

# ARMIERTER BETON.

1908. MAI.

## INHALT:

Der heutige Stand von Theorie und Praxis des armierten Betons. Rundschau von E. Probst. (Schluß von S. 60). S. 121.

Über die Untersuchung der Eigenschaften des umschnürten Betons im Zusammenhang mit der Anwendung für Fachwerk-Träger. Von Prof. Ing. N. M. Abramoff (Nowotscherkassk). (Schluß von S. 98). S. 126.

Zur Frage der Berechnung von durch eine Normalkraft exzentrisch beanspruchten Verbundquerschnitten. Von Prof. M. Foerster (Dresden). S. 134.

Druckereigebäude in Erfurt. Von Dipl.-Ing. G. Kaufmann (Berlin). S. 140.

Einiges über neuere Bücher aus dem Gebiete des Eisenbetonbaues. Von Dipl.-Ing. W. Obrist (St. Gallen). S. 145.

Einige Betrachtungen über Simplex-Betonpfähle. Von Regierungsbaumeister a. D. Th. Janssen. S. 147.

Mitteilungen über Patente. S. 149. — Verschiedene Mitteilungen S. 149: 25 Jahre Wiener Bauindustrie-Zeitung. — Neue Bücher. S. 150. — Zeitschriftenschau. S. 150.

## DER HEUTIGE STAND VON THÉORIE UND PRAXIS DES ARMIERTEN BETONS.

*Rundschau von  
E. Probst.*

(Schluß von Seite 60.)

Am Schluß der Rundschau der Märznummer war von einer Ausführung in armiertem Beton bei einer Deckenkonstruktion mit außergewöhnlich großer Spannweite die Rede; die Konstruktion und die Armierung waren entsprechend den in der Praxis zurzeit allgemein üblichen Grundsätzen ausgeführt. Im folgenden soll ein Beispiel einer Ausführung mitgeteilt werden, welches in mancher Hinsicht lehrreich ist und auch zeigt, wie man es nicht machen soll. Es handelt sich um die Dachkonstruktion der Automobil Garage in Sea Gate, Coney Island, in New York City.

Über Konstruktionseinzelheiten ist folgendes zu sagen: Das Gebäude hat einen quadratischen Grundriß mit einer Seitenlänge von etwa 32 m. Die Umfassungswände sind durch 9 armierte Säulen unterteilt, welche durch 20 cm starke Wände miteinander verbunden sind. In der Mitte des Gebäudes ist eine achteckige, 71 cm im Durchmesser starke Eisenbetonsäule, welche 8,5 m hoch und durch 4 im Durchmesser 19 mm starke Eisen armiert ist. Sie dient als Auflager für die Hauptträger A und B. Die Dachplatten selbst sind 10 cm stark, die Spannweite der Hauptträger ist etwa 22 m, ihr Querschnitt ist 30×90 cm, verstärkt durch 9 Eisen 32×32 mm.

Die übrigen Konstruktionsanordnungen sind aus Fig. 2 und 3 zu ersehen.

Sechs Monate nach der Ausschalung ergaben sich die in Fig. 1 ersichtlichen charakteristischen Rißbildungen an den Übergängen von den Balken zu den Platten. Die Engineering News (die Unterlagen für diese Ausführung ebenso wie die Figuren sind dieser Zeitschrift entnommen) hat eine Untersuchung über die Ursachen dieser Rißbildungen

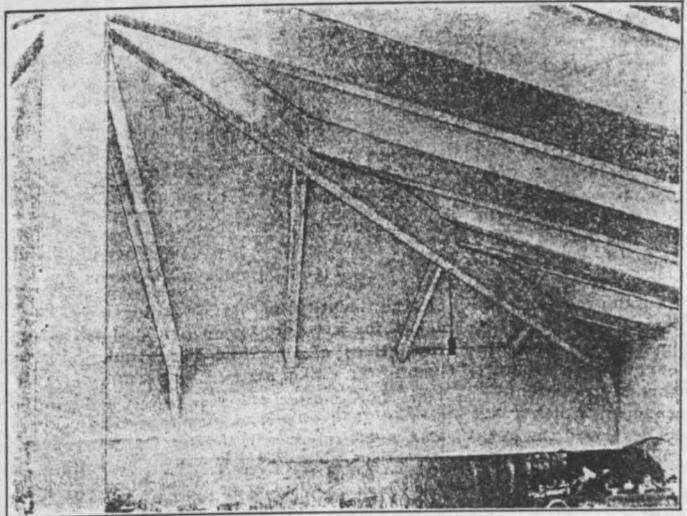


Fig. 1. Innenansicht der Dachkonstruktion der Automobilgarage in Sea Gate, 6 Monate nach der Fertigstellung.

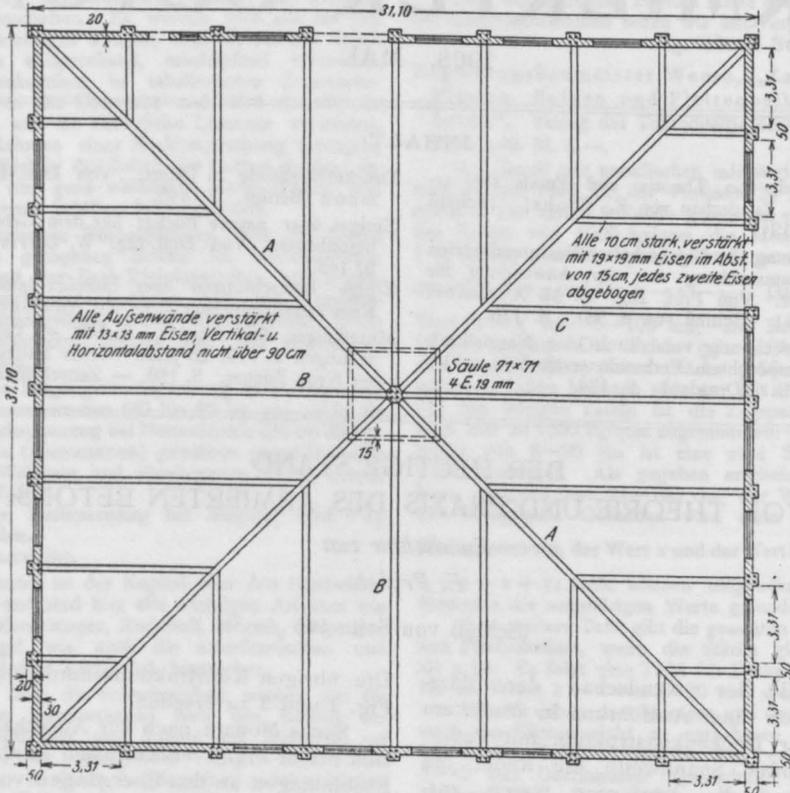


Fig. 2. Grundriß der Automobilgarage in Sea Gate, Coney Island, in New York City.

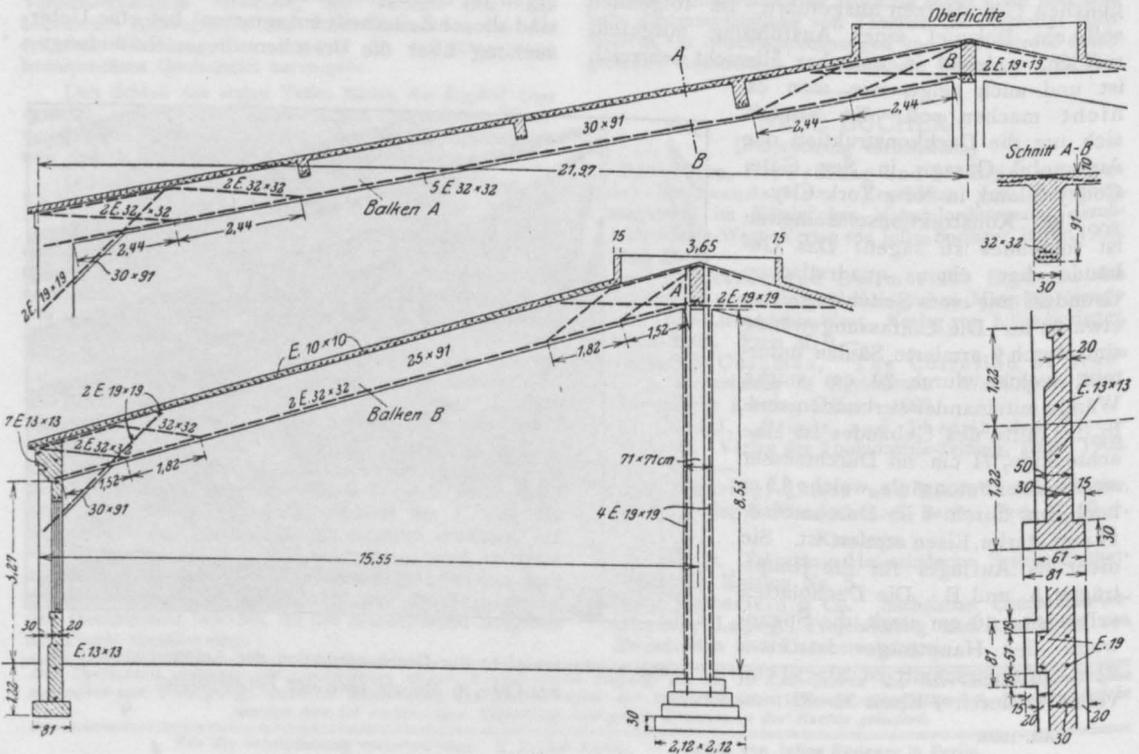


Fig. 3. Konstruktionseinzelheiten der Automobilgarage in Sea Gate.

anstellen lassen, und den früheren Chefindingenieur der Stadt New York Miller, den eigentlichen Urheber der Vorschriften für Eisenbeton für New York damit betraut, das Projekt zu prüfen, um feststellen zu können, wie weit die Berechnung mit den daselbst üblichen Vorschriften in Einklang zu bringen ist.

Mr. Miller berechnet die Spannungen im Beton und im Eisen auf Grund folgender Annahmen:

a) die Spannungsänderungskurve ist eine gerade Linie, b)  $n = 12$ , c) auf die Mitwirkung des Betons an der Zugseite wird verzichtet, d) die Hauptträger werden als freiaufliegende Plattenbalken aufgefaßt. Bei der Berechnung der Platten wird das Moment  $M = \frac{p \times l^2}{10}$ , das Eigengewicht wird mit 2300 kg, und die Nutzlast mit 230 kg/m<sup>2</sup> der horizontalen Projektion angenommen. Die auf diese Weise ermittelten Werte für die Spannungen ergeben für

	Beton	
	Druckspannung kg/cm <sup>2</sup>	Scher- spannung kg/cm <sup>2</sup>
Platten . . . .	62,9	—
Träger B u. C	35	7
gr. Träger A	77,3	8
	Armierung	
	Zugspannung kg/cm <sup>2</sup>	
Platten . . . .	1430	
Träger B u. C	1125—1400	
gr. Träger A	1960	

Mr. Miller kommt zu dem Schluß, daß die Konstruktion trotz der Risse keinen weiteren Unfall nach sich ziehen wird, wenn auch die gerechneten Spannungen bedeutend höher sind als die in New York zulässigen Spannungen. (Diese sind für den Beton  $\sigma_{bd} = 35$ ,  $\tau = 3,5$  und für das Eisen  $\sigma_e = 1125$  kg/cm<sup>2</sup>.) Zu diesen Ergebnissen Mr. Millers ist zu bemerken, daß seine Voraussetzung, für die Berechnung die Wirkungsweise eines Plattenbalkens anzunehmen, in diesem Falle nicht berechtigt ist; bedenkt man andererseits, daß bei  $n = 15$  die Spannungswerte auch eine kleine Änderung erfahren, so wird man erkennen, daß die obenstehenden Spannungswerte noch viel zu klein sind. Was aber an diesem unfreiwilligen Versuch in der Praxis besonders lehrreich ist, ergibt sich

durch Betrachtung der Fig. 1, daß die Konstruktion wahrscheinlich ganz rißfrei geblieben wäre, wenn eine entsprechende Verstärkung an den Übergängen von den Platten zu den Rippen vorhanden gewesen wäre. Es fehlen auch die sonst in der Praxis allgemein zur Verwendung kommenden Bügel, und die Verankerung an den Enden ist keine ganz feste. Trotzdem haben sich die großen Risse nur an den Übergängen von Platte zu Balken ergeben, die Scherfestigkeit des Betons überwunden zu sein scheint.

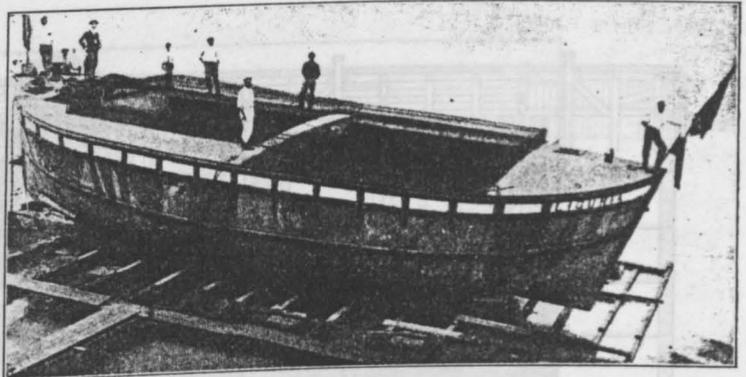


Fig. 4a.

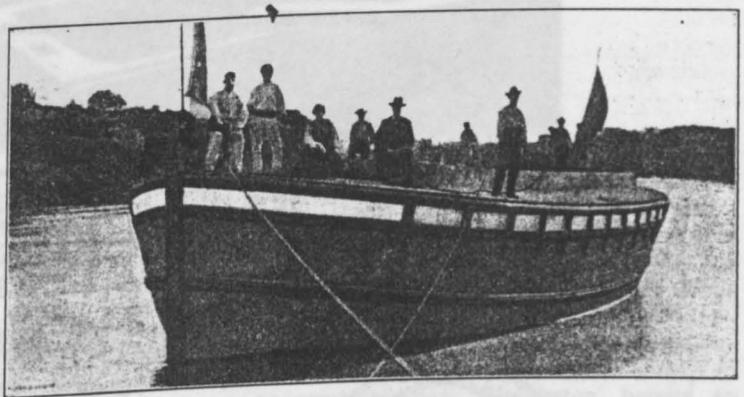


Fig. 4b.

Die „Liguria“, 17,4 m lang (150 Tonnen).

Von Interesse ist ein neues Anwendungsgebiet des armierten Betons. Die englische Zeitschrift „Concrete and Constructional Engineering“ berichtet über die Ausführung von Barken und Schleppbooten aus armiertem Beton, welche von der Firma Gabellini an dem Tiber gebaut werden. Ein Beispiel davon ist in Fig. 4a und 4b zu ersehen. Die „Liguria“ ist eine Barke von 150 t, und ist 17,4 m lang. Sie wurde bereits im Jahre 1905 gebaut und hat sich schon auf größeren Fahrten sehr gut bewährt. Die Vorteile dieser

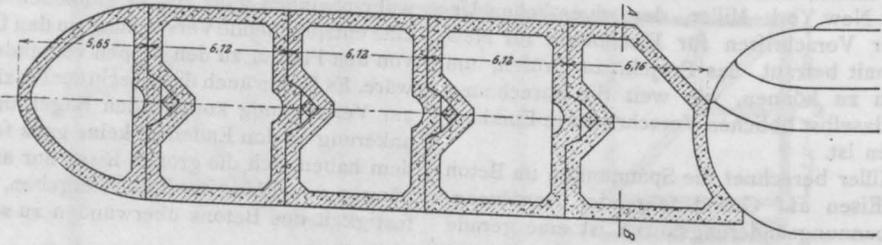


Fig. 5 a. Grundriß.

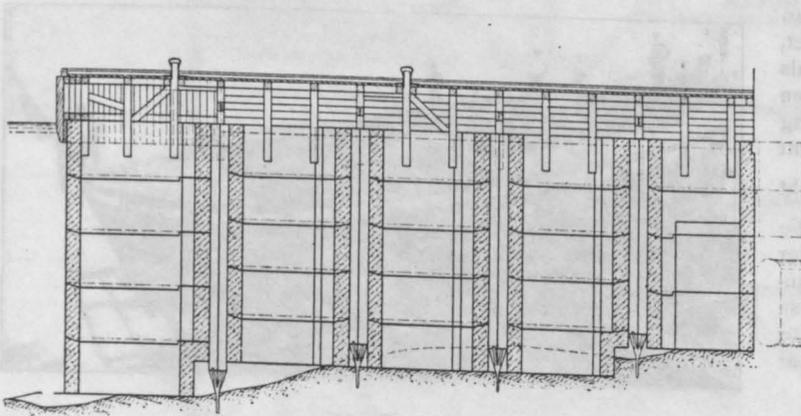


Fig. 5 b. Längsschnitt.

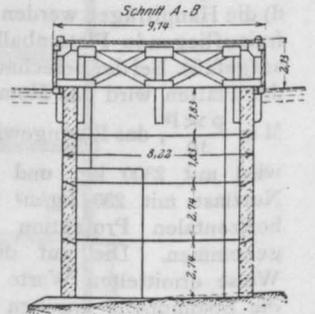


Fig. 5 c. Querschnitt A-B.

Fig. 5. Manchester Schiffskanal. Leitdamm und Anordnung der Caissons.

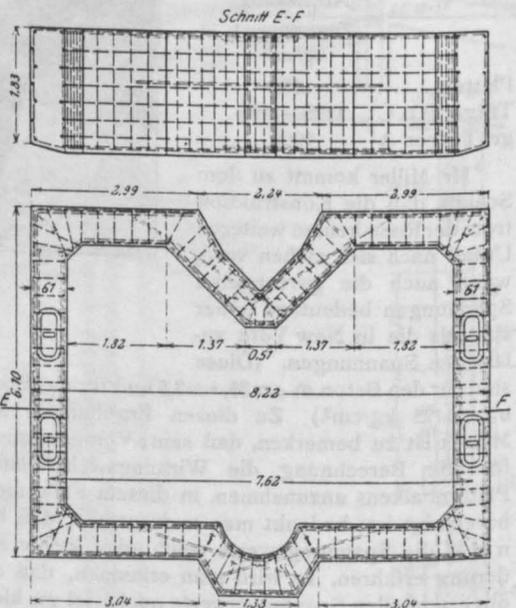
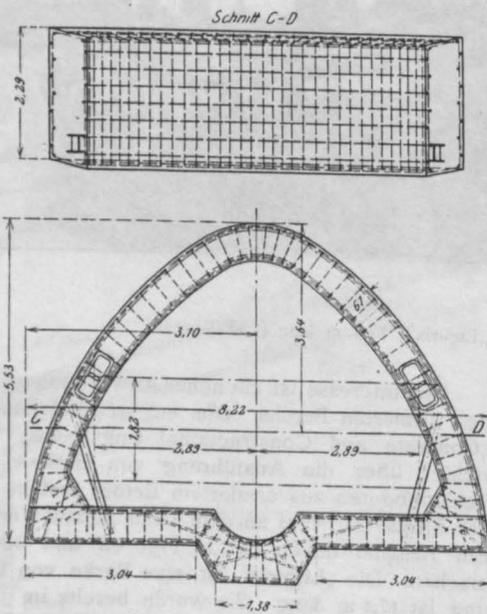


Fig. 6. Details der Caissons.

Eisenbetonbarken sind leicht einzusehen. Ihre Herstellung kann sehr rasch erfolgen, weil ihre Konstruktion viel einfacher ist als z. B. die der Holzbarken. Außerdem sind sie feuersicher, und wegen ihrer glatten Oberfläche ist der Wasserwiderstand ein geringerer. Eine vergleichende Berechnung der Barken aus Eisenbeton und aus Stahl ergab, daß erstere um die Hälfte billiger sind, und daß deren Erhaltungskosten ein Viertel derjenigen von Stahlbarken betragen. Eine im Jahre 1906 von der italienischen Regierung bestellte 100-t-Barke wurde in dem Hafen von Spezia

armierten Betoncaissons, welche mit Schiffen an ihre Verwendungsstelle gefloßt wurden (s. Fig. 7). Die Details dieser Caissons sind aus Fig. 6 zu sehen. Die Art und Weise, wie sie miteinander verbunden sind, ergibt sich aus Fig. 5; es sei nur darauf hingewiesen, daß vorher eingerammte Eisenbetonpfähle die Lage der Caissons festlegten. Die Herstellung der Caissons geschah derart, daß der Beton in Schichten von 10 bis 15 cm eingebracht und gerammt wurde. Die Mischung des Betons war: 0,764 m<sup>3</sup> Kies, 0,382 m<sup>3</sup> Sand und 6 Ztr. Zement; der Steinschlag wurde vorher sorg-

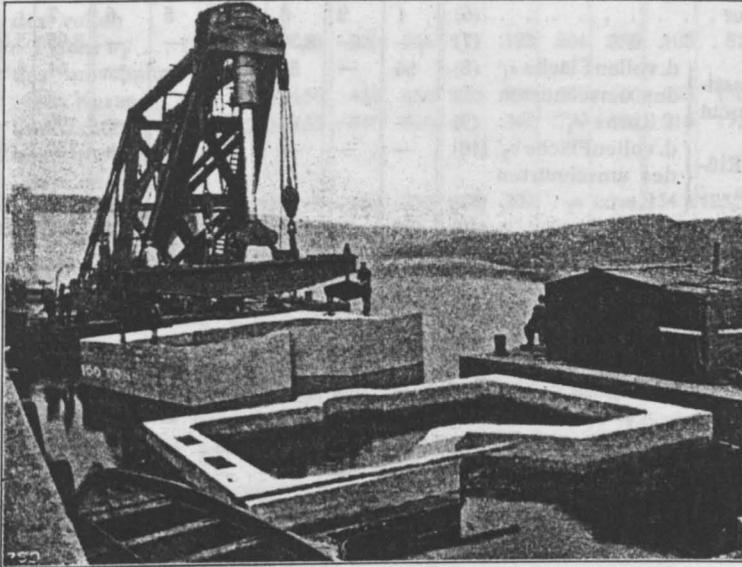


Fig. 7. Einbringen der Caissons.

geprüft; die Resultate waren so günstig, daß weitere 4 Barken sofort nachbestellt wurden.

Schließlich sei noch auf ein anderes Verwendungsgebiet des Eisenbetons hingewiesen, über welches der Chefindingenieur W. H. Hunter vom Bau des Manchester Ship Canal in der vorerwähnten Zeitschrift berichtet. Bei dem Bau der Irlamschleuse sollte ein Leitdamm hergestellt werden. Die Verhältnisse erforderten eine Arbeit von großer Haltbarkeit, welche zugleich den Kanalverkehr so wenig wie möglich hindern sollte. Man entschloß sich, diese ganze Ausführung aus armiertem Beton zu machen, und die beigefügten Fig. 5 und 6 zeigen nicht nur die Gesamtanordnung, sondern auch die Einzelheiten der Konstruktion. Der Leitdamm besteht in der Form aus einer Anzahl von

fältig gereinigt, und die größten Stücke hatten einen Durchmesser von 2,5 cm. Das Gewicht der Caissons betrug 74 bis 100 t, je nach der Größe und der Lage.

Durch die wenigen angeführten typischen Beispiele sollte nur gezeigt werden, welche neuen Verwendungsgebiete dem Eisenbeton bereits erschlossen sind. Soll er aber auch dort Anwendung finden, wo man sich bisher scheute, ihn einzuführen, so kann dies nur dadurch erreicht werden, daß die wissenschaftlichen Untersuchungen in dem Maße fortgeführt werden, wie es bisher der Fall war; andererseits darf nicht unterlassen werden, auf Fehler oder Mängel hinzuweisen. In diesem Sinne soll in den folgenden Nummern der Zeitschrift die Rundschau geführt werden.

ÜBER DIE UNTERSUCHUNG DER EIGENSCHAFTEN DES UMSCHNÜRTEBETONS IM ZUSAMMENHANG MIT DER ANWENDUNG FÜR FACHWERK-TRÄGER.

Prof. Ing. N. M. Abramoff,

Vorsteher der Materialprüfungsanstalt am Donschen Polytechnikum in Nowotscherkassk (Südrussland).

(Schluß von Seite 98.)

Tabelle 2. Zusammengestellte Ergebnisse der Untersuchung der Druckfestigkeit des umschnürten Betons.

Bezeichnung der Probekörper (vgl. Tab. 1) . . . (1)	B				A. B.		K <sub>3</sub>					
	—				0,85		0,85					
Metallquantität in Prozenten vom { Längsstäbe. (2) Volumen des umschnürten Kerns { Umwicklung (3)	—				—		1,52 (1,54)					
Alter der Probekörper . . . . . (4)	7 Tage		1 Monat		7 Tage		7 Tage		1 Monat		6 Monate	
Art der Betonierung . . . . . (5)	st.	geg.	st.	geg.	st.	geg.	st.	geg.	st.	geg.	st.	geg.
Nummern der Probekörper . . . . . (6)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Spezifisches Gewicht . . . . . (7)	—	—	2,30	2,24	—	—	3,95	5,00	3,11	2,10	2,32	2,23
Die Spannung bei der Elastizitätsgrenze in kg pro qcm { d. vollen Fläche $\sigma_1'$ (8) des umschnürten Kerns $\sigma_1$ . . . (9)	56	—	50	30	—	—	61	—	94	56,5	129	61
	—	—	—	—	—	—	100	—	150	90	210	100
Die Spannung bei der Ribbildung in kg pro qcm. { d. vollen Fläche $\sigma_2'$ (10) des umschnürten Kerns $\sigma_2$ . . . (11)	—	—	—	—	—	—	122	106	156	119	276	178
	—	—	—	—	—	—	200	151	250	190	450	300
Druckfestigkeit bei Zerstörung in kg pro qcm. . . { beobachtet $\sigma_3$ . . (12) berechnet nach der Considèrenschen Formel . . (13)	103	74	203	152	115	86	220	155	397	262	690	530
	—	—	—	—	124	95	212	183	312	261	—	—
Druckfestigkeit in kg pro qmm des eisernen Probekörpers vom Gewicht gleich einem Probekörper aus umschnürtem Beton . . . (14)	—	—	6,93	5,32	—	—	—	—	—	—	23,32	18,66
Verhältnis $\sigma_1 : \sigma_2$ . . . . . (15)	—	—	—	—	—	—	0,50	—	0,60	0,47	0,47	0,33
Verhältnis $\sigma_1 : \sigma_3$ . . . . . (16)	0,54	—	0,25	0,20	—	—	0,45	—	0,38	0,34	0,30	0,19
Verhältnis $\sigma_2 : \sigma_3$ . . . . . (17)	—	—	—	—	—	—	0,91	0,97	0,63	0,73	0,65	0,57
Hierzu Abbildung . . . . . (18)	—	—	—	I	II	—	—	—	III	IV	—	—

Bezeichnung der Probekörper (vgl. Tab. 1) . . . (1)	K <sub>2</sub>						K <sub>1</sub>							
	0,85						0,85							
Metallquantität in Prozenten vom { Längsstäbe. (2) Volumen des umschnürten Kerns { Umwicklung (3)	0,74 (0,76)						0,60							
Alter der Probekörper . . . . . (4)	7 Tage		1 Monat		6 Monate		15 Tage		2 Mon.		1 Monat		6 Monate	
Art der Betonierung . . . . . (5)	st.	geg.	st.	geg.	st.	geg.	st.	geg.	st.	geg.	st.	geg.	st.	geg.
Nummern der Probekörper . . . . . (6)	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
Spezifisches Gewicht . . . . . (7)	—	—	2,26	2,20	2,26	2,24	—	—	2,26	2,20	2,31	2,21	—	—
Die Spannung bei der Elastizitätsgrenze in kg pro qcm { d. vollen Fläche $\sigma_1'$ (8) des umschnürten Kerns $\sigma_1$ . . . (9)	—	—	88	55	84	62	—	78	70	79	86	67	—	—
	—	—	150	90	140	110	—	130	120	130	140	110	—	—
Die Spannung bei der Ribbildung in kg pro qcm. { d. vollen Fläche $\sigma_2'$ (10) des umschnürten Kerns $\sigma_2$ . . . (11)	104	79	130	103	273	204	148	155	159	139	245	213	—	—
	170	137	220	180	450	400	245	260	270	230	400	350	—	—
Druckfestigkeit bei Zerstörung in kg pro qcm. . . { beobachtet $\sigma_3$ . . (12) berechnet nach der Considèrenschen Formel . . (13)	188	147	359	226	650	570	275	340	368	290	530	480	—	—
	159,5	130,5	259,5	208,5	—	—	—	—	247,5	193,5	—	—	—	—
Druckfestigkeit in kg pro qmm des eisernen Probekörpers vom Gewicht gleich einem Probekörper aus umschnürtem Beton . . . (14)	—	—	12,46	8,07	22,56	19,95	—	—	12,77	10,35	17,95	17,04	—	—
Verhältnis $\sigma_1 : \sigma_2$ . . . . . (15)	—	—	0,68	0,53	0,31	0,28	—	0,50	0,44	0,56	0,35	0,31	—	—
Verhältnis $\sigma_1 : \sigma_3$ . . . . . (16)	—	—	0,42	0,40	0,21	0,19	—	0,40	0,33	0,44	0,26	0,23	—	—
Verhältnis $\sigma_2 : \sigma_3$ . . . . . (17)	0,90	0,93	0,61	0,75	0,69	0,70	0,89	0,76	0,73	0,79	0,75	0,73	—	—
Hierzu Abbildung . . . . . (18)	—	—	V	VI	VII	VIII	—	—	—	IX	X	—	—	—



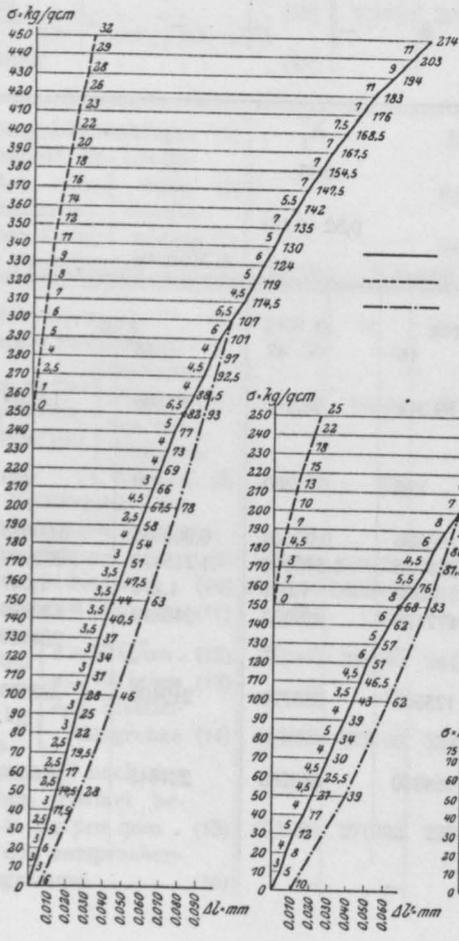
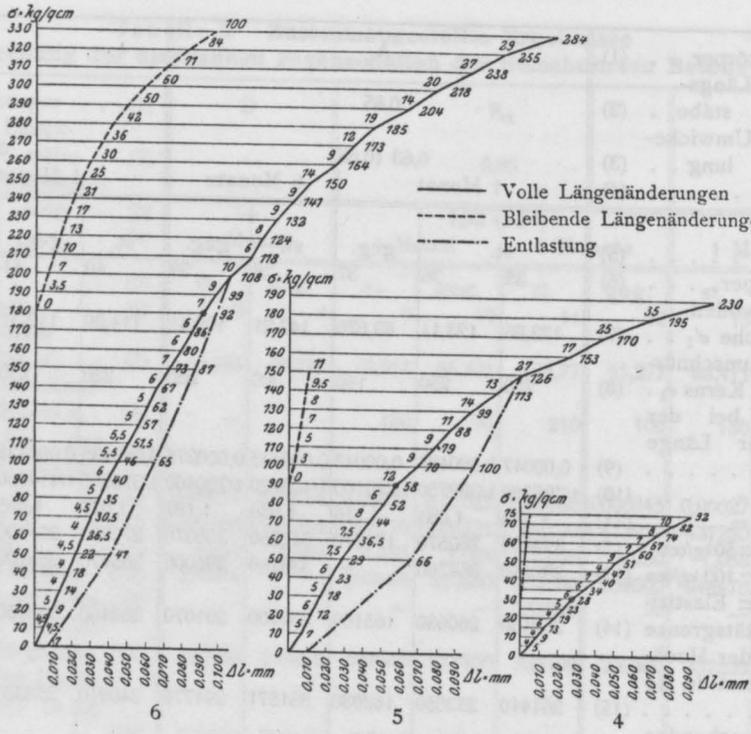
Tabelle 3. Zusammengestellte Ergebnisse der Untersuchung der elastischen Eigenschaften des umschnürten Betons bei Druck.

Bezeichnung der Probekörper . . . (1)	B		K <sub>3</sub>				K <sub>2</sub>			
	Metallquantität in Pro- zenten vom Volumen des umschnürten Kerns . . . . . (2)		0,85				0,85			
Alter der Probekörper . . . . . (4)	1 Monat		1,52 (1,54)		6 Monate		0,74 (0,76)		6 Monate	
	st.	geg.	st.	geg.	st.	geg.	st.	geg.	st.	geg.
Art der Betonierung . . . . . (5)	3	4	9	10	11	12	15	16	17	18
Nummern der Probekörper . . . . . (6)										
Die Spannung bei der Elastizitätsgrenze in kg pro qcm . . . . . (7)	50,984	30,722	93,811	56,421	128,77	61,277	88,411	54,544	84,458	56,122
Relative Verkürzung bei der Elastizitätsgrenze der Länge l = 200 mm ε . . . . . (9)	0,00017	0,00014	0,00034	0,00027	0,00036	0,000245	0,00027	0,00029	0,00028	0,000215
Koeffizienten in der Formel ε = α σ <sup>m</sup> . . . . . (10)	1/357160	1/259340	1/364116	1/302521	1/364130	1/515920	1/437220	1/270460	1/385880	1/320670
Elastizitätsmodul bei der Spannung in kg pro qcm . . . . . (12)	290280	—	293630	213580	357080	209800	348470	190200	317330	264740
Elastizitätsmodul nach der Hook-schen Formel berechnet in kg pro qcm . . . . . (15)	299910	219450	275940	208970	355260	250115	327470	188120	301641	261040
Nummer der entsprechenden Diagramme . . . . . (16)	1	4	2	—	—	—	—	5	—	—

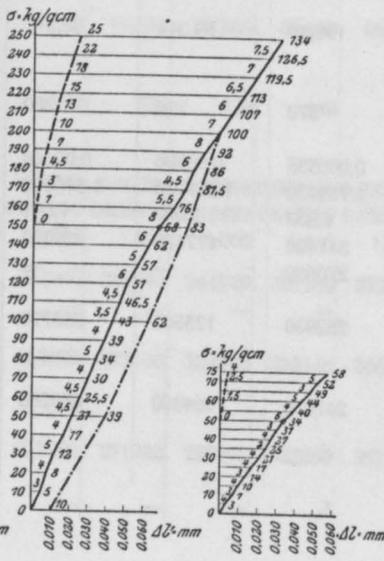
Bezeichnung d. Probekörper (1)	K <sub>1</sub>					A' <sub>2</sub>					
	0,85					0,85					
Alter der Probekörper . . . (4)	2 Monate		1 Monat		6 Monate		0,59 (0,54)		6 Monate		
	geg.	st.	geg.	st.	geg.	st.	geg.	st.	geg.	st.	
Art der Betonierung . . . . . (5)	20	21	22	23	24	27	28	29	30	31	32
Nummern der Probekörper (6)											
Die Spannung bei der Elastizitätsgrenze in kg pro qcm . . . . . (7)	77,658	70,694	78,669	85,649	66,982	125,66	125,43	76,812	88,643	141,54	93,765
Relative Verkürzung bei der Elastizitätsgrenze der Länge l = 200 mm ε . . . . . (9)	0,00028	0,00026	0,00035	0,000265	0,000185	0,000475	0,000405	0,000145	0,00046	0,000415	0,000365
Koeffizienten in der Formel ε = α σ <sup>m</sup> . . . . . (10)	1/299910	1/525460	1/315420	1/612230	1/450960	1/332730	1/344680	1/254000	1/244810	1/398150	1/388550
Elastizitätsmodul bei der Spannung in kg pro qcm . . . . . (12)	271960	289940	241740	351280	372230	285650	336670	184300	211000	362410	274310
Elastizitätsmodul nach der Hook-schen Formel berechnet in kg pro qcm . . . . . (15)	277330	271920	228190	323260	362460	265950	309830	172850	192710	341561	251999
Nummer der entsprechenden Diagramme . . . . . (16)	—	—	—	7	—	—	3	—	6	—	—

Bezeichnung der Probekörper . . . (1)	$A''_2$					$A'_1$				
	Längsstäbe . . . (2)		Umwicklung . . . (3)			1 Monat		6 Monate		
Metallquantität in Pro- zenten vom Volumen des umschnürten Kerns . . . . .	0,85		0,63 (0,65)			0,50 (0,45)				
Alter der Probekörper . . . . . (4)	1 Monat		6 Monate			1 Monat		6 Monate		
Art der Betonierung . . . . . (5)	st.	geg.	st.	geg.	st.	geg.	st.	geg.	geg.	
Nummern der Probekörper . . . . (6)	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44
Die Spannung bei der vollen Elastizitätsgrenze in kg pro qcm . . . . .	Fläche $\sigma'_1$ . . . (7)		des umschnür- ten Kerns $\sigma_1$ . . . (8)							
	122,86	123,11	69,676	147,21	109,41	114,30	112,31	55,486	122,91	89,646
Relative Verkürzung bei der Elastizitätsgrenze der Länge $l = 200 \text{ mm } \epsilon$ . . . . . (9)	0,00047	0,000485	0,00043	0,000445	0,000375	0,000435	0,000435	0,000315	0,000315	0,00031
Koeffizienten in der Formel $\epsilon = \alpha \sigma^m$ . . . . . (10)	$\alpha$ . . . . . (11)		$m$ . . . . . (12)							
	1,225	1,084	1,116	1,039	1,187	1,077	1,095	1,085	1,139	1,202
Elastizitätsmodul bei der Spannung in kg pro qcm . . . . .	$\sigma = 50 \text{ kg/qcm}$ (13)		$\sigma = 100 \text{ kg/qcm}$ (14)							
	329800	280570	171570	348060	336970	279700	284400	184450	446800	331170
Elastizitätsmodul nach der Hook- schen Formel berechnet in kg pro qcm . . . . . (15)	$\sigma_1 = \text{Elastizi-}$ tätsgrenze . . . . . (16)									
	269400	260630	165100	333700	291070	262460	263750	182830	384280	294320
261410	253850	162030	331571	291776	240910	258330	176150	390307	292980	
Nummer der entsprechenden Diagramme . . . . . (16)	—		8		—		—		—	

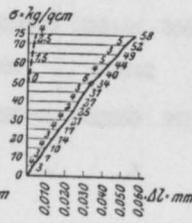
Bezeichnung der Probekörper . . . (1)	$A''_1$				
	Längsstäbe (2)		Umwicklung . . . (3)		
Metallquantität in Pro- zenten vom Volumen des umschnürten Kerns . . . . .	0,85		0,52 (0,48)		
Alter der Probekörper . . . . . (4)	1 Monat		6 Monate		
Art der Betonierung . . . . . (5)	st.	geg.	st.	geg.	
Nummern der Probekörper . . . . (6)	45	46	47	48	47
Die Spannung bei der vollen Elastizitätsgrenze in kg pro qcm . . . . .	Fläche $\sigma'_1$ (7)		des um- schnürten Kerns $\sigma_1$ . . . (8)		
	132,49	59,344	98,217	79,685	123,89
Relative Verkürzung bei der Elasti- zitätsgrenze der Länge $l = 200 \text{ mm } \epsilon$ (9)	0,000535	0,00036	0,00028	0,000355	0,00055
Koeffizienten in der Formel $\epsilon = \alpha \sigma^m$ . . . . . (10)	$\alpha$ . . . . . (11)		$m$ . . . . . (12)		
	1,789730	1,227070	1,540090	1,715470	1,278900
Elastizitätsmodul bei der Spannung in kg pro qcm . . . . .	$\sigma = 50 \text{ kg/qcm}$ (13)		$\sigma = 100 \text{ kg/qcm}$ (14)		
	317400	177470	378320	248810	232590
Elastizitätsmodul nach der Hook- schen Formel berechnet in kg pro qcm . . . . . (15)	$\sigma_1 = \text{Elastizi-}$ tätsgrenze . . . . . (16)				
	252930	175560	355770	219400	222370
247670	164850	350780	224845	225270	
Nummer der entsprechenden Dia- gramme . . . . . (16)	—		—		—



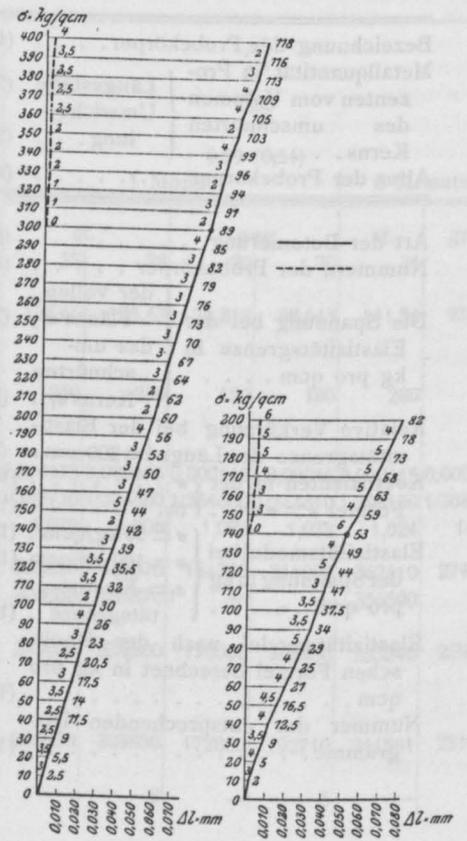
3



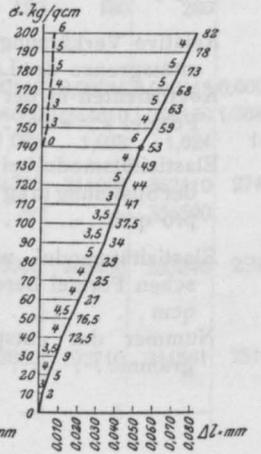
2



1



8



7

Tabelle 4.

**Zusammengestellte Ergebnisse über Biegezugfestigkeit des umschnürten Betons.**

Gegossener Beton. Alter der Probekörper 1 Monat. Spannweite  $l = 1000$  m.

Bezeichnung der Probekörper . . . . . (1)	$K_3$	$K_2$	$A'_2$	$A''_2$	$A'_1$	$A''_1$
Metallquantität in Pro- zenten vom Volumen des umschnürten Kerns	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
Längsstäbe . . . . . (2)						
Umwick- lung . . . . . (3)	1,52	0,74	0,59	0,63	0,50	0,52
Gewicht des cbcm in Gramm (g) . . . . . (4)	2,40	2,39	2,40	2,41	2,39	2,38
Dimensionen des Querschnittes (Breite a, Höhe b) . . . . . (5)	$a = 12,27$ $b = 12,68$	$a = 12,22$ $b = 13,08$	$a = 14,24$ $b = 14,70$	$a = 14,23$ $b = 14,25$	$a = 14,20$ $b = 14,60$	$a = 14,00$ $b = 14,25$
Spannung in kg pro qcm	Elastizitäts-					
nach Formel $\sigma = \frac{6M}{ab^2}$	grenze $\sigma_1$ . . . . . (6)					
entsprechende . . . . .	Rißbildung $r_2$ . . . . . (7)					
	Druck $\sigma_3$ . . . . . (8)					
	Elastizitäts-					
	grenze $f_1$ . . . . . (9)					
Durchbiegung in mm bei	Rißbildung $f_2$ (10)					
	Druck $f_3$ . . . . . (11)					
Verhältnis von Elastizitätsgrenze zur Last bei Rißbildung $P_1:P_2$ . . . . . (12)	0,55	0,62	0,66	0,69	0,63	—
Verhältnis von Elastizitätsgrenze zur Bruchlast $P_1:P_3$ . . . . . (13)	0,50	0,52	0,55	0,60	0,50	—
Verhältnis von Last bei Rißbildung zur Bruchlast $P_2:P_3$ . . . . . (14)	0,90	0,85	0,83	0,86	0,80	—
Bruchkoeffizient bei Biegung nach Formel $K = \frac{P_3 l}{a b^3}$ . . . . . (15)	25,34	22,71	29,25	25,95	23,12	22,24

3. Allgemeine Bemerkungen und Erläuterungen der Resultate der Biegezugversuche von Probekörpern aus umschnürtem Beton.

Der Prüfung auf Biegung unterlagen Probekörper aus umschnürtem Beton nach dem Considèreschen System mit Draht von 3,3 mm und 2 mm Stärke und nach dem Abramoffschen System mit 2 und 1,6 mm starkem Draht. Die Umschnürungsmethode war eine gleiche wie bei den Druckprobekörpern, wobei auch die Prozentzahl der Metallmenge nicht verändert wurde. Aus diesem Grunde sind die Probekörper auch hier mit demselben Zeichen wie die Druckprobekörper versehen. Die Länge aller Probekörper war gleich 1,500 m; die Meßstrecke war bei den Versuchen gleich 1,000 m angenommen. Die Prüfung wurde nur an sechs Probekörpern ausgeführt.

Die Prüfungen wurden mit einer 100 Tonnen-Werder-Maschine ausgeführt. Für die Bestimmung der Durchbiegung bediente man sich des Bauschingerschen Hebelapparates, dessen Genauigkeit  $\frac{1}{250}$  mm beträgt.

Es sei bemerkt, daß alle Probekörper aus gegossenem Beton hergestellt und nach einmonatlicher Erhärtungsdauer geprüft wurden.

Einige zusammengestellte Ergebnisse über Biegezugfestigkeit des umschnürten Betons, System Considère und Abramoff, sind in der Tabelle 4 gegeben.

Kapitel IV.

Hauptfolgerungen und Schlüsse aus den Versuchsergebnissen.

Die aus den Versuchen sich ergebenden Schlüsse sind im wesentlichen folgende:

Die Anwesenheit einer Umschnürung übt einen großen Einfluß auf die Betonfestigkeit aus und äußerlich zeigt sich dieses im Charakter der Betonzerstörung.

Ein nichtarmerter Beton oder ein Beton mit Längsarmatur wird momentan zerstört; auf seiner Oberfläche werden keine die Gefährlichkeit vorausbestimmende Merkmale wahrgenommen und

die Bildung des ersten Risses fällt mit dem Zerstörungsmoment zusammen. Hierbei zerfallen die Probekörper in zwei Pyramiden, deren Spitzen gegen einander gerichtet sind. Die Umschnürung verhindert das Zerfallen des Probekörpers in Stücke. Die charakteristischen Pyramiden können sich nur in dem Falle bilden, wenn die Armatur zerplatzt. Hierbei ist zu bemerken, daß die Stücke des zerstörten nicht armierten Betons unfähig sind, einer wiederholten Belastung zu widerstehen; wenn aber der zerstörte Probekörper aus umschnürtem Beton nach einiger Zeit wieder dem Druck ausgesetzt wird, so zeigt derselbe die gewöhnliche, ziemlich hohe Festigkeit. In gleicher Weise zeigt auch ein von der Umschnürung befreiter Betonwürfel eine genügende Druckfestigkeit.

Druckfestigkeit der Probekörper die Metallquantität (Considèresche Umwindung) auf rund 1,5% und (Abramoffsche Umwindung) 0,6%.

Der Einfluß der Umschnürung zeigt sich auch in der Erhöhung der Grenze für das Auftreten von bleibenden Deformationen. Bei der Umschnürung Considères ist diese Grenze ungefähr 3 mal, bei meiner aber 4,5 mal höher, als für einfachen Beton.

Die der Reißbildung entsprechende Last ist nicht von der Art der Umschnürung abhängig, sondern nur von der Stärke der die Armierung umgebenden äußeren Schicht. Man soll bestrebt sein, der Schicht eine solche Dicke zu geben, daß das Verhältnis zwischen der die Reißbildung hervorrufenden

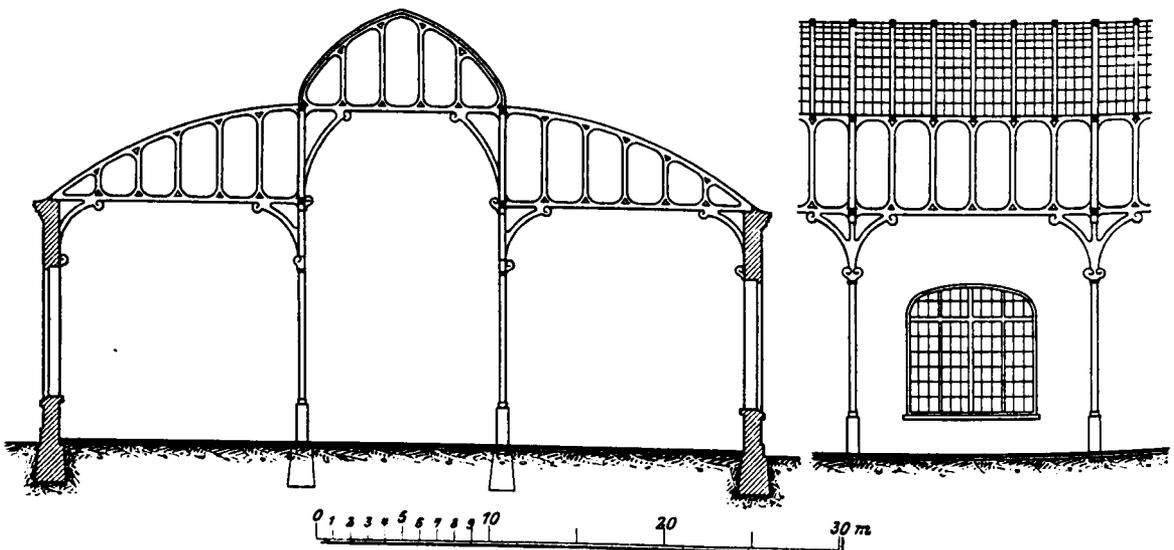


Fig. 7. Projekt einer Dachkonstruktion (nach Vierendeel) ausgeführt von Abramoff und Bogdanoff, Petersburg.

Die Umschnürung übt auf die Betonfestigkeit nur so lange einen Einfluß aus, als dieselbe die Elastizitätsgrenze des Metalls der Umschnürung nicht übersteigt.

Zu den Zahlenwerten übergehend, kann auf Grund der Versuchsergebnisse der Schluß gezogen werden, daß die Druckfestigkeit des umschnürten Betons im Durchschnitt diejenige eines gewöhnlichen nicht armierten Betons wenigstens zweimal übersteigt. Im einzelnen erhöht sich die Festigkeit bei der spiralförmigen Umwindung nach Considère:

bei gestampftem Beton um das rund 1,85 fache  
 „ gegossenem „ „ „ „ 1,75 „  
 bei der Umwindung nach Abramoff:

bei gestampftem Beton um das rund 2,35 fache  
 „ gegossenem „ „ „ „ 1,80 „

Wenn man beide Armierungsarten untereinander vergleicht, so stellt sich bei einer gleichen

Last und der zerstörenden Last in den Grenzen von 0,75 bis 0,85 bleibt.

Vergleicht man die Spannungswerte bei der Zerstörung, die unmittelbar beobachtet und nach der oben angeführten Considèreschen Formel berechnet sind, so zeigt sich, daß die Versuchsergebnisse die Considèresche Formel nicht rechtfertigen.

Der Koeffizient, von Considère gleich 2,4 angenommen, stellt sich nach unseren Versuchen für Considèresche Probekörper auf ungefähr 4,6, für unsere Umschnürung ist dieser Wert im Mittel gleich 15 bei Stampfbeton und 6,3 bei gegossenem Beton.

Andererseits bestätigten unsere Versuchsergebnisse eine andere Considèresche Behauptung, daß die Festigkeit der Probekörper aus umschnürtem Beton gleich sein kann der Festigkeit dem Gewichte nach gleicher eiserner Probekörper.

Die Prüfungsergebnisse der elastischen Eigenschaften des umschnürten Betons sind folgende:

Die Umschnürung vergrößert den relativen elastischen Druck, und zwar für Stampfbeton in höherem Maße, als für gegossenen.

Bei meiner Umschnürung ist die relative Längenänderung größer als bei der Considèreschen.

Mit der Verlängerung der Erhärtungsdauer des Betons verringert sich die Größe der relativen elastischen Formänderungen.

Die Considèresche Umwindung erhöht die elastische Formänderung 1,06 mal, meine Umschnürung 1,22 mal.

Was die Koeffizienten  $\alpha$  und  $m$  in der Formel des Dehnungsgesetzes betrifft, so sind die Werte  $\alpha$  und  $m$  für gegossenen Beton größer als für gestampften, und sie verringern sich mit der Erhöhung der Erhärtungsdauer. Ein gegossener Beton weicht vom Hookschen Dehnungsgesetze mehr ab als ein gestampfter ebenso bei gleicher Betonqualität mit Abnahme der Erhärtungsfrist. Die durchschnittlichen Zahlenwerte für  $\alpha$  und  $m$  sind wie folgt:

Tabelle 5.

Art der Umwindungen	Erhärtungsdauer	Beton	$\alpha$	$m$
nach				
Considère	1 Monat	Stampfbeton	1:421 466	1,072
"	1 "	geg. Beton	1:296 134	1,082
"	6 "	Stampfbeton	1:414 541	1,066
"	6 "	geg. Beton	1:407 499	1,079
Abramoff	1 "	Stampfbeton	1:431 940	1,060
"	1 "	geg. Beton	1:250 640	1,077
"	6 "	Stampfbeton	1:485 269	1,051
"	6 "	geg. Beton	1:448 137	1,068

Aus dieser Tabelle ist deutlich zu ersehen, daß bei unserer Armierungsart der Beton über einen höheren Elastizitätsgrad verfügt und vom Hookschen Dehnungsgesetz weniger abweicht (das ist auch aus den Diagrammen deutlich zu ersehen).

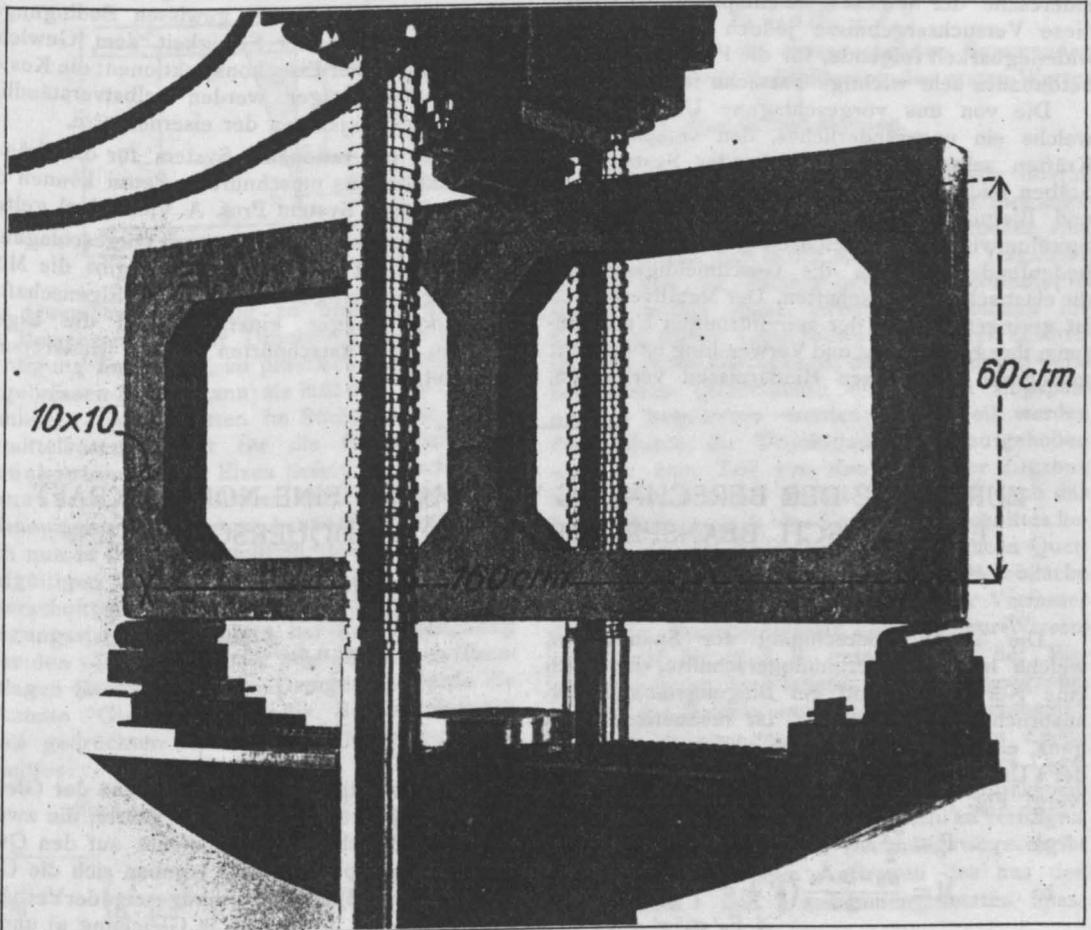


Fig. 8. Untersuchungen mit Arkadenträger.

Die Werte des Elastizitätsmoduls nach der Hookschen Formel und nach der Formel  $\epsilon = \alpha \sigma^m$  für die dem Auftreten von bleibenden Formänderungen entsprechenden Spannungen vergleichend, sehen wir, daß man den umschnürten Beton ohne großen Fehler als ein dem Hookschen Dehnungsgesetz folgendes Material annehmen kann. Es ist selbstverständlich, daß eine solche Zulassung die Berechnungen bedeutend vereinfachen wird.

In Bezug auf die Resultate der Biegeversuche kann man bemerken, daß in diesem Falle die Rißbildung gar nicht ungefährlich ist, weil nicht nur die äußere die Umschnürung bedeckende Betonschicht, sondern auch der Kern zerstört wird, da die Risse senkrecht zur Achse des Stabes gerichtet sind.

#### Zusammenfassung.

Obgleich unsere Versuche uns nicht die Möglichkeit geben, eine Festigkeitstheorie des umschnürten Betons aufzustellen, welche mehr als die Considèresche der Wirklichkeit entspricht, so stellen diese Versuchsergebnisse jedoch mit einer Unwiderlegbarkeit folgende, für die Praxis des Eisenbetonbaues sehr wichtige Tatsache fest:

Die von uns vorgeschlagene Umschnürung, welche ein unveränderliches, den verschiedenen Kräften selbständig widerstehendes System von Stäben bildet, gibt dem Beton eine höhere Druck- und Biegefestigkeit als die Considèresche Spiralumwindung. Gleichzeitig vermehrt sie in bedeutenderem Maße die Geschmeidigkeit und die elastischen Eigenschaften. Der Metallverbrauch ist geringer als bei der spiralförmigen Umschnürung, ihre Herstellung und Verwendung ist mit weit geringeren praktischen Hindernissen verbunden.

Es war dem Verfasser dieses Aufsatzes in Gemeinschaft mit dem Architekten N. I. Bogdanoff möglich, für eine Konkurrenz eine feuerfeste Bedeckung eines Maschinengebäudes auszuarbeiten, wobei die Eisenbetonträger nach dem Arkadensystem Prof. A. Vierendeels projektiert waren. Es war bei diesem Bau die Bedingung gestellt, die Eindeckung möglichst leicht zu machen, mit einem Oberlichte für die Beleuchtung des Gebäudes zu sorgen, den Raum möglichst wenig durch Säulen zu beengen und dem Inneren ein wohlgefälliges Äußeres zu geben. Auf der Figur 7 sind die Längs- und Querschnitte an der Gebäudeachse gezeigt.

Wie schon oben gesagt, haben wir außerdem einen kleinen Arkadenträger mit umschnürtem Beton unseres Systems gebaut (Fig. 8). In letzterer Zeit unterwarfen wir denselben einer Reihe von Untersuchungen. Die Ergebnisse sollen später veröffentlicht werden; sie bestätigten die früheren Resultate und lassen sich in folgenden drei Punkten zusammenfassen.

1. Der umschnürte Beton erscheint als ein vollständig geeignetes Material für den Bau von Fachwerkträgern, weil die Festigkeit der letzteren bei diesem Material bei gewissen Bedingungen gleich sein kann der Festigkeit dem Gewichte nach fast gleicher Eisenkonstruktionen; die Kosten der Eisenbetonträger werden selbstverständlich geringer als diejenigen der eisernen sein.

2. Als ein rationelles System für die Trägerkonstruktion aus umschnürtem Beton können die Arkadenträger System Prof. A. Vierendeel gelten.

3. Die Anwendung der von mir vorgeschlagenen Einrichtungsart der Umschnürung gibt die Möglichkeit gleichzeitig alle vorteilhaften Eigenschaften der Arkadenträger einerseits und die Eigenschaften des umschnürten Betons andererseits auszunutzen.

/

## ZUR FRAGE DER BERECHNUNG VON DURCH EINE NORMALKRAFT EXZENTRISCH BEANSPRUCHTEN VERBUNDQUERSCHNITTEN.

Von Professor M. Foerster (Dresden).

Die genaue Berechnung der Spannungen, welche in einem Verbundquerschnitte, der durch eine Normalkraft und ein Biegemoment beansprucht wird, auftreten, ist rechnerisch nicht ganz einfach durchzuführen. Zur Bestimmung der 4 Unbekannten  $x$ ,  $\sigma_b$ ,  $\sigma_e'$  und  $\sigma_e$ , ergeben sich (vergl. Fig. 1) die vier bekannten Gleichungen:

$$a) \dots P = \frac{\sigma_b}{2} \cdot b \cdot x + F_e' \sigma_e' - F_e \sigma_e$$

$$b) \dots M = \frac{\sigma_b \cdot b \cdot x}{2} \left( e' + c' - \frac{x}{3} \right) + F_e' \sigma_e' e' + F_e \sigma_e e$$

$$c) \dots \sigma_e = n \sigma_b \frac{e + e' + c' - x}{x}$$

$$d) \dots \sigma_e' = n \sigma_b \frac{x - c'}{x}$$

Während die erste Beziehung aus der Gleichheit der inneren und äußeren Kräfte, die zweite aus der Beziehung der Momente auf den Querschnittsschwerpunkt folgt, ergeben sich die Gleichungen c) und d) aus dem Grundgesetze der Verbundkonstruktionen. Fügt man in Gleichung a) und b)

die Werte von  $\sigma_e$  und  $\sigma_e'$  aus den Beziehungen c) und d) ein, und setzt in ihnen die Werte von  $\sigma_b$  einander gleich, so ergibt sich schließlich zur Bestimmung von  $x$  ein Ausdruck in Form einer, bei dem hier vorliegenden allgemeinen Falle recht verwickelten cubischen Gleichung. Obwohl deren Lösung zweckmäßig durch Probieren gefunden wird, so stellt sie doch immerhin eine recht erhebliche Rechnungserschwerung dar, die um so weniger angebracht erscheint, als die ganze analytische Behandlung der Verbundkonstruktionen nur auf — zum Teil wenig zutreffenden — Voraussetzungen beruht. Es kann deshalb nicht wundernehmen, daß gerade die Lösung der vorliegenden Aufgabe auf einem mehr oder weniger wahrscheinlichen Näherungswege schon mehrfach versucht worden ist; so rechnet z. B. Prof. Mörsch in seinem Werke „Der Eisenbetonbau (III. Auflage S. 130) u. a. die Randspannungen wie bei einem homogenen Querschnitte\*) und bestimmt alsdann erst die Eisen-einlage aus der Größe der so ermittelten Zugfläche im Spannungsdiagramm. Es leuchtet ein, daß diese Berechnungsart im besonderen alsdann, wenn die Eisenmenge erst bestimmt werden soll und

bei einem allgemeinen, d. h. beliebig doppelt armierten Verbundquerschnitte in den Formen erscheinen (vergl. Fig. 1):

1. . . . .  $\sigma_{bd} = -\frac{P}{F_i} - \frac{M \cdot x}{J_n}$ ;
2. . . . .  $\sigma_{e'} = -\frac{P}{\frac{F_i}{n}} - \frac{M \cdot y'}{J_n}$ ;
3. . . . .  $\sigma_e = -\frac{P}{\frac{F_i}{n}} + \frac{M \cdot y}{J_n} + \sigma_z$

Hierbei bedeutet  $F_i$  den ideellen Verbundquerschnitt

$$F_i = F_b + n(F_e + F_e').$$

Es stellt mithin der erste Summand in allen drei Gleichungen die gleichmäßig verteilte Druckspannung in den Querschnittsteilen für den Fall dar, daß die Normalkraft  $P$  im Schwerpunkte des Querschnittes (Fig. 1) angreift, die Momentenwirkung mithin durch das Kräftepaar  $P \cdot p$  dargestellt wird. Naturgemäß lassen sich auch nach Berechnung des ersten Summanden

$$\frac{P}{F_b + n(F_e + F_e')}$$

in Gleichung 1 die entsprechenden Summanden in 2 und 3 durch Multiplikation des ersten Wertes mit  $n = \frac{E_c}{E_b}$  unmittelbar ableiten.

Die zweiten Summanden stellen überall die durch das Moment hervorgerufene Biegungsspannung dar; in den einzelnen Ausdrücken sind  $x, y', y$  (vergl. Fig. 1) die Abstände der fraglichen Fasern von der durch  $x$  bestimmten Nulllinie; es setzen mithin diese zweiten Summanden die Kenntnis dieser Linie voraus. Bei ihrer Ermittlung ist davon auszugehen, daß — gleichwie beim homogenen Querschnitte — zunächst Zugspannungen zugelassen werden; zum Teil werden diese durch die Druckspannungen aufgehoben werden, zum Teil von den Eisen der Zugzone aufzunehmen sein. Es ist demgemäß auch das Trägheitsmoment  $J_n$  des Verbundquerschnittes bezogen auf seine Nullachse für den ganzen Querschnitt, also einschließlich der gezogenen Betonfläche zu bilden. Rechnet man — wie es der Verfasser dieses im Fortschrittshefte der Ingenieur-Wissenschaften II Nr. 13 z. B. getan — bei der Biegungsspannung mit Fortlassung der Betonzugzone, so fällt die Nulllinie ungünstig, und es erscheinen zu hohe Spannungen in der gezogenen Eisen-einlage; auch ist man alsdann nicht in der Lage, die Ausgleichung eines Teiles der Druckspannungen durch die Zugwirkung genau zu verfolgen. Bei dem vorgeschlagenen Rechnungswege ergibt sich unmittelbar beim Auftragen des aus den Summanden 1 und 2 zusammengesetzten Span-

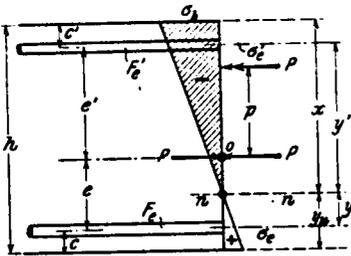


Fig. 1.

der Querschnitt einseitig zu armen ist bzw. die Bewehrung in der Druckzone keine Berücksichtigung finden soll, zu praktisch zweckmäßigen Ergebnissen führen kann; sie läßt aber bei doppelt armierten Querschnitten im Stich, da sie keinen unmittelbaren Anhalt für die Ermittlung der Druckspannung im Eisen liefert. Zwischen der genaueren, umständlichen Bestimmungsart der Spannungen und diesem Annäherungswege läßt sich nun in der Art vermitteln, daß man zwar die endgültigen Spannungen — wie bei homogenen Querschnitten — aus der Summe der Normal- und Biegungsspannungen bildet, bei ihrer Ermittlung aber den vorhandenen oder angenommenen Eisen-einlagen Rechnung trägt. Demgemäß würde die bekannte Gleichung für die Randspannungen eines gedrückten und zugleich gebogenen Querschnittes:

$$\sigma = -\frac{P}{F} \pm \frac{M}{W} = -\frac{P}{F} \pm \frac{M \cdot x}{J}$$

\*)  $\sigma_{bd} = -\left(\frac{P}{b \cdot d} + \frac{6M}{b \cdot d^2}\right)$ ;  $\sigma_{bz} = -\frac{P}{b \cdot d} + \frac{6M}{b \cdot d^2}$



1. Als erstes Beispiel möge — wie vorerwähnt — das von Prof. Mörsch in seinem Werke „Der Eisenbetonbau“ (III. Aufl.) S. 131 gegebene dienen.

Hierselbst handelt es sich um einen rechteckigen Querschnitt mit  $b = 1$  cm,  $h = 90$  cm,  $M = 30\,000$  cmkg,  $P = 660$  kg,  $F_e = F_e' = 0,37$  qcm,  $c = c' = 5$  cm (Fig. 3).

Mit Hilfe der genauen Rechnung und Einführung der kubischen Gleichung sind hier die Werte ermittelt:

$$\begin{aligned}\sigma_b &= 28,2 \text{ kg/qcm} \\ \sigma_e &= 354 \text{ „} \\ \sigma_e' &= 378 \text{ „}\end{aligned}$$

Dasselbe Beispiel ist alsdann auch auf dem Annäherungswege behandelt, d. h. unter anfänglicher Zugrundelegung eines homogenen Querschnittes ohne Eiseneinlagen und schließlicher Zuweisung aller Zugspannungen im Beton an das in der Zugzone liegende Eisen. Hierbei ergab die Rechnung die Werte:

$$\begin{aligned}\sigma_b &= 29,6 \text{ kg/qcm} \\ \sigma_e &= \text{rd. } 600 \text{ „}\end{aligned}$$

Während mithin die Annäherungsrechnung für die Druckspannung im Beton eine nur geringe Abweichung ergibt, zeigt sich bezüglich der Spannung in der gezogenen Eiseneinlage ein ungünstiges Ergebnis.

Rechnet man nach der voranstehend vorgeführten Berechnungsart, so ergibt sich (Fig. 3):

a) Die Druckspannung im Beton bzw. in beiden Eiseneinlagen durch die im Schwerpunkte wirksam gedachte Kraft  $P = 660$  kg:

$$\begin{aligned}1. \dots \sigma_{bd} &= \frac{P}{F_b + n(F_e + F_e')} = \frac{660}{1 \cdot 90 + 15 \cdot 2 \cdot 0,37} \\ &= \frac{660}{90 + 11,1} = \frac{660}{101,1} = \text{rd. } 6,5 \text{ kg/qcm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}2. \dots \sigma_{ed} &= \sigma_{e'd} = \frac{P}{\frac{F_b}{n} + (F_e + F_e')} = \frac{660}{\frac{90}{15} + 0,74} \\ &= \text{rd. } 100 \text{ kg/qcm} = 15 \cdot \sigma_b.\end{aligned}$$

b) Infolge der Einwirkung des Momentes von  $30\,000$  kgcm zeigen sich bei dem vollkommen symmetrischen Querschnitte die Biegungsspannungen:

$$\sigma_b = \pm \frac{M \cdot x}{J_n}; \quad \sigma_e = \pm n \cdot \frac{M \cdot y}{J_n}.$$

Hier ist:

$$x = \frac{h}{2} = 45 \text{ cm};$$

$$y = \frac{h}{2} - c = 45 - 5 = 40 \text{ cm};$$

$$\begin{aligned}J_n &= \frac{1}{12} b h^3 + n 2 F_e \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 \\ &= \frac{90^3}{12} + 2 \cdot 15 \cdot 0,37 \cdot 40^2;\end{aligned}$$

$$J_n = \text{rd. } 78\,500 \text{ cm}^4.$$

Demgemäß wird:

$$\sigma_b = \pm \frac{30\,000 \cdot 45}{78\,500} = \pm 17,2 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = \pm 15 \cdot \frac{30\,000 \cdot 40}{78\,500} = \pm 230 \text{ kg/qcm}.$$

Hieraus folgt die in Fig. 4 dargestellte Druckverteilung. Aus der Abbildung ergibt sich unmittelbar:

$$t : 6,5 = 45 : 17,2;$$

$$t = \frac{6,5 \cdot 45}{17,2} = \text{rd. } 17,0 \text{ cm}.$$

Mithin ist:

$$x_0 = 45 + 17 = 62 \text{ cm},$$

$$y_u = 90 - 62 = 28 \text{ cm}$$

und demnach die in der Zugzone im Beton verbleibende Zugkraft:

$$Z = \frac{(17,2 - 6,5) \cdot 28}{2} \cdot 1 = 10,7 \cdot 14 = \text{rd. } 150 \text{ kg}.$$

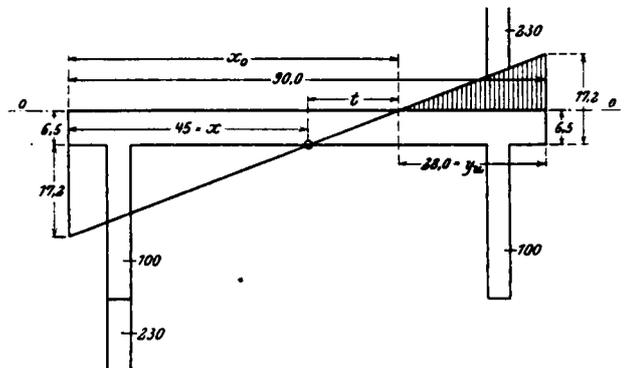


Fig. 4.

Soll das Eisen in der Zugzone auch noch diese Spannkraft aufnehmen, so wird mithin seine Zusatzbeanspruchung:

$$\sigma_z = \frac{150}{F_e} = \frac{150}{0,37} = \text{rd. } 400 \text{ kg/qcm}.$$

Demgemäß stellen sich die endgültigen Spannungen auf:

$$\sigma_b = -6,5 - 17,2 = -23,7 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_e' = -100 - 230 = -330 \text{ „}$$

$$\sigma_e = -100 + 230 + 400 = +530 \text{ kg/qcm}.$$

Die Richtigkeit der Zahlenrechnung läßt sich darin erkennen, daß die Summe der inneren Kräfte (annähernd) gleich der äußeren Kraft ( $P = 660$  kg) sein muß. In unserem Falle ergibt sich (siehe Abb. 4):

$$\begin{aligned}\frac{23,7 \cdot 62}{2} \cdot 1 + 330 \cdot 0,37 - 530 \cdot 0,37 &= 734 + 122 - 196 \\ &= 856 - 196 = 660 \text{ kg} = P.\end{aligned}$$

Die Rechnung läßt zugleich erkennen, daß auch, wenn der Beton sich an der Aufnahme der

Zugspannungen beteiligt, ein Auftreten von Rissen bei guter Bauausführung nicht zu befürchten steht.

Die Rechnungsergebnisse schließen sich, soweit  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$  in Frage kommen, ziemlich gut den auf genauem Wege gefundenen Zahlen an, während für  $\sigma_e$  das Resultat dem der Annäherungsrechnung näher steht, also, wie diese, eine nicht unerwünschte Sicherheit bietet\*).

2. Die Anwendung der Rechnungsmethode bei unsymmetrischer Querschnittsausgestaltung (einseitiger Armierung) läßt Beispiel 2 erkennen.

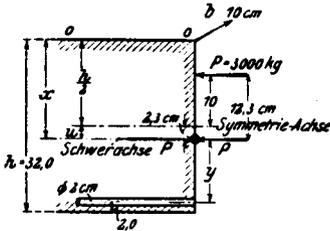


Fig. 5.

Ein Gewölbequerschnitt gemäß Fig. 5 sei durch  $P = 3000$  kg für 10 cm Tiefe beansprucht.  $P$  greift 10 cm von der Symmetrieachse des Betonquerschnittes nach oben zu entfernt an. Die einseitige Einlage in der Zugzone besteht aus Rudeisen von 2 cm Durchmesser in je 5 cm gegenseitiger Entfernung. Es entfallen mithin auf einen 10 cm tiefen Gewölbestreifen 2 Eiseneinlagen. Demgemäß ist:

$$F_e = \text{rd. } 6,3 \text{ qcm.}$$

Die Verschiebung des Schwerpunktes infolge der einseitigen Bewehrung ergibt sich zu:

$$u = x - \frac{h}{2};$$

$$x = \frac{S_0}{F_i} = \frac{\frac{b h^2}{2} + n F_e (h - c)}{b \cdot h + n \cdot F_e}$$

$$= \frac{10 \cdot \frac{32^2}{2} + 10 \cdot 6,3 \cdot 30}{10 \cdot 32 + 10 \cdot 6,3} = 18,30 \text{ cm;}$$

$$u = 18,30 - \frac{32}{2} = 2,3 \text{ cm.}$$

Demgemäß ist:

$$M = 3000 (10 + 2,3) = 36900 \text{ kgcm.}$$

\*) Denkt man sich den betrachteten Querschnitt als Gewölbequerschnitt, so entspricht dem Moment von 30 000 kgcm bei einer Kraft  $P = 660$  kg ein Hebelarm von  $\frac{30000}{660} = 45,5 \text{ cm} = p$ , d. h. die Mittelkraft liegt bereits außerhalb des Querschnittes. Es ist also auch durchaus wahrscheinlich, daß die Spannungen im Eisen bei Vernachlässigung der Zugkraft im Beton erheblich sein werden.

Die gleichmäßige Druckspannung durch die im Schwerpunkte angreifend gedachte Kraft  $P = 3000$  kg ergibt sich zu:

$$1. \dots \sigma_{bd} = -\frac{3000}{32 \cdot 10 + 10 \cdot 6,3} = -7,8 \text{ kg/qcm}$$

$$2. \dots \sigma_{ed} = -10 \cdot 7,8 = -78 \text{ kg/qcm.}$$

Zur Ermittlung der Biegungsspannung ist das Trägheitsmoment des Querschnittes in bezug auf die  $n$ - $n$ -Achse zu bilden. Zunächst ist das Trägheitsmoment bezogen auf die obere Querschnittskante:

$$J_0 = \frac{b h^3}{3} + n F_e (y + x)^2 = \frac{10 \cdot 32^3}{3} + 10 \cdot 6,3 \cdot 30^2 = \text{rd. } 165\ 820 \text{ cm}^4.$$

Hieraus folgt:

$$J_n = J_0 - F_i x^2 = 165\ 820 - (32 \cdot 10 + 10 \cdot 6,3) \cdot 18,30^2 = \text{rd. } 37\ 500 \text{ cm}^4.$$

Nunmehr sind auch die Biegungsspannungen bekannt:

$$\sigma_{bd} = -\frac{M \cdot x}{J_n} = -\frac{36\ 900 \cdot 18,3}{37\ 500} = -18,0 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_{bz} = +\frac{M \cdot y_0}{J_n} = +\frac{36\ 900 (32 - 18,3)}{37\ 500} = +13,5 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_e = +n \cdot \frac{M \cdot y}{J_n} = +10 \cdot \frac{36\ 900 \cdot (32 - 2 - 18,3)}{37\ 500} = +11,5 \text{ kg/qcm}$$

Die Verteilung der inneren Spannungen folgt aus Fig. 6. Es ergibt sich ähnlich wie bei Beispiel 1:

$$t = \frac{7,8 \cdot 18,3}{18,0} = \text{rd. } 8 \text{ cm}$$

$$x_0 = 18,3 + 8,0 = 26,3 \text{ „}$$

$$y_0 = 32,0 - 26,3 = 5,7 \text{ „}$$

$$Z = 10 \cdot \frac{(13,5 - 7,8)}{2} \cdot 5,7 = \text{rd. } 160 \text{ kg}$$

$$\sigma_z = +\frac{160}{6,3} = \text{rd. } 25,0 \text{ kg/qcm}$$

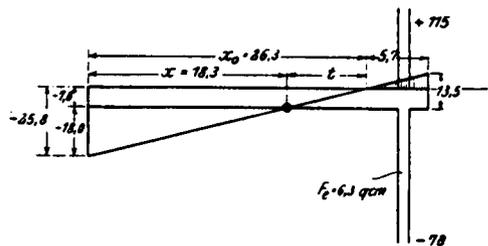


Fig. 6.

Die Endspannungen sind mithin:

$$\sigma_b = -7,8 - 18,0 = -25,8 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_e = -78 + 115 + 25 = +62 \text{ „}$$

Die Richtigkeit der Zahlenrechnung folgt aus der Beziehung:

$$P = \text{der Summe der inneren Kräfte}$$

$$= \frac{25,8 \cdot 26,3}{2} \cdot 10 - 62 \cdot 6,3 = 3393 - 391 = 3002$$

$$= \approx 3000 \text{ kg.}$$

Rechnet man Beispiel 2 angenähert nach den Gleichungen für den homogenen Querschnitt und zunächst ohne Berücksichtigung der Eiseneinlagen, so würde sich ergeben (vgl. wegen der Formeln Mörsch, III. Aufl. S. 130/131):

$$\sigma_b = - \left( \frac{P}{b \cdot d} + \frac{M \cdot 6}{b \cdot d^2} \right) = - \left( \frac{3000}{320} + \frac{36900 \cdot 6}{320 \cdot 32} \right)$$

$$= - (9,4 + 20,2) = - 29,6 \text{ kg/qcm}$$

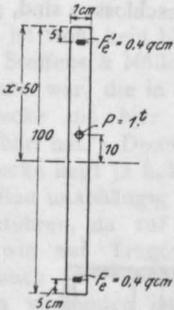


Fig. 7.

$$\sigma_{b_z} = - \frac{P}{b \cdot d} + \frac{M \cdot 6}{b \cdot d^2} = + 10,8 \text{ kg/qcm}$$

$$Z = \frac{b^2 d^3 \sigma_z^2}{24 \cdot M} = \frac{10^2 \cdot 32^3 \cdot 10,8^2}{24 \cdot 36900} = 435 \text{ kg}$$

$$\sigma_e = \frac{435}{6,3} = 69 \text{ kg/qcm.}$$

Auch hier zeigt sich das gleiche Verhältnis der auf diese Weise berechneten Spannungen wie bei Beispiel 1; zugleich läßt die Rechnung erkennen, daß auch hier ein Auftreten von Zugrissen im Beton nicht zu befürchten ist.

3. Der in Fig. 7 dargestellte 1 cm breite, symmetrische Querschnitt sei von  $P = 1 \text{ t}$  — von der Schwerachse nach oben in 10 cm Entfernung wirkend — beansprucht.

Es ist:

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$F_e = F_e' = 0,4 \text{ qcm}$$

$$M = 10000 \text{ kgcm}$$

$$x = 50 \text{ cm.}$$

Ferner ergibt sich:

$$\sigma_{b_d} = - \frac{P}{b \cdot d + n (F_e + F_e')} = - \frac{1000}{1 \cdot 100 + 10 \cdot 0,8}$$

$$= \text{rd. } 9,3 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_{e_d} = - 10 \cdot \sigma_{b_d} = - 10 \cdot 9,3 = - 93 \text{ kg/qcm}$$

$$J_n = \frac{b h^3}{12} + 2 n F_e \left( \frac{h}{2} - c \right)^2$$

$$= \frac{100^3}{12} + 2 \cdot 10 \cdot 0,4 \cdot 45^2 = 83333 + 16200$$

$$= \text{rd. } 99500 \text{ cm}^4.$$

Demgemäß berechnen sich die Biegungsspannungen zu:

$$\sigma_b = \pm \frac{M \cdot x}{J_n} = \pm \frac{10000 \cdot 50}{99500} = \text{rd. } \pm 5,0 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_e = \pm \sigma_b \cdot n \cdot \frac{y}{x} = \pm 5,0 \cdot 10 \cdot \frac{45}{50} = \pm 45 \text{ "}$$

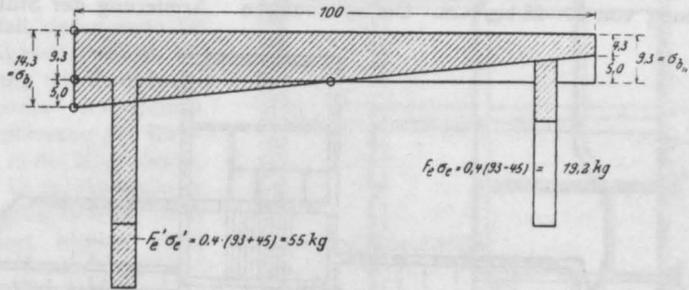


Fig. 8.

Nummehr ergeben sich die in Fig. 8 dargestellten Spannungsverteilungen sowie die Grenzwerte der Spannungen:

$$\sigma_{b_1} = - 9,3 - 5,0 = - 14,3 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_{b_2} = - 9,3 + 5,0 = - 4,3 \text{ "}$$

$$\sigma_{e'} = - 93 - 45 = - 138 \text{ "}$$

$$\sigma_e = - 93 + 45 = - 48 \text{ "}$$

Es treten mithin in allen Querschnittspunkten nur Druckspannungen auf.

Würde man hier nur mit den Formeln für homogene Querschnitte rechnen, so wäre eine Bestimmung der Spannungen in den Eiseneinlagen unmittelbar nicht möglich.

Die Gleichheit der Summe der äußeren und inneren Kräfte folgt hier daraus, daß zu den symmetrischen Spannungsdiagrammen aus der Normalkraft gleich viel infolge der Biegungsbelastung hinzugefügt und fortgenommen wurde. Es wäre hierselbst mithin die Kontrollgleichung:

$$\left( \frac{14,3 + 4,3}{2} \right) \cdot 100 \cdot 1 + 55 + 19,2 = 1004$$

$$= \text{rd. } 1000 \text{ kg} = P$$

nicht erforderlich.



rührenden Gesamtlast. Dann verteilt sich diese Last  $P_p$  auf die beiden Materialien Beton und Eisen nach Maßgabe ihres elastischen Verhaltens, sodaß die bez. Spannungen werden:

$$\sigma_b = \frac{P_p}{F_b + n \cdot F_e}$$

und

$$\sigma_{e_p} = n \cdot \sigma_b = \frac{n \cdot P_p}{F_b + n \cdot F_e},$$

worin  $F_b$  den Betonquerschnitt der Stütze bedeutet. Die gesamte im Eisen vorhandene Beanspruchung beträgt demnach:

$$\begin{aligned} \sigma_e &= \sigma_{e_g} + \sigma_{e_p} \\ &= \frac{P_g}{F_e} + \frac{n \cdot P_p}{F_b + n \cdot F_e} \end{aligned}$$

Es ist wohl kein bloßer Zufall, daß gerade die Firma Steffens & Nölle, Aktiengesellschaft m. W. die erste war, die in Verbindung mit ihrer Bulbeisendecke die hier beschriebene Stützenform ausgeführt hat.\*) Denn ein Hauptvorteil der Bulbeisendecke liegt ja bekanntlich in der Möglichkeit, einen Bau unabhängig von der Deckenherstellung hochzuführen, da auf den biegungsfesten Bulbeisen wie auf Trägern gerüstet werden kann und auch die erforderliche Aussteifung der Mauern vorhanden ist. Diese Möglichkeit, die Decken erst nach Fertigstellung des Rohbaues auszuführen, ergibt eine wesentliche Verkürzung der Bauzeit gegenüber einer Deckenkonstruktion in reinem Eisenbeton. Man würde nun dieses Vorteils der Bulbeisendecke zum großen Teile verlustig gehen, wollte man sie mit der Stützenkonstruktion der gewöhnlichen Art mit Rundeiseneinlagen kombinieren. Denn in diesem Falle müßte man nach Hochmauerung jeder Etage auf das Abbinden des Betons der Stützen warten, bevor man die Bulbeisen verlegen könnte. Anders liegt es bei der vorstehend beschriebenen Stützenform, die es ermöglicht, das Eisengerippe der Stützen und Deckenbalken mehrere Etagen übereinander herzustellen, ohne daß auf das Betonieren bzw. Erhärten des Betons gewartet zu werden braucht. Tatsächlich sind denn Bulbeisendecken in Kombination mit Eisenbetonstützen mit Rundeisenarmierung verhältnismäßig selten ausgeführt worden und zwar nur in solchen Fällen, wo

\*) Zwischen der Niederschrift und der Drucklegung dieses Aufsatzes hatte ich Gelegenheit, verschiedene andere Bauten kennen zu lernen, bei denen eine Stützenform wie die hier beschriebene Anwendung gefunden hat. Es handelt sich hierbei einmal um Bauausführungen der Firma Martin Sachs, Hamburg, die die Winkelseisenstütze in Kombination mit der Leschinsky-Decke verwendet, ferner um den Neubau eines Druckereigebäudes in New-York, 39. Straße, das Herr Ingenieur Goodrich in Nr. 14 vom 4. April d. J. der Zeitschrift „The Engineering Record“ eingehend beschreibt. Bei diesem Bauwerk wurde die Gitterstütze in Verbindung mit einer reinen Eisenbetondecke ausgeführt.

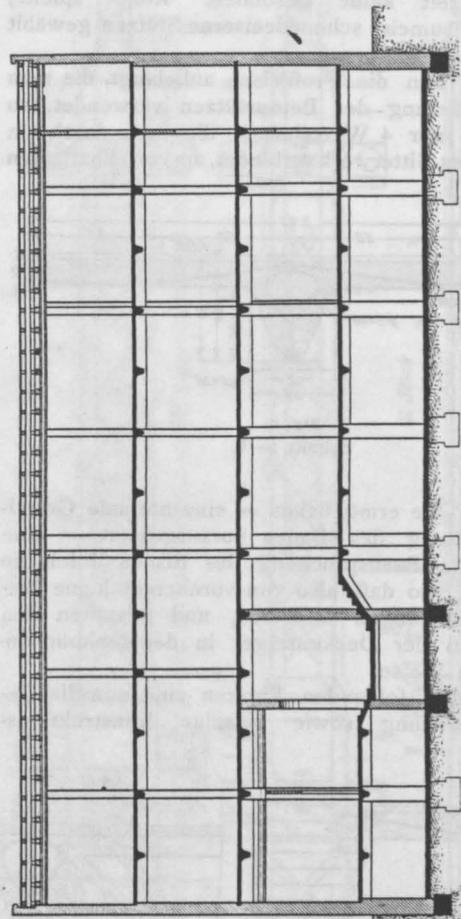


Fig. 3.  
Längenschnitt.

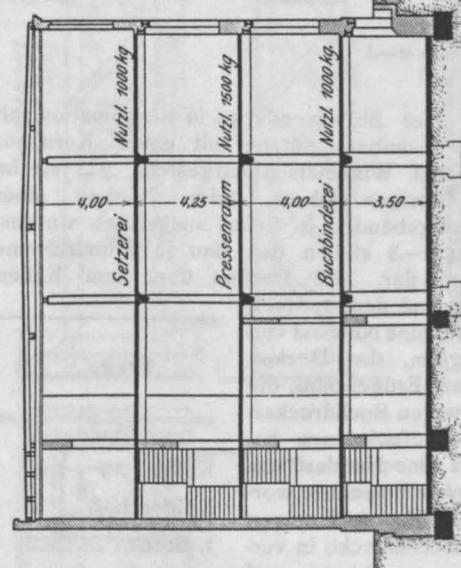


Fig. 2.  
Querschnitt.

die Bauzeit keine besondere Rolle spielte, während zumeist schmiedeeiserne Stützen gewählt werden.

Was nun die Profileisen anbelangt, die man zur Armierung der Betonstützen verwendet, so scheinen mir 4 Winkeleisen, die man durch ein schwaches Gitterwerk verbindet, am vorteilhaftesten

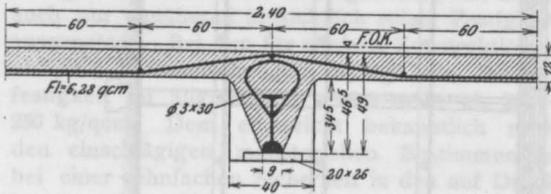


Fig. 4. Schnitt a-b.

Längsschnitten, Fig. 8 veranschaulicht das Eisengerippe der Eisenbetonstützen mit den Anschlüssen der Bulbeisen (Kappenträger und Unterzüge), Fig. 9 endlich ist die Wiedergabe einer photographischen Aufnahme, die während der Bauausführung gemacht wurde.

Mit den Bauarbeiten wurde Mitte September 1906 begonnen, die ersten Stützen konnten am 8. Oktober aufgestellt werden, mit dem Betonieren wurde am 20. Oktober begonnen. Die Montage war am 17. November beendet, während die gesamten Decken und Stützen am 20. Dezember fertiggestellt waren. Hierbei ist zu beachten, daß sämtliche Bearbeitung der Bulbeisen für die Anschlüsse der Kappenträger an die Unterzüge, Fensterträger und Stützen auf dem Bau hergestellt wurde. Außerdem mußten die Monteure ihre Tätigkeit wiederholt einschränken, da die Maurerarbeiten zu langsam fortschritten. Auch die Betonarbeiten mußten mehrfach infolge des starken Frostes unterbrochen werden, so daß der Bau bei normalem Verlauf um etwa vier Wochen früher fertiggestellt worden wäre.

zu sein. Sie ermöglichen — eine normale Grundrißgestaltung des Baues vorausgesetzt — eine zentrische Beanspruchung des Eisens durch die Last  $P_g$ , so daß also von vornherein keine Biegunsspannungen auftreten, und gestalten den Anschluß der Deckenträger in der denkbar einfachsten Weise.

In den folgenden Figuren sind nun die Gesamtanordnung sowie einzelne Konstruktions-

Der Preis der Decken einschließlich der Stützen stellte sich im Durchschnitt auf 18,40 M pro Quadratmeter; hiervon entfielen auf die Stützen 3,90 M. Im folgenden mögen nun vergleichsweise die Kosten der Stützen in Schmiede-

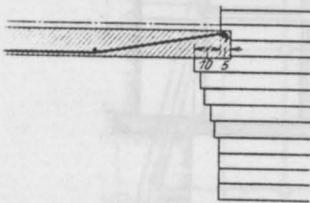


Fig. 5. Schnitt c-d.

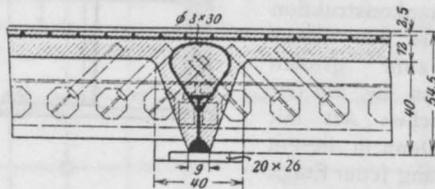
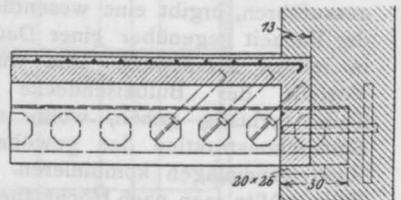


Fig. 6. Schnitt e-f.



details einer Bulbeisendecke in Kombination mit solchen Eisenbetonstützen mit einem Kern aus vergitterten Winkeleisen dargestellt, wie sie im Winter vorigen Jahres beim Neubau eines Druckereigebäudes in Erfurt ausgeführt wurden. Die Fig. 1—3 stellen den Bau in Grundriß und Schnitten dar. Die Decken über dem Keller- geschoß und dem 1. Stock waren für eine Nutzlast von 1000 kg/qm, die Decken über dem Erdgeschoß, die die schweren Buchdruckerpressen aufzunehmen haben, für eine Nutzlast von 1500 kg/qm berechnet worden. Die Fig. 4—7 zeigen die Bulbeisendecke in verschiedenen Quer- und

eisen und in Eisenbeton mit einer Rundeisenarmierung berechnet werden. Die nachstehende Tabelle gibt die für die drei Stützenformen in den einzelnen Etagen erforderlich werdenden Eisenquerschnitte, wobei für die beiden Eisenbetonstützen der gleiche Betonquerschnitt vorausgesetzt wurde.

Etage	Eisenbetonstütze mit Einlage aus		Schmiedeeiserne Stütze
	Winkeleisen	Rundeisen	
Keller . . . . .	4 ∠ 90 · 90 · 9	12 R. E. à 32 mm ∅	2 I N. P. 18
Erdgeschoß . . .	4 ∠ 90 · 90 · 9	12 R. E. à 34 „ ∅	2 I N. P. 27
1. Stock . . . .	4 ∠ 55 · 55 · 10	12 R. E. à 28 „ ∅	2 I N. P. 32

Hierbei ergaben sich die Gewichte der Eisenquerschnitte wie folgt:

1. Eisenbetonstütze mit Einlage aus Winkeleisen.

$$\begin{aligned} 4 \cdot 12,17 \cdot (3,5 + 4,0) &= 365,1 \text{ kg} \\ 4 \cdot 7,9 \cdot 4,25 &= 134,3 \text{ „} \\ &= 499,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Hierzu an Gitterwerk } 100\% &\text{ rd. } 500,6 \text{ „} \\ &= 1000,0 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dies entspricht bei einem Einheitspreise von 30 M pro 100 kg einem Preise von . . . . . 300 M  
Hierzu kommen für Betonarbeiten etwa 3 cbm. à 42 M . . . . . 126 „  
426 M/Stütze

2. Eisenbetonstütze mit Einlage aus Rundeisen.

$$\begin{aligned} 12 \cdot 6,25 \cdot 3,5 &= 262,5 \text{ kg} \\ 12 \cdot 7,06 \cdot 4,0 &= 338,9 \text{ „} \\ 12 \cdot 4,79 \cdot 4,25 &= 244,3 \text{ „} \\ &= 845,7 \text{ kg} \end{aligned}$$

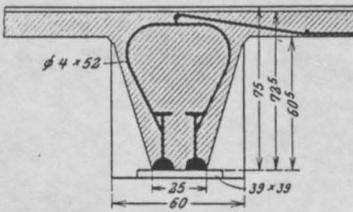


Fig. 7.  
Schnitt g-h.

Hierzu an Querverbänden  
usw. 50% rd. 424,3 kg  
1270,0 kg

Dies entspricht bei einem Einheitspreise von 20 M pro 100 kg einem Preise von . . . . . 254 M  
Hierzu an Betonarbeiten ca. 3 cbm. à 48 M\*) . . . . . 144 „  
398 M/Stütze

3. Schmiedeeiserne Stütze.

$$\begin{aligned} 2 \cdot 21,9 \cdot 3,5 &= 153,3 \text{ kg} \\ 2 \cdot 44,8 \cdot 4,0 &= 358,4 \text{ „} \\ 2 \cdot 61,1 \cdot 4,25 &= 519,4 \text{ „} \\ &= 1031,1 \text{ kg} \end{aligned}$$

Hierzu an Anschlüssen,  
Traversen usw. 60% rd. 618,9 „  
1650,0 kg

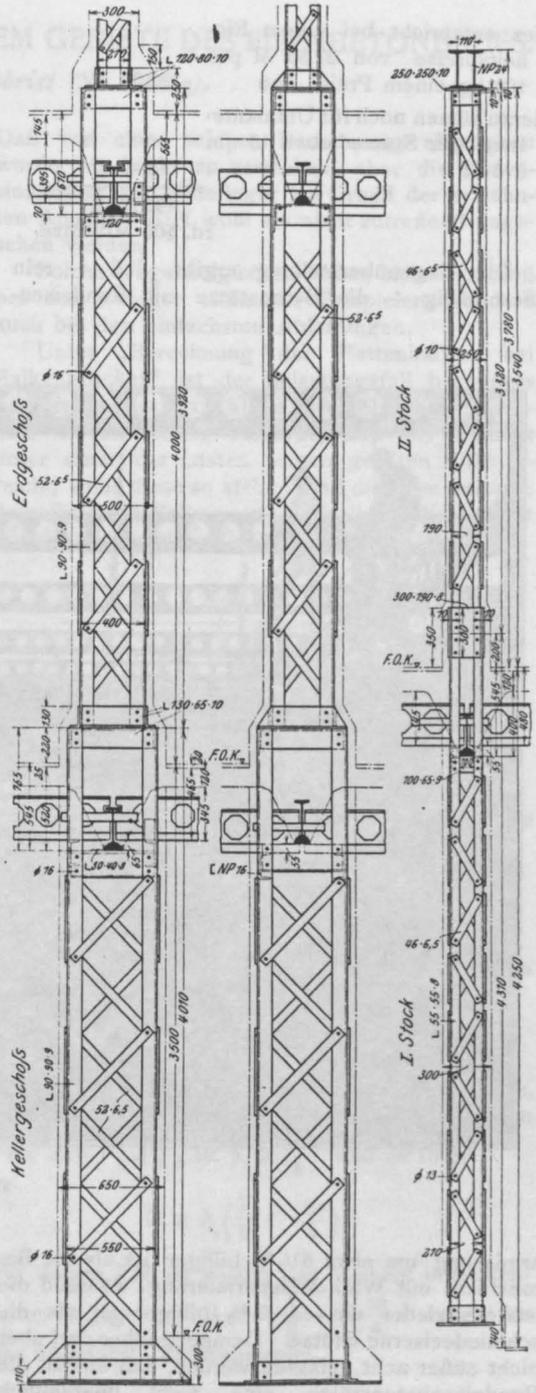


Fig. 8.  
Eisengerippe der Eisenbetonstützen.

\*) Der höhere Betonpreis gegenüber Anordnung 1 ist mit Rücksicht auf die schwierigere Arbeitsweise gerechtfertigt.

Dies entspricht bei einem Einheitspreise von 27,50 M pro 100 kg einem Preise von . . . 453,75 M

Hierzu kämen noch für Ummantelung der Stütze etwa 15 qm à 3 M . . . . . 45,— „  
 498,75 M  
 rd. 500 M/Stütze.

Die Gegenüberstellung ergibt, daß — rein ziffernmäßig — die Betonstütze mit Rundeisen-

Konstruktionen, anderseits die schmiedeeiserne Stütze einen geringeren Raum für sich in Anspruch nimmt als die Eisenbetonstützen. Die hierdurch der Benutzung gewonnene Grundfläche beträgt in den einzelnen Etagen pro Stütze:

Keller . . .  $0,65^2 - 0,35^2 = 0,3$  qm  
 Erdgeschoß  $0,50^2 - 0,3 \cdot 0,35 = 0,15$  „  
 1. Stock . .  $0,30^2 - 0,2 \cdot 0,35 = 0,02$  „

im Mittel also  $\frac{0,47}{3} = 0,16$  qm

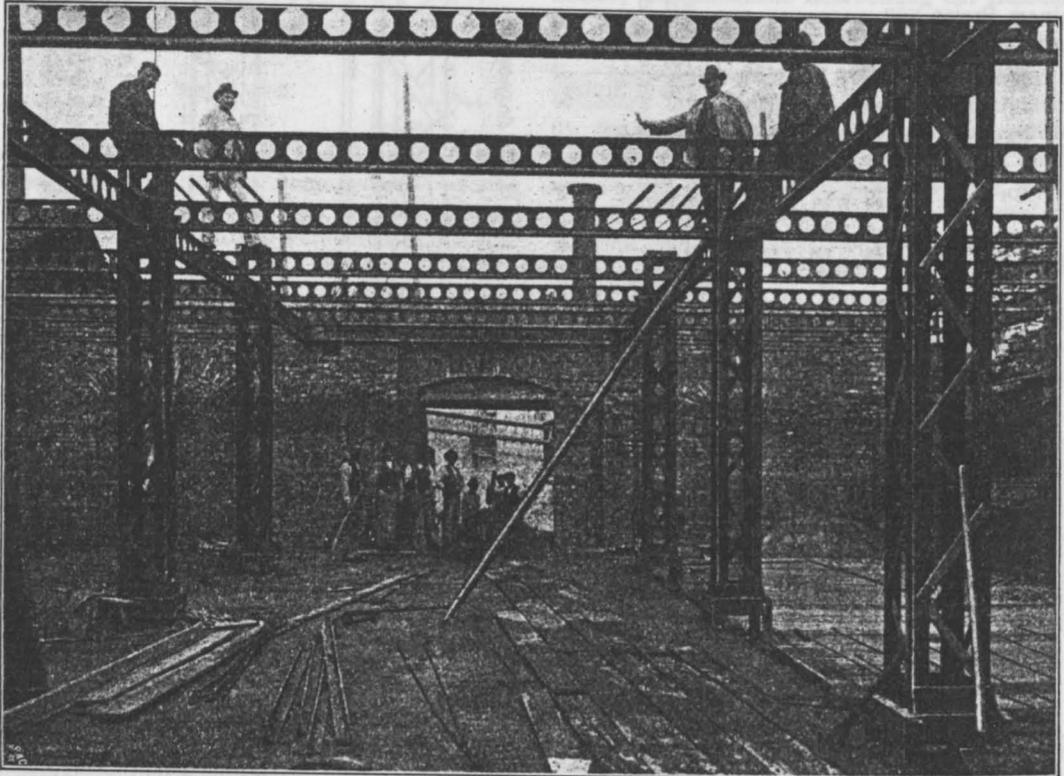


Fig. 9.

armierung um etwa  $6\frac{1}{3}\%$  billiger ist als die Betonstütze mit Winkelseisenarmierung, während die letztere wieder um ca.  $15\%$  billiger ist als die schmiedeeiserne Stütze. Demgegenüber darf aber nicht außer acht gelassen werden, daß einmal die Rundeisenbetonstütze eine nicht unerheblich längere Bauzeit bedingt als die beiden anderen

oder, da auf eine Stütze  $4,8 \cdot 5,45 = 26,2$  qm entfallen, etwa  $0,6\%$  der gesamten Fläche.

Bei der Wahl einer Konstruktionsart werden neben einem Vergleich der Kosten auch die beiden zuletzt angedeuteten Punkte — Bauzeit und Nutzfläche der Räumlichkeiten — in Betracht gezogen werden müssen.

EINIGES ÜBER NEUERE BÜCHER AUS DEM GEBIETE DES EISENBETONBAUES.

Von Dipl.-Ing. W. Obrist (St. Gallen).

II.

Anschließend an die Ausführungen in Heft 2 möge noch einiges aus dem genannten Buche „Kersten, Brücken in Eisenbeton, 1. Teil: Platten- und Balkenbrücken“ zur Sprache gebracht werden.

Bei der Berechnung von Eisenbetonbauten kommt man oft in die Lage, Konstruktionen untersuchen zu müssen, die ein mehrfach statisch unbestimmtes System darstellen, und dabei werden der Einfachheit halber Annahmen über den Verlauf der Kräfte und Momente gemacht. Dabei muß allerdings sehr darauf geachtet werden, daß diese mit der Konstruktion in Einklang zu bringen sind und in welchem Grade diese Annahmen von der Wirklichkeit abweichen.

In dem genannten Leitfaden findet sich die Berechnung eines Plattendurchlasses über zwei Öffnungen. Die Deckplatte geht kontinuierlich über die drei Stützen und ist nach den Winklerschen Zahlen berechnet.

Die Sohlenplatte ist analog dimensioniert, und die Momente wurden ermittelt unter Annahme eines gleichmäßig verteilten Bodendruckes; ob dieser vorhanden ist, dürfte wohl sehr fraglich sein, eine der Wirklichkeit entsprechende Bestimmung ist in solchen Fällen wohl kaum möglich. Die Endwiderlager wurden als Balken auf zwei Stützen berechnet. Betrachtet man die Anordnung, die schematisch in nebenstehender

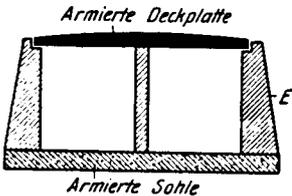


Fig. 1.

Figur wiedergegeben ist, so ist doch leicht ersichtlich, daß diese Art der Berechnung nicht den vorhandenen Verhältnissen Rechnung trägt. Wenn die Widerlager als einfache Balken berechnet werden, so müssen doch vor allem Stützen vorhanden sein. Die Deckplatte kann eventuell als solche angesehen werden, die Stützung der Widerlager durch die Sohle ist aber bei der vorhandenen Anordnung eine sehr fragliche. Die Widerlager stehen ja auf der Platte, und liegen die Verhältnisse so, daß die statische Untersuchung so zu geschehen hat wie bei Stützmauern, denn etwas anderes sind die Widerlager in diesem Falle wohl nicht. Diese müßten auf Biegung berechnet werden, wenn eine feste Verbindung mit der Sohle vorhanden wäre, aber auch dann nicht als Balken auf zwei Stützen, sondern als einseitig eingespannter Balken, oder die ganze Konstruktion müßte nach Art der steifen Rahmen berechnet werden.

Daß von einer solchen Berechnung abgesehen wurde, ist leicht zu verstehen, aber die Dimensionierung der Widerlager auf Grund der erwähnten Annahme darf wohl als nicht zutreffend angesehen werden.

Solche Ungenauigkeiten finden sich nicht bloß bei den weniger einfachen Beispielen, sondern auch bei den einfachsten Ableitungen.

Unter „Berechnung der Plattenbalken bei Balkenbrücken“ ist der Belastungsfall besonders hervorgehoben, daß allein zwei Einzellasten wirken. Es ist richtig bemerkt, daß das Moment unter einer der Lasten seinen größten Wert erreicht, wenn diese so stehen, daß die Resultierende derselben von Balkenmitte denselben Abstand hat wie die eine der beiden Lasten.

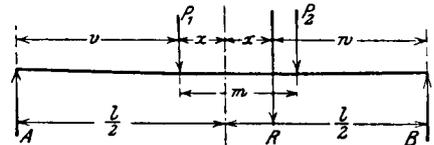


Fig. 2.

Es ist  $A = P_1 \left(1 - \frac{v}{l}\right) + P_2 \frac{w}{l}$  und für den Querschnitt im Abstand  $v$  von  $A$  aus

$$M_{\max} = A v \doteq A \left(\frac{l}{2} - x\right).$$

Demgegenüber ist im Anschluß an obigen Satz abgeleitet:

$$M_p = A \frac{1}{2} - P_1 x.$$

Dieses Moment ist das in Balkenmitte auftretende, keinesfalls das Maximalmoment. Für den speziellen Fall, daß  $P_1 = P_2$ , ist  $x = \frac{m}{4}$ , und es folgt:

$$M = A \left(\frac{1}{2} - \frac{m}{4}\right).$$

Für diesen Fall ist wieder das Moment in Balkenmitte angegeben:  $M = A \frac{1}{2} - P \frac{m}{4}$ , desgl. für das angeführte Zahlenbeispiel.

Für dieses ist angenommen:

$$l = 10,0 \text{ m,}$$

$$m = 3,50 \text{ m,}$$

$$P_1 = P_2 = 3000 \text{ kg.}$$

\*)  $w$  ist der Abstand von  $B$  bis  $P_2$  (nicht wie irrtümlich in der Fig. 2 von  $B$  bis  $R$ ).

Daraus:

$$x = \frac{m}{4} = 0,875 \text{ m,}$$

$$A = 2475 \text{ kg,}$$

$$M_p = A \cdot \frac{1}{2} - P \cdot \frac{m}{4} = 900\,750 \text{ kgcm.}$$

Demgegenüber berechnet sich das Maximalmoment:

$$M_{\max} = A \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{m}{4} \right) = \text{rd. } 1\,020\,000 \text{ kgcm.}$$

Es ist ja allerdings richtig, daß das  $M_p$  nirgends als Größtwerth des Momentes angegeben worden ist, aber in diesem Zusammenhange muß es von jedem Leser als  $M_{\max}$  angesehen werden.

Neben dem Leitfaden von Kersten ist letztes Jahr noch ein Werk erschienen, das die Verwen-

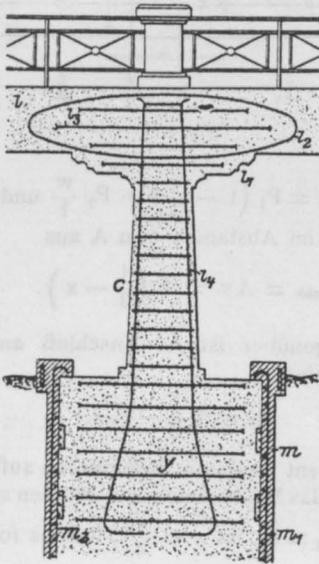


Fig. 3.

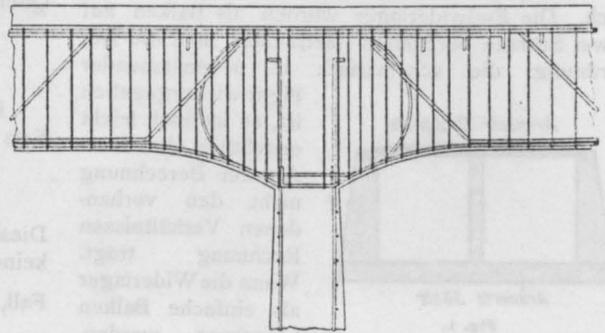


Fig. 4.

Schub- und Scherspannungen sei als gelöst zu betrachten, diesbezügliche Versuche haben ja bis heute schon viel Aufklärung gebracht. Vergleicht man aber die aus den Versuchen abgeleiteten Folgerungen, so findet man doch noch verschiedene Meinungen.

Die Zipkesschen Versuche erstreckten sich auch auf spiralarmierte Eisenbetonprismen. Da diese größere Bruchfestigkeit aufwiesen, verwendet er diese Art der Eiseneinlagen für die Säulenköpfe bei kontinuierlichen Balkenbrücken. In dem Heft ist ein Schema dieser Anordnung wiedergegeben „Eiseneinlagen nach Zipkes“.

Es möge hier mitgeteilt werden, daß eine derartige Armierung schon früher ausgeführt wurde. Wenn auch nicht gestützt auf Versuche, so wurde doch in einer solchen Armierung eine feste Verbindung der Säulen mit den Balken erstrebt und erreicht. In „Uhlands Techn. Rundschau“ (1905, Heft 5) findet sich ein Artikel über die Straßenbrücke über den Cerf (von Ing. A. Maciachini, Mailand). Nebenstehende Fig. 3 gibt einen Querschnitt durch einen Pfeiler mit den Eiseneinlagen, und es ist doch die Anwendung der elliptischen Eisen, der sog. Ringanker, im Grunde genommen identisch mit dem Vorschlage von Zipkes (Fig. 4).

In bezug auf die Berechnung der kontinuierlichen Träger ist in erster Linie bemerkt, daß derselben bestimmte Annahmen zugrunde gelegt sind,

die allerdings bloß teilweise zutreffen. Konstantes Trägheitsmoment ist bei Eisenbetonbalken wohl nie vorhanden, da die Balkenhöhe über den Stützen in der Regel größer ist als in der Mitte der Öffnung. Freie Drehbarkeit der Balken über den Stützen ist nur bei Verwendung künstlicher Mittel, wie Pendelstützen, Lagerkonstruktionen usw. tatsächlich vorhanden (natürlich abgesehen von auftretenden Reibungswiderständen). Der Einfluß einer Einspannung der Balken in den Pfeilern ist besonders für letztere von Bedeutung, weil dadurch Biegungsspannungen entstehen, während bei freier Drehbarkeit die Säulen nur Druckkräfte auf-

die allerdings bloß teilweise zutreffen. Konstantes Trägheitsmoment ist bei Eisenbetonbalken wohl nie vorhanden, da die Balkenhöhe über den Stützen in der Regel größer ist als in der Mitte der Öffnung. Freie Drehbarkeit der Balken über den Stützen ist nur bei Verwendung künstlicher Mittel, wie Pendelstützen, Lagerkonstruktionen usw. tatsächlich vorhanden (natürlich abgesehen von auftretenden Reibungswiderständen). Der Einfluß einer Einspannung der Balken in den Pfeilern ist besonders für letztere von Bedeutung, weil dadurch Biegungsspannungen entstehen, während bei freier Drehbarkeit die Säulen nur Druckkräfte auf-

die allerdings bloß teilweise zutreffen. Konstantes Trägheitsmoment ist bei Eisenbetonbalken wohl nie vorhanden, da die Balkenhöhe über den Stützen in der Regel größer ist als in der Mitte der Öffnung. Freie Drehbarkeit der Balken über den Stützen ist nur bei Verwendung künstlicher Mittel, wie Pendelstützen, Lagerkonstruktionen usw. tatsächlich vorhanden (natürlich abgesehen von auftretenden Reibungswiderständen). Der Einfluß einer Einspannung der Balken in den Pfeilern ist besonders für letztere von Bedeutung, weil dadurch Biegungsspannungen entstehen, während bei freier Drehbarkeit die Säulen nur Druckkräfte auf-

die allerdings bloß teilweise zutreffen. Konstantes Trägheitsmoment ist bei Eisenbetonbalken wohl nie vorhanden, da die Balkenhöhe über den Stützen in der Regel größer ist als in der Mitte der Öffnung. Freie Drehbarkeit der Balken über den Stützen ist nur bei Verwendung künstlicher Mittel, wie Pendelstützen, Lagerkonstruktionen usw. tatsächlich vorhanden (natürlich abgesehen von auftretenden Reibungswiderständen). Der Einfluß einer Einspannung der Balken in den Pfeilern ist besonders für letztere von Bedeutung, weil dadurch Biegungsspannungen entstehen, während bei freier Drehbarkeit die Säulen nur Druckkräfte auf-

zunehmen haben, abgesehen von den Fällen, wo negative Auflagerreaktionen auftreten.

Die dritte Voraussetzung, feste und gleich hohe Stützen, trifft meistens zu, wenn guter Baugrund vorhanden ist, und nur auf solchem sollten kontinuierliche Konstruktionen gebaut werden. Die Senkung der Stützen infolge der Formänderung derselben aus der Belastung kann wohl vernachlässigt werden. Zipkes sagt u. a.: „Um Pfeilersenkungen auszuschließen, werden dieselben gut fundiert, was mit Eisenbeton sehr einfach gemacht werden kann.“ So vorteilhaft der Eisenbeton für den Grundbau ist, so dürfte es doch nicht so leicht sein, bei ungünstigem Baugrund Fundamente zu errichten, die in der Folge keine Senkung aufweisen.

Die dem kontinuierlichen Träger anhaftenden Nachteile werden gehoben, wenn in denselben Gelenke eingelegt werden, sodaß die Konstruktion statisch bestimmt wird. Über diesen Punkt finden sich in dem Hefte einige Betrachtungen und sind diesbezügliche Projekte erwähnt. Ob es von Gutem ist, Eisenbetonbrücken mit Gelenken zu versehen, möge hier nicht entschieden werden. Der Grundsatz, Gelenke erst bei solchen Spannweiten zu verwenden, wo die Stabilität des Bauwerkes nicht darunter leidet, muß natürlich auch hier berücksichtigt werden.

Den Schluß des allgemeinen Teiles bildet eine Betrachtung über die Dimensionierung der Balken über den Stützen. Dort treten Momente auf, die absolut genommen wesentlich größer sind als diejenigen in Balkenmitte. Da nun zudem der Druckgurt, weil er unten liegt, schwächer ist als derjenige in der Mitte, so ist eine Vergrößerung der Balkenhöhe unumgänglich.

Es heißt u. a.: „So wie die Konsolen in den gewöhnlichen Fällen der Praxis ausgeführt werden, entsprechen sie diesen rechnerischen Forderungen nie; es folgt hieraus, daß wir den kontinuierlichen Balken entweder schlecht bemessen oder aber, weil sich die Ausführungen bewährt haben, diese Berechnungen unrichtige Resultate liefern. Das letztere ist das wahrscheinlichere.“

Jedenfalls kann der Querschnitt über den Stützen ebensogut dimensioniert werden wie der

normale Plattenbalken in der Mitte der Öffnung. Bei Beschränkung der Konstruktionshöhe über den Stützen muß die fehlende Balkenhöhe durch kräftigere Armierung ausgeglichen werden. Wenn man die Momentenlinien aufzeichnet, so läßt sich doch sicher jeder Querschnitt so dimensionieren, daß die zulässigen Spannungen nicht überschritten werden; allerdings ist die Konstruktion in wirtschaftlicher Beziehung vielleicht nicht vollkommen. Es ist ja richtig, daß die in der Praxis ausgeführten Konsolen nicht ausnahmslos fehlerfrei sind. Durch schlechte Dimensionierung derselben wachsen natürlich die auftretenden Spannungen über das als zulässig angenommene Maß. Da wir aber doch meist mit 4—5facher Sicherheit rechnen, so ist es doch zu erklären, daß auch bei unvollkommen ausgeführten Konsolen nicht leicht Mängel bemerkbar werden; deshalb sei hier die Ansicht vertreten, daß in diesen Fällen vor allem der Sicherheitsgrad vermindert wird und daß die Berechnung Resultate liefert, die nicht so wesentlich von der Wirklichkeit abweichen.

In dem Hefte finden sich noch allgemeine Angaben über rationale Balkenhöhen und Spannweiten. Aus den verschiedenen ausgeführten Bauten lassen sich ja solche Angaben herleiten, die Grenzen der Annäherung sind aber unter Umständen ziemlich weite. Für das Eigengewicht kontinuierlicher Balkenbrücken sind zwei Formeln angegeben:

$$G = 80 \cdot l + r \cdot 360 \text{ für Schotterbelag,}$$

$$G = 80 \cdot l + r \cdot 75 \text{ „ Asphaltbelag,}$$

dabei ist  $G$  das Gewicht pro laufenden Meter,  $l$  die Spannweite und  $r$  die Rippenentfernung von Mitte zu Mitte, beides in Metern gemessen.

Vergleicht man diese so ermittelten Gewichte mit denjenigen ausgeführter Brücken, so sieht man, wie groß unter Umständen die Unterschiede sind, und diese ergeben sich meist dadurch, daß in den angegebenen Formeln die Belastung nicht berücksichtigt wird. Es dürfte wohl mehr zu empfehlen sein, an Hand ausgeführter Bauten, die den vorhandenen Verhältnissen entsprechen, die ersten Annahmen zu machen, als derartige Faustformeln zu benutzen.

## EINIGE BETRACHTUNGEN ÜBER SIMPLEX-BETONPFÄHLE.

*Von Th. Janssen, Regierungsbaumeister a. D.*

In Heft 2 und 3 dieser Zeitschrift werden Belastungsproben mit Simplex-Betonpfählen, ausgeführt durch das Königl. Materialprüfungsamt zu Gr.-Lichterfelde, im Auftrage der Tiefbaugesellschaft m. b. H. zu Berlin C. mitgeteilt und von H. Burchartz besprochen, welche für alle, die

sich für Betonpfähle interessieren, sehr lehrreich sind.

Die Probepfähle sind in Triebssand bei hohem Grundwasserstande, 70 cm unter Terrain, hergestellt, und bei ihrer Herstellung ist das Grundwasser zum Teil in den Vortreibpfahl eingedrungen,

wodurch der Beton stark genäßt wurde. Es haben also die beweglichen Klappenteile der Spitze nicht so dicht geschlossen, daß das Grundwasser aus dem Innern des Rohres abgehalten werden konnte, es ist vielmehr in das Rohr eingedrungen und hat dasselbe ausgefüllt, sodaß der Beton in das Wasser geschüttet werden mußte.

Diese Erfahrung hat man auch bereits anderwärts gemacht und verwendet infolgedessen bei Grundwasser die Alligatorspitze nicht mehr, sondern man versieht den Vortreibpfahl mit einer lösbaren Spitze, die im Boden verbleibt. Hierdurch erreicht man wenigstens, daß das Rohr beim Einrammen sich nicht mit Wasser füllt und daß der erste Beton trocken eingebracht werden kann. Beim Herausziehen des Rohres kommt aber auch hier das Grundwasser sofort mit dem frischen Beton in Berührung, und ob dies bei stärkerem Grundwasserandrang nicht für den Beton schädlich ist, erscheint mindestens fraglich, besonders wenn das Grundwasser noch Humussäure, wie bei moorigen Bodenarten, enthält.

Das Königl. Polizeipräsidium zu Berlin hat daher auch bei Bodenarten, die einen größeren Gehalt an Humussäure besitzen, die Ausführung der Simplexpfähle für unzulässig und bei stärkerem Grundwasserandrang nur dann für zulässig erklärt, wenn durch weitere Versuche nachgewiesen wird, daß sich diese Pfähle auch dann bewähren.

Die Ergebnisse der Druckversuche mit den aus den Pfählen herausgeschnittenen Betonwürfeln zeigen zweifellos die Einwirkungen des Grundwassers auf den frischen Beton, die Druckfestigkeit des Betons ist eine ungemein wechselnde und schwankt bei einem Pfahl von 48 bis 191 und bei einem andern Pfahl von 32 bis 110 kg/qcm. Hierbei ist noch zu berücksichtigen, daß die Probestücke für die Druckversuche aus der oberen Hälfte der Pfähle entnommen worden sind, denn die Pfähle waren 5,0 m lang und die untersten Probestücke sind 2,65 bzw. 2,80 m unter Pfahlkopf entnommen. Ob es daher durch weitere Versuche gelingen wird, die Einwirkungen des Grundwassers auf den frischen Beton auszuschalten, wird abzuwarten sein.

Aus den Belastungsproben ergibt sich bei allen Pfählen eine nicht unbedeutende Senkung bei verhältnismäßig geringer Belastung. Bei den ersten 3 Pfählen, die mit 14 Tagen Alter geprüft wurden, ist nur eine Belastung von  $\frac{59\,200}{3} = 19\,733$  kg pro Pfahl aufgebracht worden, und es hat sich schon eine Senkung der Pfähle von 1,9 bis 4,3 mm gezeigt. Bei den zweiten 3 Pfählen, die mit 4 Wochen Alter geprüft wurden, betrug die Senkung bei  $\frac{90\,000}{3} = 30\,000$  kg Belastung pro

Pfahl bereits 9 bis 12,3 mm und hat bei einer weiteren Belastung von 1000 kg pro Pfahl anscheinend noch wesentlich zugenommen. Bei dem Einzelpfahl hat die Senkung bei 40 500 kg Belastung sogar 17 mm und die bleibende Senkung nach dem Entlasten 14,2 mm betragen.

Diese Senkungen erscheinen denn doch nicht ganz unbedenklich, wenn man berücksichtigt, daß die Pfähle 40 cm stark sind und 4,40 m tief im Triebssande gesteckt haben. Als zulässige Senkung eines 5 m langen Pfahles darf man höchstens 5 mm annehmen, nach den Ergebnissen der Probelastungen kann ein Simplex-Betonpfahl dann nur mit 15—20 000 kg belastet werden, also bedeutend weniger wie ein Holzpfehl, für den in Berlin allgemein eine Belastung von 25 000 kg zugelassen wird. Das Königl. Materialprüfungsamt scheint aber die beobachteten Senkungen auch nicht als ein wirkliches Eindringen der Pfähle in den Boden aufgefaßt zu haben, denn sie bezeichnet sie als „scheinbare Senkungen“. Die große bleibende Senkung des Einzelpfahles weist nämlich darauf hin, daß nicht ein Eindringen des Pfahles in den Boden, sondern vielmehr ein Zusammendrücken des Betons infolge mangelnder Materialfestigkeit stattgefunden hat. Bei der Belastung mit 40 500 kg beträgt nämlich bei dem Pfahlquerschnitt von 1260 qcm die Druckbeanspruchung des Betons 32 kg/qcm, sodaß die gefundene niedrigste Druckfestigkeit bereits erreicht ist. Aus der Darstellung der Pfähle mit den Entnahmestellen für die Versuchswürfel ist außerdem noch zu ersehen, daß der Querschnitt der Pfähle kein gleichmäßiger ist, sondern teilweise bis auf 38 cm abnimmt.

Bei objektiver Beurteilung dieser Ergebnisse der amtlichen Prüfung der Simplex-Betonpfähle muß man daher zu dem Schlusse kommen, daß das Verfahren noch nicht als ein durchaus einwandfreies bezeichnet werden kann, sondern daß es bei Grundwasser viele Unsicherheiten und Gefahren in sich birgt. Im Interesse der sonst durchaus zu empfehlenden Gründung mit Betonpfählen muß daher darauf aufmerksam gemacht werden, daß namentlich bei den Bodenverhältnissen in Berlin und Umgegend mit dem starken Grundwasserandrang und den vielfach vorkommenden moorigen Schichten dieser amerikanischen Erfindung gegenüber die größte Vorsicht am Platze ist.

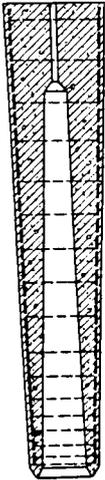
Übrigens scheinen die Mängel des Verfahrens, namentlich bei Grundwasser, auch den Erfindern nicht unbekannt geblieben zu sein, denn wie aus dem in der letzten Nummer des Zentralbl. der Bauverw. mitgeteilten Zusatzpatente hervorgeht, haben sie sich ein neues Verfahren schützen lassen, welches darin besteht, daß zunächst das ganze Rohr bis oben mit Beton gefüllt und dann

erst das Rohr wieder herausgezogen wird, wobei der Beton durch einen Druckstempel festgehalten wird. Wenn es auf diese Weise auch gelingt, in das mit lösbarer Spitze versehene Rohr den Beton trocken einzubringen, so bleibt doch immer der Nachteil bestehen, daß das Grundwasser mit

dem frischen Beton in Berührung kommt, und es kommt als weiterer Nachteil noch hinzu, daß der Beton nicht in das Rohr eingestampft, sondern nur eingefüllt wird. Der Betonpfahl erhält also eine geringere Druckfestigkeit und außerdem eine vollständig glatte Außenfläche.

## MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

In Deutschland erteilte Patente.



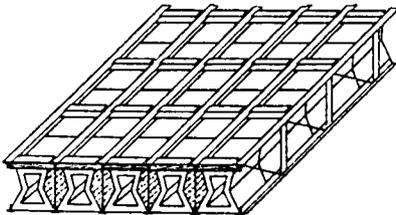
Klasse 84c. Gruppe 2. Nr. 194 125 vom  
23. Juni 1906.

Hohler, sich nach unten verjüngender Rammpfahl aus Eisenbeton.  
Von Paul Kossel, Bremen.

Klasse 37a. Gruppe 1. Nr. 195 032 vom 13. April 1904.  
Heinrich Schneider in Dresden.

Verfahren zur Herstellung von ebenen Decken aus Formsteinen mit zwischenliegenden, eisenverstärkten Betonbalken.

Verfahren zur Herstellung von ebenen Decken aus Formsteinen mit zwischenliegenden, eisenverstärkten Betonbalken, dadurch gekennzeichnet, daß leichte, zunächst nur

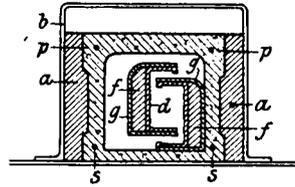


zur Aufnahme der Eigenlast der Decke bestimmte Eisen-träger mit gegliedert Wand, parallel zueinander über den abzudeckenden Raum verlegt und die Zwischenräume unter gegenseitiger Versteifung der Trägeroberflansche durch nagelbare Spreizen mit je einer Reihe von auf den Trägerfüßen ruhenden Formsteinen ausgesetzt werden, worauf die Lücken zwischen den Formsteinreihen zwecks Erzeugung der Betonbalken unter Einbettung der Eisen-träger mit Beton ausgegossen werden.

Klasse 80a. Gruppe 42. Nr. 194 432 vom 9. Februar 1907  
Emil Birkner in Crimmitschau.

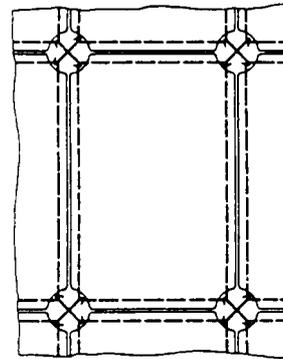
Verfahren und Vorrichtung zum Stampfen hohler Betonbalken in wagerechter Lage.

1. Verfahren zur Herstellung hohler Betonbalken in wagerechter Lage, dadurch gekennzeichnet, daß ein längsgeteilter, aus zwei U-förmigen Hälften bestehender Kern von geringerer Höhe als der zu bildende Balkenhohlraum verwendet wird, der während des Einstampfens in der Form gehoben wird, so daß nach Fertigstellung des Balkens durch Senken der einen Kernhälften die mit ihren Schenkeln einander zugekehrten Kernhälften ineinander geschoben und leicht entfernt werden können.



Klasse 37b. Gruppe 2. Nr. 194 830 vom 26. November 1905.  
Gustav Solat in Berlin.

Rechteckige Bauplatte mit Eiseneinlagen, die an den abgeschragten Plattenecken heraustreten und eine Verbindung der Platten ermöglichen.



Rechteckige Bauplatte mit Eiseneinlagen, die an den abgeschragten Plattenecken heraustreten und so eine Verbindung der Platten ermöglichen, dadurch gekennzeichnet, daß ein ringförmig geschlossenes Eisen mit zu den Kanten der Bauplatte parallelen Seiten so in den Plattenbeton eingelegt ist, daß seine Ecken an den abgeschragten Ecken der Platte ösenartig heraustreten.

## VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

### 25 Jahre Wiener Bauindustrie-Zeitung.

Die Nummer 27 der Wiener Bauindustrie-Zeitung des Jahres 1908 feiert das 25jährige Bestehen dieser Zeitschrift durch die Ausgabe einer Jubiläumsnummer, welche neben einer größeren Anzahl künstlerischer Aufnahmen auch folgende interessante Aufsätze enthält:

- Das Denkmal im Stadtbilde von k. k. Baurat Prof. Julius Koch;
- Das Ingenieurwesen im XX. Jahrhundert von Hofrat Prof. Max von Kraft;
- Das Kaiserin-Elisabeth-Denkmal in Wien;
- Kunst- und Gartenbau-Ausstellung, Mannheim 1907, Ausstellungsbauten von Professor Max Läger in Karlsruhe;
- Die Entwicklung der Armenpflege und der Bau von Armenhäusern in Niederösterreich seit dem Jahre 1895 von Franz Berger, Landes-Oberbaurat;

Hohe Schornsteine aus Eisenbeton von Prof. Dr. Ing. Rud. Saliger in Prag;  
Säulenversuche der Firma R. Ph. Waagner, Biro & Kurz; Aus dem Stieglkeller in Salzburg, Arch. Jakob Ceconi in Salzburg;  
Stadttheater in Mährisch-Ostrau, Arch. Alexander Graf in Wien;  
Villa L. Gottlieb in Linz, Arch. und Stadtbaumeister Gustav Steinberger;  
Über Kunstmarmor usw.

Wie man aus dieser Inhaltsangabe ersieht, ist das Heft sehr reichhaltig; die Ausstattung ist wie immer vorzüglich. Wir beglückwünschen die Wiener Bauindustrie-Zeitung, welche unter der ausgezeichneten Leitung von Professor Röttinger steht, und sprechen die Erwartung aus, daß ihre Bestrebungen auch in Zukunft von Erfolg gekrönt werden mögen.

## NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

- Wilh. Keck: »Vorträge über Elastizitätslehre als Grundlage für die Festigkeitsberechnung der Bauwerke«. Zweite vermehrte Auflage, neu bearbeitet von Dr. Ing. Ludw. Hotopp. Mit 214 Holzschnitten. Helwingsche Verlagsbuchhandlung, Hannover. 1908. Preis M. 10,—.
- Herm. Dewitz: »Der Bau von Betonbogenbrücken mit Gelenken«. 2. Auflage. 44 Abbildungen u. 3 Tafeln. Helwingsche Verlagsbuchhandlung, Hannover. 1908. Preis M. 2,50.
- Rob. Weyrauch: »Der Wasserbau, gemeinverständliche Übersicht seiner Gebiete und Probleme«. Fr. Grub, Verlag, Stuttgart, 1908. Preis br. M. 1,—.
- E. Fölzer: »Eisenbetonkonstruktionen I«. Zweite neu bearbeitete Auflage mit 306 Abbildungen, 7 ganzseitigen Tafeln im Text und 3 lithogr. Tafeln. Polytechnischer Verlag, M. Hittnerkofer, Strelitz i. M. Preis M. 9,—.
- I. A. Sanders: »De Toekomst van Cement-Ijzeren Putten en Platen of Waterbouwkundig Gebied«. Uitgegeven te Amsterdam bij De wed. j. Ahrend & Zoon. Preis fl. 2,90.
- Karl Haberkalt, k. k. Oberbaurat und Dr. Fritz Postuvanschtz, k. k. Bauoberkommissär, Die Berechnung der Tragwerke aus Beton-Eisen oder Stampfbeton bei Hochbauten und Straßenbrücken auf Grund der Vorschriften des K. K. Min. d. Innern vom 15. Nov. 1907, Z. 37295. Mit 173 Textabbildungen und 14 Tafeln, 290 S. Verlag R. v. Waldheim, Wien 1908. Preis 12 Kr.

### Kataloge.

- Fr. C. Reincke, Betonbaumeister, Stolp i. P.: »Meteorsteine, eine betonbautechnische Studie«.

## ZEITSCHRIFTENSCHAU

von Anfang Januar bis Ende April 1908.

Zusammengestellt von Ingenieur F. l'Allemand.

### I. Theorie und Versuchswesen.

#### 1. Versuche.

Prof. Dr. v. Thullie: Neue Versuche mit Eisenbeton (Beton u. Eisen Nr. 3). — Prof. Schüle: Versuche und Berechnungen von Eisenbetonmasten mit ringförmigem Querschnitt (Nr. 4—5). — Dr. Ing. v. Emperger: Welchen Querverband bedarf eine Eisensäule? (Nr. 3—5).

#### 2. Besprechung von Versuchen.

Dr. Ing. Weiske: Scherversuche mit Beton und Eisenbeton (Dinglers Journal Nr. 4).

Bernhard: Versuche mit Eisenbetonbalken von C. v. Bach (Z. Ver. deutsch. Ing. Nr. 6).

### 3. Theoretische Abhandlungen.

Dipl.-Ing. Abeles: Berechnung einer eingespannten Rahmenkonstruktion in Eisenbeton. — Ing. Turley: Durchbiegungen von Eisenbetonbalken auf zwei Stützen. — Dipl.-Ing. Thumb: Faustregeln für spiralarmierte Säulen (Beton u. Eisen Nr. 1). — Ob.-Ing. Sor: Konstruktionen aus umschürtem Beton. — Arch. u. Ing. Löser: Beziehung zwischen Moment und Schubspannungen bei einem Eisenbetonbalken. — Reg.-Bmstr. Heintzel: Das elastische Verhalten des Betons bei Biegebbeanspruchungen von Eisenbetonkonstruktionen (Nr. 2). — Prof. Ramisch: Graphostatische Berechnung von Konstruktionen aus Eisenbeton (Nr. 3). — Reg.-Bmstr. Heintzel: Schubmodul des Betons (Nr. 4). — Dr. Ing. Thieme: Einfluß der Querkkräfte an der Anordnung bei Eisenbetonbalken. — Ing. Ehrlich: Die elastische Linie der bewehrten Betonträger (Nr. 5). — Ing. Leuprecht: Kritische Betrachtungen über Bauausführungen in Eisenbeton (Beton-Zeitung Nr. 7).

Prof. Dr. Hess: Leitfaden für die Berechnung und Ausführung von Eisenbetonkonstruktionen (Der Bauingenieur Nr. 11—16).

Prof. Mörsch: Über die Vorschriften der Eisenbetonbauten (Deutsche Bauzeitung Nr. 2—3). — Reg.-Bmstr. Heintzel: Haft- und Schubspannungen und die preußischen Bestimmungen für Ausführung von Eisenbetonkonstruktionen (Nr. 4—5).

Weiske: Vorschriften für die Ausführung von Eisenbetonbauten in Österreich (Dinglers Journal Nr. 12).

Landmann: Die Berechnung quadratischer und kreisförmiger Pfeiler aus Eisenbeton bei exzentrisch wirkender Kraft (Monatsschr. f. Hoch- u. Tiefbau Nr. 5—6).

Dr. Ing. Saliger: Der umschürte Beton in Theorie, Versuch u. Anwendung (Rundschau f. Technik u. Wirtschaft (Nr. 1—2). — Ing. Mautner: Eisenbetonbau (Nr. 1). — Prof. Ramisch: Beitrag zur Theorie des Eisenbetons (Nr. 3).

Eine Bemerkung über den Eisenbeton (Stahl u. Eisen (Nr. 5).

Vorschriften des k. k. Ministeriums des Innern über die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton und Betoneisen (Wiener Bauindustrie-Zeitung Nr. 16—18).

Ing. Adutt: Dehnungsfähigkeit des armierten Betons und ihre Stellung zu den neuen Bestimmungen (Zeitschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereines Nr. 3).

Prof. Ramisch: Über beiderseits frei aufliegende Eisenbetonplatten (Zement u. Beton Nr. 2). — Dahlmann: Eingespannte Decken und Balken aus Eisenbeton. — Graff: Die gemäß den neuen amtlichen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 zulässigen Spannungen (Nr. 8). — Prof. Ramisch: Beitrag zur Berechnung von Eisenbetonplatten (Nr. 11). — Prof. Ramisch: Berechnung schrägstehender Säulen bzw. Plattenwände, wie sie bei Eisenbetondächern vorkommen (Nr. 15).

Brabandt: Über wirtschaftliche Verfahren beim Entwerfen von Betonbauten (Zentralblatt d. Bauverwaltung Nr. 9). — Dr. Ing. v. Emperger: Über Zugrisse in Balken aus Eisenbeton (Nr. 18).

A propos de la méthode de détermination graphique des efforts réels dans les poutres et hourdis en ciment armé (Le Ciment No. 3).

E. G. Perrot: The unit versus the loose bar system of reinforced concrete construction. — The value of sand in concrete construction. — W. H. Mason: Methods and costs of reinforced-concrete construction with separately molded members (Cement Age Nr. 3).

The elastic theory and a faulty arch (Engineering News Nr. 2). — Standard specifications for concrete hollow blocks (Nr. 3). — The responsibility for the safe constructions in reinforced concrete (Nr. 6).

W. P. Creayer: The influence of bond on size of reinforcement bars for concrete (Engineering Record Nr. 4).

— E. P. Goadrick: The necessity of continuity in the steel reinforcement of concrete structures. — Mr. H. X. Fox: Reinforced concrete from the contractor's standpoint (Nr. 6). — Standard rules and regulations governing concrete hollow block. — E. Cannes: Economical design of reinforced concrete beams (Nr. 10). — Specifications for concrete hollow blocks (Nr. 11).

## II. Baustoffe und Vermischtes.

Brabandt: Über Baustoffbedarf, Dichtigkeit und ihren Einfluß auf d. wirtschaftl. Wahl der Mischungsverhältnisse bei Betonbauten (Beton u. Eisen Nr. 2). — Prof. M. Foerster: Eine wertvolle Erfindung a. d. Gebiete d. Eisenbetonbaus (No. 4).

Schmid: Eiseneinlagen in Kunststein. — Fensterrahmen, Fensterflügel und Türen aus Eisenbeton (Betonzeitung Nr. 7). — Burchartz: Die Prüfung von Beton (Nr. 8).

Eisenbetonschornsteine (Deutsche Bauzeitung, Mittlg. f. Zement, Bet. Eisenbet. Nr. 2).

Dr. Ing. Weiske: Grobschlagzusätze des Betons (Dinglers Journal Nr. 8).

Dipl.-Ing. Haimovici: Wirtschaftl. rationelle Bestimmung d. Materialbedarfes b. Betonbauten unter Berücksichtigung d. Zusammenstampfbarkeit d. Füllstoffe (Rundschau f. Technik u. Wirtschaft Nr. 6).

Geh. Bergrat Prof. Dr. Wedding: Portlandzement u. Eisenportlandzement (Stahl u. Eisen Nr. 7).

Wasserdichter Beton (Tonindustrie-Zeitung Nr. 5, 8).

— Michaelis: Ähnlichkeit von Kalksandsteinen und Beton (Nr. 7). — Betonmischrommel (Nr. 23). — Stampfvorrichtung für eisenarmierte Rohre aus Zement (Nr. 44). — Einwirkung von Öl auf Zementmörtel. — Herstellung von Zementröhren mit Drahteinlagen. — Betonrohrleitung. — Stampfform aus Eisenbeton. — Herstellung von Betonhohlkörpern (Nr. 47).

Leitungsmaste aus Eisenbeton (Zement u. Beton Nr. 3).

— Neue Eisenbahnschwelle aus Eisenbeton (Nr. 10). — Prüfung von Telegraphenstangen aus Eisenbeton (Nr. 14).

Rivestimenti impermeabili con iniezione di cemento. — La durata dell' indurimento del beton (Il Cemento Nr. 1).

Cement stucco in Argentine. — A fire test of concrete. — Methods of finishing concrete surfaces (Cement Age Nr. 3).

F. Teichmann: A traveling mould for making reinforced-concrete pipe (Engineering News Nr. 8). — Brown: The effect of alum and clay in the waterproofing of concrete. — A hoist for feeding material to the concrete mixer (Nr. 10).

W. N. Willis: Does Mika weaken concrete (Engineering Record Nr. 3). — Preservation of steel reinforcement in concrete structures (Nr. 4). — L. C. Wason: Proportion of concrete and methods of mixing (Nr. 7). — Reinforced concrete's commendation from the Royal Institute of Brit. Arch. (Nr. 8). — A concrete block fire test (Nr. 10).

## III. Ausgeführte Beispiele aus der Praxis.

### 1. Hochbauten.

Ob.-Ing. Heim: Markthallenbau in Breslau (Beton u. Eisen, Nr. 2 u. 5). — Dipl.-Ing. Kupfer: Fabrikneubau J. H. Benecke-Vinnhorst (Nr. 2). — Dr. Ing. Saliger: Färbereihalle d. Segeltuchfabrik in Hessisch-Lichtenau. — Ing. v. Terzaghi: Silo der Gipswerke in Egeres (Nr. 3). — Dipl.-Ing. Haimovici: Neubau eines Geschäftshauses f. d. Firma B. G. Teubner in Leipzig. — Ing. v. Terzaghi: Bau d. ersten österr. Glanzstoff-Fabrik in St. Pölten (Nr. 4). — Ing. Schuster: Einstielige Bahnsteigdächer aus Eisenbeton auf dem Hauptbahnhof in Nürnberg (Nr. 5).

Der Neubau der königl. Anatomie in München (Deutsche Bauzeitung, No. 1—3). — Zementfabrik für Drehofenbetrieb in Eisenbeton (Nr. 1, 2, 5). — Dr. Ing. Mautner: Feinkohlenturm in Eisenbeton auf Zeche Recklinghausen II. — Reg.-Bmstr. Heintel: Konstruktionen bei

Hochbauten. — Dipl.-Ing. Luft: Neue Hallenbauten in Eisenbeton (Nr. 4). — Dr. Ing. Sandor: Warenhaus Kottbuser Damm in Berlin (Nr. 5).

Dr. Ing. Weiske: Kaminbehälter in Eisenbeton (Dinglers Journal, Nr. 10).

Prof. Berlage: Architektur des Eisenbetons. — Lokomotiv-Remisen aus Eisenbeton (Monatsschrift f. Hoch- u. Tiefbau, Nr. 5). — Dipl.-Ing. Zipkes: Turmbauten aus Eisenbeton (Nr. 6).

Prof. Schmitt: Fortschritte im Bau von Getreide-speichern (Rundschau f. Technik u. Wirtschaft, Nr. 1).

Das Betonbauwerk der Düsseldorfer Ausstellung 1902 (Tonindustrie-Zeitung, Nr. 25). — Eisenbetontreppe. — Prüfung von Betonsäulen (Nr. 35). — Der Betonbaublock (Nr. 44).

Prof. Ramisch: Abmessungen von Eisenbetondecken (Zement u. Beton, Nr. 3). — Einsturz eines Eisenbetonschornsteines (Nr. 4). — Böhm: Geschäftshaus Schwellenbach, Cöln (Nr. 6). — Wohnhausbau (Nr. 7). — Rothert: Dampfmühlenanlage aus Eisenbeton. — Koker: Zementbauten in Hörnum auf Sylt. — Neue Hohldecke aus Beton (Patent Seelbach) (Nr. 8). — Rothert: Lagerhäuser in Betonhohlsteinen. — Neue Deckenbauweise aus Hohlsteinen (Patent Burchartz) (Nr. 10). — Neuere Siloanlagen in Eisenbeton. — Dipl.-Ing. Kupfer: Weichen-Montagehalle aus Eisenbeton in Leinhausen (Nr. 11). — Eisenbetontreppe (Nr. 13). — Ing. Graff: Kohlenbunker in Eisenbeton für die Continental Caoutchouc u. Guttapercha-Compagnie, Hannover (Nr. 14).

Tedesco: Le calcul des silos (Le Ciment, Nr. 1). — Le ciment armé dans la construction des ouvrages de fortification (Nr. 3).

Costruzione di una galleria in cemento armato (Il Cemento, Nr. 1). — Ing. A. Danusso: Il cemento armato nella costruzione moderna. — Il cemento armato nei nuovo fabbricati militari di Roma (Nr. 2).

E. S. Larned: The Edison concrete house. — A concrete manufacturing building. — S. E. Tompson: Reinforced concrete chimneys (Cement Age, Nr. 3).

A reinforced-concrete building with concrete domes (Engineering News, Nr. 8). — Adjustable and portable forms for concrete building construction. — Casts on a reinforced-concrete factory building. — H. Stoffels: The construction of combined smokestack and water tank (Nr. 10).

C. M. Ripley: Doubling a factory's floor space. — The stadium of Syracuse university (Engineering Record, Nr. 3). — Experience with concrete in fortifications. — A reinforced concret observation tower (Nr. 4). — The Westport reinforced concrete power house (Nr. 5). — Jordahl: A reinforced-concrete cement stock house (Nr. 6). — Concrete shops construction with separately molded members (Nr. 9). — The foundry building of Williams, White and Comp. Moline, Ill. (Nr. 11).

—

—

—

—

—

—

—

—

—

—

—

—

—

—

—

—

—

—

—

—

—

—

—

—

—

### 2. Tiefbauten.

Dr. Ing. v. Emperger: Probebelastung einer „Compressol Pylone (Beton u. Eisen, Nr. 3). — Betonpfähle System Strauß (Nr. 4).

Straußsche Betonpfähle im Vergleich mit anderen (Deutsche Bauzeitung, Nr. 12). — Rosenstein: Zementierungsverfahren beim Aufbau von Schächten (Nr. 8).

Verfahren zum Einbetonieren von Kabelkanälen in Tunnelwände (Z. Ver. deutsch. Ing., Nr. 4).

Dr. Ing. Bohny: Zwei bemerkenswerte Vorschläge für die Gründung der ungewöhnlich tiefen Pfeiler der Brücke über den Hafen in Sidney (Zeitschr. f. Arch. und Ingenieurwesen, Nr. 1).

Befestigung eines Tunnels durch Eisenbetonpfähle (Zement u. Beton, Nr. 4). — Eisenbetonkanal in Kiel (Nr. 16).

Henry: Les tunnels sous-marins de New York (Le Genie Civil, Nr. 20).

La fondazione a pali „Simplex“. — Riparazione di una pila di ponte con iniezioni di malta (Il Cemento, Nr. 1).

Quick: Defective foundations at Md. Royal Water-Works pumping station (Engineering News, Nr. 11). — Taylor: Reinforced-concrete intercepting and outfall sewer, Waterburg (Nr. 13).

J. G. Mac Gregor: Construction of the Guelph and Goderich Railway Supporting a foundation wall on a reinforced-concrete. — A cast-iron pressure sewer in a railroad-yard. — An intercepting sewer in Salt Lake City (Engineering Record, Nr. 7). — H. Prime Kieffer: The construction of the base of Baltimore light (Nr. 11). — W. J. Knight: The United States Capitol subways (Nr. 12).

### 3. Wasserbauten.

R. W. Emerson: Der neue Hafen in Tanger (Beton u. Eisen Nr. 5).

Ing. Heismann: Deicherhöhlungen aus Eisenbeton (Monatsschr. f. Hoch- u. Tiefbau Nr. 5).

Schiff aus Eisenbeton (Tonindustrie-Zeitung Nr. 32).

Böhm: Wasserbehälter in Eisenbeton (Zement u. Beton Nr. 1). — Koker: Sicherung der Abbruchkante vor „Miramar“ in Nordseebad Westerland-Sylt (Nr. 2). — Koker: Bühnenbauten an der Westküste von Sylt (Nr. 4). — Dahlmann: Wasserbehälter im Gebirge aus Eisenbeton (Nr. 6). — Talsperre bei Illachmühle in Oberbayern (Nr. 9). — Eisenbeton im Hafenbau (Nr. 12). — Dahlmann: Talsperre bei Illachmühle in Oberbayern (Nr. 14).

Digues et murs de quais en ciment armé. — Barrages en ciment armé (Le Ciment Nr. 1).

Ing. L. d'Adda: Il calestruzzo armato invece delle piastre in acciaio nella difesa delle navi da battaglia. — Torre serbatoio. — Dighe in cemento armato (Il Cemento Nr. 1). — Serbatoio di Narni (Nr. 2).

F. T. Hoxic: Locating a leak in water mains by means of caustic soda (Engineering News Nr. 13).

Conduite of special design in Ogden, Utah (Engineering Record Nr. 3). — Quay walls for the new dry dock at the Charleston Navy Yard (Nr. 5). — Flood protection along Cherry Creek (Nr. 7). — The water supply system of Los Angeles. — Reinforced concrete piers for Baltimore (Nr. 9). — The Colliersville hydro-electric plant (Nr. 10). — A concrete and earth diversion dam in California. — A reinforced-concrete sewer pipe trestle (Nr. 11). — The water supply system of Salt Lake City, Utah (Nr. 12). — J. W. Ledoux: Indian Creek water-supply system. — The reinforced-concrete water tower at Anaheim (Nr. 15).

### 4. Straßenbrücken.

Ob.-Ing. H. Buch: Brücke über den Hauptkanal b. Hohenauen (Sprengbogen mit angehängter Fahrbahn, 20 m l. W., 9,1 m Gesamthöhe, Konstr.-Höhe d. Sprengbog. 3,43 m, Kämpferstärke 1,5 m, Scheitelstärke 0,85 m) (Beton u. Eisen Nr. 2). — Dr. Ing. v. Emperger: Projekt einer Eisenbetonbrücke des Königs von Spanien (2 Wölbungen —  $1/10$  Pfeilhöhe — aus Eisenbet. v. 20 bzw. 22 m und eine eiserne Klappbrücke von 16 m Spannweite, 6,5 m Breite) (Nr. 4).

Stadtbaurat Tharandt: Die Pfeifferbrücke in Düsseldorf (Bogenbrücke mit 3 Öffnungen von 7,8 m, 14 m, 7,8 m Spannweite, Scheitelst. 54 cm, Kämpferst. 60 cm, Fahr-  
bahnplatte aus Eisenbeton) (Deutsche Bauzeitung Nr. 6). — Dipl.-Ing. Luft: Neuere Brückenbauten in Eisenbeton. Amrichen-Brücke in Eisenach (4 Bogenöffn. v. 7—10 m

Spannw., 10,9 m Gesamtbreite, 2 Tragrippen von 0,2 m Breite, 6 m Rundeisen à 25 mm, 2 Tragrippen von 0,12 m Breite mit 2 Rundeisen à 12 mm) (No. 8).

Beton und Eisenbetonbrücken (9 verschiedene Ausführungen) (Zeitschr. f. Arch. u. Ingenieurwesen).

Straßenbrücke aus Eisenbeton in Atlanta (Bogenbrücke von 152 m Länge, 10 Öffnungen von 6—23 m Spannweite 15,25 m Breite, 6 Tragrippen von 40 bzw. 80 cm Scheitelstärke, 30 bzw. 35 cm Breite oben und unten, 2 Eisen à 25/76 mm) (Zement u. Beton Nr. 2). — Fußgängerbrücke aus Eisenbeton (Bogenbrücke von 21,6 m Spannweite, 1,4 m Breite, 2,2 m Pfeil, Breite 40 cm, Scheitelst. 50 cm, Kämpferst. 60 cm, 4 T-Eisen à 25 mm) (Nr. 3). — Eisenbetonbrücke in Trinidad (Bogenbrücke mit 2 Öffnungen à 21 m Spannweite, 2,1 m Pfeilhöhe, nutzbare Breite 19,2 m, Scheitelst. 42 cm, Widerlagerst. 90 cm, Armierg. außen und innen mit rd. 4 Thacherisen à 28 mm) (Nr. 4). — Böhm: Balkenbrücke bei Milspe (6 m l. Weite, 7 m Gesamtbreite, 4 Balken à 30/55 cm bzw. 20/40 cm mit 8 bzw. 4 Quadratischeisen à 16/16 mm) (Nr. 7). — Die Walnut Lane-Brücke in Philadelphia (Bogenbrücke von 71 m Spannweite, 21,4 m Pfeilhöhe, 2 bezw. 3 anschließenden halbkreisförmigen Bogen à 16,2 m Spannweite, 18,3 m Breite, Scheitelstärke 1,7 m, Widerlagerstärke 2,9 m) (Nr. 13).

Il ponte d'Imphy sulla Loire (System Hennebique, 10 Bogen à 30 m Lichtweite, 2,4 m Pfeilhöhe, 6 m breit) (Il Cemento No. 1).

Progress on the Walnut-Lane-Bridge (siehe Zement u. Beton Nr. 13) (Engineering Record Nr. 7). — Standard overhead bridge floors, Philadelphia (schiefe Brücke 43,2 m, 1 g., 16,5 m breit). — The Waguar bridge at Paterson (Bogenbrücke mit 2 Öffnungen, 44, 49, 44 m Spannweite, 18 m Breite, Pfeilhöhe 2,9 bzw. 3,7 m, Scheitelstärke 61 bzw. 71 cm, Kämpferstärke 1,9 bzw. 2,3 m, einfache Armierung mit Kahneisen, 25 mm an der Außenseite, doppelt an der Innenseite in Entfernung von 60 cm, Querarmerung alle 90 cm von Kahneisen à 18 mm) (Nr. 10). — Concrete highway culverts and bridges in Iowa (Bogen- und Balkenbrücken von 3,7—13,8 m Spannweite) (Nr. 11). — A three-hinge reinforced concrete shew arch bridge in Denver (schiefer Dreigelenkbogen von 42 m Spannweite, 13,4 m Breite, Scheitelstärke 61 cm, Kämpferstärke 69 cm, Armierung innen und außen von 6 bzw. 8 Rundeisen à 31 bzw. 25 mm Durchmesser) (Nr. 12).

### 5. Eisenbahnbrücken.

Dipl.-Ing. Bachner: Hochbahn aus Eisenbeton für den Gleisanschluß der städtischen Gasanstalt in Förde (Balkenbrücke mit 9 Öffnungen von 3—10 m Spannweite, 4,5 m Breite, Haupttr. 50 cm breit, 11 Rundeisen à 20 mm) (Beton u. Eisen Nr. 2). — Reg.-Bmstr. Prof. Dr. Ing. Blum: Eine sehr schräge Gleisüberführung (Gewölbe: Scheitelstärke 0,8 m, Kämpferstärke 0,98 m) (Nr. 3).

Ob.-Ing. Hart: Unterführung der Prinz-Regentenstraße in Wilmersdorf (Eisenbetonbogen mit 3 Gleisen 30 m, 1. W. 24,4 m, Gelenkspannweite 1/12, Pfeilhöhe 6 m, 7,65 bzw. 6,25 m Breite der 3 Objekte, Scheitelstärke 45 cm, Kämpferstärke 65 cm, 8 bzw. 10 Rundeisen à 23 mm pro m) (Deutsche Bauzeitung Nr. 4).

Gitterträger aus Eisenbeton (2,7—7,5 m Spannweite, 1,8 m breit, Armierung durch geriffelte Vierkantseisen) (Tonindustrie-Zeitung Nr. 46).

Reg.-Bmstr. Chaussette: Eisenbahnbrücken aus Walzeisenträgern mit Betonkappen (Zentralbl. d. Bauverwaltung Nr. 25).

*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.*