

Der Vortragende wies auf die Schwierigkeiten hin, welchen die Einführung des Eisenbetontragwerkes begegnete, und zitierte schließlich das folgende Urteil Prof. Dr. SALIGERS: „Für den Eisenbeton hielt man das Fachwerk lange Zeit als ungeeignet und nahm sich auch nicht die Mühe, seine Anwendung zu versuchen. Der Grund hierfür liegt, wie die großartigen Erfolge beweisen, nicht in der Untauglichkeit des steinähnlichen Materials für gegliederte Konstruktionen, sondern in der durch die massiven Steinkonstruktionen beeinflussten Psychologie des menschlichen Geistes, welchem die Verfeinerung eines solchen Baustoffes zu Gitterstäben widerstrebte. Dem mutigen Gedanken des Ingenieurs VISINTINI und seiner Bewunderungswürdigen zähen Ausdauer in der Durchsetzung seiner gesunden Idee verdankt die Fachwelt den Bruch des alten Vorurteils und die Schaffung des Fachwerkträgers aus Eisenbeton.“

Prof. Dr. Ing. FRITSCH, Prag:

Zur Frage der teilweisen Anhängung bei steif bewehrten Gewölben¹

Nach einem Hinweis auf die Wichtigkeit dieser Frage bei der Bauweise MELAN und einer Skizzierung des derzeitigen Standes derselben wird ein Verfahren zur Erzielung einer teilweisen Anhängung besprochen, das der Vortragende gelegentlich der Verfassung eines Wettbewerbsentwurfes für die Überbrückung des Nuslertales in Prag ausgearbeitet hat. Es besteht im wesentlichen in der Benützung eines hölzernen Entlastungsbogens, der mit den steifen Bewehrungsbögen zur gemeinsamen Verformung gebracht wird und der durch geeignete Maßnahmen, die eine gewisse Ähnlichkeit mit dem Gewölbe-Expansionsverfahren von FÄRBER-FREYSSINET haben, zum Tragen eines bestimmten Teiles des Wölbgewichtes herangezogen werden soll; durch das Ausrüsten wird dieser Teil in den fertigen Eisenbetonbogen geleitet und so durch das Eintragen der großen Längskraft in diesem das Auftreten sonst unvermeidlicher größerer Biegunszugspannungen verhindert.

Professor Dr. Ing. R. SALIGER, Wien:

Versuche mit umschnürten Gußeisenbetonsäulen, ausgeführt durch die Technische Versuchsanstalt der Technischen Hochschule in Wien

a) *Versuchsprogramm*

Umschnürte Gußeisenbetonsäulen sind bisher nach verschiedenen Bauarten ausgeführt worden. Gemeinsam ist ihnen die Anordnung eines Kerns aus Gußeisen, der mit einer in Beton eingebetteten Umschnürung ummantelt ist. Die ursprüngliche Form des Gußeisenkerns, die sich aus dem erstmaligen Zweck ergab, ist die Gußeisensäule mit kreisringförmigem Querschnitt. Aus baulichen Gründen ist diese Form ersetzt worden durch einzelne voneinander unabhängige Stäbe aus Gußeisen, die an der Baustelle verlegt und umschnürt wurden. Einen erheblichen Fortschritt hinsichtlich der Zuverlässigkeit des Gußeisenkerns und der Umschnürung stellt eine von Dr. BRUNO BAUER herrührende Gestaltung dar, welche einen aus einem Gußeisengerippe bestehenden Kern verwendet, der vor dem Einbau maschinell umschnürt wird. Diese umschnürten Gußeisenkerne werden auf der Baustelle einbetoniert und gewährleisten nicht nur eine größere Genauigkeit der Herstellung, sondern auch wirtschaftliche Vorteile.

Um die Tragkraft so hergestellter Druckkörper, die sowohl im Hochbau wie im Bogenbrückenbau Anwendung finden, zu erforschen, hat der Berichterstatter

¹ Der vollständige Vortrag ist in der Zeitschrift „Der Bauingenieur“, H. 2, Jahrg. 1929, erschienen.

länge bezweckte die Erforschung des Abfalls der Tragkraft mit wachsender Höhe. Die Köpfe aller Säulen einschließlich jener aus Beton und umschnürtem Beton wurden mit einem Eisengerippe bewehrt und besaßen einen um 12 cm größeren Durchmesser als die Schäfte. Die Höhe der Säulenköpfe betrug 25 cm, so daß die reine Schaftlänge bei den kurzen Säulen noch 70 cm betrug. Diese Anordnung hat sich bei allen Säulen bewährt, da der Bruch überall im Schaft eingetreten ist. Die Lastübertragung erfolgte bei den Säulen aus Beton und umschnürtem Beton in einer Fläche, welche dem Schaftquerschnitt gleich ist, bei den umschnürten Gußeisensäulen durch unmittelbare Belastung der an den Köpfen verstärkten Gußeisenlamellen mittels besonders harter Stahlplatten.

Abmessungen zur Abb. 6

Form	a _{mm}	b _{mm}	d _{mm}	L _{mm}
A	14—16	55—57	300—308	1200
B	26—32	55—65	300—308	1200
B'	26—32	55—65	300—308	2760
C	37—49	54—62	300—308	1200
C'	37—49	54—62	300—308	2760

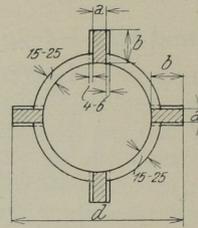


Abb. 6. Querschnitt des Gußeisenkerns nach Abb. 5

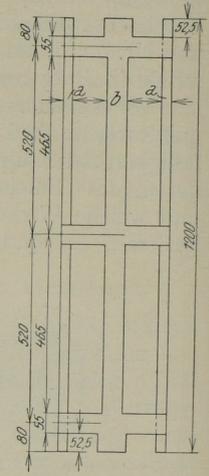


Abb. 7. Gußeisenkerne der Säulen Nr. 21 und 22

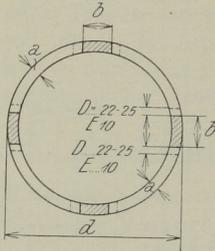


Abb. 8. Querschnitt der Gußeisenkerne nach Abb. 7

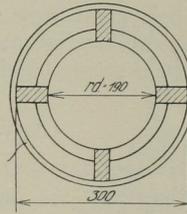


Abb. 9. Geviertumschnürung der Gußeisenkerne

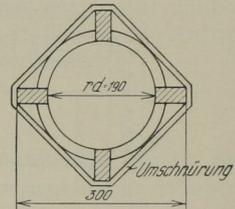


Abb. 10. Kreisumschnürung

Abmessungen zur Abb. 8

Form	a _{mm}	b _{mm}	d _{mm}	L _{mm}
D	12—15	57—60	300	1200
E	25—30	58—61	300	1200

Alle Gußeisenkerne bestanden aus 4 Lamellen, die durch Gußeisenringe in 52 cm Abstand miteinander verbunden waren und ein einheitliches Gußeisengerüst bildeten.

Zur Erforschung der Ausnützbarkeit der Gußeisenfestigkeit wurden drei verschiedene

Querschnittstärken in Aussicht genommen, und zwar mit 28,6 qcm, 57,2 qcm und 85,8 qcm Querschnitt. Die tatsächlichen Querschnitte sind aus der Tafel I ersichtlich. Sie sind als Mittelwert aus 20 Messungen an jeder Säule festgestellt. Sie waren durchwegs größer als die geplanten Querschnitte, und zwar bei den schwachen Gußeisenlamellen bis 20%, bei den mittelstarken bis 18% und bei den starken bis 17%. Der tatsächliche Gußeisenbewehrungsanteil an dem durch die Umschnürung umgrenzten Kernquerschnitt beträgt 4,6 bis 15,3%. Die Anordnung der Lamellen erfolgte bei der Mehrzahl der Säulen radial, so daß die kleinere Abmessung der Gußeisenlamelle am Umfang der Umschnürung lag. Bei vier Säulen wurden die Lamellen tangential angeordnet.

Tafel I
Tatsächliche Abmessungen der Versuchssäulen

Nr.	Stoff	Länge in cm	Äußerer Querschnitt cm	Kernquerschnitt F_k qcm	Längsbewehrung		Umschnürung					
					Form	F_e bzw. F_g qcm	$\mu = \frac{F_g}{F_k}$ in %	Dicke mm	Ganghöhe s cm	Länge einer Windung u cm	$F_s = \frac{F_1 \cdot u}{s}$ qcm	$\mu_s = \frac{F_s}{F_k}$ in %
1	Gußbeton	120	Geviert 30,5 · 30,5	—	—	—	—	—	—	—	—	
2		120	Rund 35	—	—	—	—	—	—	—	—	
3	Umschnürter Beton	120	Geviert 30,5 · 30,5	$23^2 = 529$	—	$4 \cdot 14 = 6,16$	1,2	7,0	5,0	92,0	7,0	1,3
4		120	Rund 35	$\frac{\pi \cdot 29^2}{4} = 660$	—	$4 \cdot 14 = 6,16$	0,9	7,0	5,0	91,0	6,9	1,1
5	Umschnürter Gußeisenbeton	120	Geviert 30,5 · 30,5	$23^2 = 529$	A	33,7	6,7	6,8	4,7	92,0	7,1	1,3
6		120	Rund 35	$\frac{\pi \cdot 30,9^2}{4} = 750$	A	34,4	4,6	6,8	4,7	97,0	7,5	1,0
7	Umschnürter Gußeisenbeton	120	Geviert 30,5 · 30,5	$23,9^2 = 572$	B	65,7	11,5	5,0	4,8	95,6	4,0	0,7
8		120	Rund 35	$\frac{\pi \cdot 31,1^2}{4} = 760$	B	66,7	8,8	5,0	4,8	97,7	4,1	0,5
9	Umschnürter Gußeisenbeton	120	Geviert 30,5 · 30,5	$24,0^2 = 576$	B	67,6	11,7	6,8	4,8	96,0	7,3	1,3
10		120	Rund 35	$\frac{\pi \cdot 31,1^2}{4} = 760$	B	66,3	8,7	6,8	4,8	97,7	7,4	1,0
11		120	—	—	B	66,2	—	6,8	10,0	96,0	3,4	—
12	Umschnürter Gußeisenbeton	120	Geviert 30,5 · 30,5	$24,0^2 = 576$	B	67,5	11,7	6,8	2,5	96,0	14,0	2,4
13		276	Geviert 30,5 · 30,5	$24,0^2 = 576$	B'	63,2	11,0	6,8	2,3	96,0	15,2	2,6
14		120	Rund 35	$\frac{\pi \cdot 31,3^2}{4} = 770$	B	66,4	8,6	6,8	2,5	98,4	14,3	1,9
15	Umschnürter Gußeisenbeton	120	Geviert 30,5 · 30,5	$24,6^2 = 605$	B	65,2	10,8	10,0	2,6	98,4	29,9	4,9
16		276	Geviert 30,5 · 30,5	$24,3^2 = 590$	B'	64,5	10,9	10,0	2,6	97,2	29,6	5,0
17		120	Rund 35	$\frac{\pi \cdot 31,6^2}{4} = 785$	B	67,5	8,6	10,0	2,5	99,2	31,4	4,0
18	Umschnürter Gußeisenbeton	120	Geviert 30,5 · 30,5	$25,6^2 = 655$	C	100,2	15,3	10,0	4,8	102,4	16,8	2,6
19		276	Geviert 30,5 · 30,5	$25,2^2 = 635$	C'	94,5	14,9	10,0	4,9	100,8	16,3	2,6
20		120	Rund 35	$\frac{\pi \cdot 31,6^2}{4} = 785$	C	98,9	12,6	10,0	4,9	99,2	16,0	2,0
21	Umschnürter Gußeisenbeton	120	Rund 35	$\frac{\pi \cdot 30,7^2}{4} = 740$	D	31,3	4,2	6,8	5,0	96,5	7,0	0,9
22		120	Rund 35	$\frac{\pi \cdot 30,7^2}{4} = 740$	E	63,1	8,5	6,8	2,5	96,5	14,1	1,9

Die Umschnürung war bei einem Teil der Säulen quadratisch, beim anderen kreisförmig, in allen Fällen eine fortlaufende Schraubenlinie über die ganze Länge des Gußeisenkerns. Die Ganghöhe der Umschnürung betrug 5 cm und 2,5 cm, die Umschnürungsstärke war 5, 7 und 10 mm. Die Unterschiede der Ausführung gegen die Planung sind aus der Tafel I erkennbar. Der Umschnürungsanteil schwankte

von 0,5 bis 5%. Bei dem Säulenpaar 11 a, b war eine Verbindung der quadratischen und kreisförmigen Umwehrung mit einem Wellblechmantel in Aussicht genommen, doch wurden diese Säulen wegen Schwierigkeiten in der Herstellung aus dem Versuchsprogramm vorläufig ausgeschieden.

Die Einzelheiten der Abmessungen der Gußeisenkerne und der Umschnürungen sowie die Ausbildung der Köpfe sind aus den Abb. 1 bis 10 ersichtlich. Die Gußeisenkörper einschließlich der maschinell aufgewickelten Umschnürung sind von der Tannwalder Maschinenfabrik in Tannwald in Böhmen geliefert.

b) Herstellung der Säulen

Die zur Betonierung gelangten 42 Säulen wurden in zwei Reihen a und b von je 21 Stück am 6. März, bzw. 16. März 1928 von der Betonbauunternehmung PITTEL & BRAUSEWETTER im Versuchsraum der Technischen Hochschule ausgeführt. Da der Versuchszweck nur gelingen konnte, wenn bei allen Säulen möglichst übereinstimmende Betonfestigkeit erreicht wird, wurde auf die Gleichmäßigkeit des Zuschlagmaterials und die Höhe des Wasserzusatzes größtes Gewicht gelegt. Letzterer wurde mit dem in Aussicht genommenen Zuschlagmaterial und Zement durch Setzproben vorher bestimmt und bei allen Säulen eingehalten, soweit nicht Änderungen im Feuchtigkeitsgehalt des Sandkieses kleine Abweichungen notwendig machten.

Aus dem angelieferten Donausandbaggerungsmaterial wurden drei Körnungen ausgesiebt, 0 bis 3 mm, 3 bis 10 mm und 10 bis 25 mm, deren Zusammenfügen so gewählt wurde, daß ein dichter Beton zu erwarten war. Damit ergab sich die Mischung 1 Raumteil 0 bis 3 mm, 1,8 Raumteile 3 bis 10 mm und 1 Raumteil 10 bis 25 mm Korngröße. Diese 3,8 Raumteile ergaben einzeln gemessen zusammen 100 l. Eine Füllung der Mischmaschine bestand demnach aus 26,11 Feinsand, 47,81 Mittelsand und 26,11 groben Sandkies, wozu 30 kg Portlandzement und 15,7 l Wasser kamen.

Die Mischung der Korngrößen ergab eine Raumabnahme von 17,3% und beim Festrütteln eine Raumverminderung von 24%. Beim fortschreitenden Austrocknen des Sandkieses mußte die Wassermenge von 15,7 auf 15,9 l je Mische vermehrt werden.

Zu den beiden Reihen a und b und den zugehörigen Probewürfeln und Probekörpern wurden 82 Mischungen mit zusammen 8,2 cbm Sandkies und 2460 kg Zement verwendet, die 6,37 cbm Beton ergaben. Hieraus berechnet sich eine Ausbeute von 0,62; 1 cbm Beton enthält 390 kg Zement.

Während der Herstellung der Versuchsreihe a betrug die Luftfeuchtigkeit 45 bis 41%, die Temperatur des Raumes in 1,2 m Höhe über dem Boden 15 bis 16°. Bei der Herstellung der Versuchsreihe b betrug die Feuchtigkeit 45 bis 47% und die Temperatur der Luft 23°. Jede der beiden Säulenreihen wurde innerhalb 7 Stunden ausgeführt. Alle Schalungen bestanden aus gehobelten Holzbohlen und wurden auf kräftige Fußplatten aufgestellt.

Gleichzeitig mit den Säulen wurden bei jeder Versuchsreihe, gleichmäßig verteilt auf die ganze Herstellungszeit, 32 Würfel mit 20 cm Kantenlänge und 25 nicht bewehrte Biegebalken mit 6.6 cm Querschnitt und 50 cm Länge hergestellt. Ein Teil dieser Probekörper diente zur Feststellung des Fortschreitens der Betonfestigkeit, um jenen Zeitpunkt für die Versuchsdurchführung wählen zu können, in dem die Würfel festigkeit etwa 200 kg/qcm betragen wird. Der restliche Teil dieser Probekörper wurde gleichzeitig mit der Säulenprüfung gebrochen.

Ein bis zwei Tage nach der Betonierung erfolgte die Entschalung der Probewürfel und Biegebalken, drei bis vier Tage nach der Säulenbetonierung deren Entschalung und nach weiteren zwei Tagen die Abnahme der Säulen von den Schalungsgrundplatten.

c) Durchführung der Versuche

Die Erprobung des Gußeisens erfolgte teils an Probestäben, die von der Gießerei gleichzeitig mit den Gußeisengerippen hergestellt worden waren, teils an Probestücken, die aus den Säulen nach deren Bruchbelastung herausgeschnitten sind. An den erstgenannten vier Proben ergaben sich Druckfestigkeiten von 78 bis 81 kg/qmm, im Mittel 80,0 kg/qmm. Die Zugfestigkeit wurde mit 12,8 bis 16,3, im Mittel zu 14,5 kg/qmm festgestellt. Die Biegefestigkeit ergab sich zu 32,7 bis 34,1, im Mittel zu 33,4 kg/qmm. Aus den bis zum Bruch belastet gewesenen Säulen 7 a und b, 18 a und 11 a und b wurden Zylinder von 25 mm Dicke herausgeschnitten und deren Festigkeit mit 65 bis 85, im Mittel 75,6 kg/qmm ermittelt. Die Gußeisenkerne der Säulen waren in der Gießerei im laufenden Betrieb und ohne eine andere Sorgfalt, als die übliche hergestellt. Bei der Erprobung der Säulen hat sich gezeigt, daß einzelne fehlerhafte Stellen mit Schlackeneinschlüssen vorhanden waren, an denen der Bruch der Lamellen erfolgt ist. Die zwei quadratisch umschnürten Gußkörper, welche für die

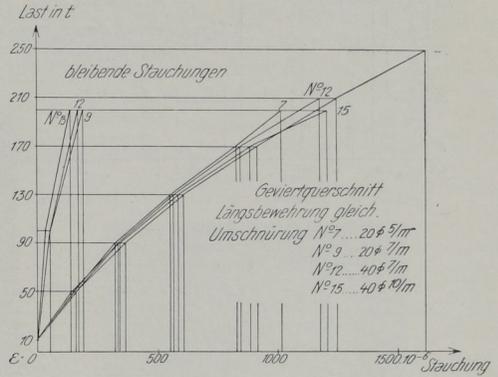


Abb. 11. Stauchung der Säulen Nr. 7, 9, 12 und 15

Säulen 11 a und b bestimmt waren, aber aus den früher genannten Gründen nicht einbetoniert wurden, gelangten zur Erprobung und ergaben Bruchlasten von 198 und 203 t. Dies entspricht einer Druckfestigkeit des Gußeisengerippes von 30,3 kg/qmm im Mittel.

Die Erprobung des Umschnürungseisens von 5, 7 und 10 mm Stärke erwies Streckgrenzen von 25,7 bis 32,5, im Mittel 29,5 kg/qmm, Zugfestigkeiten von 37,4 bis 43,4, im Mittel 41,4 kg/qmm. Die Bruchdehnung auf eine Meßlänge, die gleich ist der zehnfachen Eisendicke, schwankte von 20,0 bis 31,5% und betrug im Mittel 25,2%. Die Einschnürung war 66 bis 71, im Mittel 68,3%.

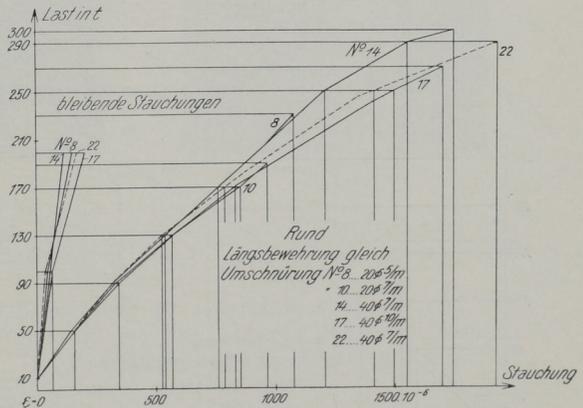


Abb. 12. Stauchung der Säulen Nr. 8, 10, 14, 17 und 22

Von den in jeder der Versuchsreihen a und b hergestellten Würfeln und Biegebalken wurden mehrere Probekörper acht Tage nach der Herstellung geprüft. Die Würfel- und Biegebalkenfestigkeit hatte sich in der Reihe a mit 164 kg/qcm, in der Reihe b mit 155 kg/qcm ergeben. Die Hauptproben erfolgten zu gleicher Zeit mit den Säulerversuchen, 14 bis 16 Tage nach der Herstellung. Sie erwiesen in der Versuchsreihe a im Mittel aus 29 Würfeln 208 kg/qcm mit Schwankungen der Einzelwerte von -11 bis +14%. Die Biegebalken dieser Versuchsreihe zeigten eine Biegezugfestigkeit von 28,7 kg/qcm aus 23 Versuchen bei Schwankungen von -11 bis +7%. In der Versuchsreihe b standen 26 Würfeln zur Verfügung, die gleichzeitig mit den Säulen gedrückt wurden. Die Würfel- und Biegebalkenfestigkeit betrug 202 kg/qcm mit Schwankungen der

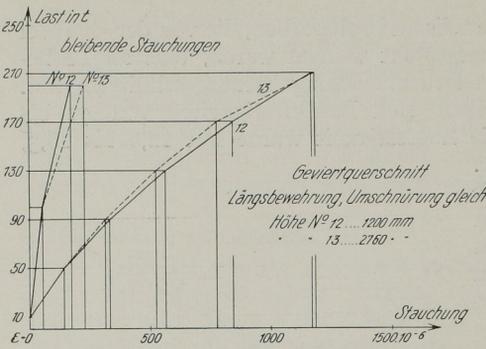


Abb. 13. Stauchung der Säulen Nr. 12 und 13

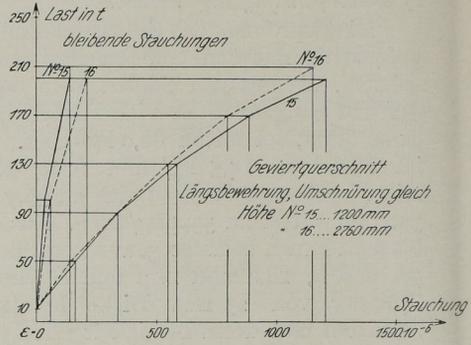


Abb. 14. Stauchung der Säulen Nr. 15 und 16

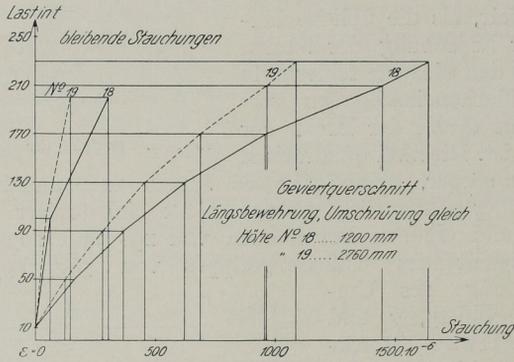


Abb. 15. Stauchung der Säulen Nr. 18 und 19

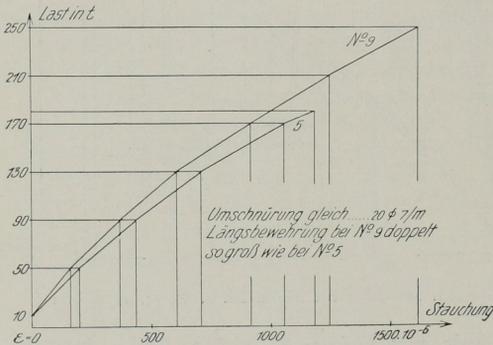


Abb. 16. Stauchung der Säulen Nr. 5 und 9

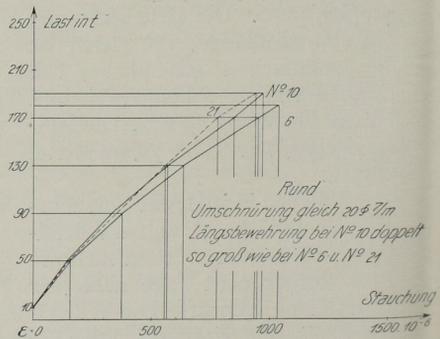


Abb. 17. Stauchung der Säulen Nr. 6 und 10

Einzelwerte von -12 bis $+10\%$. Aus 23 Biegebalken ergab sich eine Biegezugfestigkeit von $28,8 \text{ kg/qcm}$ mit Schwankungen der Einzelwerte von -5 bis $+14\%$. Im Mittel aus allen 55 Würferversuchen ergab sich eine Druckfestigkeit des Betons von 205 kg/qcm und aus den Biegebalken eine Biegezugfestigkeit von $28,8 \text{ kg/qcm}$. Das Verhältnis der Würfelfestigkeit zur Biegezugfestigkeit beträgt sonach $7,1$.

Die aus der Erprobung der Säulen ohne Gußeisenbewehrung festgestellte Prismenfestigkeit des Betons schwankte von 129 bis 156 kg/qcm und betrug im Mittel 142 kg. Das Verhältnis der Prismenfestigkeit zur Würfelfestigkeit beträgt daher in vorliegendem Falle 0,70.

Die Erprobung der Säulen wurde in der 800 t-Pressen der Technischen Hochschule vorgenommen. Die Bruchlasten schwankten von 105 bis 638 t. Beobachtet wurden die Stauchungen, die Querdehnungen, die ersten Risse und die höchsten Lasten. Die Stauchungen wurden an vier einander paarweise gegenüberliegenden Stellen des Schaftes mit 400 mm Meßlänge festgestellt, so daß die nicht ganz vermeidbaren Ausmitten des Kraftangriffes ohne nennenswerten Einfluß auf die gesamte Verkürzung der Säulen blieben. Die Messung der Querdehnungen, die ebenso wie jene der Längsverkürzungen an der

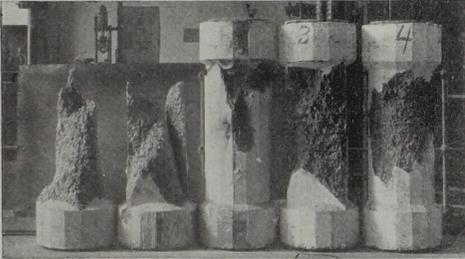


Abb. 18

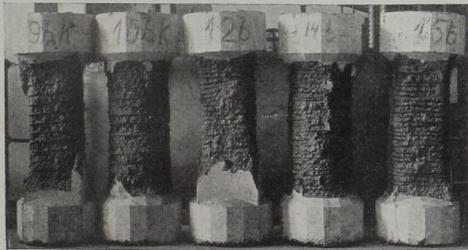


Abb. 19

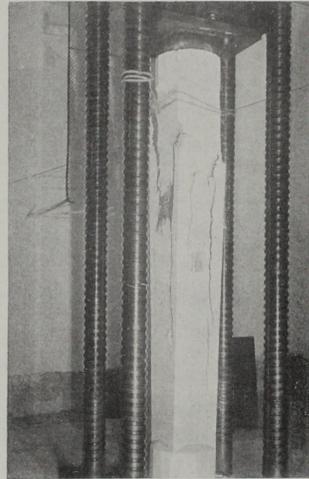


Abb. 20

Oberfläche des Schaftes erfolgt sind, zeigte so geringe und größtenteils auch unzuverlässige Werte, daß diese Beobachtungen nur bei den ersten Säulen durchgeführt wurden.

Die Laststeigerung geschah in Stufen von 10 zu 10 t, bei denen auch die Stauchungsmessungen vorgenommen sind. In den Abb. 11 bis 17 sind die Stauchungen bei Laststufen von 40 t dargestellt. Die Entlastung erfolgte in Stufen von 50 bis 100 t, bei denen die bleibenden Formänderungen gemessen sind.

Die Brucherscheinungen aller gußeisenumschürzten Betonsäulen sind im wesentlichen die gleichen. Sie beginnen mit der Bildung feiner Risse in der Schale, die schließlich zum vollständigen Abfallen des außerhalb der Umschnürung liegenden Betonmantels führt. Je stärker die Gußeisenbewehrung ist, desto früher beginnen diese äußeren Zerstörungerscheinungen, teilweise schon bei der halben Bruchlast. Der Bruch selbst erfolgte beinahe in allen Säulen durch Zerstörung der Gußeisenlamellen, die einknickten und in vielen Fällen als Folgeerscheinung die Umschnürung zerrissen (Abb. 18 bis 20).

Die langen Säulen erwiesen gegenüber den kurzen Säulen mit gleichem Querschnitt und gleicher Bewehrung einen Abfall an Festigkeit.

Tafel 2
 Reiß- und Höchstlasten der Säulen

	Säule	Rißlast einzeln in t	Höchstlasten			Bruchursache	Berechnete Bruchlast		Anmerkung
			einzeln in t	Mittel in t	Schwankung in %		in t	Abweichung d. Versuchsmittelwertes in %	
Überbelehrt	1 a b	90,120	105,130	—	—	—	—	} $\sigma_d = 142 \text{ kg/qcm}$ i. M.	
	2 a b	124,000	124,150	137,0	$\pm 9,5$	—	—		
Umschnürring	3 a b	140,140	149,140	144,5	$\pm 3,1$	—	—	—	
	4 a b	140,140	140,163	151,5	$\pm 7,6$	—	—	—	
Geviertquerschnitt	5 a b	190,180	238,258	248,0	$\pm 4,0$	Lamelle gebrochen	257	+ 3,8	—
	7 a b	200,180	405,403	404,0	$\pm 0,2$	Lamelle gebrochen a Gußfehler b Umschnürring zerrissen	402	— 0,4	—
	9 a b	210,200	408,426	417,0	$\pm 2,2$	Lamelle gebrochen	422	+ 1,3	—
	12 a b	200,190	425,454	439,5	$\pm 3,3$	Lamelle gebrochen	445	+ 1,4	—
	13 a b	220,240	380,358	369,0	$\pm 3,0$	Lamelle gebrochen und Ausknickung	429	+ 14,1	Abminderung infolge großer Höhe
	15 a b	230,240	490,514	502,0	$\pm 2,4$	Lamelle gebrochen	497	— 1,0	—
	16 a b	270,210	400,417	408,5	$\pm 2,1$	Ausknickung	490	+ 16,7	Abminderung infolge großer Höhe
	18 a b	270,230	526,574	550,0	$\pm 4,4$	Lamelle gebrochen a Ring gebrochen b Umschnürring zerrissen	550	$\pm 0,0$	berechnet mit $\sigma_g = 4100 \text{ kg/qcm}$
	19 a b	250,250	426,455	440,5	$\pm 3,2$	Ausknickung	522	+ 15,7	Abminderung infolge großer Höhe f. $\sigma_g = 4100 \text{ kg/qcm}$
Kreisquerschnitt	6 a b	230,000	290,291	290,5	$\pm 0,2$	Lamelle gebrochen	307	+ 5,5	—
	8 a b	270,240	348,422	435,0	$\pm 3,0$	Lamelle gebrochen a Gußfehler	440	+ 1,3	—
	10 a b	200,210	422,442	432,0	$\pm 2,3$	Lamelle gebrochen	455	+ 5,1	—
	14 a b	200,210	486,522	504,0	$\pm 3,6$	Lamelle gebrochen	495	— 1,8	—
	17 a b	270,300	605,610	607,5	$\pm 0,4$	Lamelle gebrochen	595	— 2,1	—
	20 a b	300,320	625,638	631,5	$\pm 1,0$	Lamelle gebrochen	628	— 0,6	berechnet mit $\sigma_g = 4500 \text{ kg/qcm}$
	21 a b	200,190	254,252	253,0	$\pm 0,4$	Lamelle gebrochen a Gußfehler b Umschnürring zerrissen	253	$\pm 0,0$	berechnet mit $\sigma_g = 3700 \text{ kg/qcm}$
	22 a b	200,230	512,448	480,0	$\pm 6,7$	Lamelle gebrochen a Umschnürring zerrissen	475	— 1,1	—

d) Die Ergebnisse

Aus den Bruchlasten der unbewehrten Säulen Nr. 1 b, 2 a, 2 b, ergeben sich die Prismenfestigkeiten 140, 129 und 156 kg/qcm, im Mittel 142 kg mit Schwankungen von $-9,2$ bis $+9,8\%$. Zur Bestimmung der Ausnützung der *Druckfestigkeit des Gußeisens* werden die Bruchlasten jener Säulen verglichen, welche gleich starke Umschnürungen besitzen, das sind die Geviertsäulen Nr. 3 und 5, 5 und 9, 12 und 18, sowie die Rundsäulen Nr. 4 und 6, 6 und 10, 14 und 20. Die Tragkraft des quadratischen Kerns der Säule Nr. 3 ohne Berücksichtigung der Längsbewehrung wird nach der Formel

$$\begin{aligned} N_k &= (F_k + 15 F_s) \sigma_b \\ &= (529 + 15 \cdot 7,0) \cdot 142 \\ &= 90 \text{ t} \end{aligned}$$

eingeschätzt. Die umschnürte Gußeisenbetonsäule Nr. 5 erwies eine Höchstbelastung von 248 t im Mittel. Der Unterschied ist

$$\Delta N = 248 - 90 = 158 \text{ t.}$$

Der Gußeisenquerschnitt beträgt

$$F_g = 33,7 \text{ qcm};$$

daher ist die Gußeisenpressung

$$\sigma_g = \frac{158000}{33,7} = 4700 \text{ kg/qcm.}$$

Die Tragkraft des Rundkerns der umschnürten Betonsäule Nr. 4 ohne Berücksichtigung der Längsbewehrung ist mit

$$\begin{aligned} N_k &= (F_k + 30 F_s) \cdot \sigma_b \\ &= (660 + 30 \cdot 6,9) \cdot 142 = 122,5 \text{ t eingeschätzt.} \end{aligned}$$

Die rund umschnürte Gußeisenbetonsäule Nr. 6 hat 290,5 t getragen. Der Unterschied der Höchstlasten beträgt also

$$290,5 - 122,5 = 168 \text{ t.}$$

Der Gußeisenquerschnitt beträgt 34,4 qcm, woraus sich die Gußeisenpressung mit

$$\sigma_g = \frac{168000}{34,4} = 4900 \text{ kg/qcm}$$

ergibt.

Die Geviertsäule Nr. 5 mit einer Bruchlast von 248 t im Mittel besitzt einen Gußeisenquerschnitt von 33,7 qcm.

Die Säule Nr. 9 erwies eine Bruchlast von 417 t im Mittel und besaß einen Gußeisenquerschnitt von 67,6 qcm. Der Unterschied der Höchstlasten ist

$$\Delta N = 417 - 248 = 169 \text{ t,}$$

der Unterschied der Gußeisenquerschnitte ist

$$\Delta F_g = 67,6 - 33,7 = 33,9 \text{ qcm.}$$

Hieraus ergibt sich eine mittlere Pressung des Gußeisens von

$$\sigma_g = \frac{169000}{33,9} = 4980 \text{ kg/qcm.}$$

Die runde Säule Nr. 6 erwies eine Bruchlast von 290,5 t im Mittel und hatte 34,4 qcm Gußeisenquerschnitt. Die Säule Nr. 10 zeigte eine Bruchlast von 432 t im Mittel bei einem Gußeisenquerschnitt von 66,3 qcm. Der Unterschied in den Höchstlasten beträgt

$$\Delta N = 432 - 290,5 = 141,5 \text{ t.}$$

Der Unterschied in den Gußeisenquerschnitten ist

$$\Delta F_g = 66,3 - 34,4 = 31,9 \text{ qcm.}$$

Die mittlere Pressung des Gußeisens ist also

$$\sigma_g = \frac{141500}{31,9} = 4450 \text{ kg/qcm.}$$

In ähnlicher Weise ergibt sich aus dem Vergleich der Geviertsäulen Nr. 12 und 18 eine Gußeisenbeanspruchung von

$$4300 \text{ kg/qcm}$$

und aus dem Vergleich der Rundsäulen Nr. 14 und 20 die Gußeisenanspannung von

$$4400 \text{ kg/qcm.}$$

Aus dieser Darlegung ergibt sich eine ausnützbare Festigkeit des Gußeisens von rund

$$5000 \text{ bis } 4300 \text{ kg/qcm.}$$

Die Gußeisenanspannung ist kleiner, wenn der Querschnitt des Gußeisens wächst. Im Mittel aus den berechneten Werten kann man als erreichbare Gußeisenanspannung

$$4800 \text{ kg/qcm}$$

annehmen.

Die *Wirkung der Umschnürung* ist aus jenen Säulen zu ermitteln, welche die gleiche Gußeisenbewehrung, aber verschieden starke Umwehungen besitzen. Bei den Geviertsäulen eignen sich hierfür die Säulen Nr. 7, 9, 12 und 15. Bei den Rundsäulen kommen Nr. 8, 10, 14 und 17 in Betracht.

Die Geviertsäule Nr. 7 hatte eine Bruchlast von 404 t im Mittel, Nr. 9 eine Bruchlast von 417 t. Der Unterschied der Bruchlasten ist $\Delta N = 417 - 404 = 13 \text{ t}$, der Unterschied der Umschnürungen ist $\Delta F_s = 7,3 - 4,0 = 3,3 \text{ qcm}$. Der Unterschied in den Höchstlasten ist also durch

$$3940 \cdot \Delta F_s$$

gegeben.

Die Säule Nr. 12 mit der Höchstlast von 439,5 t und dem Umschnürungsquerschnitt $F_s = 14,0 \text{ qcm}$ ergibt gegen die Säule Nr. 7 einen Unterschied der Tragkraft

$$\Delta N = 439,5 - 404 = 35,5 \text{ t}$$

und einen Unterschied in der Umschnürung

$$\Delta F_s = 14,0 - 4,0 = 10,0 \text{ qcm.}$$

Hieraus ergibt sich die Wirkung der Umschnürung mit

$$3550 \Delta F_s.$$

In gleicher Weise ergibt sich aus der Tragkraft der Säulen Nr. 15 und 7 die Wirkung der Umschnürung mit

$$3780 \Delta F_s.$$

Im Mittel aus diesen Werten kann die Umschnürung mit

$$3600 F_s$$

eingeschätzt werden.

Aus dem Vergleich der Säulen mit Rundquerschnitten Nr. 8, 14 und 17 ergibt sich die Wirkung der Umschnürung mit

$$6780 F_s \text{ und } 6300 F_s.$$

Bei der Auswertung ist jedoch mit dem kleineren Wert

$$5400 F_s$$

gerechnet, da diese Beziehung eine bessere Annäherung an die Gesamtheit der Versuchsergebnisse liefert.

Die Bruchlast der umschnürten Gußeisensäulen kann also nach der Beziehung berechnet werden

$$N = F_k \sigma_b + F_g \sigma_g + n_s F_s.$$

Die Prismenfestigkeit des Betons ist in den vorliegenden Versuchssäulen

$$\sigma_b = 142 \text{ kg/qcm},$$

die Druckfestigkeit des Gußeisens

$$\sigma_g = 4800 \text{ kg/qcm},$$

$$n_s = 3600 \text{ für Geviertsäulen und}$$

$$n_s = 5400 \text{ für Rundumschnürung.}$$

Die Höchstlasten der Säulen sind also gegeben durch

$$N = 142 F_k + 4800 F_g + 3600 F_s \text{ für Geviertsäulen bzw.} \\ + 5400 F_s \text{ „ Rundsäulen.}$$

Das Verhältnis der erreichten Gußeisenanspannung zur Druckfestigkeit des Gußeisens ist

$$\frac{4800}{7560} = 0,63,$$

d. h. die Gußeisenfestigkeit wird mit 63% ausgenützt. Die Druckfestigkeit des umschnürten Gußeisenkerns ohne Beton ist kaum mit 40% ausgenützt, woraus sich der hohe Wert der Einbetonierung ergibt. Der Prozentsatz wäre wahrscheinlich bei Gußeisenkernen ohne Umschnürung noch wesentlich kleiner.

Die Schwankungen der einzelnen Versuchswerte sind bei den umschnürten Gußeisenbetonsäulen verhältnismäßig sehr gering, denn sie betragen bei den 17 Doppelsäulen in 11 Fällen unter 3%, in 4 Fällen bis 4%, in einem Fall 4,4% und in einem Falle 6,7%.

Die Schwankungen der Rechnungswerte gegenüber den mittleren Höchstlasten der Versuche betragen — 2,1 bis 5,5%, darunter in 10 Fällen weniger als 2%. Von diesen Ergebnissen weichen nur die Säulen mit den ganz starken Gußeisenbewehrungen ab, deren ausgenützte Gußeisenanspannung nur 4500 und 4100 kg/qcm beträgt. Weiter folgen dem obigen Gesetze nicht die Gußeisensäulen mit tangential gestellten dünnen Lamellen, deren Gußeisenpressung nur 3700 kg bei der Höchstbelastung ist. Die langen Säulen mit dem Verhältnis der Säulenlänge zum Kerndurchmesser von 11 bis 11,5 zeigen einen Abfall der Festigkeit von 14,1 bis 16,7% gegenüber den Werten nach obiger Rechnung.

Das Ergebnis der Versuche über die Tragkraft von Gußeisenbetonsäulen kann wie folgt zusammengesetzt werden:

Wenn der Gußeisenanteil am Kernquerschnitt des Betons weniger als 12% beträgt, ist die ausnützbare Druckfestigkeit 4800 kg/qcm. Tangential gestellte Lamellen zeigen dann einen Abfall an Festigkeit, wenn die Lamellendicke sehr gering ist. Die Wirkung der Umschnürung ist bei den quadratischen Säulen durch $3600 F_s$, bei den Rundsäulen durch $5400 F_s$ gegeben.

Von Bedeutung für die praktische Verwendung von Gußeisenbetonsäulen sind auch die Reißbildungslasten. Sie betragen bei den Geviertsäulen mit schwachen Gußeisenquerschnitten 180 bis 200 t, bei den starken Gußeisenbewehrungen bis 270 t, bei den Rundsäulen mit schwachen Gußeisen 200 bis 270, mit starken Gußeisenquerschnitt bis 300 t; bei den starken Umschnürungen sind die Reißlasten im allgemeinen etwas höher als bei den schwachen Umschnürungen. Zusammenfassend ergibt sich aus den Versuchen, daß bei den schwachen Gußeisenbewehrungen die Reißlast 75 bis 79, im Mittel 77% der Höchstlast beträgt. Bei den mittleren (8,6 bis

11,7%) und starken Gußeisenbewehrungen beginnt die Rißbildung bei Belastungen, die 41 bis 58%, im Mittel 50% der Höchstlast betragen. Diese ziemlich ungünstigen Verhältnisse hinsichtlich der Rißbildung sind offenbar eine Folge des Umstandes, daß die Deckschichte außerhalb der Umschnürung bei den untersuchten Säulen 3 bis 3,2 cm dick war. Es ist zu erwarten, daß bei Säulen, deren Betonmantel außerhalb der Umschnürung nur das notwendige Maß von 1 bis 1½ cm dick ist, die Rißlasten im Verhältnis zu den Höchstlasten höher liegen.

Alle diese Beziehungen sind aus den festgestellten Bruchlasten und den tatsächlich vorhandenen Querschnitten festgestellt, die nach dem Bruch durch genaue Nachmessungen erhoben wurden.

EMPERGER gibt als Mittelwert der erreichbaren Gußeisenspannung 6000 kg/qcm an, während er die Wirkung der Umschnürung mit 4000 F_s ermittelt hat. Nach den vorliegenden Versuchen scheint demnach eine Überschätzung des Gußeisenwiderstandes vorzuliegen, die, abgesehen von der Ungleichmäßigkeit der älteren Versuchsergebnisse, möglicherweise darin begründet ist, daß nicht die wirklichen, sondern die geplanten kleineren Gußeisenquerschnitte der Auswertung zugrunde gelegt worden sind. Die Wirkung der Umschnürung hat sich bei den vorliegenden Versuchen als wesentlich höher erwiesen, offenbar veranlaßt durch die maschinelle Umwicklung in der Fabrik und durch das hiedurch veranlaßte bessere Anliegen der Umschnürung an den Gußeisenlamellen.

Die zulässige Belastung kann mit dem erforderlichen Sicherheitsgrad, der infolge der großen Gleichmäßigkeit der Versuchsergebnisse für Hochbauten mit 2½, für Brückenbauten entsprechend höher anzunehmen ist, so weit das Gußeisen und die Umschnürung in Betracht kommen, während für die Betonpressung die vorgeschriebenen zulässigen Beanspruchungen einzuführen sind, mit dem Wert

$$N_{\text{zul}} = 35 \text{ bis } 45 F_k + 2000 F_g + 1300 F_s \text{ für quadratische Säulen, bzw.} \\ + 2000 F_s \text{ für runde Säulen,}$$

angenommen werden. Die Beziehung ist gültig für Gußeisenbewehrungen bis 12%, für Umschnürungen aus weichem Flußeisen von 0,5 bis 5% und für Säulen, deren Länge kleiner als die zehnfache Kerndicke ist.

Die *Formänderungen* sind aus den Abb. 11 bis 17 ersichtlich. Aus ihnen ergeben sich die Zusammenhänge zwischen den Stauchungen der Säulen mit verschiedenen starken Längsbewehrungen, Umschnürungen und Höhen in den einzelnen Belastungsstufen. Die Stärke der Umwehrgung übt weder bei den Geviertsäulen, noch bei den Säulen mit rundem Querschnitt einen regelmäßig aufscheinenden nennenswerten Einfluß aus. Je stärker die Längsbewehrung ist, desto geringer sind die Stauchungen. Die Säulen mit größeren Höhen erwiesen kleinere Formänderungen, bezogen auf die Längeneinheit, als die kurzen Säulen. Die bleibenden Formänderungen nahmen mit der steigenden Belastung zu und betragen am Ende der Messung 16 bis 20% der gesamten Stauchungen.

Diskussion

Prof. Ing. A. LOLEIT, Moskau:

Es wird die Mitglieder des Kongresses vielleicht interessieren zu hören, daß der Ausdruck „umschnürter Beton“ bei uns in der Union der Sozialistischen Sowjetrepubliken nur noch zur Bezeichnung der CONSIDÈRESCHEN Erfindung, d. h. des spiralbewehrten Betons gebraucht wird. Auch diese Art von Bewehrung wird nur als Sonderfall der sogenannten indirekten Armierung angesehen. Unter letzterer verstehen wir eine Bewehrung mit quer zur Druckrichtung verlegten Eiseneinlagen

von solcher Beschaffenheit, daß sie imstande sind, sich dem Querdehnungsbestreben des gestauchten Betons zweckmäßig zu widersetzen.

Auf Grund der Voraussetzungen, die ich die Ehre hatte bei Diskussion der Frage C_4 hier kurz anzudeuten, läßt sich für den Druckwiderstand des querbewehrten Betons folgende Beziehung aufstellen:

$$K_x = \frac{K_2}{1 - (2c - 1) \gamma} \dots \dots \dots (A)$$

Hier bedeuten

K_x — den Druckwiderstand des in der Richtung der x -Achse gedrückten indirekt bewehrten Betons,

K_2 — den Druckwiderstand des nicht bewehrten Betons,

$c = K_2 : K_1$ — das Verhältnis zwischen Druck- und Zugfestigkeit des in Frage kommenden Betons, rund = 10,

$\gamma = \frac{\alpha_0 \cdot \sigma \cdot m}{2 + \alpha_0 (1 - \sigma) m}$ — einen Zahlenwert, der sich ergibt, wenn für α_0, σ, m folgende Größen eingesetzt werden:

$\alpha_0 = V_0 : V_b$ — das Verhältnis der Eisenmenge der Querbewehrung zu dem entsprechenden Betoninhalt,

$\sigma = 0,3$ — die Poissonsche Zahl,

$m = E_e : E_b = 8$ — das Verhältnis der Elastizitätszahlen des Eisens, respektive Betons.

Für jeden Beton von einer bestimmten Festigkeit K_2 gibt es ein Höchstmaß der Querarmierung, welches durch die Beziehung

$$\alpha_0 \leq \frac{1050 - m \sigma K_2}{525 m (2 c \sigma - 1)} \dots \dots \dots (B)$$

festgelegt ist.

Stärkere Querbewehrungen sind unwirtschaftlich, wie aus Beziehung

$$K_x = 87,5 (5 + 14 \alpha_0) \dots \dots \dots (C)$$

hervorgeht.

Diese Beziehung dient zur Ermittlung der Bruchdruckfestigkeit des querbewehrten Betons, wenn α_0 der Beziehung (B) nicht genügt.

Wie aus dem Vorstehenden zu ersehen ist, hängt die Druckfestigkeit des querbewehrten Betons aber in jedem Falle lediglich von α_0 , d. i. dem Querbewehrungskoeffizienten ab. Die Form der Bewehrung (Spirale, Quergewebe oder dgl.) hat nur insofern eine Bedeutung, als sie so beschaffen sein muß, daß

der gestauchte Stab in einen nach drei Richtungen gedrückten Körper verwandelt wird. Das kann aber auf mancherlei Weise erreicht werden. So hat sich z. B. die in Abb. 1 dargestellte Querarmierung sehr gut bewährt. Das Geflecht stellt einen ununterbrochenen Linienzug vor und könnte auf den ersten Blick etwas kompliziert und für den Betonierungsvorgang hinderlich erscheinen. Es läßt sich jedoch auf einem geeigneten Arbeitstisch leicht und mit großer Genauigkeit herstellen.

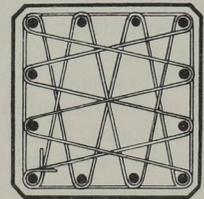


Abb. 1

Das Betonieren erfolgt auch ohne Schwierigkeiten: zuerst werden die Geflechte in entsprechender Zahl in der Säulenform übereinander gelegt, dann die Längsstäbe in den entsprechenden Maschen aufgestellt, die Geflechte hochgehoben und endlich einzeln, nach Betonieren jeder Betonschicht, in die für sie bestimmte Lage gebracht. Diese Armierung ist besonders für rechteckige Querschnitte brauchbar. Als gutes Beispiel solch einer Anordnung kann der Bau der Textilfabrik in Leninakan (in Transkaukasien, Armenien, Lenins Stadt, vormals Alexandropel) angeführt werden. Die

Säulen haben bei einer Höhe von 5 m einen Querschnitt von 200 . 280 mm; sie tragen eine balkenlose Decke (Pilzdecke) von 36 . 106 m im Grundriß und haben dem Erdbeben standgehalten, das 1926 zwei Drittel der Stadt im Laufe weniger Minuten in Trümmer verwandelt hat.

Ing. KARL BRAUSEWETTER, Prag:

Meine Herren! Im Berichte des Herrn Vortragenden sowie in der Wechselrede wurde auch die Frage der Ausführung und Betonierung von Säulen mit starker Bewehrung angeschnitten. Auch an unser Unternehmen trat diese Frage heran. Die Verwendung von flüssigem Beton haben wir untersagt, da sich mit einem solchen Beton niemals die vorgeschriebenen Würfelfestigkeiten erreichen lassen. Dichte Bewehrung und starke Verbügelung muß angeordnet werden, wenn die Wirtschaftsüberlegungen eine solche Ausführung für vorteilhaft erweisen oder wenn die Bauherrschaft nur einen beschränkten Säulenquerschnitt zuläßt. Solche Säulen lassen sich mit plastischem Beton nicht betonieren, wenn sie fertig geflochten verlegt sind. Es wurde daher so vorgegangen, daß die Längseisen der Säulen in der richtigen Lage festgehalten wurden, jeweils eine entsprechende geringe Schicht von Beton eingeworfen und gestampft und hierauf ein Bügel über die Säuleneisen gelegt und in seine vorgeschriebene Lage heruntergedrückt wurde. Dann kommt wieder eine Schicht Beton und ein Bügel. Die Ausführung dieser Arbeit muß von einem verlässlichen Eisenbieger oder Vorarbeiter überwacht werden. Es ist also möglich, auch stark verbügelte Säulen richtig zu bewehren und zu betonieren. Um nicht mißverstanden zu werden, sei noch ausdrücklich bemerkt, daß diese Art der Säulenerstellung natürlich nur eine Ausnahme ist und nur dann angewendet wird, wenn die Bügel dicht sind und den Säulenquerschnitt unterschneiden.

Dr. Ing. EUGENIO MIOZZI, Straßenamtschef für die Provinzen von Bolzano, Trento und Belluno:

Die rationelle Bestimmung der Stützlinie bei Gewölben

Schon von alters her hat das Studium der entwerfenden Ingenieure stets der Linienführung der mittleren Stützlinie der Gewölbe gegolten. Abgesehen von vielen genauen und komplizierten Arten, den Verlauf der Stützlinie durch Kreisbögen mit mehreren Mittelpunkten, durch erhöhte oder gedrückte oder sonst deformierte Ellipsen, Korbbögen oder Zykloiden zu erhalten, Systeme, welche, wie DEGRAND sagte, mehr eine geometrische Spielerei vorstellen, als sie der wirklichen konstruktiven Notwendigkeit entsprechen, sind nach Studien von IVAN VILLARCEAU, CARVALLO und SAINT GUILHEM Studien, welche aus der Zeit zwischen 1840 und 1860 stammen und welche den Zweck hatten, die Möglichkeit festzusetzen, theoretisch die Linienführung der inneren und der äußeren Leibung der Bögen derart zu bestimmen, daß die Kräfte gleichmäßig auf die verschiedenen Querschnitte verteilt werden, auch mehrere Brücken ausgeführt worden, wie z. B. die Brücke von Garganta Aucha in Spanien, die über den Cimone (33 m) und in Pique (40 m), Frankreich.

Wenn auch diese ersten Studien noch der Kritik unterliegen, waren sie immerhin die ersten Beispiele, wo versucht wurde, den Bögen jene Form zu geben, bei welcher das Material am günstigsten ausgenützt wird und wobei das Eigengewicht und die Nutzlast berücksichtigt erscheinen.

TOURTAU (1886) schlägt vor, nicht die mittlere Stützlinie festzulegen, sondern die innere und nachher die äußere Leibung des Bogens. Er schlägt daher die Annahme vor, den Bogen auf eine sehr kleine Stärke zurückzuführen und nimmt dann, um zur wirklichen Stärke des Bogens zu gelangen, an, daß dieser aus mehreren übereinander gelegten Ringen besteht, wovon ein jeder den n /Teil der Last trägt.