion V, welche an einem 50 mm aus der Gewölbestirn hervorstehenden, im Mittelpunkt der zu beobachtenden Fuge angebrachten 3/4 zölligen Schraubenbolzen S befestigt wird und welche gestattet, das Instrument mittels der Druckschraube Q fest gegen die Bogenstirn zu pressen. Dabei drücken sich die mit gehärteten Spitzen versehenen Schrauben A, B, C und D oberflächlich in die Gewölbestirn ein, wodurch sie gezwungen werden, die elastischen Bewegungen derselben mitzumachen und auf die Traversen X und Y zu übertragen.

Wenn nun die Stützlinie mit der Gewölbemittellinie zusammenfällt, so werden sich die Punkte A und B, sowie C und D bei Eintritt von Druckspannungen und den entsprechenden Deformationen des Materials einander um gleiche Beträge nähern; sobald aber ein Biegemoment hinzutritt, die Stützlinie also aus der Bogenmittellinie ausweicht, z. B. nach der Seite der Punkte A, B hin, so werden sich letztere einander weiter nähern, die Punkte C, D aber werden sich um das gleiche Maß voneinander entfernen. Diese Bewegungsunterschiede werden von dem Instrument durch entsprechende Übersetzung mit genügender Vergrößerung als Zeigerausschlag angezeigt, so zwar, daß z. B. bei 1 m Gewölbstärke Unterschiede in den Randspannungen von 1 kg/qcm festgestellt werden können.

Zweckmäßig werden die Drucklinienprüfer in der Nähe der Kämpfer an Querschnitten angebracht, welche in der statischen Untersuchung behandelt wurden.

III. Das Brückenbauwerk.

Das Brückenbauwerk, bei welchem das hier beschriebene Verfahren zur Anwendung kam, ist eine von der Bauabteilung 6 der Königl. Eisenbahndirektion Frankfurt a. M. ausgeführte Brücke im Zuge der Homburger Bahn, auf Rödelsheimer Flur bei Frankfurt a. M. gelegen. (Bei einem benachbarten, schiefen Bauwerk der gleichen Bahnlinie bediente man sich des Gewölbepreizverfahrens gleichfalls (Fig. 13a); bei schiefen Brücken erhält die im Scheitel zur Aufnahme der Pressen auszusparende Lücke Staffelform, sodaß die Pressen parallel zu den Stirnen wirken, wodurch man zugleich über die Unsicherheit des Spannungsverlaufs in schiefen Bögen hinwegkommt.)

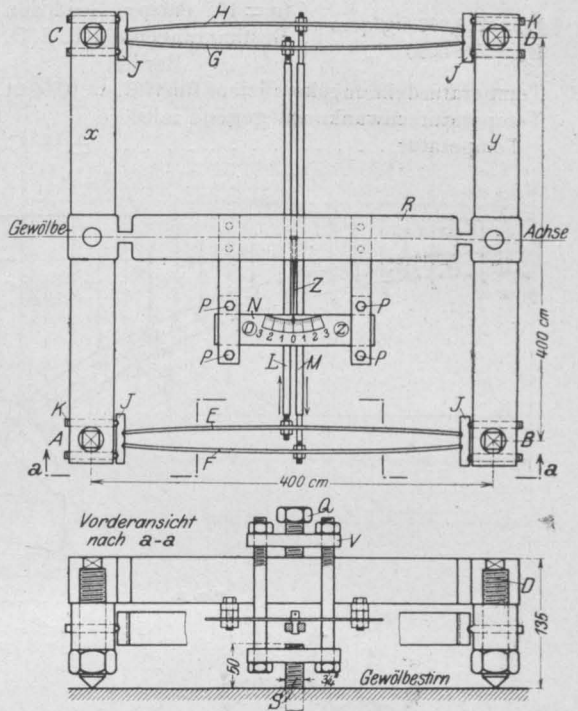


Fig. 1. Drucklinienprüfer.

Das gen. Bauwerk soll im folgenden mit Bezug auf Entwurf und statische Berechnung zunächst kurz beschrieben werden.

1. Grundwerte:

Spannweite	l = 33,20 m
Pfeil	f = 5,20 "
Scheitelstärke	d ₀ = 0,68 "
Kämpferstärke	d _k = 1,00 "
Brückenbreite (f. 2 Gleise)	8,60 "
Überschüttung, Kiesbettung c	= 0,45 "
Schwellenoberkante	+ 100,55 über N. N.
Straße	+ 94,70 " "
Bogenscheitel (Mitte)	+ 99,76 " "
Gewölbeton	2,4 t/cbm
Überschüttung (Gewölbe)	1,8 "
Bettung und Gleis.	0,76 "
Überschüttung (Widerlager)	1,6 "
Widerlagerbeton	2,2 "

2. Gewölbeform.

Diese wurde nach der Gleichung bestimmt:

$$\eta = \frac{\cos \text{hyp } 2,04 \xi - 1}{2,9103}$$

Es ergibt sich der in Fig. 2 dargestellte Bogen.

Als Verkehrslast war der preußische Lastenzug B zugrunde zu legen; für Berechnung der Temperatureinflüsse wurde gerechnet mit:

*) Vgl. Deutsche Bauzeitung 1915 Nr. 3.

$E_b = 215\,000 \text{ kg/qcm}$ $\left\{ \begin{array}{l} (n = 10, \text{ entsprechend den} \\ \text{Bestimmungen der K. E. D.} \\ \text{Berlin),} \end{array} \right.$
 $E_e = 215\,000 \text{ "}$
 Temperaturdehnungskoeffizient für $1^\circ \text{C.} = 0,000\,01$
 Temperaturschwankung gegen mittlere
 Temperatur $\pm 15^\circ \text{C.}$

mehr der Rechnung, sondern in unkontrollierbarer Weise den oben erwähnten Einflüssen (Schwinden und Zusammenpressung des Betons, Nachgeben des Baugrundes usw.) entsprechen; durch das Gewölbespreizverfahren wird nun Sorge getragen, daß, der Rechnung entsprechend,

bei dem als Ausgangspunkt für diesen gewählten Grundbelastungszustand ein Scheiteldruck von 133,99 t/m Gewölbreite in 15 mm unterhalb der Scheitelmittle angriffend vorhanden ist.

Durch das G. S.-Verfahren erhalten also die Momente und Normalkräfte der Fugen (vgl. Fig. 3) den Charakter statisch bestimmter Größen vom Betrage:

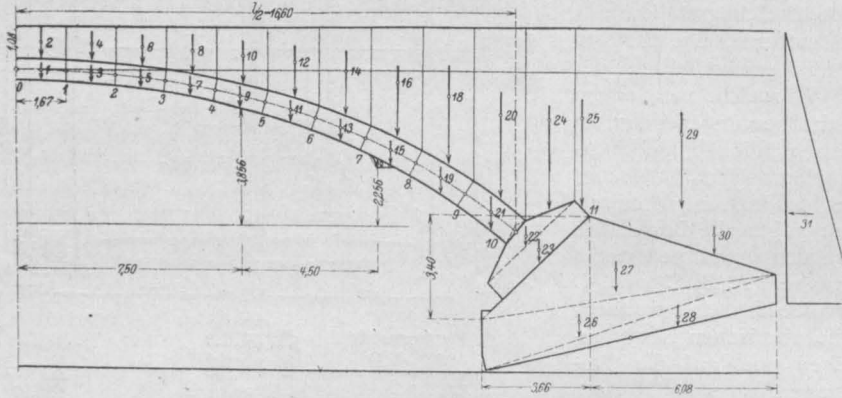
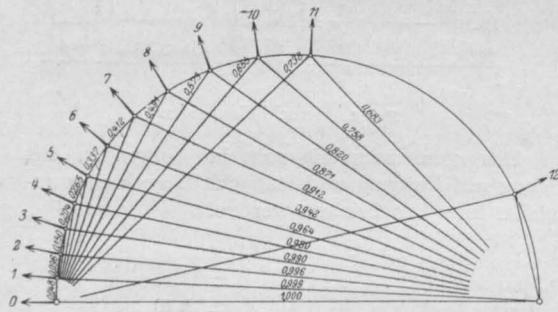


Fig. 2.



zu Fig. 2.

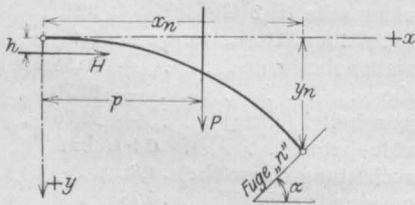


Fig. 3.

Zunächst wurden Momente und Normalkräfte aus Eigenlast und halber Verkehrslast ermittelt, wobei mit einer gleichmäßig verteilten Verkehrsersatzlast von 1 t/qm gerechnet wurde, welcher nach Umrechnung auf Überschüttung die Abgleichlinie auf +101,18 (Fig. 2) entspricht.

Würde nun bei diesem Grundbelastungszustand, welchem die in untenstehender Tabelle enthaltenen Querschnittskräfte entsprechen, und bei mittlerer Temperatur ausgerüstet werden, so würden Lage und Größe der Scheitelkraft nicht

$$M_g = - \sum_0^n P(x_n - p) + \sum_0^n H(y_n - h)$$

oder

$$M_g = \sum_0^n P p - \sum_0^n H h - x_n \sum_0^n P + y_n \sum_0^n H$$

$$N_g = \sin \alpha_n \sum_0^n H + \cos \alpha_n \sum_0^n P$$

Die hiernach sich ergebenden Fugenkräftegrößen sind folgende (Fig. 2):

Fuge	$\sum P$ t	$\sum H$ t	x m	y m	M_g mt	N_g mt
0	0	133,985	0	0	- 2,01	133,99
1	5,994	"	1,66	0,037	- 2,03	134,14
2	12,213	"	3,32	0,151	- 1,80	134,62
3	18,983	"	4,98	0,345	- 1,58	135,49
4	26,605	"	6,64	0,629	- 1,10	136,73
5	35,468	"	8,30	1,013	- 0,74	138,56
6	45,874	"	9,96	1,514	- 0,17	141,67
7	58,254	"	11,62	2,153	+ 0,35	146,19
8	73,422	"	13,28	2,957	+ 0,96	152,75
9	91,413	"	14,94	3,959	+ 1,92	162,25
10	113,763	"	16,60	5,200	+ 3,30	176,08
11	146,399	"	17,60	6,000	+ 0,43	199,55
12	274,004	117,857	20,34	8,645	- 12,00	294,02

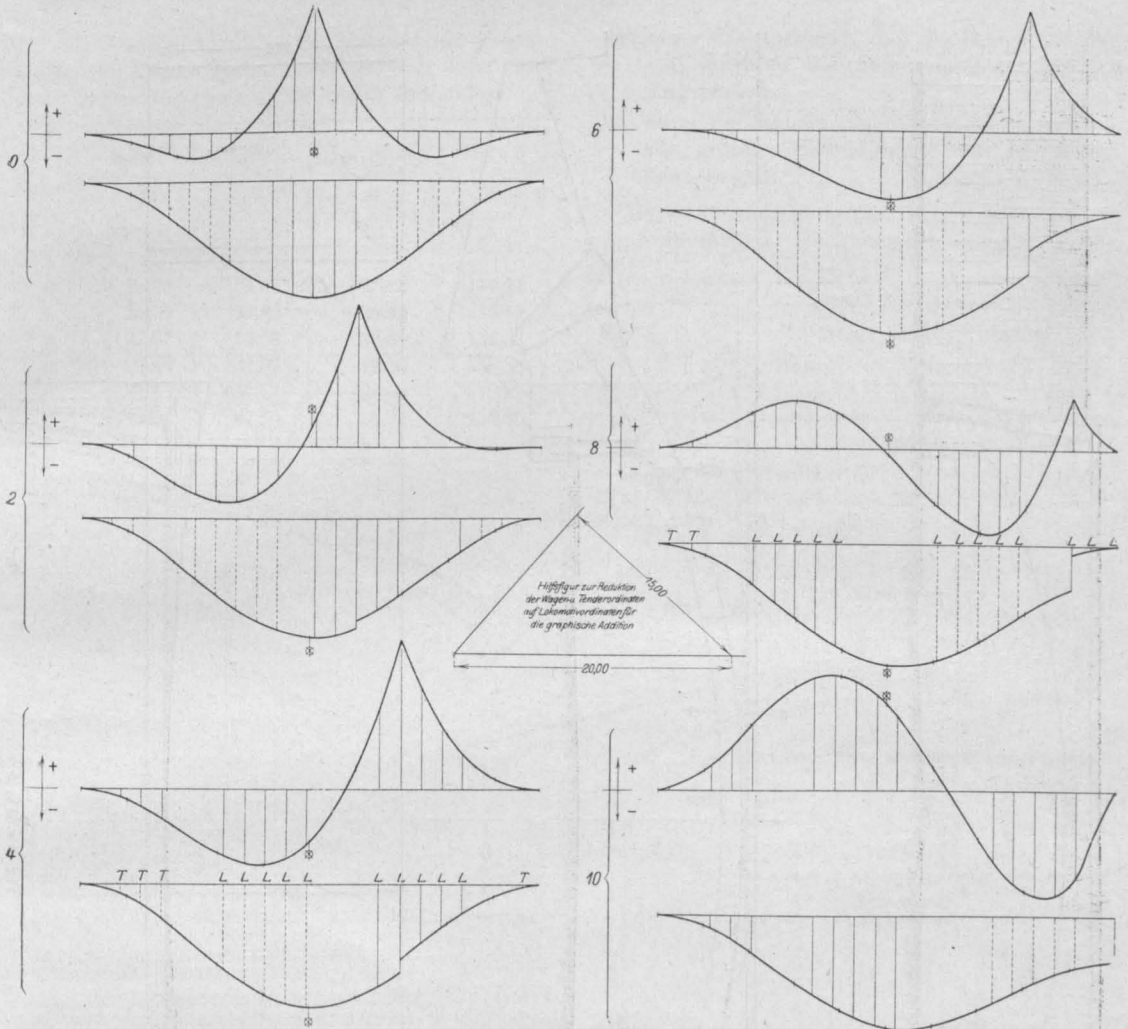


Fig. 4. Einflußlinien für Momente und Normalkräfte des Gewölbes.

Die Wirkung einseitiger Verkehrslasten ist durch Einflußlinien für Momente und Normalkräfte ermittelt worden, und zwar nach dem in der Deutschen Bauzeitung 1915, Mitteilungen Nr. 5 mitgeteilten Verfahren, auf das verwiesen sei.

Die Ergebnisse sind (aus Fig. 4) in folgender Zusammenstellung enthalten:

Fuge	Äußere Leibung (Momente bezogen auf die Fugenmitten)		Innere Leibung	
	max + M	N	max - M	N
	mt	t	mt	t
0	15,01	143,09	15,49	140,39
2	18,37	140,92	17,98	137,50
4	23,61	129,11	21,43	146,07
6	19,97	123,76	16,04	163,57
8	18,85	147,03	17,65	153,43
10	57,71	180,98	60,75	166,96

Für die Berechnung der Momente bedient sich die Firma Buchheim & Heister zweckmäßig angeordneter Formularvordrucke, welche durch Schematisierung und Anwendbarkeit der Rechenmaschine die Arbeit wesentlich erleichtern.

Die Berechnung der Temperatureinflüsse, nach den Angaben der obengenannten Abhandlung vorgenommen, führt zu folgenden Ergebnissen:

Fuge	Abkühlung		Erwärmung	
	-M _t	N _t = H _t	M _t	N _t = H _t
	mt	t	mt	t
0	- 9,74	+ 8,72	+ 9,74	- 8,72
2	- 8,42	+ 8,69	+ 8,42	- 8,69
4	- 4,26	+ 8,55	+ 4,26	- 8,55
6	+ 3,46	+ 8,21	- 3,46	- 8,21
8	+ 16,04	+ 7,60	- 16,04	- 7,60
10	+ 35,60	+ 6,61	- 35,60	- 6,61

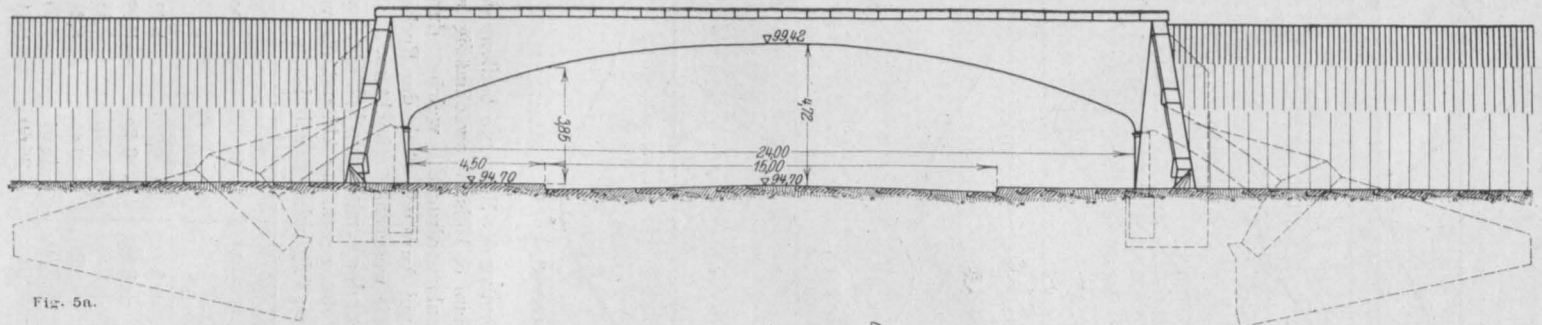


Fig. 5a.

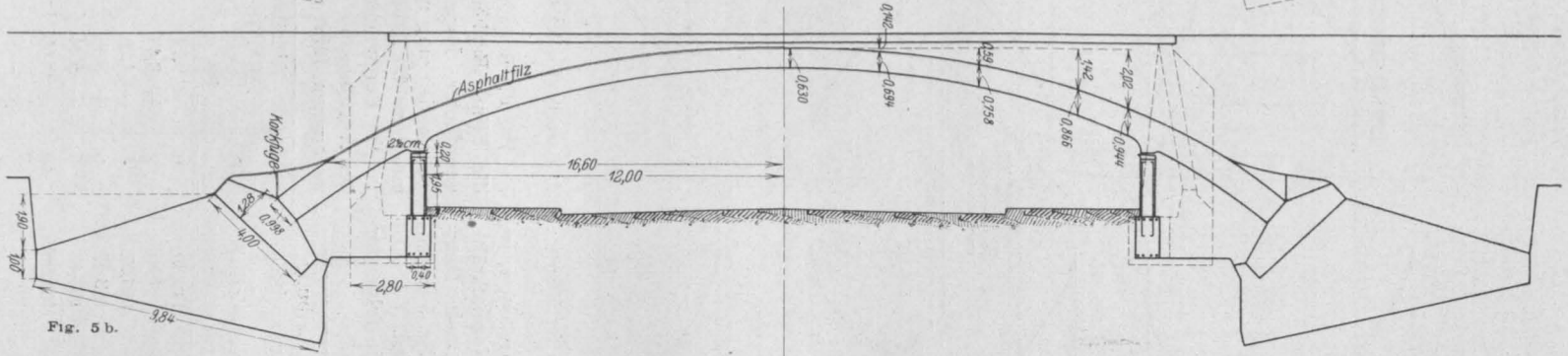


Fig. 5b.

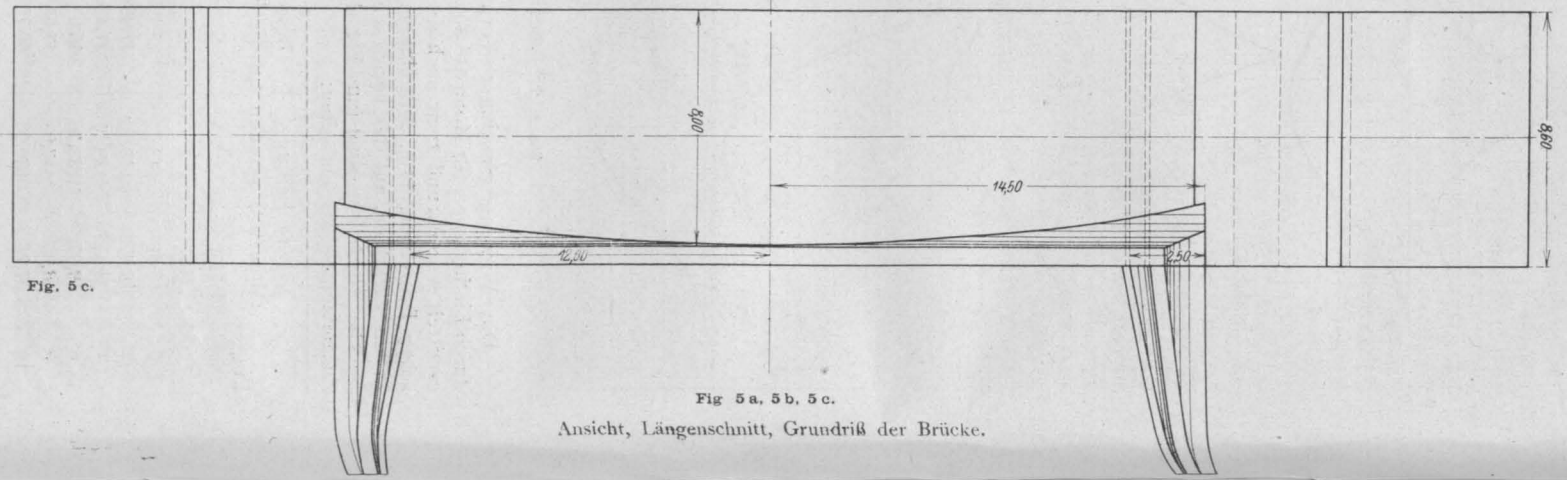


Fig. 5c.

Fig 5a, 5b, 5c.

Ansicht, Längenschnitt, Grundriß der Brücke.

Die Kombination der Grenzwerte der Fugenkräfte aus Eigen- und Verkehrslast mit denen aus der Temperaturschwankung ergibt folgendes:

Fuge	Innere Leibung		Äußere Leibung	
	M mt	N t	M mt	N t
0	+ 24,75	134,37	- 25,23	149,11
2	+ 26,79	132,23	- 26,40	146,19
4	+ 27,87	120,56	- 25,69	154,62
6	+ 23,43	131,97	- 19,50	155,36
8	+ 34,89	154,63	- 33,69	145,83
10	+ 93,34	187,59	- 96,35	158,35

- a) unter der Annahme, daß der Beton auf Zug voll mittrage, die Ermittlung der größten Zugspannung,
- b) unter der Annahme fehlender Betonzugzone die größten Beton-Druck- und Eisen-Zugspannungen.

Unter Berücksichtigung der nach A und B vorgeschriebenen Rechnungsgrundlagen ergibt sich:

Bestimmung	$n = \frac{E_e}{E_b}$	Zulässige Beanspruchungen		
		Beton: Zug	Beton: Druck	Eisen: Zug
A. a)	15	—	280 : 6 = 46,7	—
A. b)	15	0,1 · 280 = 28	—	1000
B. a)	10	—	280 : 3 = 93,2	—
B. b)	10	35 : 1,5 = 23,3	—	1000

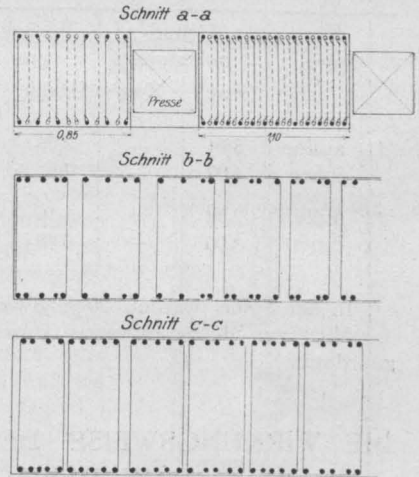
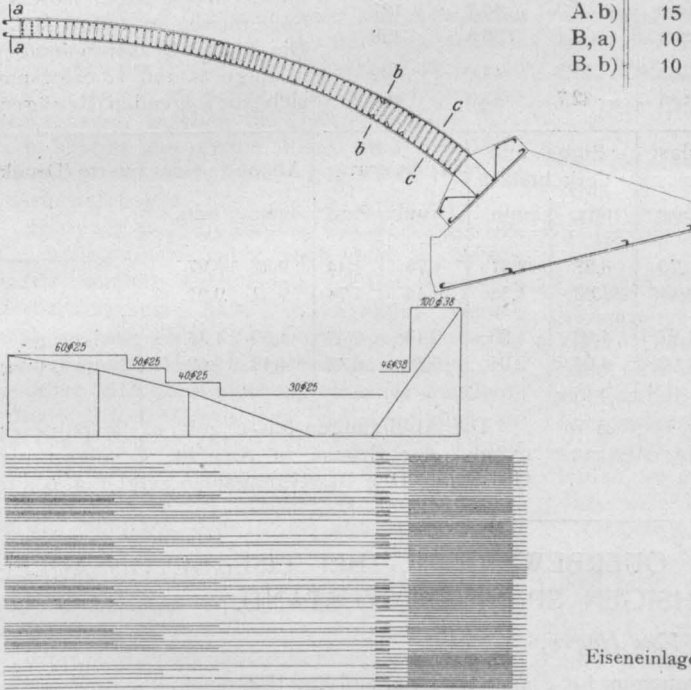


Fig. 6. Eiseneinlagen in Gewölbe und Widerlager.

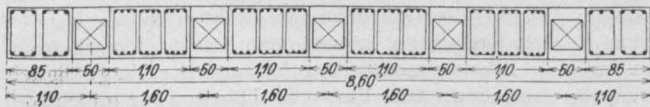


Fig. 6 a. Scheitelschnitt mit Stellung der Pressen.

Für die Berechnung der Materialbeanspruchungen war bedingungsgemäß

- A. den amtlichen Bestimmungen vom 24. Mai 1907,
- B. den vorläufigen Bestimmungen der K. E. D. Berlin vom 21. Februar 1906

Rechnung zu tragen.

Beide Bestimmungen fordern bei Auftreten von Zugspannungen zwei getrennte Rechnungen:

Die rationellste Betonmischung, mit der die Festigkeiten von 35 kg/qcm Zug, 420 kg/qcm Biegedruck, entsprechend 280 kg/qcm reinem Druck erreicht werden konnten, wurde mittels der Reform-Prüfmaschine, Patent Buchheim & Heister festgestellt und fand sich zu 1:4,2 bei entsprechender Auswahl der Zuschlagstoffe.

Obige Zusammenstellung zeigt, daß die Verbindungen Aa und Bb als ungünstigste in Betracht kamen. Es errechnen sich folgende Materialbeanspruchungen bei den in folgender Tabelle angegebenen Bewehrungen:

Fuge	Fugenstärke d in m	Eiseneinlage F _e in qcm auf 8,6 m Breite (doppelte Bewehrung)	Kante	σ_z	σ_b	σ_e
				kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm
0	0,680	60 \varnothing 25 F _e = 295	außen	— 7,9	41,8	105
			innen	— 6,5	43,7	63
2	0,695	60 \varnothing 25 F _e = 295	außen	— 9,5	43,3	155
			innen	— 7,3	44,0	96
4	0,742	40 \varnothing 25 F _e = 196	außen	— 11,3	44,0	245
			innen	— 4,9	42,7	0
6	0,816	30 \varnothing 25 F _e = 147	außen	— 3,1	29,0	0
			innen	+ 2,4	33,0	0
8	0,908	30 \varnothing 25 F _e = 147	außen	— 7,3	40,2	121
			innen	— 7,4	38,6	128
10	0,998	100 \varnothing 38 F _e = 1135	außen	— 19,3	44,0	309
			innen	— 22,7	43,3	408

Daher die größten Beanspruchungen:

Beton Druck: 44,0 kg/qcm,
zulässig 46,7 kg/qcm,
Beton Zug: 22,7 kg/qcm,
zulässig 23,3 kg/qcm,
Eisen Zug: 408 kg/qcm,
zulässig 1000 kg/qcm,
Eisen Druck: 44,0 · 15 =
660 kg/qcm, zulässig
1000 kg/qcm.

Da durch das G. S.-Verfahren Nebenspannungen ausgeschaltet werden, besitzt das Bauwerk tatsächlich die in dieser Berechnung enthaltenen Sicherheiten in vollem Maße. Die größten Beanspruchungen in Fuge 11 und 12 errechnen sich zu folgenden Beträgen:

Fuge	Grundbelastung		Verkehrslast größter		Eigen- und Verkehrslast		Temperatur		Absolute Grenzwerte (Druck)	
	Druck	Zug	Druck	Zug	max.	min.	Druck	Zug	max.	min.
11 außen	5,01	—	3,06	2,70	8,07	2,31	1,74	1,44	9,81	0,87
	4,97	—	2,91	3,44	7,88	1,53	1,44	1,74	9,32	0,21
12 außen	2,92	—	1,16	1,07	4,08	1,85	0,43	0,39	4,50	1,46
	3,06	—	0,98	1,02	4,04	2,04	0,39	0,43	4,42	1,62

In der Sohle werden 30 \varnothing 25 bzw. 60 \varnothing 25 in der Mitte zur Sicherheit gegen Durchbrechen angeordnet.

Die Abbildungen 5a—c zeigen die Bauzeichnungen der Brücke in Ansicht, Schnitten und Grundriß. Den Bewehrungsplan zeigt Fig. 6. (Schluß folgt.)

Die Wirkungsweise der Querbewehrung bei Eisenbetonsäulen im dreiachsigen Spannungszustand.

Von Hager, München,

In den neuen deutschen Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton wird quadratischen oder rechteckigen Umschnürungen eine Erhöhung der Tragfähigkeit nicht zuerkannt.

Diese Vorschrift ist in der seitherigen Auffassung der Wirkungsweise der Umschnürungen begründet. Durch die zentrische Belastung eines Prismas in seiner Achse tritt eine Verkürzung der Längsachse und eine Querdehnung ein. Wenn man nun die Querdehnung verhindert oder doch wenigstens verzögert, so ist hierdurch eine Erhöhung der Bruchlast zu erwarten. Die Versuche mit umschnürten Eisenbetonsäulen haben nun auch tatsächlich eine derartige günstige Wirkung der Umschnürung bewiesen.

Da nun die quadratischen und rechteckigen Umschnürungen durch die Querdehnung des Pris-

mas nicht nur auf Zug (Ringspannungen), sondern auch auf Biegung beansprucht scheinen und damit der Querdehnung leichter folgen können als Kreisringe, könnte man solchen Umschnürungen keine merkliche Erhöhung der Tragfähigkeit zutrauen. Die Versuche haben zwar gleichwohl mehrfach auch eine günstige Wirkung rechteckiger Umschnürungen erkennen lassen, aber da weder die angestellten theoretischen, auf der Querdehnung beruhenden Betrachtungen zu einer theoretischen Formel für die Bruchlast führten, noch die einwandfreien Versuchsergebnisse zur Aufstellung einer empirischen Formel ausreichten, war der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton genötigt, zunächst die eingangs erwähnte Vorschrift in die Bestimmungen aufzunehmen und in einer Fußnote eine Änderung dieser Vorschrift sich

bis zum Abschluß weiterer Versuche vorzubehalten.

Durch diese Fußnote ist ausgesprochen, daß die Angelegenheit zurzeit noch nicht genügend geklärt ist, aber noch weiter geklärt werden soll.

Es ist auch versucht worden, die Erhöhung der Widerstandsfähigkeit durch kreisförmige Spiralen oder Kreisringe aus der Querdehnung zu berechnen¹⁾. Dabei hat sich gezeigt, daß unter Annahme des H o o k'schen Gesetzes die günstige Wirkung der Umschnürung nur gering wäre.

Die Versuche zeigen auch, daß vor Eintritt der ersten Risse die Umschnürungen nur einen geringfügigen Einfluß auf die unter der Belastung entstehende Längenabnahme ausüben, daß sogar aus mancherlei Ursachen unter denselben Belastungen die Längenabnahme der bewehrten Säulen größer war als die der unbewehrten. Wenn aber der Abstand der Umschnürungen nicht zu groß ist und sie selbst nicht zu schwach bemessen sind, ergeben die Umschnürungen dann nach Eintritt der ersten Risse eine erhebliche Erhöhung der Bruchlasten gegenüber anderen Querbewehrungen.

Hiernach möchte anzunehmen sein, daß die Berechnung eben nicht nach dem Hookschen Gesetz, sondern nach einem für Beton gültigen Elastizitätsgesetz hätte durchgeführt werden müssen, um eine Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuchsergebnis zu erzielen.

Aber auch die Einführung eines für den Beton gültigen Elastizitätsgesetzes in die lediglich auf die Querdehnung aufgebaute Rechnung könnte für rechteckige Umschnürungen, die hierbei auf Biegung beansprucht erscheinen, keinen Beweis für die mehrfach beobachtete günstige Wirkung solcher Umschnürungen bieten. Es muß daher nach einer anderen die Widerstandsfähigkeit der Säule erhöhenden Wirkung der Querbewehrung gesucht werden.

Herr v. B a c h²⁾ sagt: „Berühren sich die einzelnen Ringe nicht, ohne jedoch einen großen lichten Abstand zu haben, so bildet das Betonmaterial zwischen den einzelnen Ringen infolge der geringen Höhe . . . eine gegen axialen Druck bedeutend widerstandsfähige Abstützung“.

Hiernach wäre also eine weitere die Widerstandsfähigkeit erhöhende Wirkung enger Umschnürungen in der gegenseitigen Abstützung von Ring gegen Ring zu erblicken.

Dieser Auffassung kann sich Herr R u d e l o f f³⁾ auf Grund seiner Versuche nicht anschließen.

¹⁾ S a l i g e r, Zur Theorie des querverstärkten Betons, Eisenbeton Berlin 1910, Heft 4 (eingegangen).

²⁾ v. B a c h, Versuche, zur Klarstellung der Umschnürung bei Eisenbetonsäulen. Zeitschr. d. V. D. I. 1915 S. 898.

³⁾ M. R u d e l o f f (gleicher Titel), Z. d. V. D. I. 1916 S. 830.

Der an diese beiden angezogenen Veröffentlichungen sich anknüpfende weitere Meinungsaustausch der beiden genannten Herren hat sicherlich mehrfach zum wiederholten Studium dieser im Eisenbetonbau immer wieder auftauchenden Frage über die Wirkungsweise der Querbewehrung in Säulen angeregt.

Wenn man die seitherigen auf der Querdehnung beruhenden Berechnungen überprüfen will, kann man zunächst die umstrittene Nebenwirkung der engliegenden Umschnürungen infolge gegenseitiger Abstützung ganz außer Betracht lassen. Diese Berechnungen gehen von dem einachsigen Spannungszustand aus, d. h. man nimmt die axiale Spannung (σ_x) als gleichmäßig verteilt über die ganze Querschnittsfläche des Prismas an und setzt die parallel zur Querschnittsfläche verlaufenden Spannungskomponenten σ_x und σ_y Null (Fig. 1 und 2).

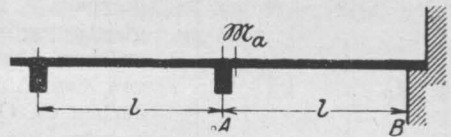


Fig. 1.

Da nun die Querbewehrungen rechteckiger Umschnürungen mehr oder weniger parallel zu den Spannungskomponenten σ_x und σ_y (vergl. Fig. 1) verlaufen, so erkennt man ohne weiteres, daß ein

Rechnungsverfahren, das diese Spannungen Null setzt, erst daraufhin zu prüfen ist, ob diese Vernachlässigung auch statthaft ist.

Bis jetzt hat man den tatsächlich hier vorliegenden dreiachsigen Spannungszustand nur bis zur Aufstellung von Differentialgleichungen behandelt und damit für die praktische Technik wenig erreicht. Ich habe daher an anderer Stelle¹⁾ diese Differentialgleichungen weiteren Umwandlungen unterworfen und nach einem Annäherungsverfahren mit Hilfe trigonometrischer Reihen ihre Integration versucht. Freilich konnte auch dabei nur der Fall der konstanten Elastizitätsziffer ϵ und der konstanten Poissonschen Zahl m betrachtet werden. In einem Rechnungsbeispiel ergab sich für eine quadratische Säule an einzelnen Stellen des Querschnittes σ_x zu mehr als 6 0/0 von σ_z ,

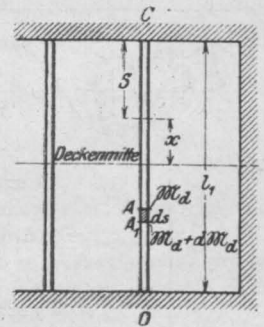


Fig. 2.

¹⁾ H a g e r, Spannungen in gleichmäßig gedrückten Prismen, in Otto Mohr zum achtzigsten Geburtstage. Berlin 1916. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn.

wobei dieses σ_x im äußeren Drittel Zugspannung, im inneren Drittel Druckspannung ist.

Berücksichtigt man nun, daß die Zugfestigkeit des Betons nur $1/10$ bis $1/20$ seiner Druckfestigkeit ist und daß der Bruch der gedrückten Betonprismen gerade in ihren äußeren Teilen beginnt, wo die σ_x Zugspannungen sind, so wird man einsehen müssen, daß mit den Berechnungen nach dem einachsigen Spannungszustand ($\sigma_x = \sigma_y = 0$) die Brucherscheinungen und die Erhöhung der Bruchlasten infolge der Querbewehrungen nicht erklärt werden können. Bezeichnet σ_0 die lotrechte Prismenspannung im Punkte O (Fig. 1), so ergibt sich für das erwähnte Beispiel ($h = 10 \cdot a$; $m = 4$) eines quadratischen Prismas der in Fig. 3 dargestellte

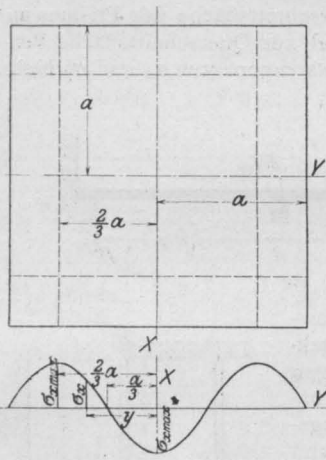


Fig. 3.

$$z = 0 \left\{ \begin{array}{l} x = -\frac{2}{3} a \quad \left\{ \begin{array}{l} y = \frac{2}{3} a \\ y = 0 \end{array} \right. \\ \sigma_{x \max} = 0,0616 \cdot \sigma_0 \\ x = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} y = \frac{2}{3} a \\ y = 0 \end{array} \right. \\ \sigma_{x \max} = 0,0436 \cdot \sigma_0 \end{array} \right.$$

Versuchsergebnissen zuzuschreiben.

In dem erwähnten Beispiel für die Berechnung nach dem dreiachsigen Spannungszustand ist ferner gezeigt, daß auch die Hauptschubspannungen in dem äußeren Drittel der Säule ihre größten Werte ($\tau_1 \pm 0,531 \cdot \sigma_0$) annehmen, sodaß also auch die auf die Wirkung der Schubspannungen zurückzuführenden Brüche in den äußeren Teilen der Säulen beginnen werden, in welchen die Querbewehrungen liegen. Möglicherweise ist die auch bei Versuchen schon beobachtete günstige Wirkung der Querbewehrungen nach System Magid,

welche symmetrisch die Querschnitte der Säulen schräg schneiden, auf die Aufnahme schräg gerichteter Zugkräfte zurückzuführen.

Ich bin nun weit entfernt davon, die für den dreiachsigen Spannungszustand isotroper, dem Hookschen Gesetze gehorchender Prismen gefundenen Rechnungsergebnisse auf querbewehrte Eisenbetonsäulen zu übertragen, bei denen diese Voraussetzungen insbesondere in der Nähe des Bruchs bei weitem nicht mehr zutreffen. Es soll durch diese Betrachtungen lediglich gezeigt werden, daß rechnerische Prüfungen der Bruchursachen bei Säulen nicht aus dem einachsigen Spannungszustand abgeleitet werden dürfen, und daß wir uns nicht wundern dürfen, wenn solche Berechnungen nach dem einachsigen Spannungszustand mit den Versuchsergebnissen in Widerspruch stehen. Eine Berechnung der Eisenbetonprismen nach dem dreiachsigen Spannungszustand unter Annahme einer mit der Spannung veränderlichen Elastizitätsziffer ϵ und einer ebenfalls veränderlichen Poissonschen Zahl m würde aber unüberwindlichen Schwierigkeiten begegnen.

Es ist bei allen Umschnürungen aber auch zu beachten, daß nach dem Abfallen der Schale ein ganz anderer Körper bis zum Eintritt des Bruchs weiter geprüft wird als zuvor bis zum Eintritt der ersten Risse. Die theoretische Untersuchung solcher mehr oder weniger kräftig von Eisen eingeschlossener Betonkörper versagt gänzlich, da die physikalischen Gesetze über die Bildsamkeit fester Körper in kräftigen Umhüllungen der Rechnung meines Wissens noch gänzlich unzulänglich sind¹⁾.

Wir sind daher angewiesen, aus der Spannungsverteilung in isotropen Stoffen Schlüsse über die Art der zu erwartenden Spannungen zu ziehen, aber zur praktischen Rechnung empirische Formeln für die Bruchbelastung aufzustellen, wie dies für die kreisförmige Umschnürung bereits geschehen ist. Nur auf diese Weise wird man auch zu befriedigenden Formeln für rechteckige Umschnürungen gelangen können.

Da aber die rechtwinklige Umschnürung nicht annähernd die Bedeutung der kreisförmigen erlangen wird, ist es fraglich, ob die für die befriedigende Erforschung der ersteren erforderlichen, wahrscheinlich bedeutenden Mittel aufgebracht werden können.

¹⁾ Kleinlogel, Bericht über die XII. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins 1909 S. 241, Moersch, desgleichen 1912 S. 319.

ERMITTLUNG DER GRÖSSTEN ZUGKRAFT IN DEN ZUR AUFNAHME DER SCHUBSPANNUNGEN AUFGEBOGENEN EISEN DER EISENBETONBALKEN BEI WANDERNDEN EINZELLASTEN.

Von Dipl.-Ing. Franz Meyer in Königsberg.

Da im Hochbau gewöhnlich mit ruhenden Einzellasten gerechnet wird, bietet beim Eisenbetonbalken die Ermittlung der durch die Schubspannungen hervorgerufenen und in den aufgebogenen Eisen auftretenden Zugkräfte keine Schwierigkeit. Diese Berechnung läßt sich unter Berücksichtigung des Einflusses der Querkräfte auf die Schubspannungen leicht durchführen.

Anders liegt aber die Sache, wenn wandernde Einzel- bzw. Streckenlasten in Frage kommen, die bei Brücken die Regel bilden. In diesem Fall ist zunächst die ungünstigste Lage der Einzellasten festzustellen, bei der die Zugkräfte in den aufgebogenen Eisen ihren Größtwert annehmen. Wie diese Aufgabe mit Hilfe der Lehre über Maxima und Minima gelöst wird, möge im folgenden an 5 Hauptbelastungsfällen gezeigt werden.

Belastungsfall I.

Balken gleichmäßig belastet und außerdem eine Einzellast (siehe Fig. 1).

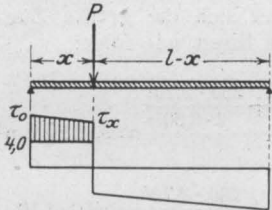


Fig. 1.

Nimmt man nach den neuesten preussischen ministeriellen Bestimmungen vom 13. Januar 1916 als größte zulässige Schubspannung im Beton 4,0 kg/cm² an, so ergeben sich am Auflager und unter der Einzellast für die nachstehende Werte:

Schubspannungen τ_0 und τ_x

$$\tau_0 = \frac{g l + P \frac{l-x}{l}}{b_0 z}; \quad \tau_x = \frac{g l + P \frac{l-x}{l} - g x}{b_0 z}$$

Hierin bedeutet:

b_0 Breite des Balkens,
 z Hebelarm der inneren Kräfte.

$$x = \frac{(g l + 2P - 8,0 b_0 z)}{2P + g l} \cdot \frac{l}{2} = \frac{1500 \cdot 3,80 + 2 \cdot 5600 - 8,0 \cdot 25 \cdot 31,73}{2 \cdot 5600 + 1500 \cdot 3,80} \cdot \frac{3,80}{2}$$

$$x = \frac{5700 + 11200 - 6350}{16900} \cdot 1,90 = 1,19 \text{ m}$$

$$\tau_0 = \frac{1500 \cdot 1,90 + 5600 \cdot \frac{3,80 - 1,19}{3,80}}{25 \cdot 31,73} = 8,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_x = \frac{1500 \cdot 1,90 + 5600 \cdot \frac{3,80 - 1,19}{3,80} - 1500 \cdot 1,19}{25 \cdot 31,73} = 6,22 \text{ kg/cm}^2$$

mithin beträgt der Größtwert der aufgebogenen Eisen nach Fig. 2:

$$Z = \frac{[(8,45 - 4,0) + (6,22 - 4,0)] \cdot 25 \cdot 119}{2\sqrt{2}} = 7100 \text{ kg.}$$

Die Zugkraft in den aufgebogenen Eisen beträgt demnach:

$$Z = \frac{\left(\frac{g l}{2} + P \frac{l-x}{l}\right)}{b_0 z} - 4,0 + \frac{\frac{g l}{2} + P \frac{l-x}{l} - g x}{b_0 z} - 4,0 \cdot \frac{b_0 x}{2\sqrt{2}}$$

Nach einigen einfachen Umformungen erhält man für die Zugkraft den Wert:

$$Z = \frac{1}{2z\sqrt{2}} \left[-x^2 \left(\frac{2P}{l} + g\right) + x(g l + 2P - 8,0 b_0 z) \right]$$

Bildet man nun den Differentialquotienten $\frac{dZ}{dx}$ und setzt diesen gleich Null, so gewinnt man aus dieser Beziehung den Wert für x , bei dem Z seinen Größtwert annimmt:

$$\frac{dZ}{dx} = \frac{1}{2z\sqrt{2}} \frac{d \left(-x^2 \left(\frac{2P}{l} + g\right) + x(g l + 2P - 8,0 b_0 z) \right)}{dx}$$

$$= \frac{1}{2z\sqrt{2}} \left(-2x \left(\frac{2P}{l} + g\right) + g l + 2P - 8,0 b_0 z \right) = 0$$

Löst man diese Gleichung nach x auf, so erhält man:

$$x = \frac{g l + 2P - 8,0 b_0 z}{2 \left(\frac{2P}{l} + g\right)} = \frac{(g l + 2P - 8,0 b_0 z)}{2P + g l} \cdot \frac{l}{2} \quad (I)$$

Beispiel 1.

Für die Berechnung einer Plattenbalkenbrücke mit 3,80 m Stützweite sei ein Dampfflug von 21 t Dienstgewicht und 4,55 m Achsabstand vorgeschrieben. Bei dieser Verkehrslast kommt demnach nur eine Achse für die Brücke in Frage.

Für den Mittelbalken ist der Lastanteil des Dampffluges $P = 5600$ kg, gleichmäßig verteilte Last $g = 1500$ kg/m, $b_0 = 25$ cm, $z = 31,73$ cm.

Der Abstand x der Einzellast P vom Auflager A ist nach Gl. (I):

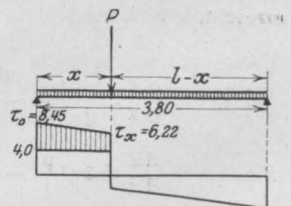


Fig. 2.

Belastungsfall II.

Balken gleichmäßig belastet, außerdem eine Strecken- und eine Einzellast P (siehe Fig. 3).

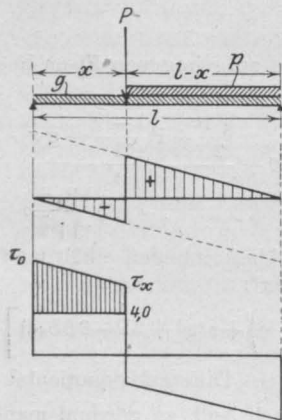


Fig. 3.

rechts von P zu belasten, um den Größtwert für Z zu erhalten. Die Schubspannungen bei A bzw. in der Entfernung x vom Auflager betragen:

$$\tau_0 = \frac{g l}{2} + P \frac{l-x}{l} + \frac{p(l-x)^2}{2l} ;$$

$$\tau_x = \frac{g l}{2} + P \frac{l-x}{l} + \frac{p(l-x)^2}{2l} - g x$$

Für Z erhält man also folgenden Wert:

$$Z = \left(\frac{g l}{2} + P \frac{l-x}{l} + \frac{p(l-x)^2}{2l} - 4,0 \right) \frac{b_0 x}{2 \sqrt{2}} + \frac{g l + P \frac{l-x}{l} + \frac{p(l-x)^2}{2l} - g x}{b_0 z} - 4,0$$

Diese Gleichung kann man nach fallenden Potenzen von x geordnet, wie folgt, schreiben:

$$Z = \frac{1}{2z\sqrt{2}} \left[x^3 \cdot \frac{p}{l} - x^2 \left(\frac{2P}{l} + 2p + g \right) + x(g l + 2P + p l - 8,0 b_0 z) \right]$$

Die Beziehung $\frac{dZ}{dx} = 0$ liefert wie unter I den Wert für x, bei dem Z seinen Größtwert erreicht.

$$\frac{dZ}{dx} = \frac{1}{2z\sqrt{2}} \frac{d \left[x^3 \cdot \frac{p}{l} - x^2 \left(\frac{2P}{l} + 2p + g \right) + x(g l + 2P + p l - 8,0 b_0 z) \right]}{dx} = 0$$

$$\frac{dZ}{dx} = 3x^2 \frac{p}{l} - 1 \left(\frac{2P}{l} + 2p + g \right) + g l + 2P + p l - 8,0 b_0 z = 0$$

$$3x^2 \frac{p}{l} - \frac{2x}{l} (2(P + pl) + gl) + 1(g + p) + 2P - 8,0 b_0 z = 0 \dots \dots \dots (II)$$

Beispiel 2.

Für den Randbalken des im Beispiel I gewählten Plattenbalkens gelten folgende Belastungswerte.

Ständige Last (Eigengewicht der Brücke, Pflaster usw.) $g = 1400 \text{ kg/m}$.

Bewegliche Last: Menschengedränge auf dem Fußweg: $p = 280 \text{ kg/m}$,

Lastanteil des

Dampfpfluges:

$P = 4850 \text{ kg}$,

ferner ist $b_0 = 25 \text{ cm}$, $z = 31,10 \text{ cm}$.

Setzt man diese Zahlenwerte in Gl. (II) ein dann erhält man für x folgende quadratische Gleichung:

$$\frac{3x^2 \cdot 280}{3,80} - \frac{2x}{3,80} [2(4850 + 280 \cdot 3,80) + 1400 \cdot 3,80] + 3,80(280 + 1400) + 2 \cdot 4850 - 8,0 \cdot 25 \cdot 31,10 = 0$$

Dieser Gleichung genügt $x = 1,10 \text{ m}$.

Nach Fig. 4 berechnet sich die größte Zugkraft der aufzubiegenden Eisen, wie folgt:

$$\tau_0 = \frac{1400 \cdot 1,90 + 4850 \cdot \frac{2,70}{3,80} + \frac{280 \cdot 2,70^2}{2 \cdot 3,80}}{25 \cdot 31,10} = 8,20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_x = \frac{1400 \cdot 1,90 + 4850 \cdot \frac{2,70}{3,80} + \frac{280 \cdot 2,70^2}{2 \cdot 3,80} - 1400 \cdot 1,10}{25 \cdot 31,10} = 6,20 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{((8,20 - 4,0) + (6,20 - 4,0)) \cdot 25 \cdot 110}{2 \sqrt{2}} = 6300 \text{ kg}$$

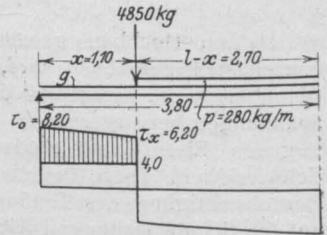


Fig. 4.

Belastungsfall III.

Balken gleichmäßig belastet, außerdem 2 Einzellasten P_1 und P_2 (siehe Fig. 5).

Wie leicht ersichtlich, muß die kleinere Last P_2 vom Auflager weiter entfernt sein als P_1 , damit Z seinen Größtwert annimmt. Die Entfernung der Last P_1 von A sei vorläufig unbekannt und mit x bezeichnet. Der Rech-

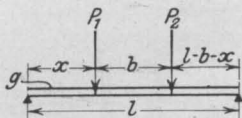


Fig. 5.

nungsvorgang zur Ermittlung dieser Unbekannten ist derselbe wie bei den früheren Belastungsfällen.

$$r_0 = \frac{\frac{g l}{2} + P_1 \frac{l-x}{l} + P_2 \frac{l-x-b}{l}}{b_0 z}$$

$$r_x = \frac{\frac{g l}{2} + P_1 \frac{l-x}{l} + P_2 \frac{l-x-b}{l} - g x}{b_0 z}$$

$$Z = \left(\frac{\frac{g l}{2} + P_1 \frac{l-x}{l} + P_2 \frac{l-x-b}{l}}{b_0 z} - 4,0 + \frac{\frac{g l}{2} + P_1 \frac{l-x}{l} + P_2 \frac{l-x-b}{l} - g x}{b_0 z} - 4,0 \right) \frac{b_0 x}{2 \sqrt{2}}$$

$$= \frac{1}{2 z \sqrt{2}} \left(-x^2 \left(\frac{2 P_1}{l} + \frac{2 P_2}{l} + g \right) + x (g l + 2 P_1 + 2 P_2 - 2 P_2 \frac{b_0}{l} - 8,0 b_0 z) \right)$$

$$\frac{dZ}{dx} = \frac{1}{2 z \sqrt{2}} \left(-2 x \left(\frac{2 P_1}{l} + \frac{2 P_2}{l} + g \right) + g l + 2 P_1 + 2 P_2 - 2 P_2 \frac{b_0}{l} - 8,0 b_0 z \right)$$

$$= -2 x \left(\frac{2(P_1 + P_2)}{l} + g \right) + g l + 2 \left(P_1 + P_2 \frac{l-b}{l} \right) - 8,0 b_0 z = 0$$

$$x = \frac{g l + 2 \left(P_1 + P_2 \frac{l-b}{l} \right) - 8,0 b_0 z}{2(P_1 + P_2) + g l} \cdot \frac{l}{2} \dots \dots \dots \text{III}$$

Setzen wir $P_1 = P$, $P_2 = 0$, so erhalten wir den für Belastungsfall I gültigen Wert von x .

Beispiel 3.

Der Berechnung einer Plattenbalkenbrücke von 6,50 m Stützweite sei eine Dampfwalze von 23 t Dienstgewicht zugrunde gelegt. Für den Mittelbalken habe die Lenkwalze einen Lastanteil von 4500 kg, die Triebwalze einen solchen von 3600 kg ergeben. Die gleichmäßig verteilte Last g betrage 1950 kg/m, b_0 und z seien 28 bzw. 50,30 cm (siehe Fig. 6). Dann ist nach Gl. (III):

$$x = \frac{1950 \cdot 6,50 + 2 \left(4500 + 3600 \cdot \frac{6,50 - 3,63}{6,50} \right) - 8,0 \cdot 28 \cdot 50,30}{2(4500 + 3600) + 1950 \cdot 6,50} \cdot \frac{6,50}{2} = 1,53 \text{ m};$$

ferner ist:

$$r_0 = \frac{1950 \cdot \frac{6,50}{2} + \frac{4500 \cdot 4,97 + 3600 \cdot 1,34}{6,50}}{28 \cdot 50,30} = 7,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_x = \frac{1950 \cdot \frac{6,50}{2} + \frac{4500 \cdot 4,97 + 3600 \cdot 1,34}{6,50} - 1,53 \cdot 1950}{28 \cdot 50,30} = 5,35 \text{ kg/cm}^2$$

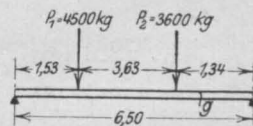


Fig. 6.

$$Z = \frac{\{(7,50 - 4,0) + (5,35 - 4,0)\} 28 \cdot 153}{2 \sqrt{2}} = 7420 \text{ kg.}$$

Belastungsfall IV.

Balken gleichmäßig belastet, außerdem 2 Einzellasten und einseitig anschließende Streckenlast (siehe Fig. 7).

Ähnlich wie früher ergibt sich:

$$\tau_0 = \frac{\frac{gl}{2} + P_1 \frac{l-x}{l} + P_2 \frac{l-b-x}{l} + p \frac{(d-x)^2}{2l}}{b_0 z}$$

$$\tau_x = \frac{\frac{gl}{2} + P_1 \frac{l-x}{l} + P_2 \frac{l-b-x}{l} + p \frac{(d-x)^2}{2l} - gx}{b_0 z}$$

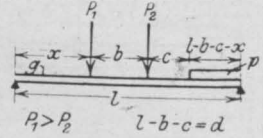


Fig. 7.

$$Z = \left(\frac{\frac{gl}{2} + P_1 \frac{l-x}{l} + P_2 \frac{l-b-x}{l} + p \frac{(d-x)^2}{2l}}{b_0 z} - 4,0 + \frac{\frac{gl}{2} + P_1 \frac{l-x}{l} + P_2 \frac{l-b-x}{l} + p \frac{(d-x)^2}{2l} - gx}{b_0 z} \right) \frac{b_0 x}{2l/2}$$

$$Z = \frac{1}{2\sqrt{2}} \left(\frac{x^3}{l} p - \frac{x^2}{l} (2[P_1 + P_2] + p d + gl) + x (gl + 2 [P_1 + P_2 \frac{l-b}{l}] + p \frac{d^2}{l} - 8,0 b_0 z) \right)$$

$$\frac{dZ}{dx} = \frac{1}{2z\sqrt{2}} \left[(3x^2 \cdot \frac{p}{l} - \frac{2x}{l} (2[P_1 + P_2] + p d + gl) + gl + 2 (P_1 + P_2 \frac{l-b}{l} + p \frac{d^2}{l} - 8,0 b_0 z) \right]$$

$$3x^2 \cdot \frac{p}{l} - \frac{2x}{l} (2[P_1 + P_2] + p d + gl) + gl + 2 [P_1 + P_2 \frac{l-b}{l}] + p \frac{d^2}{l} - 8,0 b_0 z = 0 \dots \dots \dots (IV)$$

Beispiel 4.

Für eine Plattenbalkenbrücke von 9,70 m Stützweite seien bei einer Belastung durch eine Dampfwalze von 16,00 t folgende Werte gefunden:

$P_1 = 4290$ kg, $P_2 = 3580$ kg, $p = 572$ kg/m, $g = 1930$ kg/m, $b_0 = 30$ cm, $z = 72,20$ cm, $d = l - b - c = 9,70 - 3,63 - 0,60 = 5,47$ m, $l - b = 9,70 - 3,63 = 6,07$ m.

$$3x^2 \cdot \frac{572}{9,70} - \frac{2x}{9,70} (2[4290 + 3580] + 572 \cdot 5,47 + 1930 \cdot 9,70) + 1930 \cdot 9,70 + 2 \left[4290 + 3580 \cdot \frac{6,07}{9,70} \right] + 572 \cdot \frac{5,47^2}{9,70} - 8,0 \cdot 30 \cdot 72,20 = 0$$

$x = 2,55$ m

$$\tau_0 = \frac{1930 \cdot \frac{9,70}{2} + 4290 \cdot \frac{9,70 - 2,55}{9,70} + 3580 \cdot \frac{9,70 - 0,60 - 2,55}{9,70} + \frac{572 (5,47 - 2,55)^2}{2 \cdot 9,70}}{30 \cdot 72,20} = 6,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_x = \frac{1930 \cdot \frac{9,70}{2} + 4290 \cdot \frac{9,70 - 2,55}{9,70} + 3580 \cdot \frac{9,70 - 0,60 - 2,55}{9,70} + \frac{572 (5,47 - 2,55)^2}{2 \cdot 9,70} - 1930 \cdot 2,55}{30 \cdot 72,20}$$

$= 4,78 \text{ kg/cm}^2$

$$Z = \frac{\{(6,95 - 4,0) + (4,78 - 4,0)\} 30 \cdot 2,55}{2\sqrt{2}} = 10\,200 \text{ kg}$$

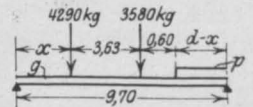


Fig. 8.

Von Bedeutung ist noch die Ermittlung derjenigen Stelle des Balkens, an der die Schubspannung 4,0 kg/cm² herrscht, da hier bekanntlich

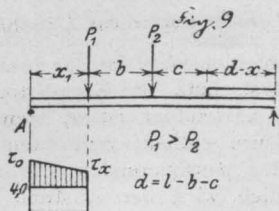


Fig. 9.

mit dem Aufbiegen der Eisen zu beginnen ist bzw. Schrägbügel zulegen sind. Bezeichnet man mit x_1 die Entfernung der fraglichen Stelle vom Auflager A und mit Q_A die dort auftretende Querkraft, so gilt die Beziehung zwischen Querkraft und Schubspannung:

$$\frac{Q_A - g x}{b_0 z} = 4,0.$$

Für Belastungsfall IV (siehe Fig. 9) ist daher

$$\frac{\frac{g l}{2} + P_1 \frac{(l-x_1)}{1} + P_2 \frac{l-b-x_1}{1} + \frac{p(d-x_1)^2}{2l} - g x_1}{b_0 z} = 4,0.$$

Ordnet man diesen Ausdruck nach fallenden Potenzen von x , so erhält man folgende Gleichung:

$$\frac{x_1^2 p}{1} - \frac{x_1}{1} (P_1 + P_2 + p d + g l) + \frac{g l}{2} + P_1 + P_2 \frac{l-b}{1} + \frac{p d^2}{2l} - 4,0 b_0 z = 0 \dots \dots \dots (IV a)$$

Beispiel 4 liefert uns folgenden Wert für x_1 :

$$\frac{x_1^2 \cdot 572}{2 \cdot 9,70} - \frac{x_1}{9,70} (4290 + 3580 + 572 \cdot 5,47 + 1930 \cdot 9,70) + 1930 \cdot \frac{9,70}{2} + 4290 + 3580 \cdot \frac{6,07}{9,70} + \frac{572 \cdot 5,47^2}{2 \cdot 9,70} - 4,0 \cdot 30 \cdot 72,2 = 0.$$

$$x_1 = 2,70 \text{ m.}$$

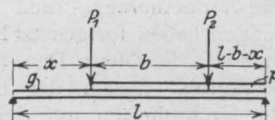


Fig. 10.

Belastungsfall V.

Balken gleichmäßig belastet, ferner 2 Einzellasten und eine Streckenlast (siehe Fig. 10).

$$Z = \left(\frac{g l}{2} + P_1 \frac{l-x}{1} + P_2 \frac{l-b-x}{1} + \frac{p(l-x)^2}{2l} - g x \right) \frac{x b_0}{2 \sqrt{2}} - 4,0 \frac{x b_0}{2 \sqrt{2}}$$

$$Z = \frac{1}{2 z \sqrt{2}} \left(\frac{p x^3}{1} - \frac{x^2}{1} (2(P_1 + P_2 + p l) + g l) + x (l(g + p) + 2(P_1 + P_2 \frac{l-b}{1}) - 8,0 b_0 z) \right)$$

$$\frac{dZ}{dx} = \frac{1}{2 z \sqrt{2}} \left(\frac{3 x^2 p}{1} - \frac{2 x}{1} (2[P_1 + P_2 + p l] + g l) + l(g + p) + 2(P_1 + P_2 \frac{l-b}{1}) - 8,0 b_0 z \right) = 0.$$

$$\frac{3 x^2 \cdot p}{1} - \frac{2 x}{1} (2[P_1 + P_2 + p l] + g l) + l(g + p) + 2(P_1 + P_2 \frac{l-b}{1}) - 8,0 b_0 z = 0 \dots \dots \dots (V)$$

Da der Größtwert der in irgendeinem Flächenelement auftretenden schiefen Hauptspannungen mit Sicherheit nicht angegeben werden kann, gilt die Formel $Z = \frac{(\tau_0 - \tau_x) b_0 x}{2 \sqrt{2}}$ nur angenähert. Eine Grundlage für eine genauere Berechnung kann auch hier nur durch eingehende Versuche mit Plattenbalken gefunden werden.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Bearbeitung.

Über die Wichtigkeit dichten Betons und die Mittel zu seiner Erzielung. Von Regierungsbaumeister Amos, Hohendölzchen vor Dresden. Der Brückenbau 1917 Heft 3. Zweite Veröffentlichung der Artikels. Die erste ist erfolgt in der Zeitschrift für Betonbau 1916 Heft 12 und in der Literaturschau des Armierter Beton vom Januar 1917 eingehend besprochen. Vergl. zu dieser Frage: Falsche Mischverhältnisse bei Eisenbetonbauten, von Karl Hildebrand im Zentralblatt der Bauverwaltung 1917 Heft 1/2 und Literaturschau Armierter Beton Februar 1917.

Die Zementfabrik einst und jetzt. Ein Rückblick. Geschichtliche Darstellung der Fortschritte in der Einrichtung von Zementfabriken. Die Misch-, die Zerkleinerungs- und die Erbreinigungseinrichtungen haben fortgesetzt Neuerungen erfahren. Besonders die Öfen: Den Schachtofen folgte der Ringofen, diesem der Etagenofen; hierauf trat der Drehrohrofen auf den Plan, der in letzter Zeit auch seine Feinde bekommen hat und jetzt mit dem Schachtofen in verschiedenen neuen Konstruktionen vereinigt worden ist. Tonindustrie-Zeitung 1917 Nr. 25.

Die Verhinderung des Rostens der Eiseneinlagen im Eisenbeton. Von Privatdozent Zschokke, Adjunkt der Schweizer Material-Prüfungs-Anstalt Zürich. Nach kurzem Eingehen auf die Versuche von Gary über das Rosten der Eiseneinlagen, wobei auch der Einfluß von Verzinkung und Mennigeanstrich untersucht worden ist, schlägt Verfasser als Mittel, das auch beim Eintreten der unvermeidlichen Schwindrisse nicht versage, vor, „passivierende“ Mittel anzuwenden. In bestimmten Salzlösungen bleibt nämlich Eisen vollkommen rostfrei. Bekannt sei diese Wirkung bei Chromalkalisalzen. In Zürich liege seit 1910 ein blankes Eisenstück heute noch unverändert in einer solchen Lösung. Mit Zement zu einem Brei angerührt hat ein solcher Anstrich blankes Eisen rostfrei erhalten, während gewöhnlicher Wasser-Zementbrei einen starken Rostansatz nicht verhindern konnte. Bericht über eine Anzahl diesbezüglicher Versuche und Beobachtungen. Vorschlag I: Die Eisen mit einem Chromsalz-Zementbrei anzustreichen und so umhüllt einzubetonieren. II. Dem gesamten Beton Chromsalzlösung zuzusetzen. Versuche haben ergeben, daß die Abbinde- und Festigkeitsverhältnisse durch die Salzbeimengung nicht oder kaum schädlich beeinflusst

werden. Empfehlenswert ist der zum Patent angemeldete Rostschutz für Eisenbetonbauten im Freien, nicht anwendbar ist er, wenn die Luft schweflige Säure enthält, weil dann chemische Zersetzung der passivierenden Chromsalze eintritt. Schließlich wird der Anstrich von Eisenkonstruktionen mit Chromsalz-Zementbrei empfohlen. Tonindustrie-Zeitung 1917 Nr. 6 und 7.

Kriegsliste der deutschen Normalprofile für Walzeisen zu Bauzwecken. Armierter Beton 1917 Heft 1. Eisenbau 1917 Heft 1.

2. Prüfung und Untersuchung.

Zemente in schwefelsäurehaltigem Wasser. Von Dr. Nitzsche. Äußerungen von Dr. Röder und Dr. Nitzsche abwechselnd zu den von letzterem angestellten Versuchen, die gezeigt haben, daß sich Hochofenzement in 1—1,5 %iger Schwefelsäurelösung bedeutend besser erhält als Portlandzement. Dr. Röder bemängelt, daß die Lösung selbst nicht analysiert worden ist, und daß die Versuchskörper sämtlich in einem Säurebade gelagert hätten. Tonindustrie-Zeitung 1917 Nr. 10. — s. L. November 1916 S. 285.

Portlandzementbeton und Traßbeton. Von Prof. Dr. P. Rohland †, Stuttgart, Technische Hochschule. Zunächst wird die Einwirkung von Geschossen auf Beton und Eisenbeton besprochen. Infolge der durch den chemischen Abbindeprozeß entstandenen festen Verspannung aller Teilchen ist ein straffer Spannungszustand im ganzen Betonkörper vorhanden, der durch den Stoß der Geschosse mit einem Male erschüttert und gelöst wird. Dadurch Zerfall des ganzen Körpers auf einen Schlag. Mauerwerk hingegen erhält nur Löcher und davon ausgehend Risse. Traßzusätze zum Beton sollen die Erscheinung mildern.

Im Seebau sind günstige und ungünstige Erfahrungen mit Traßbeton gemacht worden. Angaben hierüber. Nachteilig wirken nach Ansicht des Verfassers die Magnesiumsalze im Seewasser, besonders auf frischen Beton. Daher Vorschlag, die Betonkörper in Blöcken im Süßwasser erhärten und abbinden zu lassen, ehe sie dem Seewasser ausgesetzt werden.

Über die Vorteilhaftigkeit von Traßbeton für Talsperrenbauten seien die Ansichten wohl noch nicht geklärt. Hinweis auf die Erstmaligkeit von des Verfassers Veröffentlichungen über Rostschutz des Eisens im Beton und Entrostung des Eisens im Beton. Zeitschrift für Betonbau 1917 Nr. 1.

II. Theorie.

Gleichgewicht und Arbeitsgleichung. (Neue Anwendungsform derselben zur Auflösung mehrfach statisch unbestimmter Tragwerke.) Von Dipl.-Ing. Leo Lilienfeld. Verfasser arbeitet hier einen Gedanken aus, den er schon im *Armierten Beton* 1913 Heft 11 und 12 erörtert hat. Er wendet sich gegen die mechanische Anwendung des Castiglianoschen Satzes und der Arbeitsgleichung auf ein statisch bestimmtes Hauptsystem, die Aussonderung „überzähliger“ aus den doch gleichwertigen Kräften. Er wendet die Arbeitsgleichung oder den Castiglianoschen Satz auf die Einzelteile eines statisch unbestimmten, aus mehreren geraden oder krummen Elementen zusammengesetzten Systems an. Die Anwendung des neuen Verfahrens wird an einem dreistieligen Rahmen mit Fußgelenken und gekrümmten Riegeln vorgeführt und mit der Rechnungsweise nach Castigliano verglichen. (Forts. folgt.) *Zeitschrift für Architektur- und Ingenieurwesen* 1917 Heft 1.

Der beliebig belastete, über zwei ungleiche Felder durchlaufende Balken mit fest eingespannten Enden. Zeichnerische Lösung. Von Dr.-techn. Franz Brandler, k. k. Ingenieur, Prag. Fortführung eines vom Verfasser 1914 in Nr. 28 der *Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins* gegebenen Verfahrens, das in Nr. 19 des Jahrgangs 1915 von Herrn Ingenieur Schadek v. Degenburg weiter bearbeitet worden ist. Angenommen wird, wie gewöhnlich, ein unveränderliches Trägheitsmoment. Die in Frage gezogene Belastung besteht aus Einzellasten und stetig verteilter Last. *Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst* 1917 Nr. 3.

Beitrag zum Verfahren der Formänderungen. Satz von der veränderlichen Festhaltung. Von Dr. techn. Hans Romanowicz, Konstrukteur bei der Lehrkanzel für Brückenbau an der k. k. Technischen Hochschule in Wien. *Der Eisenbau* 1917 Nr. 1.

Durchlaufende Träger auf elastisch nachgiebigen Stützen. Von k. k. Hofrat Dr.-Ing. Wilhelm Weingartner. Verfasser greift auf ein von ihm in der *Österreichischen Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst* 1915 Heft 45 gegebenes Verfahren für den Fall fester, unnachgiebiger Stützen zurück und erweitert es für den Fall nachgiebiger Stützen. 4 Seiten. *Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst* 1917 Heft 6.

Die spezifischen Querkräfte und statischen Momente bei kreisförmigen Säulenfußplatten. Von Prof. Ramisch (Breslau). Mathematische Ermittlung der in der Überschrift genannten Größen (2 Seiten). *Zeitschrift für Architektur- und Ingenieurwesen* 1916 Heft 6.

Zur Berechnung des kontinuierlichen Balkens auf elastisch drehbaren Pfeilern. Von Ingenieur Kapsch in Gustavsburg. Besprechung dieser Frage in großen Zügen sowie dann Besprechung des von Dr.-Ing. Suter auf diesem Gebiete erschienenen Buches. *Deutsche Bauzeitung*, Mitt. 1917 Nr. 3.

Rammformeln und Tragfähigkeit der Pfähle. Von Ingenieur Heinrich Will, Hamburg. Ausführliche Behandlung der Frage. Ausgehend vom unelastischen Stoß wird die Brixsche Rammformel abgeleitet. Sie läßt das Gewicht des Rammbaren nach dem Stoße außer acht. Das ist nur bei geringen Bärgegewichten zulässig. Anstelle der Brixschen Formel $W = \frac{Q^2 G}{(Q + G)^2} \frac{h}{y}$ schlägt der Verfasser vor $W = \frac{Q^2}{Q + G} \frac{h}{y}$

anzuwenden. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse in Zimmermanns Schrift: „Die Rammwirkung im Erdreich“, führt Verfasser die „reduzierte Erdmasse“ ein und schlägt alsdann die Sicherheitszahl mit $\mathcal{S} = 2,5$ vor. *Beton und Eisen* 1917, Heft 2/3.

Neue Lösung des Erddruckproblems. Lotrechte Wand und beliebige Geländelinie. Von Dr.-Ing. R. Färber, Oberingenieur der Firma Buchheim & Heister in Frankfurt a. M. Ein neues Verfahren wird hier auf wenigen Seiten vorgeführt, welches den Erddruck nach Richtung, Größe und Lage für jede beliebige Geländegestaltung liefert. Die nach dem neuen Verfahren berechneten Werte werden aus Versuchen gewonnenen gegenübergestellt. Gute Übereinstimmung. Die Versuchswerte sind dem Werke von Müller-Breslau „Erddruck auf Stützmauern“. Stuttgart 1906, entnommen.

Desgleichen von Dr.-Ing. Paul Müller, Dortmund. Das oben angegebene Verfahren wird als nicht vollkommen neu bezeichnet. Sodann Weiterbehandlung dieses Verfahrens in Beweis und Beispiel. *Deutsche Bauzeitung* Mitt. 1917. Nr. 3 u. 4.

Tabellen für maximale und minimale Biegemomente sowie Querkräfte kontinuierlicher Träger mit gleichen Stützweiten und gleicher Feldunterteilung. Dr.-Ing. Arthur Lederer, beh. aut. *Ziviling. f. Bauwesen*, Prag. *Beton und Eisen* 1917, Heft 1 und 2/3.

Kreisringförmige Eisenbeton-Querschnitte unter exzentrischem Druck. Von Oberingenieur R. E. Steinsberg, Wien. *Beton und Eisen* 1917. Heft 1 u. 2/3.

Die Spannungen in rechteckigen und T-förmigen Eisenbetonquerschnitten bei exzentrischem Druck oder Zug. Von Dr. techn. Arthur Lederer, *Ziviling. für Bauwesen*. Hier werden vollkommen fußend auf den Ableitungen in dem Werke von Haberkalt-Postuvan-schitz, von denen auch die Bezeichnungen ent-

lehnt sind, Formeln abgeleitet für die rechnerische Behandlung des T-Querschnittes, während in dem genannten Werke für diese Fälle das zeichnerische Verfahren vorgeschlagen wird. Verfasser hält das genauere rechnerische Verfahren nach seinen Formeln für ebenso rasch wie das zeichnerische. Österreichische Wochenschrift f. d. öffentl. Bauwesen. Heft 4.

Über die Wirtschaftlichkeit von Plattenbalkenquerschnitten. Von Oberingenieur H. Hünecke, Hagen. Ableitung von Querschnittsgrößen bei verschiedenen Preisen von Beton, Eisen und Schalung. 6 Dimensionierungstabellen. Armiertes Beton 1917, Heft 2.

Statische Berechnung des Zweigelenkrahmens bei geknicktem Riegel mit als Pendelsäulen ausgebildeten Zwischenstützen. Von Ing. Gustav Spiegel. Angeregt durch die die gleiche Frage behandelnde Arbeit von Dipl.-Ing. R. Knäbel, Sterkrade in „Der Brückenbau“ 1916 Heft 22, besprochen in Literaturschau des Dezemberhefts 1916 des Arm. Beton, löst Verfasser die Aufgabe für senkrechte, wagerechte und Temperaturbelastung unter anfänglicher Annahme einer beweglichen Lagerung an Stelle eines Rahmenfußgelenkes. Der Brückenbau 1917 Heft 2.

III. Eisenbetonversuchswesen. Feuerproben.

Einfluß der Eisenform auf das Festigkeitsergebnis der Würfelprobe bei nassem Beton. Von Fr. E. Die neuen preußischen Bestimmungen schreiben zunächst für die Würfelprobe Eisenformen vor. Verfasser zeigt an Hand von Versuchsergebnissen: den bekannten Rückgang der Festigkeit mit der Zunahme an Wassergehalt, andererseits das Nachlassen dieser Erscheinung mit dem Alterwerden der Körper und die höheren Festigkeitswerte bei Verwendung hölzerner Würfelproben, die besonders bei sehr nassen Betonen gegenüber der Verwendung eiserner Formen auffallend ist. Die Holzformen lassen, besonders wenn die Erschütterungen, die beim Stampfen auf dem Bau entstehen, nachgeahmt werden, das überschüssige Wasser durch die Fugen abfließen, zum Teil saugt es auch das Holz auf. Dadurch entsteht eine trockenere, also festere Mischung als in den Eisenformen; die mit letzteren gefundenen Würfel Festigkeiten sind also für nasse Betone zu ungünstig. Deutsche Bauzeitung, Mitt. 1917 Nr. 3.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1916. Laskus bespricht unter diesem Titel die gleichnamige Schrift von Prof. Dr.-Ing. Gehler eingehend. Beton und Eisen 1917, Heft 2/3.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Scheur-en roestvorming in bruggen van gewapend beton in het spoorweg district Kattowitz en Breslau. Von Fr. G. J. Meyers. Amsterdam. Im Anschlusse an die im Dezember 1916 in „De Ingenieur“ erschienene Wiedergabe der Perkuhnschen Veröffentlichung äußert Verfasser seine Ansicht dahingehend, daß man bei Eisenbahnbrücken durch Überschüttung die Stoßwirkungen dämpfen solle, daß man Brücken gegen Rauchgase durch Verkleidungen schützen solle, daß Stampfbeton (erdfeucht) für Eisenbetonherstellung nicht zu verwenden sei, sondern daß man Gießbeton anwenden solle. Den Abstand der Eisen solle man nicht unter 3 cm bemessen. Einlage einer netzartigen dünnen Außenbewehrung wird zur Hintanhaltung der Schwindrisse empfohlen. Am Schlusse Hinweis, daß auch Holland mehr als bisher sich an den Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons betätigen solle. De Ingenieur 1917, Nr. 4.

Regenwasser-Zisternen aus Eisenbeton. „B. E.“ Beschreibung einer einfachen, zweckmäßig befundenen Anwendung des Eisenbetons in kleinem Maßstabe. Beton u. Eisen 1917, Heft 2/3.

Gartenwege aus Betonkunststein. Von B. Roß. Zur Vermeidung der Danaidenarbeit an Gartenwegen wird deren Herstellung in Beton vorgeschlagen. Zwei Wangen greifen 50 cm tief in den Boden ein, darüber legt sich eine in Nuten eingreifende, auf Kies-Sandbettung ruhende gewölbte Betonplatte von 30–60 cm Breite. (In Krümmungen dürfte die Anordnung besondere Behelfe erfordern.) Tonindustrie-Zeitung 1917, Nr. 12.

2. Ausführungen im Hochbau.

Die neuen Schloßbrunnenanlagen in Karlsbad und deren künstlerische Gestaltung als Eisenbetonbau. Von K. K. Oberbaurat Prof. Franz Drobny, Graz. Der Aufsatz behandelt mehr die allgemeine Anlage, die architektonischen Wirkungen. Nicht im Materialstil, sondern als frei behandeltes, dienendes Mittel zum Zweck nach dem Kunstwillen des schaffenden Architekten wurde der Eisenbeton angewendet. Bilder und Schnitte sind beigegeben, Statisches und Konstruktives wird jedoch kaum gestreift. Beton und Eisen 1917, Heft 2/3.

Balken van gewapend beton voor het ondervangen van muren. Von ir. E. Jacobs. Eisenbetonbalken zum Unterfangen von Mauern werden hier an Hand von Abbildungen den üblichen Eisenunterzügen gegenübergestellt. Zahlreiche Nachteile der letzteren: Hoher Eisenpreis,

schmale Flanschen, mangelhafte Ausbildung bei Zwillingbalken usw. werden betont. Die Betonbalken würden auf der Baustelle anzufertigen und fertig zu verlegen sein. Gewapend Beton 1917, Februarheft.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Brücke in armiertem Beton über die Glatt in Düsseldorf. Von Terner und Chopard, Ingenieurbüro Zürich. Schlechter Baugrund, geringe Bauhöhe haben hier zu einer für Eisenbeton eigenartigen Konstruktion geführt. Widerlager von $10,0 \times 4,5$ m² Grundfläche kragen mit Rippenplatten 3,5 m (zirka) aus und tragen die 8,0 m weitgespannte, als Plattenbalken ausgeführte, eingehängte Überbrückung. Massige Widerlager, geringe Balkenstützweite, geringe Balkenhöhe sind das Kennzeichen dieser seltenen Lösungsweise. Übrigens ist man nicht ohne Pfahlgründung der Widerlager ausgekommen. Photographien, Zeichnungen, besonders solche, die die Bewehrung erkennen lassen, sind beigegeben. Gesamte lichte Weite etwa 15,0 m, Bauzeit 3 Monate. Schweizerische Bauzeitung 1917, Heft 5.

Fußwegüberführung über die Doppelspur der S. B. B. in Niederwangen. Von J. Polivka, Zürich. Vollständige Besprechung des kleinen, normalienartigen Bauwerkes — Zweigelenkrahmen — in wirtschaftlicher, eisenbahntechnischer, konstruktiver und statischer Hinsicht. Photographien, Zeichnungen, graphische Ermittlungen. Interessant ist die Gegenüberstellung der „Provisorischen (Schweizer) Vorschriften“ von 1906 und der neuen (modernern) Verordnung vom 26. Oktober 1915. Zeitschrift für Betonbau 1917, Heft 1.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Betonmauerwerk bei Talsperren. Von A. Offenbach. Beton, insonderheit Eisenbeton wird für Talsperren empfohlen. Als Grund wird angegeben, daß dieser Baustoff den aus dem Wechsel der Temperaturen und den aus dem Unterschieden des Wärmezustandes an der Wasser- und der Luftseite der Sperrwand entstehenden Zusatzspannungen am besten standhielte. Tonindustrie-Zeitung 1917, Nr. 10.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Stützmauern aus Eisenbeton für eine fahrbare Kohlenverladebrücke. Von Ing. Franz Knapp, Karlsruhe i. B. An Stelle einer vollen Stampfbetonmauer, die allenthalben bis zum festen Baugrund hätte reichen müssen und sehr stark geworden wäre, wurde bei dem Gaswerk II von Karlsruhe von der Firma Wahler & Rank daselbst die folgende, später ausgeführte Eisenbeton-Mauerkonstruktion vorgeschlagen. Alle 16 m wird ein Stampfbeton-Gründungskörper bis auf den festen Baugrund hinab hergestellt. Darüber be-

findet sich die verhältnismäßig dünne Eisenbetonmauer, die durch luftseitig angeordnete Rippen in Felder geteilt ist. An der Hinterseite hat sie nach Art der Winkelstützmauern eine wagerechte Kragplatte. Hiermit ähnelt die Bauweise der Gelenkstützmauer von Dipl.-Ing. Grohnert (vergl. Literaturschau Februarheft 1917). Die Eisenbetonmauer läuft auf 32 m Länge über einer Stütze durch. An den Enden sind Bewegungsfugen, ebenso in den Pfeilern. Die Bewehrung der Mauer trägt der wagerechten wie der senkrechten Biegungsbeanspruchung Rechnung. Viele Zahlenangaben, weiter Zeichnungen und Photographien sowie 2 Blatt Tafeln. Österreichische Zeitschrift für den öffentl. Baudienst 1917, Nr. 2.

VI. Allgemeine Fragen.

Über Versuche mit Steinschutzmitteln. Von Prof. Dr. F. Rathgen. Die in Heft 7 bis 9 des derzeitigen Jahrgangs der Zeitschrift für Bauwesen enthaltene Mitteilung wird hier in erweiterter Form wiedergegeben. Untersucht worden sind Carraramarmor, Sandsteine und deutsche Kalksteine, welche geschützt waren mit Fluaten, Festalin, Paraffin- und Wachspräparaten sowie dem arsenhaltigen englischen Schutzmittel Siasic. Tonindustrie-Zeitung 1917, Nr. 23 und folgende.

Vierzigjähriges Bestehen des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten. Ein Rückblick. Die Geschichte dieses Vereins ist zugleich die Geschichte der deutschen Portlandzementfabrikation. Deren Beginn pflegt man zu rechnen vom Erstehen der Fabrik Lossius-Delbrück in Stettin 1853. 1877 wurde von Delbrück der im Titel genannte Verein gegründet. Die zwölf ihm damals angeschlossenen Werke vermehrten sich bis 1902 auf 83. Aus der damaligen Erzeugung von 2,2 Millionen Faß wurden inzwischen 24 Millionen. Auch die Güte der erzeugten Zemente wuchs fortgesetzt. Das Streben nach Normen führte schließlich zu den heute geltenden, die im Auslande allenthalben zum Muster gedient haben. Beschickung von Ausstellungen, Abhaltung von Jahresversammlungen, Förderung des Versuchswesens und Anschluß an den Betonverein, an den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton, an den Moorausschuß usw. sind der Zementindustrie in hohem Maße förderlich gewesen. Die Verdienste von Delbrück, Dyckerhoff, Bernouilly, Schott u. a. werden in dem Artikel gewürdigt. Die bedrängte Lage, in die die deutsche Portland-Zement-Industrie schon vor dem Kriege, und dann noch mehr, geraten war, besonders da die inländische Erzeugung in den Vereinigten Staaten den Markt daselbst und auch in Südamerika erobert hatte, wird geschildert. Besserung wird von dem Eingreifen des Staats, auf das man hoffen dürfte, erwartet. Tonindustrie-Zeitung 1917, Nr. 25.

UNFALLSTATISTIK DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

15. Einsturz eines Eisenbeton-Gewölbes.

Über der Schwimmhalle einer großen städtischen Badeanstalt war eine Eisenbetondecke hergestellt, die von unten betrachtet den Eindruck eines halbkreisförmigen Tonnengewölbes von 12,50 m Spannweite machen sollte. Die Längswände waren durch vorspringende Pfeiler von 6 m Achsabstand in vier Felder geteilt; an den Pfeilern ging das Gewölbe bis zum Kämpfer hinunter, während es sich dazwischen auf Sticksappen stützte, die über den Fensteröffnungen angebracht waren. Zwischen diesen Kappen betrug die Gewölbespannweite knapp 10 m. Über der Decke befand sich ein eisernes Dachgerüst, in dessen Mitte ein fester Laufsteg angebracht war, der über die Decke hinwegführte, ohne mit

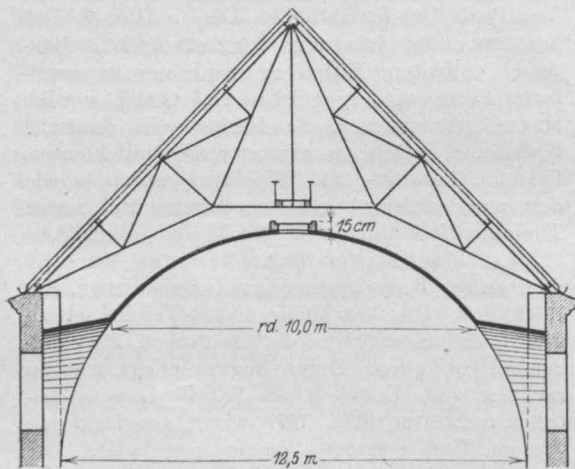


Fig. 1. Schnitt.

ihr in Verbindung zu stehen. Mit der Ausführung der Decke wurde der Mindestfordernde, Unternehmer A, betraut. Im Vertrage wurde die Decke Moniergewölbe genannt; es wurde verlangt, daß dieses außer dem Eigengewicht eine Nutzlast von 80 kg/m^2 tragen sollte: hiervon durften 50 kg/m^2 durch Hängeisen auf die drei eisernen Dachbinder übertragen werden; im übrigen sollten die Pfeiler (ohne Zuganker) den Gewölbeschub aufnehmen. Der Unternehmer übernahm für die Bauweise die volle Verantwortung und verpflichtete sich, alle Bestimmungen und sonstigen Anordnungen der Baupolizei zu befolgen. Er übertrug die Berechnung dem Bauingenieur B, der dieser allerdings recht schwierigen Aufgabe offenbar nicht gewachsen war. B betrachtete das Gewölbe als eine aufgehängte Rabitzdecke, die in der Regel einer baupolizeilichen Genehmigung nicht unterliegt, und gab als notwendige Stärke 5 cm an. Die Decke wurde auf einer festen Schalung hergestellt; zunächst

legte man eine Reihe von Längseisen, die bis zu 13 mm stark waren, darauf 6 bis 8 mm starke Bogeneisen, darüber wurden noch Diagonaleisen verlegt. Die Bogeneisen lagen somit annähernd in der Mitte des 5 cm dicken Gewölbes und konnten daher von keiner großen Wirksamkeit sein. Unter Aufsicht des Betonmeisters C wurde darauf der Beton in guter Beschaffenheit aufgebracht. Die Stärke von 5 cm wurde nicht überall innegehalten; später fanden sich Stellen von 2,5 cm Dicke, auch einige durch die ganze Decke hindurchgehende Löcher. Über den Diagonaleisen wählte man eine größere Stärke. Einen Monat nach ihrer Vollendung wurde die Decke ausgeschalt, und 14 Tage danach mit Hängeisen an den Dachbindern aufgehängt. In der Decke waren Ösen angebracht, die zum Teil nicht an den Eiseneinlagen befestigt, sondern nur in den Beton eingestampft waren; da hindurch steckte

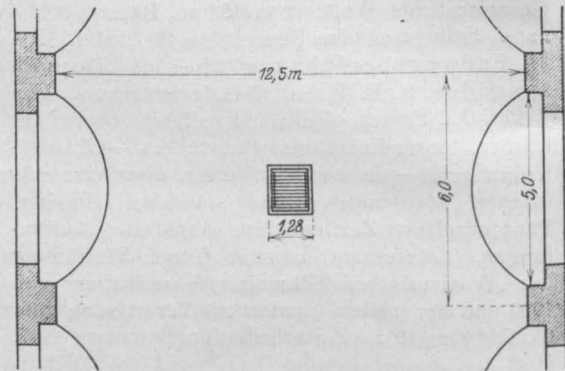
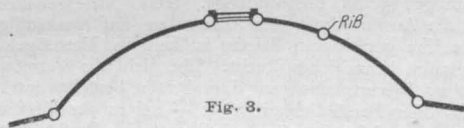


Fig. 2. Grundriß.

man die Hängedrähte, die auch nur hakenartig umgebogen und nicht geschlossen wurden. Die Hängedrähte waren bald lang bald kurz, sie hingen nicht senkrecht, sondern beliebig schräge, wo es gerade paßte, an den Knotenpunkten der Dachbinder und an den Pfetten. Einen Monat nachdem die Hängeisen angebracht waren, ist die Decke von unten verputzt und gestrichen worden; Risse sollen damals nicht bemerkt worden sein.

Etwa 7 Monate nach der Ausschaltung wurden im Dachraum Heizkörper an die eisernen Dachbinder angehängt; sie standen somit in keiner Verbindung mit der Decke. Während des Einbaues wurde die Decke aber von den Arbeitern, nachdem Dielen gelegt waren, betreten; dabei zitterte sie stark. Ein Heizkörper stürzte bei der Arbeit auf eine der Dielen, ohne weiter Schaden anzurichten. Das Heizen erzeugte eine große Hitze im Dachraum und einen gewaltigen Zug durch die in der Decke vorhandenen Entlüftungsöffnungen. Der von der Stadt angestellte Bau-

leiter, Architekt D, ersuchte daher das städtische Maschinenbauramt die Öffnungen durch bewegliche eiserne Klappen zu schließen. Dies geschah, ohne daß das städtische Hochbauramt benachrichtigt wurde. Um die Öffnungen in der Decke wurden 15 cm hohe Schwemmsteinkränze gemauert, darauf kamen die Klappenrahmen, die je 360 kg wogen; das macht 280 kg/m², dazu kam vorübergehend das Gewicht von drei Arbeitern mit etwa 200 kg, während die Decke nur 20 kg/m² tragen durfte. Die Maurer bemerkten Risse und Löcher in der Decke, so daß sie zeitweise die Arbeit aufgaben. Der Polier hatte ernste Bedenken und hat seitdem aufgehört, im Schwimmbecken zu baden; er glaubte auch zu bemerken, daß der Beton zu rasch ausgetrocknet sei. Inzwischen waren seit Beginn der Herstellung der Decke etwa 5/4 Jahr verstrichen. Die eigentlich schon beobachteten Risse waren schließlich so deutlich, daß man sie von unten sehen konnte. Der Unternehmer begab sich daher im Auftrage des Bauamtes in Beglei-



tung des Betonmeisters C in den Dachraum, um festzustellen, wie die Risse zu schließen seien. Sie betraten dabei die Decke, die bald darauf anfang einzustürzen; die beiden konnten sich nur durch Festhalten am eisernen Dachwerk vor dem Tode retten. Zuerst fiel eines der Mittelfelder, etwa 15 Minuten später folgten zwei weitere Felder, nur ein Endfeld blieb stehen. In der Schwimmhalle waren etwa 25 Personen anwesend; zwei Schüler wurden erschlagen, 15 andere mehr oder weniger schwer verletzt. Sechs Sachverständige haben Gutachten abgegeben, darunter Männer mit sehr bekannten Namen. Einer von ihnen gibt als unmittelbare Ursache des Einsturzes folgendes an: Die Entlüftungsvorrichtung war mit dem Gewölbe nur lose verbunden, weiter unten fand sich ein klaffender Längsriß; man kann somit die in Fig. 3 mit Kreisen bezeichneten Punkte als Gelenkstellen auffassen. Es sind vier Stäbe, die sich in völlig labilem Gleichgewicht befanden, ein Zustand, der zudem die gefährliche Eigenschaft hat, daß er äußerlich kaum erkennbar ist. Daraus erkärt es sich, daß alle Beteiligten, die das Gewölbe dicht vor dem Einsturz untersuchten, die drohende Gefahr nicht bemerkten. Der Umstand, daß zwei Personen die Decke betraten und dadurch einseitig belasteten, genügte schließlich, um das Ganze zu Fall zu bringen. Angeschuldigt wurden der Unternehmer A, sein Ingenieur B, sein Betonmeister C, der städtische Bauleiter Architekt D, der Stadtbaurat E und der

zuständige Beamte der städtischen Baupolizei F. Die Anklageschrift führte aus, A hätte sich bei diesem anerkannt schwierigen Bauwerk nicht unbedingt auf B allein verlassen dürfen, er hätte seinen Sonderentwurf der Baupolizei zur Genehmigung vorlegen müssen, außerdem hätte er die Bauausführung besser beaufsichtigen müssen. B. treffe der größte Teil der Schuld, da er bestimmte Maße für die Ausführung angegeben und dadurch bei A die falsche Meinung erweckt habe, er sei der Aufgabe, eine solche Decke zu berechnen, gewachsen; er hätte dafür sorgen sollen, daß sein Entwurf dem Stadtbauramt oder der Baupolizei vorgelegt werde. C hätte sorgfältiger darauf achten müssen, daß die ihm angegebene Gewölbstärke auch tatsächlich innegehalten werde. Die bauleitenden städtischen Beamten D und E wurden der Fahrlässigkeit beschuldigt, da sie es unterließen, vom Unternehmer einen Sonderentwurf zur Nachprüfung einzufordern. Sie wären der Ansicht gewesen, es handle sich um eine aufgehängte Rabitzdecke — eine solche war anfangs auch durch die Baupolizei genehmigt — während tatsächlich eine teilweise freitragende Decke ausgeführt sei; auf diese Abweichung hätten sie die Baupolizei aufmerksam machen müssen. Auch hätten sie später der immer weiter um sich greifenden Rißbildung mehr Aufmerksamkeit zuwenden müssen. Der Baupolizeibeamte F war ebenfalls der Meinung, es handle sich um eine aufgehängte Rabitzdecke, die nicht genehmigungspflichtig war. Nach der Anklageschrift hätte er aber bei der Abnahme bemerken müssen, daß die Art der Aufhängung nicht der von ihm anfangs genehmigten Zeichnung entsprach. Die Anklage gegen F ist nicht erhoben worden, da geltend gemacht wurde, ein Baupolizeibeamter könne wohl disziplinarisch verantwortlich gemacht werden, doch treffe ihn keine strafrechtliche Mitverhaftung. Das Verfahren gegen die zur Fahne einberufenen B, C und D ruht und wird voraussichtlich niedergeschlagen werden. Gegen A und E ist die Anklage erhoben worden; beide sind vom Gericht freigesprochen, der Staatsanwalt hatte Freisprechung beantragt. In der Begründung des Urteils wird ausgeführt, daß trotz aller Mängel die Decke an sich standsicher gewesen sei; der Einsturz sei durch den Einbau der Entlüftungsvorrichtung verursacht worden; denn diese sei für die Decke zu schwer gewesen. Der Grund, daß dies habe geschehen können, sei auf das mangelhafte Zusammenarbeiten des Hochbau- und des Maschinenbauramtes zurückzuführen. Bestimmungen, die diesen Punkt regeln, seien nicht vorhanden; die Schuld treffe also nicht einen der beiden Angeklagten, sondern den Mangel in der Organisation der städtischen Verwaltung.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Sind Armierungsarbeiter — nicht Armierungssoldaten — invalidenversicherungspflichtig?

(Reichsversicherungsamt 12. II. 16.)

Das Reichsversicherungsamt hatte zu der Frage Stellung zu nehmen, ob die bei der Armierung gegen ein bestimmtes Tagesgeld beschäftigten Arbeiter der Invalidenversicherungspflicht unterliegen. Die Militärverwaltung war nämlich der Meinung gewesen, es handle sich hierbei nicht um ein versicherungspflichtiges Arbeitsverhältnis, da nach § 1235 Nr. 2 der Reichsversicherungsordnung Personen des Soldatenstandes versicherungsfrei sind, wenn sie eine der in § 1226 bezeichneten Tätigkeiten im Dienste ausüben. Die in Rede stehenden Arbeiter, so behauptete die Militärverwaltung, würden in strafrechtlicher und disziplinarischer Hinsicht ebenso wie die Armierungssoldaten behandelt, verrichteten die gleiche Arbeit wie diese und seien den gleichen Gefahren des Krieges ausgesetzt.

Indessen hat das Reichsversicherungsamt dahin entschieden, daß die Armierungsarbeiter der Versicherungspflicht unbedingt unterliegen. Die von der Militärverwaltung angeführten Bestimmungen seien hier nicht anwendbar, denn die Befestigungsarbeiter gehören weder zu den Soldaten des Friedensstandes, noch zu denen des vorübergehenden Dienststandes, wie es namentlich für den Krieg in Frage kommt. Der Umstand, daß die Befestigungsarbeiter sich beim kriegführenden Heere aufhalten und somit nach § 155 des Militärstrafgesetzbuches den Kriegsgesetzen sowie der Disziplinarstrafordnung unterliegen, verleiht ihnen nicht die Eigenschaft als Personen des Soldatenstandes. Der Begriff der „militärischen Dienstleistung“, der in der Reichsversicherungsordnung nicht näher bestimmt ist, umfaßt nicht alle Dienstleistungen für militärische Zwecke. Sonst wäre beispielsweise auch die Tätigkeit einer weiblichen Person, die im Auftrage der Militärverwaltung Bekleidungsstücke für Militärpersonen anfertigt, als eine militärische Dienstleistung anzusehen, was der natürlichen Auffassung entgegenstehen würde. Eine militärische Dienstleistung setzt vielmehr begrifflich ein militärisches Dienstverhältnis voraus. Demgemäß werden nur die Leistungen desjenigen als „Militärdienst“ bezeichnet, welcher sich durch die Militärpapiere, also durch Ausweise über die Militärverhältnisse des Inhabers zu kennzeichnen in der Lage ist.

Das Reichsversicherungsamt erkennt übrigens nicht, daß die Durchführung der Versicherung für die Befestigungsarbeiter gewissen Schwierigkeiten begegnet. Diese können aber nicht als unüberwindlich angesehen werden zumal da erwartet werden darf, daß die Landesversicherungsanstalten bereit sein werden, die Militärverwaltung dabei nach Möglichkeit zu unterstützen. R.

Die Benutzung von Kenntnissen, die durch versehentliches Öffnen eines fremden Briefes erlangt sind, durch einen Kaufmann, ist nicht sittenwidrig.

Urteil des Oberlandesgerichts Hamm vom 10. März 1916.

In A. bestehen zwei Drahtseilfabriken: „Mech. Drahtseilwerke“ und „A'er Drahtseilwerke G. m. b. H.“ Postsendungen für das eine sind öfter durch Fehlleitung an das andere Geschäft gelangt. Ein von X. aus Hamburg an die letztere Firma gerichteter Geschäftsbrief wurde der ersteren ausgehändigt und von deren Prokuristen versehentlich geöffnet. Sie schickte nun den Brief an ihren Hamburger Vertreter mit dem Auftrag, das Schreiben an X. mit Entschuldigung zurückzugeben, zugleich aber dem X. ernste Vorhaltungen darüber zu machen, daß er ihr untreu zu werden und zur Konkurrenz über-

zugehen vorhabe. Unter der Behauptung, daß die mech. Drahtseilwerke noch weitere drei für sie bestimmte Briefe aus Versehen geöffnet haben, erhob die G. m. b. H. Klage mit dem Antrage, daß der Beklagten die Öffnung sowie die Kenntnisnahme und Verwertung der für sie bestimmten Postsendungen untersagt werde. Die Klage wurde abgewiesen und zwar aus folgenden Gründen:

Daraus, daß der Brief des X. — und die anderen drei Briefe, sofern diese bei dem Beklagten geöffnet sind — nur versehentlich geöffnet wurden, folgt, daß die begehrte Unterlassung der Öffnung weder auf § 826 BGB., noch auf § 1 Unlauteren Wettbewerbs-Gesetz gestützt werden kann. Denn beide Vorschriften setzen ein Handeln gegen die guten Sitten voraus, das nicht vorsätzliche, nur versehentliche Öffnen und Lesen eines fremden Briefes aber ist nicht unanständig oder sittenwidrig. Ebenso wenig greift der § 823 BGB. Platz. Der Beklagte hat durch das Öffnen des X.'schen Briefes nicht in das Eigentum der Klägerin eingegriffen, da solches ihr an dem Briefe noch nicht zustand (§ 929 BGB.) Auch ein „sonstiges Recht“ der Klägerin hat Beklagter nicht verletzt. Der durch die Briefaufschrift Bezeichnete hat an dem Briefe vor der Aushändigung kein Vermögensrecht, vielmehr ist bis dahin der Absender zur Zurücknahme berechtigt (§ 33 Postordnung). Das „Briefgeheimnis“ und die Anwartschaft des Adressaten auf Aushändigung des an ihn gerichteten Briefes ist kein im Vermögen des Adressaten befindliches Recht. Ein nicht als Vermögensrecht zu bewertendes, an dem Briefe bestehendes Individual- oder Persönlichkeitsrecht — sei es des Verfassers, sei es des Adressaten — wird von der Rechtsordnung nicht anerkannt.

Es ist zwar nicht zu bezweifeln, daß Beklagter im „Geschäftsverkehr“, nämlich zur Förderung eines Geschäfts, und „zu Zwecken des Wettbewerbs“, nämlich um der Klägerin das ihr von X. zuge dachte Geschäft zu entziehen und es sich zuzuführen, den Inhalt des für die Klägerin bestimmten, bei ihm geöffneten Briefes verwertet hat. Indes gestatten die vorliegenden unstreitigen Umstände nicht die Feststellung, daß seine Handlung „gegen die guten Sitten verstößt“. Der Umstand, daß der Beklagte, anstatt den Brief an die Klägerin gelangen zu lassen, ihn an den Absender zurückgehen ließ und dabei die nicht für ihn bestimmte Kenntnis von dem Inhalte des Briefes zum Anlaß nahm, um eine Einwirkung auf den Absender zu versuchen, läßt sein Verhalten vielleicht als ein nicht vornehmes erkennen. Das reicht indes nicht aus. Die Kenntnis von der Absicht des X., nicht mit ihm abzuschließen, hatte er durch Zufall, nämlich durch die der Post zur Last fallende Fehlleitung und durch die Fahrlässigkeit seines Angestellten, also nicht durch unerlaubte Mittel, erlangt. Jedenfalls kann in seinem Verhalten vom Standpunkte der kaufmännischen Geschäftsmoral aus nicht eine Verletzung des Anstandsgefühls aller billig und gerecht Denkenden gefunden werden. Eine Nichtbetätigung vornehmen Sinnes und ein nach geläuterter sittlicher Anschauung minder anständiges Handeln bedeutet noch keine Sittenwidrigkeit, die vielmehr eine engere, auf die Betätigung von Gesinnungsgemeinheit beschränkte Bedeutung hat. Sk.

Ausschreibung von Bauarbeiten. Berechtigte Schadensersatzforderung wegen Verstoßes gegen ein Abkommen zur Verhinderung gegenseitiger Unterbietung.

(Entscheidg. des Reichsger. vom 7. April 1916.)

Eine Aktiengesellschaft hatte eine umfangreiche Arbeit ausgeschrieben. Es beteiligten sich mehrere Firmen an der Ausschreibung, die untereinander ein sogenanntes

Schutzabkommen getroffen hatten, wonach das Angebot einer bestimmten Firma das niedrigste bleiben sollte.

Gegen diese Vereinbarung sollte eine der in Rede stehenden Firmen verstoßen haben. Eine an einem anderen Orte domizilierende Abteilung der betreffenden Firma hatte nämlich einen geringeren Preis gestellt und — so behauptet die Firma, welche auf Grund des Schutzabkommens mit der Erteilung des Auftrages gerechnet hatte — es vereitelt, daß ihr die Arbeit übertragen wurde.

Gegenüber der Schadensersatzklage der angeblich geschädigten Firma wandte die Beklagte ein, das Schutzabkommen mit der Klägerin sei nur für den Fall zustande gekommen, daß ihre — der Beklagten — auswärtige Abteilung kein Angebot gemacht habe. Das habe sie in der schriftlichen Bestätigung des Abkommens ausdrücklich bemerkt. Es komme auch lediglich auf den Inhalt des Bestätigungsschreibens an, denn die mündlichen Verhandlungen seien für die Klägerin von einem ihrer Angestellten geführt worden, der offenbar gar nicht zur Alleinvertretung der Klägerin befugt gewesen sei.

Das Landgericht war denn auch zur Abweisung des Anspruchs der Klägerin gelangt; aber das Oberlandesgericht und zuletzt das Reichsgericht erklärten den Klageanspruch für gerechtfertigt.

Es ist festgestellt, so heißt es in den Gründen, daß das Bestätigungsschreiben, auf welches die Beklagte sich stützt, den Inhalt des mündlichen Abkommens nicht richtig wiedergab. Das mündliche Abkommen enthielt nicht die von der Beklagten behauptete Bedingung. Wenn die Beklagte geltend macht, es spreche gegen den mündlichen Abschluß, daß der die Verhandlungen führende Angestellte der Klägerin nicht oder doch nicht allein zur Vertretung der Klägerin befugt gewesen sei, so ist diese Rüge nicht begründet. Der Angestellte hatte den Auftrag, über die Gewährung des Schutzes mit der Beklagten zu unterhandeln, und er war daher berechtigt, die Erklärung der Beklagten, durch die dieser Schutz gewährt wurde, entgegenzunehmen. Es kommt deshalb nicht weiter darauf an, ob dieser Angestellte sonst zur Abgabe verpflichtender Erklärungen für die Klägerin nicht berechtigt.

R.

Ein Bauunfall am Leipziger Hauptbahnhof vor dem Reichsgericht.

Urteil des Reichsgerichts vom 15. Mai 1916.

Am 23. Juni 1913 ereignete sich vor dem östlichen, preußischen Flügel des Hauptbahnhofes in Leipzig ein Unglücksfall bei dem Aufbau des Gerüsts für die Errichtung eines der 17 Meter hohen Betonmaste, die der elektrischen Beleuchtung des Bahnhofplatzes dienen. Das Gerüst war im Abstand von 2½ Meter mit einer Bretterplanke umgeben, die an der Ostseite mit einer Tür versehen war. Unweit dieser Tür hatte sich gegen 9 Uhr früh der Rangiermeister Minter aus Leipzig aufgestellt, um den Arbeiten zuzusehen, als er plötzlich von dem Stiel eines bei den Gerüstarbeiten gebrauchten Hammers am Kopfe getroffen und gefährlich verletzt wurde. Ein Arbeiter hatte, während er bei dem Emporziehen eines T-Trägers half, den Hammer auf einem Brett oder Balken beiseitegelegt. Von dort war er — ob durch irgend eine Erschütterung des Gerüsts oder dadurch, daß jemand daran gestoßen hatte, ist nicht aufgeklärt — aus ziemlicher Höhe heruntergestürzt, beim Aufschlagen auf einen Balken hatte sich der Stiel aus

dem Kopf gelöst und war, wie ein Wurfgeschöß wirkend, 4 Meter weit über das Gerüst hinausgefliegen und an der Stelle niedergefallen, an der M. stand. Der Verunglückte mußte pensioniert werden und strengte gegen das Zementbaugeschäft von R. Wollé in Leipzig, das mit der Errichtung der Masten betraut war, Schadensersatzklage an, mit der er eine jährliche Rente entsprechend der Differenz zwischen seinem Gehalt und seiner Pension verlangte. Er machte geltend, die Baufirma hafte für die Fahrlässigkeit ihres Arbeiters, der den Hammer auf den Balken gelegt hatte; außerdem habe die Firma es unterlassen, durch ein an dem Gerüst angebrachtes schräg verlaufendes Schutzdach das Herausspringen von Holzstücken oder Arbeitsgeräten aus dem Gerüst zu verhüten. Das Landgericht Leipzig sowohl wie das Oberlandesgericht Dresden wiesen die Klage ab.

Beide Instanzen waren darin einig, daß der beklagte Unternehmer weder aus § 823 noch aus § 831 für die Folgen des Unfalls haftbar gemacht werden könne, weil der Unfall nicht auf ein widerrechtliches Handeln des betreffenden Arbeiters, bzw. seines Arbeitgebers zurückzuführen sei. Daß der Arbeiter, führt das Oberlandesgericht aus, den Hammer auf das Gerüst legte, während er mit anderen Arbeiten beschäftigt war, kann ihm nicht zum Verschulden angerechnet werden; er handelte nicht fahrlässig, er konnte nicht annehmen, daß der Hammer herunterfallen und einen mindestens 4 Meter entfernt stehenden Menschen treffen würde, und gerade das Zerspringen des Hammers war ein so seltener Zufall, daß daran niemand denken konnte. Allerdings war den Arbeitern von dem Regierungsbaumeister Kantz verboten worden, am dem Morgen vor seinem Eintreffen mit den Arbeiten zu beginnen, und sie handelten ordnungswidrig, als sie sich nicht daran kehrten, aber diese Ordnungswidrigkeit ist nicht ursächlich für den Unfall geworden. Das Verbot bezog sich lediglich auf das Hinaufziehen des T-Trägers und diese Arbeit war bereits vollendet, als der Unfall sich ereignete. Man kann dem Beklagten auch nicht zum Vorwurf machen, daß er kein Schutzdach angebracht hat. Das Tiefbauamt der Stadt Leipzig, dem die Überwachung der Arbeiten oblag, erachtet die Anbringung eines solchen nicht für üblich; es hätte nach seiner Ansicht den Unfall nicht zu verhüten vermocht. Für ein Schutzdach ist eine Breite von 1½ Meter vorgeschrieben. Es ist durchaus nicht ausgeschlossen, daß der Hammerstiel über dieses Dach hinweggefliegen wäre und den Kläger getroffen hätte.

Der Kläger focht dieses Urteil mit der Revision beim Reichsgericht an und zwar mit Erfolg. Der 6. Zivilsenat des höchsten Gerichtshofes hob heute das Urteil des Oberlandesgerichts auf und verwies die Sache an die Vorinstanz zurück. Der Vorsitzende führte kurz aus: Zwei Gründe in dem Urteile des Oberlandesgerichts sind nicht als ausreichend befunden worden. Einmal verneint dasselbe mit Unrecht die Widerrechtlichkeit des Vorgehens des Arbeiters, der den Hammer auf einen Teil des Baugerüsts gelegt hatte. Diese Handlung war es, die in Weiterentwicklung zu der Körperverletzung des Klägers geführt hat. Außerdem hat das Berufungsgericht nicht genügend festgestellt, daß es eines Schutzdaches nicht bedurft hätte. War aber das Schutzdach nötig, so fällt die weitere Beweislast, daß der Unfall trotz Anbringens desselben nicht verhütet worden wäre, dem Beklagten zu. (A. Z. VI. 90/16.)

Sk.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die „virtuellen Längen der Eisenbahnen“ von Dr. sc. techn. Carl Mutzner, Ingenieur; Zürich und Leipzig. Verlag Gebr. Leemann & Co., 1914.

Nach einem ausführlichen Rückblick auf die Ableitungsweisen der verschiedenen Verfasser, die sich bisher

mit der Ermittlung der virtuellen Längen und deren Verwendungsmöglichkeit beschäftigt haben, wird in der Abhandlung zunächst mit Erfolg versucht, den bisher etwas unklar umrissenen Begriff der virtuellen Längen schärfer zu gestalten. Dabei wird richtig unterschieden zwischen:

1. Tariflängen, die für die Festsetzung der Fahr- und Frachtpreise dienen, also sich auf die Einnahmen beziehen;
2. Betriebslängen als Vergleichslängen gleicher Fahrzeiten;
und den eigentlichen
3. virtuellen Längen als Vergleichslängen für die Selbstkosten des Betriebes, also für die Ausgaben einer Bahnverwaltung.

Die Berechnung der virtuellen Längen im engeren Sinne wird sodann eingehend erörtert und einer kritischen Betrachtung unterzogen, deren Ergebnis dahin geht, daß die Berechnung aus der Widerstandsarbeit (z. B. nach Lindner) sich nicht zur Beurteilung des wirtschaftlichen Wertes einer Bahnanlage eignet, daß eine Ableitung aus den Zugförderungskosten (z. B. nach Kreuter) eine zweckmäßigere Grundlage für derartige Überlegungen bietet, während die Entwicklung aus den sämtlichen Betriebskosten leicht zu unrichtigen Schlüssen führen kann, da sie dann nicht unwesentlich getrübt wird durch Kostenanteile, die wohl bei einer Ertragsberechnung eingeschlossen werden müssen, die aber nicht oder nur lose mit der Bahnlänge und damit auch mit der virtuellen Länge zusammenhängen, wie dies z. B. mit den allgemeinen Verwaltungskosten der Fall ist. Wohl aber kommen bei der Frage nach einem möglichst wirtschaftlichen Betrieb nach Ansicht des Verfassers neben den Zugförderungskosten noch die Kosten der Bahnunterhaltung und der Bahnaufsicht in Betracht (zusammen — wohl nicht allgemein geltend — als Bahndienstkosten bezeichnet), also Ausgaben, die von der Linienführung, insbesondere von der Bahnsteigung abhängig sind. Auf dieser, teils aus den von der Maschine beförderbaren Wagenzuglasten errechneten, teils aus der Statistik ermittelten Grundlage wird gleichfalls ein Verfahren zur Bestimmung von Vergleichslängen abgeleitet und im Anhang ein Beispiel für die Berechnung hiernach gegeben sowie im Zusammenhang damit auf die Vorzüge der Linien gleichen Widerstandes, also gleicher maßgebender Steigung hingewiesen.

Das Schlußurteil geht dahin, daß die Bestimmung virtueller Längen die Ertragsberechnung zwar nicht zu ersetzen, dagegen über einzelne Teile der Ausgabenberechnung, z. B. über die Zugförderungskosten und über die Bahnerhaltungs- und Bahnaufsichtskosten bei gleich großem Verkehr Aufschluß zu geben vermag und auch zur Beurteilung der Leistungsfähigkeit einer Bahnlinie benutzt werden kann, wenn die Ableitung auf das von der Maschine beförderte Zuggewicht entsprechend Rücksicht genommen hat. Die gezogenen Schlüsse erscheinen im allgemeinen richtig und begründet, wengleich die unter dem Begriffe des Bahndienstes zusammengefaßten Kosten der Bahnerhaltung und Bahnaufsicht nicht sämtliche Kosten umfassen, die mit den Bahnsteigungen im Zusammenhang stehen, da dies auch noch bei anderen Kostenanteilen z. B. des Zugbegleitungsdienstes (wegen der Bremsbesetzung) und des Werkstädtendienstes der Fall ist. Die Darstellung ist klar und übersichtlich, die Ermittlung der neu durchgeführten Ableitungen unter Benutzung der neuesten Forschungsergebnisse über den Widerstand der Zugmaschinen und der Wagen bewirkt. Die Ausführung über die Vorteile einer Linie gleichen Widerstandes hätte vielleicht als selbstverständlich entfallen können.

Die Abhandlung, hervorgerufen durch Studien zum Vergleich der verschiedenen Entwürfe für einzelne Schweizer Alpenbahnen ist geeignet, über die Ableitung und die Verwendung virtueller Längen und das durch ihren Gebrauch Erreichbare umfassend zu unterrichten.

Geheimer Hofrat Prof. Lucas, Dresden.

Die Getreidespeicher, ihre bautechnische und maschinentechnische Einrichtung sowie Besprechung der Getreide- und Allestrockner. Von Prof. Dr. J. E. Hoffmann, Berlin. Mit 732 Abbildungen. Berlin, Verlag Paul Parey, 1916. Preis 48,0 M.

Das Werk enthält alles, was für die Aufspeicherung des Getreides zu wissen notwendig ist. Anschließend an einen kurzen geschichtlichen Rückblick über die Behandlung der Ernten im Altertum werden im Teil I besprochen: Unter- und oberirdische Kornspeicher, Kornhäuser, Speichersysteme und -bauten früherer Tage und der Neuzeit, letztere mit einer größeren Anzahl ausgeführter vorbildlicher Anlagen, und zwar unter besonderer Berücksichtigung der Siloanlagen, endlich Speichergruppen. Teil II befaßt sich mit den Speichermaschinen und Zubehör. Hier werden behandelt: Die mechanischen Fördereinrichtungen, Gebläse und Lüftwerke, Reinigung, Trennung und Schrotung, Wägevorrichtungen, Feuerschutz und Getreidetrocknung. In einem Anhang findet sich endlich eine Zusammenstellung der besprochenen Speicherbauten und Angabe der Umschlags- und Lagerungskosten für einen Berliner Getreidespeicher im Jahre 1913.

Aus dem glänzend illustrierten, knapp und dabei vollkommen erschöpfend geschriebenen Werke wird ein jeder Belehrung und Anregungen schöpfen. Der Architekt aus der Gesamtanordnung der Bauten und ihren vielgestaltigen, durch Schaubilder bestens wiedergegebenen Außenseiten, der Bauingenieur aus den besonders eingehend behandelten baulichen Konstruktionen, der Maschineningenieur aus den einen großen Raum des Werkes umfassenden Förder-, Reinigungs-, Lüftungs- und Lagerungsvorrichtungen, die das Neueste und Beste, was es auf diesem Gebiete gibt, umschließen und kritisch gewürdigt werden, und endlich werden auch der Sonderfachmann und der Volkswirt beim Studium des Werkes wertvolle Aufschlüsse erhalten. Alles in allem liegt in dem Hoffmannschen Werke „Der Getreidespeicher“ ein hochbedeutsames Werk vor, das sich eine hervorragende Stelle in der technischen Literatur erwerben wird. M. F.

Ein Wort an die unten und oben. Von einem deutschen Sozialdemokraten. Francksche Verlags- handlung Stuttgart. Preis 0,30 M.

Innerer Hader, Eigensinn oder Mißgunst haben im Gegensatz zu slawisch weicher Willenlosigkeit und romantischem Herdensinn nur zu oft das deutsche Volk trotz großer Kraft und Tüchtigkeit um seinen Erfolg betrogen. Soll auch heute in diesem allerschwersten Zeitpunkt unseres volksgeschichtlichen Daseins Zwierrat, Zerrissenheit, Selbstentäußerung oder unklare Schwärmerei die Wucht des geückten Schwertes hemmen oder das Ziel verrücken? Diesem urdeutschen Unheil strebt mit Macht zu wehren „Ein Wort an die unten und die oben“ von einem deutschen Sozialdemokraten. Ein Aufruf, der klärend und weisend das eine zeigt, das nicht tut, und alle, von rechts und links sammeln will, in der Erkenntnis, daß sie den unerbittlichen und schlangenklugen Feind England nur dann niederrigen können, wenn ein Wille, ein Tun sie alle beseelt und eint. Dieses Wort eines Sozialdemokraten wird überall klärend und aufklärend wirken und sollte von jedem Deutschen gelesen werden.

DRUCKFEHLER-BERICHTIGUNG.

In der Arbeit von Dr.-Ing. Nitzsche in der Dezemberrummer 1916 ist auf S. 311 ein Druckfehler stehen geblieben. Es muß in der Überschrift der Tabelle statt Mauersand 1 : 3 in der rechts stehenden Spalte heißen: **Mauersand 1 : 6.**

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.