

DER BAUINGENIEUR

Jahrgang

15. Oktober 1927

Heft 42

ZUR THEORIE DER SEITENSTEIFIGKEIT DER DRUCKGURTE OFFENER FACHWERKBRÜCKEN.

Von Diplom-Ingenieur S. Kasarnowsky und Diplom-Ingenieur D. Zetterholm, Stockholm.

Übersicht. Es wird im folgenden nach dem Verfahren von Bryan-Timoschenko die Knicksicherheit der Gurte von Trogbriicken behandelt und, für die praktisch wichtigsten Fälle, Tafeln zur Berechnung derselben aufgestellt.

Einleitung.

Das Problem der Seitensteifigkeit offener Brücken wurde zuerst 1884 von Engesser behandelt. Die Seitensteifigkeit wurde unter Voraussetzung von stetigen elastischen Stützen angenähert berechnet. Eine exaktere Berechnung unter gleichen Voraussetzungen gab Timoschenko (Annales des ponts et chaussées 1913). Folgende Entwicklungen stützen sich auf die Methode von Timoschenko und behandeln das gleiche Problem unter Annahme diskontinuierlicher Seitenstützen, wie es den wirklichen Verhältnissen bei Fachwerkbrücken, wo die Seitenstützen durch Vertikalstäbe und Querträger gebildet werden, entspricht.

In neuerer Brückenpraxis wird gewöhnlich für Trogbriicken das Trapezfachwerk mit parallelen Gurten und mit sechs oder acht Fächern angewendet und für Spannweiten von 20 bis etwa 40 m benutzt (Abb. 1 und 2). Bei größeren Spannweiten wird gewöhnlich ein oberer Windverband eingelegt.

Für die Berechnungen solcher Fachwerke, auf welche nachstehende Entwicklungen sich beschränken, können folgende vereinfachende Annahmen benutzt werden:

1. Der Obergurt wird als ein gerader Stab, der an den

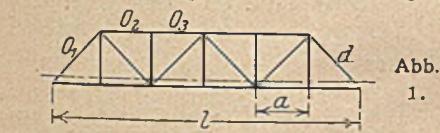


Abb. 1.

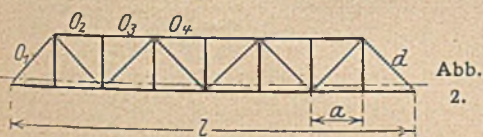


Abb. 2.

2. Die Druckkraft und das Trägheitsmoment im Druckgurt werden als konstant angenommen.

Für zwei neuere schwedische eingleisige Eisenbahnbrücken mit 6 bzw. 8 Fächern ergeben sich z. B. folgende Belastungen und Abmessungen der Druckgurte:

Tafel I.

	I (Abb. 1)	II (Abb. 2)
Spannweite	21,0 m	40,0 m
Fachanzahl	6	8
Stabkraft im Auflagerstab . . .	— 92,2 t	— 151,5 t
„ in Brückenmitte	— 110,4 t	— 217,5 t
Stabquerschnitt im Auflagerstab	166,1 cm ²	255,8 cm ²
Stabquerschnitt in Brückenmitte	166,1 cm ²	309,0 cm ²
Trägheitsradien (konstant für alle Stäbe) } i_x	12,1 cm	19,5 cm
„ } i_y	18,1 cm	21,4 cm

i_x = Trägheitsradius in bezug auf die horizontale Schwerachse,

i_y = Trägheitsradius in bezug auf die vertikale Schwerachse.

Wie aus der Zusammenstellung ersichtlich, ist die Druckkraftänderung bei der Brücke mit sechs Fächern 8% und der Querschnitt des Druckgurtes, somit auch das Trägheitsmoment konstant.

Bei der Brücke mit acht Fächern ist die Druckkraftänderung 43% und die Querschnitts- bzw. Trägheitsmomentänderung 21%. Unsere letzte Annahme wird somit bei einer Brücke mit sechs Feldern ziemlich genau erfüllt. Bei Brücken mit acht Feldern wird die Berechnung unter gleichen Annahmen durchgeführt und zur Kontrolle eine Untersuchung mit Berücksichtigung der Veränderung der Druckkraft und des Querschnitts beigefügt.

3. Der Widerstand der elastischen Zwischenstützen, die in den vorliegenden Fällen durch biegegeste Halbrahmen, die aus Querträgern und Ständern bestehen, gebildet werden, sei konstant.

Diese letzte Annahme ist in der Praxis meistens erfüllt. Als Maß des Widerstandes eines Halbrahmens (Abb. 3) gegen die seitliche Ausbiegung der Druckstäbe wird die horizontale Verschiebung eines Ständerkopfes bei Belastung mit einer Horizontalkraft = 1 t in jedem Gurt angenommen. Diese Ausbiegung wird am größten, wenn die Seitenkräfte in einem Halbrahmen beide nach innen oder nach außen gerichtet sind.

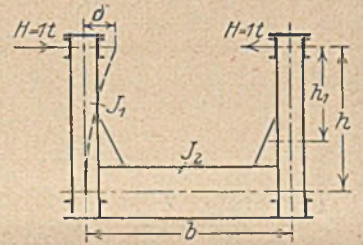


Abb. 3.

Bezeichnet man mit b den Abstand der Hauptträger, mit h die Höhe des Ständers zwischen den Schwerachsen des Obergurtes und Querträgers und mit h_1 seine Höhe über der Oberkante des Querträgers oder, falls Aussteifungen vorhanden sind, den Abstand zwischen der Mitte der Steife und dem Schwerpunkte des Obergurtes, mit J_1 , J_2 die Trägheitsmomente des Ständers und Querträgers, so wird unter Voraussetzung, daß keine axialen Druckkräfte in den Vertikalstäben wirken:

$$(1) \quad \delta = \frac{h_1^3}{3 J_1 E} \left[1 + \frac{3}{2} \left(\frac{h}{h_1} \right)^2 \cdot \frac{b}{h_1} \cdot \frac{J_1}{J_2} \right]$$

Die von S. Timoschenko gegebene allgemeine Formel¹ für die kritische Belastung eines Stabes mit festen Endstützen und elastischen Mittelstützen kann in unserem Fall wie folgt geschrieben werden:

$$(2) \quad P_{kr} = \int_0^l y'^2 dx = E J_y \int_0^l y''^2 dx + \frac{1}{\delta} \sum y_n^2$$

Es bedeuten hierbei (siehe Abb. 4):

P_{kr} die Knicklast des Stabes (kritische Belastung),

l die Spannweite des Stabes,

$J_y E$ seinen Steifigkeitsmodul in bezug auf die vertikale Schwerebene,

y , y' , y'' die Ordinaten der Knickungskurve und ihre ersten und zweiten Ableitungen,

y_n die seitliche Ausbiegung der n-ten Mittelstütze.

¹ Timoschenko loc. cit.

Die Knickungskurve wird als eine Fouriersche Reihe dargestellt:

$$(3) \quad y = \sum_{m=1}^{m=\infty} A_m \sin m \pi \frac{x}{l}$$

wobei m eine ganze Zahl bedeutet und A_1, A_2, \dots, A_m Konstanten sind. Man erhält nach Ausführung der Integrationen:

$$\int_0^l y'^2 dx = \frac{\pi^2}{2l} \sum_{m=1}^{m=\infty} m^2 A_m^2$$

und

$$\int_0^l y''^2 dx = \frac{\pi^4}{2l^3} \sum_{m=1}^{m=\infty} m^4 A_m^2$$

und nach Auflösung nach P_{kr} :

$$P_{kr} = \frac{\pi^2 J_y E}{l^2} \left\{ \frac{\sum m^4 A_m^2 + \frac{2l^3}{\pi^4 J_y E \delta} \sum y_n^2}{\sum m^2 A_m^2} \right\}$$

Führt man als Hilfsgröße

$$(4) \quad \tau = \frac{2l^3}{\pi^4 J_y E \delta}$$

ein und setzt

$$P_{kr} = \frac{\pi^2 J_y E}{(\mu l)^2}$$

ein, so wird

$$(5) \quad \frac{1}{\mu^2} = \frac{\sum m^4 A_m^2 + \tau \sum y_n^2}{\sum m^2 A_m^2}$$

τ kann als das Verhältnis zweier Durchbiegungen aufgefaßt werden. Denkt man sich den Stab AB in der Mitte mit einer Horizontalkraft $= \tau$ belastet, so wird seine Ausbiegung

$$\frac{l^3}{48 J_y E} \sim \frac{2l^3}{\pi^4 J_y E}$$

τ ist somit angenähert das Verhältnis der Durchbiegung des Druckstabes infolge einer Kräfteinheit in seiner Mitte und der Ausbiegung eines Halbrahmens für zwei entgegengesetzt gerichtete Kräfte $= \tau$.

(μl) ist die Knicklänge eines auf zwei Stützen frei aufgelagerten Stabes ohne Zwischenstützen, der im elastischen Knickungsbereich die gleiche Knicklast aufweist, wie der Stab mit elastischen Mittelstützen.

In den folgenden Entwicklungen wird anstatt mit der Knickkraft mit der Knicklänge gerechnet, da dadurch die Verwendung der für das unelastische Gebiet angewendeten Knickformeln ermöglicht wird.

Am Schluß der Arbeit wird die Gültigkeit der vorstehenden Entwicklung jenseits der Grenzen der Eulerformel besprochen.

In den vorliegenden Fällen sind die Druckstäbe in bezug auf ihre Mitte symmetrisch und haben symmetrische Stützen. Die Knickung erfolgt deshalb entweder nach axial- oder nach polarsymmetrischen Kurven. Die Gleichung (3) kann somit nur Glieder mit ungeraden Indexen m (Axialsymmetrie) oder nur mit geraden m (Polarsymmetrie) enthalten.

Es genügt in den folgenden Fällen für jede Knickkurve nur zwei Glieder zu berücksichtigen. Zur Kontrolle wurden einige Stichberechnungen mit drei Gliedern durchgeführt, wobei es sich zeigte, daß im ungünstigsten Falle nur ein Unterschied von 0,36% zwischen beiden Rechnungen auftrat.

I. Druckstab mit fünf elastischen Zwischenstützen und festen Endstützen (Abb. 4).

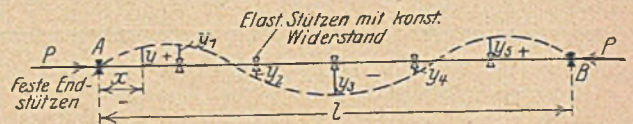


Abb. 4.

(Sechs gleiche Felder.)

Bei konstanter Feldteilung werden die Ausbiegungen y_1, \dots, y_5 der elastischen Mittelstützen, bei Berücksichtigung der Gleichung (3) und mit $\sin \frac{\pi}{6} = \frac{1}{2}$ und $\sin \frac{\pi}{3} = \frac{\sqrt{3}}{2}$:

$$\begin{aligned} y_1 &= \frac{1}{2} A_1 + \frac{\sqrt{3}}{2} A_2 + A_3 + \frac{\sqrt{3}}{2} A_4 + \frac{1}{2} A_5 + 0 - \frac{1}{2} A_7 \\ y_2 &= \frac{\sqrt{3}}{2} (A_1 + A_2 + 0 - A_4 - A_5 + 0 + A_7) \\ y_3 &= A_1 + 0 - A_3 + 0 - A_5 + 0 - A_7 \\ y_4 &= \frac{\sqrt{3}}{2} (A_1 - A_2 + 0 + A_4 - A_5 + 0 + A_7) \\ y_5 &= \frac{1}{2} A_1 - \frac{\sqrt{3}}{2} A_2 + A_3 - \frac{\sqrt{3}}{2} A_4 + \frac{1}{2} A_5 + 0 - \frac{1}{2} A_7 \end{aligned}$$

die Summe der Quadrate von y_1, y_2, \dots, y_5 erhält man nach Ausrechnung aus obigen Gleichungen zu

$$\begin{aligned} \sum y_n^2 &= 3 (A_1^2 + A_2^2 + A_3^2 + \dots) \\ &\quad - 6 (A_1 A_{11} - A_1 A_{13} + A_2 A_{10} - A_2 A_{14} + A_3 A_9 \\ &\quad - A_3 A_5 + A_4 A_8 - A_4 A_6 + A_5 A_7 - A_5 A_7). \end{aligned}$$

Die Gleichung (5) geht jetzt über in

$$(6) \quad \frac{1}{\mu^2} = \frac{\sum m^4 A_m^2 + 3\tau [(A_1^2 + A_2^2 + \dots) - 2(A_1 A_{11} + A_2 A_{10} + \dots)]}{\sum m^2 A_m^2}$$

Wie vorhin erwähnt, wird die weitere Berechnung mit nur zwei Gliedern der Reihe durchgeführt.

Man erhält für die erste Knickungsform

$$\frac{1}{\mu^2} = \frac{A_1^2 + 11A_1^2 + 3\tau (A_1^2 + A_{11}^2 - 2A_1 A_{11})}{A_1^2 + 121A_{11}^2}$$

und mit $\frac{A_{11}}{A_1} = z$:

$$(7) \quad \frac{1}{\mu^2} = \frac{1 + 11z^2 + 3\tau (1 - z)^2}{1 + 121z^2}$$

z muß derart bestimmt werden, daß $\left(\frac{1}{\mu^2}\right)$ ein Minimum wird,

d. h. $\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{1}{\mu^2}\right) = 0$, woraus

$$z^2 + \frac{2z}{6} (11^2 - 1) \left(\frac{1}{\tau} - \frac{3}{121}\right) - \frac{1}{121} = 0$$

folgt. Rechnet man aus dieser Gleichung z für verschiedene Werte von τ und setzt dieselben in Gleichung (6) ein, so erhält

man $\frac{1}{\mu^2}$ als Funktion von τ . Bevor man diese Rechnung durchführt, empfiehlt es sich, die Werte für $\left(\frac{1}{\mu^2}\right)$ in erster

Annäherung zu berechnen, d. h. unter Anwendung nur eines Gliedes der Reihe (3).

Man erhält aus Gleichung (5):

$$(8) \left\{ \begin{array}{l} \text{für die 1. Knickungsform } \frac{I}{\mu^2} = 1 + 3\tau \\ \text{„ „ 2. „ } \frac{I}{\mu^2} = 4 + \frac{3}{4}\tau \\ \text{„ „ 3. „ } \frac{I}{\mu^2} = 9 + \frac{\tau}{3} \\ \text{„ „ 4. „ } \frac{I}{\mu^2} = 16 + \frac{3}{16}\tau \end{array} \right.$$

Diese Gleichungen stimmen genau mit den von Timoschenko gegebenen und für stetige Stützung geltenden überein, wenn man statt $\tau, \frac{1}{a}\tau$ einsetzt ($a =$ Fachweite, $l =$ Spannweite des Stabes).

Die durch diese Gleichungen dargestellten Geraden schneiden sich bei $\tau = \frac{4}{3}, 12$ und 48 . Die vierte Knickungsform schneidet den Grenzwert 36 , den $\frac{I}{\mu^2}$ erreichen kann, bei $\tau = 106,7$.

Die höheren Knickungsformen ergeben sich in zweiter Annäherung auf gleiche Weise wie die erste (Gl. 6):

Zweite Knickungsform:

$$(9) \frac{I}{\mu^2} = \frac{z^4 + 10z^2 + 3\tau(1-z)^2}{4 + 100z^2}$$

wobei z aus der Gleichung

$$z^2 + 2z \cdot 16 \left(\frac{4}{\tau} - \frac{3}{100} \right) - \frac{4}{100} = 0$$

bestimmt wird.

Dritte Knickungsform:

$$(10) \frac{I}{\mu^2} = \frac{z^4 + 9z^2 + 3\tau(1-z)^2}{9 + 81z^2}$$

$$\text{und } z^2 + 2z \cdot 12 \left(\frac{9}{1\tau} - \frac{3}{81} \right) - \frac{1}{9} = 0$$

Vierte Knickungsform:

$$(11) \frac{I}{\mu^2} = \frac{z^4 + 8z^2 + 3\tau(1-z)^2}{16 + 64z^2}$$

$$\text{und } z^2 + 2z \cdot 6 \left(\frac{16}{\tau} - \frac{3}{64} \right) - \frac{1}{4} = 0$$

Der prozentuale Unterschied zwischen der ersten und zweiten Annäherung für denselben Wert für $\frac{I}{\mu^2}$ ergibt ein Kriterium für die Genauigkeit der Rechnung. Wie aus folgender Tafel ersichtlich, wächst der prozentuale Unterschied mit τ . Zum Vergleich sind auch entsprechende Werte für $\frac{I}{\mu^2}$ nach der Engesserschen Formel beigefügt. (Die Engessersche Kurve

$$\frac{I}{\mu^2} = \sqrt{2\tau \left(\frac{l}{a} \right)}$$

ist, wie man sich leicht überzeugen kann, die Enveloppe des Linienzuges, der von den Geraden der Gleichungen (8) gebildet wird.)

Tafel 2.

τ	$\frac{I}{\mu^2}$ in erster Annäherung (Timoschenkos Kurve)	$\frac{I}{\mu^2}$ in zweiter Annäherung	Unterschied zwischen erster und zweiter Annäherung in %	$\frac{I}{\mu^2}$ nach Engesser
$\frac{4}{3}$	5,000	5,000	0	4,000
12	13,000	13,003	0,023	12,000
48	25,000	24,503	2,00	24,000
96	34,000	31,780	6,50	32,434
136	41,320	35,183	14,80	40,398

Die größte Abweichung zwischen der ersten und der zweiten Annäherung beträgt somit 14,8%. Berechnet man $\frac{I}{\mu^2}$ für $= 136$ in dritter Annäherung, so findet man $\frac{I}{\mu^2} = 35,112$. Der Unterschied zwischen der zweiten und dritten Annäherung ist somit höchstens 0,2%. Die Berechnung mit zwei Gliedern der Reihe (3) gibt somit genügend genaue Ergebnisse.

In folgender Tafel sind, um die Zahlenrechnungen zu vereinfachen, die Werte der Knicklängen $l_k = (\mu l)$ als Vielfache der Fachweite: $l_k = (\mu l) = 6\mu a$ angegeben. Die Tafel gibt ohne weiteres die Knicklänge des wagrechten Teiles des Obergurtes. Für den Auflagerstab o_1 muß die Knicklänge entsprechend der größeren Länge des Stabes vergrößert werden. Man kann hier, mit $d =$ der Stablänge des Auflagerstabes o_1 die in Rechnung zu setzende Knicklänge desselben l_k'

$$l_k' = (l_k - a) + d$$

setzen.

Tafel 3.

	τ	Knicklänge l_k für o_2 u. o_3	Diff. für $\tau=1$		τ	Knicklänge l_k für o_2 u. o_3	Diff. für $\tau=1$	
1. Knickform	0	6 a	3,0	4. Knickform	32	1,36 a	0,01	
	1	3 „	2,0		34	1,34 „	0,01	
	$\frac{4}{3}$	2,67 „			36	1,32 „	0,01	
2. Knickform	$\frac{4}{3}$	2,67 a	0,17		38	1,30 „	0,01	
	2	2,56 „	0,16		40	1,28 „	0,01	
	3	2,40 „	0,13		42	1,26 „	0,01	
	4	2,27 „	0,11		44	1,24 „	0,01	
	5	2,16 „	0,10		46	1,22 „	0,01	
	6	2,06 „	0,09		48	1,211 „	0,005	
	7	1,97 „	0,07		5. Knickform	48	1,211 a	0,0040
	8	1,90 „	0,07			50	1,203 „	0,0038
	9	1,83 „	0,06			60	1,165 „	0,0031
	10	1,77 „	0,06	70		1,134 „	0,0029	
	11	1,71 „	0,05	80		1,105 „	0,0026	
	12	1,66 „		90		1,079 „	0,0023	
3. Knickform	12	1,66 a	0,02	100		1,057 „	0,0021	
	14	1,62 „	0,02	110		1,036 „	0,0018	
	16	1,58 „	0,015	116		1,025 „		
	18	1,55 „	0,015	6. Knickform		116	1,025 a	0,0008
	20	1,52 „	0,015			120	1,022 „	0,0007
	22	1,49 „	0,015			130	1,015 „	0,0005
	24	1,46 „	0,015		140	1,010 „	0,0005	
	26	1,43 „	0,015		150	1,005 „	0,0005	
	28	1,40 „	0,01		161	1,000 „		
	30	1,38 „						

Tafel 4.

τ	$\frac{I}{\mu^2}$ in erster An- näherung	$\frac{I}{\mu^2}$ in zweiter An- näherung	$\frac{I}{\mu^2}$ in dritter An- näherung	$\frac{I}{\mu^2}$ nach Engesser $\frac{\tau}{\mu^2} = \sqrt{2 \tau \frac{I}{a}}$
9	13,00	—	—	12,00
16	20,00	—	—	16,00
64	32,00	31,80	—	32,00
100	41,00	40,30	40,24	40,00
210	58,60	55,38	55,23	57,96
330	64,00	63,02	62,82	64,00

Zwischen dritter und zweiter Annäherung ist der Unterschied höchstens 0,32%.

In folgender Tafel sind die Werte der Knicklängen des horizontalen Teiles des Druckgutes $l_k = (\mu l) = (8 \mu) \cdot a$ als Vielfache der Fachweite angegeben. Für die Auflagerstrebe o_1 muß die Knicklänge entsprechend der größeren Länge des Stabes vergrößert werden. Wie in vorheriger Berechnung kann für den Auflagerstab o_1 die in Rechnung zu setzende Knicklänge

$$l_k' = (l_k - a) + d$$

angenommen werden.

Tafel 5.

	τ	Knick- länge l_k für o_2 u. o_4	Diff. für $\tau=1$		τ	Knick- länge l_k für o_2 u. o_4	Diff. für $\tau=1$	
1. Knick- form	0	8,00 a	6,763	4. Knickform	50	1,501 a	0,0069	
	0,5	4,62 „	2,082		60	1,440 „	0,0061	
	1	3,58 „			70	1,387 „	0,0053	
2. Knickform	1	3,58 a	0,311	80	1,341 „	0,0046		
	2	3,27 „	0,242	90	1,298 „	0,0043		
	3	3,02 „	0,195	100	1,260 „	0,0038		
	4	2,83 „	0,162	5. Knickform	100	1,260 a	0,0021	
	5	2,67 „	0,137		110	1,238 „	0,0020	
	6	2,53 „	0,118		120	1,218 „	0,0019	
	7	2,41 „	0,102		130	1,199 „	0,0018	
	8	2,31 „	0,092		140	1,181 „	0,0017	
	9	2,22 „			150	1,164 „	0,0017	
3. Knickform	9	2,218 a	0,036		160	1,147 „	0,0016	
	10	2,182 „	0,036		170	1,131 „	0,0015	
	11	2,146 „	0,033		180	1,116 „	0,0014	
	12	2,114 „	0,033	190	1,102 „	0,0014		
	13	2,081 „	0,031	200	1,087 „	0,0012		
	14	2,050 „	0,028	210	1,075 „	0,0012		
	16	1,993 „	0,026	215	1,069 „	0,0012		
	18	1,940 „	0,024	6. Knickform	215	1,069 a	0,0006	
	20	1,891 „	0,022		240	1,053 „	0,0006	
	22	1,846 „	0,021		260	1,041 „	0,0006	
	24	1,804 „	0,020		280	1,030 „	0,0005	
	26	1,764 „	0,019		300	1,021 „	0,0005	
	28	1,726 „	0,016		320	1,012 „	0,0004	
	30	1,693 „	0,016		344	1,004 „	0,0004	
	4. Knick- form	32	1,660 „	0,015	7. Knick- form	344	1,004 a	0,0004
		34	0,629 „	0,014		354	1,000 „	
36		1,600 a	0,0076					
40		1,570 „						

Wie aus Tafel 5 ersichtlich, wird der Grenzwert der Knicklänge $l_k = a$ bei einem Wert von $\tau = 354$ erreicht.

Um den Gang der Berechnung zu erläutern, wird die Seitensteifigkeit der in der Tafel 1 aufgeführten Brücke II untersucht:

Spannweite $\tau = 40$ m; $b = 5$ m; $h = 5,60$ m; $h_1 = 4,55$ m.
Trägheitsmoment des Ständers $J_1 = 33\ 818$ cm⁴.
Trägheitsmoment des Querträgers $J_2 = 330\ 000$ cm⁴.

Aus Gl. (1) ergibt sich

$$\delta = \frac{4,55^3}{3 J_1 E} \left[1 + \frac{3}{2} \left(\frac{5,60}{4,55} \right)^2 \cdot \frac{5,00}{4,55} \cdot \frac{33\ 818}{330\ 000} \right] = \frac{39,5}{J_1 E} m^3$$

und aus Gl. (4) mit $J_y = 130\ 144$ cm⁴ (Stab o_2 und o_3)

$$\tau = \frac{2 l^3}{\pi^4 J_y E \delta} = \frac{2 \cdot 40,0^3}{97,41 \cdot 39,5} \cdot \frac{33\ 818}{130\ 144} = 8,60.$$

Aus der Tafel 5 folgt dann die Knicklänge der Gurtstäbe o_2, o_3 und o_4 (Abb. 2). $l_k = 2,236 a$ und mit $a = 5$ m

$$l_k = 11,30 \text{ m.}$$

Der Schlankheitsgrad der Druckstäbe o_2, o_3 und o_4 wird somit

$$\frac{l_k}{i_y} = \frac{11,30}{21,4} = 52,6$$

und für den Auflagerstab o_1 mit $d = 7,66$ m

$$l_k' = (11,30 - 5) + 7,66 = 13,96 \text{ m}$$

$$\text{und } \frac{l_k'}{i_y'} = \frac{13,96}{21,4} = 65.$$

Die Schlankheitsgrade der Obergurtstäbe in der Ebene des Hauptträgers betragen $\frac{500}{19,5} = 25,6$ für o_2, o_3 und o_4 und $\frac{766}{19,5} = 39,5$ für den Auflagerstab o_1 .

Die Knicksicherheiten des Druckgurtes in der Ebene des Hauptträgers und winkelrecht hierzu weisen hier ziemlich große Unterschiede auf.

Als ein anderes Beispiel einer eingleisigen Eisenbahnbrücke mit acht Feldern, in der die Bedingung der gleichen Knicksicherheit des Druckgurtes in beiden Ebenen besser erfüllt ist, ist das von Kulka angegebene Beispiel einer 40 m - Brücke (siehe: Die Bautechnik 1926, Heft 42: „Zur Berechnung elastisch gestützter Druckgurte auf seitliches Ausknicken“).

Mit unseren Bezeichnungen ist hier $l = 40$ m; $h = 4,25$ m; $h_1 = 3,90$ m; $J_1 = 27\ 207$ cm⁴ und $J_2 = 311\ 896$ cm⁴.

δ wird zu $\frac{24,8}{J_1 E}$ und τ (mit einem mittleren $J_y = 100\ 000$ cm⁴) = 14,60. Die Knicklänge l_k ergibt sich hier zu 10,30 m und der Schlankheitsgrad $\frac{l_k}{i_y} = \frac{10,30}{17,76} = 58$. Der

Schlankheitsgrad in der Ebene des Hauptträgers ist $\frac{500}{12,48} = 40$.

III. Druckstab mit sieben elastischen Zwischenstützen und festen Endstützen (acht gleiche Felder, veränderliche Druckkraft und veränderlicher Querschnitt).

Die in Abschnitt II durchgeführte Berechnung eines Druckstabes mit acht Feldern, unter Voraussetzung konstanter Druckkraft und konstanten Querschnitts entspricht, wie in der Einleitung bemerkt, nicht den üblichen Konstruktionsverhältnissen. Um die Zuverlässigkeit dieser Rechnung zu prüfen, wird ein gleichartig aufgelagerter Stab mit feldweise veränderlicher Druckkraft und Querschnitt untersucht (Abb. 5).

Um die Rechnung nicht zu weitläufig zu gestalten, kann näherungsweise angenommen werden, daß die Spannung im

ganzen Druckgurt konstant sei, eine Annahme, die im allgemeinen ziemlich gut erfüllt ist. Beachtet man weiter, daß auch der Trägheitsradius i_y des Druckgurtes praktisch genommen

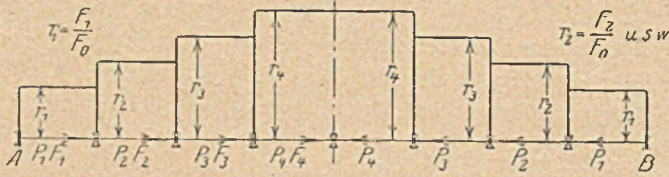


Abb. 5.

konstant ist, so kann die allgemeine Gl. (2) wie folgt geschrieben werden, wenn man die Spannung $\sigma = \frac{P_1}{F_1} = \frac{P_2}{F_2} = \text{konstant}$ einführt, und mit σ_{kr} die kritische Spannung bezeichnet:

$$\sigma_{kr} \int_0^l F y'^2 dx = i_y^2 E \int_0^l F y''^2 dx + \frac{1}{\delta} \sum y_n^2$$

Bezeichnet man mit F_0 einen beliebigen Querschnitt und mit $r_1 = \frac{F}{F_0}$; $r_2 = \frac{F_2}{F_0}$ usw., so wird

$$(14) \quad \sigma_{kr} F_0 \int_0^l r y'^2 dx = i_y^2 F_0 E \int_0^l r y''^2 dx + \frac{1}{\delta} \sum y_n^2$$

Mit

$$(15) \quad \begin{cases} N_1 = \frac{2}{l} \int_0^l r \left[\sum m^2 A_m^2 \cos^2 m \pi \frac{x}{l} \right] dx \\ N_2 = \frac{4}{l} \int_0^l r \left[\sum m n A_m A_n \cos m \pi \frac{x}{l} \cos n \pi \frac{x}{l} \right] dx \end{cases}$$

$$(16) \quad \begin{cases} R_1 = \frac{2}{l} \int_0^l r \left[\sum m^4 A_m^2 \sin^2 m \pi \frac{x}{l} \right] dx \\ R_2 = \frac{4}{l} \int_0^l r \left[\sum m^2 n^2 A_m A_n \sin m \pi \frac{x}{l} \sin n \pi \frac{x}{l} \right] dx \end{cases}$$

und

$$\tau = \frac{2 l^3}{\pi^4 (F_0 i_y^2) E \delta}$$

geht Gl. (14) über in:

$$(17) \quad \sigma_{kr} = \frac{i_y^2 E \pi^2}{l^2} \left\{ \frac{(R_1 + R_2) + \tau \sum y_n^2}{(N_1 + N_2)} \right\}$$

und

$$\sigma_{kr} = \frac{i_y^2 E \pi^2}{(\mu l)^2}$$

μ , das hier die gleiche Bedeutung wie in vorstehenden Abschnitten hat, kann jetzt aus der Gleichung

$$(18) \quad \frac{1}{\mu^2} = \frac{R_1 + R_2 + \tau \sum y_n^2}{N_1 + N_2}$$

bestimmt werden.

In unserem Falle ist $F_2 = F_3$, somit $r_2 = r_3$; setzt man $F_2 = F_0$, so wird $r_2 = r_3 = 1$. Um die Rechnung zu vereinfachen, kann

$$r_2 = r_1 = r_4 = r_3 = \Delta$$

angenommen werden. Führt man die Integrationen der Gl. (15) und (16) aus, so werden mit

$$(19) \quad s = \frac{\sqrt{2}}{\pi} \cdot \Delta = 0,45 \Delta$$

$$N_1 = (1 - s) A_1^2 + 4 A_2^2 + 9 \left(1 + \frac{s}{3} \right) A_3^2 + 16 A_4^2 + 25 \left(1 + \frac{s}{5} \right) A_5^2 + \dots$$

$$N_2 = -2s \left\{ 3 A_1 A_3 + 15 A_3 A_5 + 35 A_5 A_7 + \dots \right. \\ \left. + \frac{16}{3} A_2 A_4 + \frac{96}{5} A_4 A_6 + \dots \right\}$$

$$R_1 = (1 + s) A_1^2 + 2^4 A_2^2 + 3^4 \left(1 - \frac{s}{3} \right) A_3^2 + 4^4 A_4^2 + \dots$$

$$R_2 = -2s \left\{ 3^2 A_1 A_3 + 15^2 A_3 A_5 + 35^2 A_5 A_7 + \dots \right. \\ \left. + \frac{256}{3} A_2 A_4 + \frac{3456}{5} A_4 A_6 + \dots \right\}$$

Für das praktisch wichtigste Gebiet zwischen $\tau = 12$ und 24 ist, wie aus der Tafel 5 ersichtlich, die dritte Knickform maßgebend. Für diese ergibt sich μ in zweiter Annäherung zu

$$(20) \quad \frac{1}{\mu^2} = \frac{3^4 \left(1 - \frac{s}{3} \right) + 5^4 \left(1 - \frac{s}{5} \right) z^2 - 450 s z + 4 \tau (1 + z^2)}{3^2 \left(1 + \frac{s}{3} \right) + 5^2 \left(1 + \frac{s}{5} \right) z^2 - 30 s z}$$

z wird wie früher aus der Bedingung

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{1}{\mu^2} \right) = 0$$

bestimmt und ergibt sich aus

$$(21) \quad z^2 \left\{ 125 \left(1 - \frac{s}{5} \right) + 2 \tau \right\} - \frac{2z}{s} \left\{ 60 \left(1 + \frac{17}{60} s - \frac{\tau^2}{15} \right) - \frac{16}{15} \tau \left(1 + \frac{s}{8} \right) \right\} + \left[27 \left(1 + \frac{4}{3} s \right) - 2 \tau \right] = 0$$

Für das im Abschnitt II behandelte 1-te Beispiel ist $\Delta = 0,15$, somit $s = 0,45 \cdot 0,15 = 0,0675$.

Für $\tau = 12$ ergibt sich aus Gl. (21) $z = 0,003$ und aus Gl. (20) $\frac{1}{\mu^2}$ zu 13,82 und $8 \mu = 2,152$. Vergleicht man diesen

Wert mit dem entsprechenden Wert der Tafel 5, so erhält man eine um 1,97% größere Knicklänge. Ähnlich ergibt sich für $\tau = 24$ ein Unterschied von 1,22%.

Die im Abschnitt II gegebene Berechnung kann somit mit genügender Genauigkeit auch im Falle veränderlicher Querschnitte und Druckkräfte angewendet werden, wenn man bei Berechnung von τ das Trägheitsmoment des zweiten und dritten Gurtstabes berücksichtigt.

V. Dimensionierung des Druckgurtes mit Rücksicht auf die Seitensteifigkeit.

Mit Hilfe der Tafeln 3 und 5 für Berechnung der Knicklänge l_k kann die Knicksicherheit des Obergurtes einer gegebenen Konstruktion rasch ermittelt werden.

Beim Dimensionieren des Druckgurtes und der Halbrahmen können folgende Angaben, die sich auf eingleisige Eisenbahnbrücken beschränken, benutzt werden:

Wie die vorstehenden Beispiele zeigen, kann $h_1 = \frac{1}{10} l$ gesetzt und das Trägheitsmoment des Ständers zu $J_1 = \frac{1}{4} J$ angenommen werden. Der Einfluß der Deformation des Quer-

trägers auf δ variiert zwischen 25 und 30%; nimmt man die letztere Zahl an, so wird

$$\delta = \frac{1^3 \cdot 1,3 \cdot 4}{3000 J_y E}$$

und

$$\tau = \frac{2 l^3}{\pi^4 J_y E \delta} = 11,8 \sim 12,0.$$

Für eine Brücke mit 6 Feldern ergibt sich somit l_k zu 1,66 a. Soll der Druckstab in beiden Ebenen die gleiche Knicksicherheit haben, so muß die Materialverteilung im Druckgurt so geschehen, daß $\frac{j_y}{i_x} = 1,66$ wird. Dies kann bei der in der Praxis üblichen Ausbildung des Druckgurtquerschnitts ohne Schwierigkeit erreicht werden.

Etwas anders gestalten sich die Verhältnisse bei einer Brücke mit 8 Feldern; mit $\tau = 12$ erhält man hier $l_k = 2,11 a$ und das Verhältnis der Trägheitsradien zu 2,11.

Um einen solchen Querschnitt zu erhalten, muß der Abstand zwischen den Stehblechen des Obergurtes etwas größer angenommen werden als in der Praxis üblich, oder die Ständer der Halbbrahmen und die Steifen kräftiger ausgebildet werden.

Jedenfalls zeigt es sich, daß es ohne konstruktive Schwierigkeiten und ohne nennenswerten Materialaufwand möglich ist, die notwendige Knicksicherheit außerhalb der Ebene des Trägers zu erhalten.

Das Verfahren von Bryan-Timoschenko gestattet es auch, bedeutend kompliziertere Probleme der Seitensteifigkeit, z. B. die Seitensteifigkeit der Gurte eines Parabelträgers oder eines Langerbalkens ohne Schwierigkeit zu lösen. Eine Behandlung solcher Probleme wird einer späteren Arbeit vorbehalten.

ÜBER RISSE UND FUGENABSTÄNDE IN BETONSTRASSEN.

Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. Felix v. Glaßer, Charlottenburg.

(Fortsetzung von Seite 753.)

V. Grenzlängen der Radien bei ringförmigen und gekrümmten Straßen sowie bei geschlossenen kreisförmigen Platzflächen.

a) Ringförmige Straßen.

Wir betrachten die ringförmige Straße als einen Kreiszyylinder. Die Radien der beiden begrenzenden Zylinderflächen bezeichnen wir mit r_1 und r_2 , r_1 sei der innere, r_2 der äußere Radius. Die Länge des Zylinders, d. h. also die Stärke des Betonringes, kommt nicht in Betracht. Das Gewicht der Volumeneinheit sei γ , der Elastizitätsmodul E und das Verhältnis der Querkontraktion zur Längenausdehnung $\frac{1}{m}$. Die Normalspannungen an einer beliebigen Stelle in der Entfernung r von der Mittelachse des Ringes seien σ und ν , und zwar σ in der Richtung der Peripherie und ν in radialer Richtung. Ebenso wie oben bei den geraden Straßen werde hier die Spannung in der dritten Richtung gleich Null gesetzt. Schubspannungen treten vor der Ribildung nicht auf.

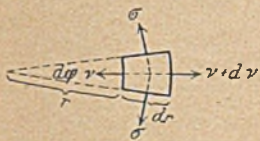


Abb. 11.

Auf die innere zylindrische Begrenzungsfläche eines Körperelementes wirkt in radialer Richtung nach innen die Kraft $\nu r d\phi dz$, auf die äußere zylindrische Fläche von der Größe $(r + dr) d\phi dz$ die Kraft $(\nu + d\nu) (r + dr) d\phi dz$. In tangentialer Richtung wirken auf jede der beiden Begrenzungsflächen von der Größe $dr dz$ eine nach außen gerichtete Kraft $\sigma dr dz$, beide schließen den Winkel $d\phi$ ein und bilden zusammen die radial nach innen gerichtete Resultante

$$2 \sigma dr dz \sin \left(\frac{1}{2} d\phi \right) = \sim \sigma dr d\phi dz.$$

Den inneren Kräften wirkt bei der Volumenverkleinerung des Ringes die Reibungskraft $\mu \gamma r dr d\phi dz$ entgegen, wenn μ den Reibungskoeffizienten zwischen Beton und Unterbettung bedeutet. Es wird dann

$$-\nu r d\phi dz + (\nu + d\nu) (r + dr) d\phi dz - \sigma dr d\phi dz + \mu \gamma r dr d\phi dz = 0.$$

Der Faktor $d\phi dz$ hebt sich, ebenso das Glied νr , und das Glied νdr läßt sich als Glied zweiter Ordnung vernachlässigen, so daß sich die Gleichung vereinfacht auf

$$\sigma dr = r dr + rd\nu + \mu \gamma r dr$$

oder

$$(1) \quad \sigma = \nu + \frac{r}{dr} d\nu + \mu \gamma r = 0.$$

Wir schlagen hier einen ähnlichen Rechnungsweg ein, wie ihn Großmann und Grübler bei der Berechnung von Spannungen von rotierenden Scheiben gegangen sind²⁵.

Zwischen den Spannungen und der Formänderung bestehen folgende Beziehungen. Bezeichnen wir mit ν die Verlängerung, die der Radius r infolge der Formänderung erfahren hat, so beträgt die Änderung des Umfanges des Kreiszyinders vom Radius r : $2(r + \nu)\pi - 2r\pi = 2\nu\pi$, folglich die Dehnung, d. i. das Verhältnis der Längenänderung zur ursprünglichen Länge, $\frac{\nu}{r}$. Da das Hookesche Gesetz als gültig vorausgesetzt wird, so ist

$$(2) \quad \frac{\nu}{r} = \frac{\sigma}{E}.$$

Wird das Körperelement von der Länge dr in radialer Richtung um $d\nu$ gedehnt, so beträgt

$$(3) \quad \frac{d\nu}{dr} = \frac{\nu}{E}.$$

Führen wir den Begriff der reduzierten Spannung²⁶ ein, so folgt:

$$(4) \quad \sigma_{red} = \frac{E\nu}{r} = \sigma - \frac{1}{m} \nu;$$

$$(5) \quad \nu_{red} = E \frac{d\nu}{dr} = \nu - \frac{1}{m} \sigma.$$

Bestimmen wir aus den Gleichungen (4) und (5) die Werte für σ und ν , so folgt:

$$\nu = m \left(\sigma - \frac{E\nu}{r} \right) \quad \text{und} \quad \nu = E \frac{d\nu}{dr} + \frac{1}{m} \sigma$$

und daraus:

$$(6) \quad \sigma = \frac{E m^2}{m^2 - 1} \left(\frac{\nu}{r} + \frac{1}{m} \frac{d\nu}{dr} \right),$$

ebenso aus (4) und (5):

$$\sigma = \frac{E\nu}{r} + \frac{1}{m} \nu \quad \text{und} \quad \sigma = m \left(\nu - \frac{E d\nu}{dr} \right)$$

²⁵ Prof. Dr. R. Großmann, Über den Ersatz der Schwungräder durch rotierende Scheiben, Verhandlungen des Vereins zur Beförderung des Gewerbefleißes 1883, S. 217. Prof. Grübler, Dresden, Der Spannungszustand in Schleifscheiben und Schmirgelsteinen, Zeitschr. d. V. d. Ing. 1897, S. 860.

²⁶ A. Föppl, Techn. Mechanik III (1914), S. 60.

und daraus:

$$(7) \quad v = \frac{E m^2}{m^2 - 1} \left(\frac{dv}{dr} + \frac{1}{m} \cdot \frac{v}{r} \right).$$

Setzen wir die Werte (6) und (7) in die Gleichung (1) ein, so folgt:

$$\frac{m E}{m^2 - 1} \left(m \frac{v}{r} + \frac{dv}{dr} \right) = \frac{m E}{m^2 - 1} \left(m \frac{dv}{dr} + \frac{v}{r} \right) + r \frac{dv}{dr} + \mu \gamma r,$$

$\frac{dv}{dr}$ ergibt sich aus Gleichung (7) zu:

$$\frac{dv}{dr} = \frac{m^2 E}{m^2 - 1} \left(\frac{d^2 v}{dr^2} \cdot \frac{1}{m} \cdot \frac{v}{r^2} + \frac{1}{m} \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{dv}{dr} \right),$$

es entsteht die Differentialgleichung zweiter Ordnung:

$$(8) \quad r \frac{d^2 v}{dr^2} + \frac{dv}{dr} - \frac{v}{r} = - \frac{m^2 - 1}{E m^2} \mu \gamma r.$$

Diese Gleichung ist homogen und läßt sich integrieren. Die Integration liefert:

$$(9) \quad \frac{v}{r} = \frac{C_2}{r^2} + C_1 - \frac{\mu \gamma r (m^2 - 1)}{3 E m^2},$$

hieraus:

$$(10) \quad \frac{dv}{dr} = - \frac{C_2}{r^3} + C_1 - \frac{2 \mu \gamma r (m^2 - 1)}{3 E m^2}.$$

Setzen wir diese Werte in die Gleichungen (6) und (7) ein, so ergibt sich:

$$(11) \quad \begin{cases} \sigma = \frac{E m^2}{m^2 - 1} \left[\frac{C_2}{r^2} \left(1 - \frac{1}{m} \right) + C_1 \left(1 + \frac{1}{m} \right) \right] - \frac{\mu \gamma r}{3 m} (m + 2); \\ v = \frac{E m^2}{m^2 - 1} \left[C_1 \left(1 + \frac{1}{m} \right) - \frac{C_2}{r^2} \left(1 - \frac{1}{m} \right) \right] - \frac{\mu \gamma r}{3 m} (1 + 2m). \end{cases}$$

Fassen wir die konstanten Faktoren mit den willkürlichen Integrationskonstanten zusammen, so entsteht:

$$(12) \quad \begin{cases} \sigma = \frac{D}{r^2} + D_1 - \frac{\mu \gamma r}{3 m} (m + 2); \\ v = D_1 - \frac{D}{r^2} - \frac{\mu \gamma r}{3 m} (1 + 2m). \end{cases}$$

Zur Bestimmung der Integrationskonstanten D und D₁ benutzen wir die Grenzbedingung, daß die radiale Spannung ν an der inneren und äußeren Zylinderfläche für $r = r_1$ und $r = r_2$ gleich Null sein muß. Wir setzen also:

$$(13) \quad \begin{cases} \frac{D}{r_1^2} + D_1 - \frac{\mu \gamma r_1}{3 m} (m + 2) = 0, \\ D_1 - \frac{D}{r_2^2} - \frac{\mu \gamma r_2}{3 m} (1 + 2m) = 0 \end{cases}$$

und erhalten:

$$D = \frac{\mu \gamma (1 + 2m)}{3 m} \cdot \frac{r_1^2 r_2^2}{r_1 + r_2};$$

$$D_1 = \frac{\mu \gamma (1 + 2m)}{3 m} \cdot \frac{r_1^2 + r_1 r_2 + r_2^2}{r_1 + r_2}$$

und somit aus den Gleichungen (12):

$$(14) \quad \begin{cases} \sigma = \frac{\mu \gamma}{3 m} \left[(1 + 2m) \left(\frac{r_1^2 + r_1 r_2 + r_2^2}{r_1 + r_2} + \frac{r_1^2 r_2^2}{(r_1 + r_2) r^2} \right) - r (m + 2) \right]; \\ \nu = \frac{\mu \gamma}{3 m} (1 + 2m) \left(\frac{r_1^2 + r_1 r_2 + r_2^2}{r_1 + r_2} - \frac{r_1^2 r_2^2}{(r_1 + r_2) r^2} - r \right). \end{cases}$$

Je kleiner r wird, desto größer wird σ , und wir finden das Maximum von σ an der inneren Zylinderfläche für $r = r_1$, das Minimum an der äußeren Zylinderfläche für $r = r_2$,

$$\sigma_{\max} = \frac{\mu \gamma}{3 m} \left[(1 + 2m) \left(\frac{r_1^2 + r_1 r_2 + r_2^2}{r_1 + r_2} + \frac{r_2^2}{(r_1 + r_2)} \right) - r_1 (m + 2) \right].$$

Die radiale Spannung ν bleibt für alle Werte $r_1 < r < r_2$ positiv, sie erhält ihr Maximum für $r = \sqrt[3]{\frac{2 r_1^2 r_2^2}{r_1 + r_2}}$ und bleibt kleiner als σ_{\max} .

Die größte Anstrengung des Materials ergibt sich für σ_{red} . Nach Einsetzen der gefundenen Werte in Gleichung (4) und (5) folgt:

$$(15) \quad \begin{cases} \sigma_{\text{red}} = \frac{\mu \gamma}{3 m} \left[(1 + 2m) \left\{ \frac{r_1^2 + r_1 r_2 + r_2^2}{r_1 + r_2} \left(1 - \frac{1}{m} \right) \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{r_1^2 r_2^2}{(r_1 + r_2) r^2} \left(1 + \frac{1}{m} \right) \right\} - r \frac{m^2 - 1}{m} \right]. \end{cases}$$

Setzen wir $r = r_1$ und $\frac{r_1}{r_2} = \kappa$, so folgt für die größte Spannung, die an der Innenfläche des Ringes und in der Richtung der Peripherie auftritt:

$$\sigma_{\text{red}} = \Delta \sigma_k = \frac{\mu \gamma}{3 m} r_2 \left(\kappa (m - 1) + \frac{2(1 + 2m)}{1 + \kappa} \right).$$

Mithin erhalten wir für die Grenzlänge des äußeren Radius des Ringes bei einer Zugfestigkeit des Betons $\Delta \sigma_k$ und für ein beliebiges Verhältnis des inneren zum äußeren Radius $\frac{r_1}{r_2} = \kappa$:

$$(16) \quad r_2 = \frac{1}{\mu \gamma} \cdot \frac{3 m (1 + \kappa) \Delta \sigma_k}{[\kappa (m - 1) (1 + \kappa) + 2(1 + 2m)]}.$$

Für den ∞ dünnen Ring wird $\kappa = 1$ und $r_2 = \frac{\Delta \sigma_k}{\mu \gamma}$. Dieser Wert entspricht der Grenzlänge für ein ∞ dünnes gerades Betonband nach Abschnitt IV.

Um ein Bild über den Verlauf der Tangentialspannungen in einem Meridianschnitt des Ringes zu gewinnen, setzen wir in Gleichung (14) für $\frac{r_1}{r_2} = \kappa$ und $\frac{r}{r_2} = \beta$ und erhalten:

$$(17) \quad \sigma = \frac{\mu \gamma}{3 m} r_2 \left[(1 + 2m) \left(\frac{\kappa^2 + \kappa + 1}{1 + \kappa} + \frac{\kappa^2}{(1 + \kappa) \beta^2} \right) - \beta (m + 2) \right],$$

woraus sich für alle Werte $0 < \kappa \leq 1$ und $0 < \beta \leq 1$ die tangentialen Spannungen in den Ringquerschnitten berechnen lassen. Für das Radienverhältnis $\frac{r_1}{r_2} = 0,2$, $\gamma = 2,3$, $\mu = 0,8$ und $m = 6$ ergibt sich nebenstehendes Diagramm der Tangentialspannungen σ , Abb. 12.

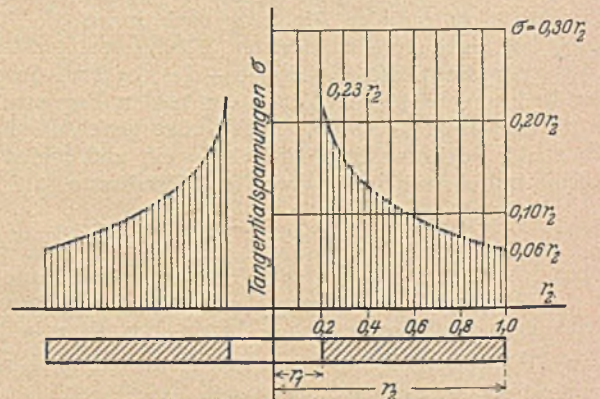


Abb. 12. Tangentialspannungen in der ringförmigen Betonstraße für $r_1 = 0,2 r_2$.

Wir entnehmen der Gleichung (16), daß die Grenzlängen der äußeren Radien mit der Zugfestigkeit des Betons geradlinig wachsen. In Tabelle III sind einige aus dieser Gleichung ermittelte Zahlenwerte unter Annahme von $m = 6$, $\gamma = 2,3$ und $\mu = 0,8$ zusammengestellt worden. Einer geringen Zugfestigkeit entsprechen auch hier verhältnismäßig große Grenz-

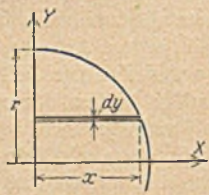


Abb. 15

in dieser Richtung zu leistende Reibungsarbeit beträgt daher für die Viertel-scheibe $\mu \gamma h \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{1}{2} \int_0^r x^2 dy$, somit in der X- und Y-Richtung für die halbe Scheibe $2 \mu \gamma h \frac{\sigma}{E} \int_0^r x^2 dy$. Setzen wir nun das

Potential der elastischen Kräfte gleich der Reibungsarbeit, so folgt:

$$\frac{1}{E} \int_0^V \left(\frac{\sigma_x^2 + \sigma_y^2}{2} - \frac{1}{m} \sigma_x \sigma_y \right) dV = 2 \mu \gamma h \frac{\sigma_x}{E} \int_0^r (r^2 - y^2) dy.$$

Da $\sigma_x = \sigma_y$ und $V = \frac{r^2 \pi h}{2}$ ist, erhalten wir nach Auflösung der Integrale für den Grenzradius:

$$r = \frac{\Delta \sigma_k \cdot 3 \pi \left(1 - \frac{1}{m} \right)}{8 \mu \gamma}$$

Für die Poissonzahl $m = 6$ wird $r = \frac{\Delta \sigma_k}{\mu \gamma} \cdot \frac{5 \pi}{16}$.

In der nachfolgenden Tabelle V sind einige Grenzradien der vollen kreisförmigen Platzflächen unter Berücksichtigung der Spannungen aus den Wärmeschwankungen und der Verkehrsbelastung für verschiedene Zugfestigkeiten des Betons zusammengestellt worden.

Tabelle V.

Erforderliche Zugfestigkeit des Betons vor Beendigung des Feuchthaltens		Erforderliche Zugfestigkeit des Betons vor Verkehrsübergabe		Grenzradien r für die geschlossene kreisförmige Platzfläche
σ_k	σ_k	σ_k	σ_k	
bei 20 cm starker Decke	bei 30 cm starker Decke	bei 20 cm starker Decke	bei 30 cm starker Decke	m
kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	
7	8	10,5—13,5	9,5—10,5	5,3
8	9	11 ⁵ / ₈ —14	10—11	10,7
9	10	12—14,5	11—12	16,0
10	11	13—15	12—13	21,3
11	12	14—16	13—14	26,6
usw.

Aus Abb. 13 ist für $\Delta \sigma_k = 4 \text{ kg/cm}^2$ die Größe der vollen kreisförmigen Platzfläche zu ersehen.

Die Zusammenstellungen lassen deutlich den Einfluß der Wärme- und Belastungsspannungen erkennen. Die Wärmespannungen nehmen mit der Deckenstärke zu, während die Belastungsspannungen mit ihr abnehmen. Die Abnahme der letzteren ist aber größer, so daß die stärkere Betondecke im Vorteil ist. Bei gleicher Zugfestigkeit können danach die Grenzlängen und Grenzradien für stärkere Decken größer gewählt werden als für solche geringerer Dicke.

Unsere Entwicklungen der Grenzlängen setzen eine ebene oder schwach gekrümmte Bettungsfläche voraus, auf welcher der Beton bei Volumenveränderung eine gleitende Bewegung ausführen kann. Eine außergewöhnliche Belastung oder eine unebene mit Verstärkungsrippen versehene Unterfläche kann die Reibungsarbeit in dem Maße erhöhen, daß die Grenzlängen beeinflußt werden. Das kann z. B. durch Stapeln von großen

Mengen Mauersteinen oder Erdreich auf der Straße geschehen. Sobald der Schwindungsvorgang noch nicht abgeschlossen ist oder die Zugfestigkeit noch nicht ausreicht, können sich unerwünschte Risse einstellen. Infolgedessen muß die Lagerung von großen Baumassen oder dgl. auf den Betonstraßen vermieden werden.

Die Reibungsarbeit kann ferner durch die Verstärkung der Ränder erhöht werden, indem noch in lotrechter Richtung eine Hebungsbewegung zu leisten ist. Bei der fugenlosen Ringstraße und dem fugenlosen vollen Platz ist die Verstärkung der Ränder auf der Unterfläche zu verwerfen, bei der geraden Straße verlangt sie Längsfugen.

Einleitend war gesagt worden, daß die Zerstörungen einer Betondecke von den Fugen ausgehen und daß man deshalb bestrebt sein müsse, die Breite der Fugen recht klein und ihre Abstände möglichst groß zu halten. Über die Grenzabstände berichten die vorstehenden Abschnitte. Geringste Fugenbreiten lassen sich leicht dadurch erreichen, daß man streckenweise betoniert und die Zwischenstreifen erst dann schließt, wenn die Schwindung möglichst weit vorgeschritten ist. In den schweizerischen Eisenbetonvorschriften ist das Schwindmaß nach 14 Tagen gleich der halben Gesamtschwindung gesetzt²⁷. Auch die von Rüth in der Materialprüfungsanstalt Darmstadt für hochwertige Portlandzemente ausgeführten Schwindmessungen²⁸ haben ergeben, daß nach einem Alter von 14 Tagen fast die Hälfte, nach 28 Tagen nahezu die gesamte Schwindung erreicht ist. Wo es die Verhältnisse zulassen, sollte man erst nach 3 bis 4 Wochen die Zwischenstreifen schließen. Die durch die Ausdehnung des Betonbandes entstehenden Druckspannungen kann bekanntlich der Beton schadlos aufnehmen. Zur Verhinderung des gegenseitigen Anhaftens der einzelnen Betonabschnitte genügt ein dünner Lehmanstrich²⁹ oder ein dünnes dazwischengelegtes Fugenblech. Die Verwendung stärkerer Fugeneisen³⁰ ist zu verwerfen.

Die vorliegenden Berechnungen beziehen sich nur auf die unbewehrte Betonstraße. Der Wert der Bewehrung wird heute vielfach angezweifelt, weil man verschiedentlich festgestellt hat, daß durch die Eiseneinlagen die Rißbildungen in den Betonstraßen eher begünstigt als unterdrückt werden. Eine schwache netzartige Bewehrung wird unschädlich sein, solange die Zugspannungen, die durch das Vorhandensein des Eisens beim Schwinden des Betons entstehen, von diesem aufgenommen werden können. Es sei hier auf die Diagramme über die Verteilung der Schwindspannungen in einem Eisenbetonstabe verschiedenen Alters auf S. 38 der vortrefflichen Schrift von Leopold Herzka in Wien hingewiesen³¹. Eine stärkere Bewehrung führt zu vielen feinen Rissen und damit zur allmählichen Zerstörung des Betons. Gelingt es einmal, Beton mit ganz geringer Schwindung herzustellen, so können die bewehrten Betonstraßen noch eine große Zukunft haben. Die Zugkräfte aus den Wärmeschwankungen und Verkehrsbelastungen lassen sich leicht auf die Eisen überleiten.

In den Tabellen II, IV und V sind die erforderlichen Zugfestigkeiten des Straßenbetons vor Beendigung des Feuchthaltens und vor der Verkehrsübergabe angegeben worden. Die erstere muß vorhanden sein, um die Reibungswiderstände des Betonbandes von der Länge l auf der Erdbettung zu überwinden und gleichzeitig den voraussichtlich auftretenden Spannungen aus den Wärmeschwankungen zu genügen. Das

²⁷ Petry, Belgische Versuche über das Schwinden des Betons während der Erhärtung, Bauing. 1922, S. 321.

²⁸ Prof. Dipl.-Ing. Rüth, Biebrich a. Rh., Versuche über die Verwendung hochwertigen Portlandzementes in der Praxis, Beton und Eisen 1924, S. 89.

²⁹ Straßenbautagung auf der Leipziger Frühjahrsmesse, Techn. Gen. Bl. 1927, S. 17.

³⁰ Im Gegensatz zu der Ausführung in: Deutsche Betonstraßen 1925, S. 54. Selbstverlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau.

³¹ Leopold Herzka, Schwindspannungen in Trägern aus Eisenbeton, 1925, Verlag Kröner in Leipzig.

ist nur möglich, wenn der Beton so lange im Quellzustand erhalten wird, bis die gewünschte Festigkeit erreicht ist. Hierzu ist bekanntlich erforderlich, daß der Beton nach der Abbindezeit, die mit der Vicatnadel oder der Gillmorenadel zu bestimmen ist, und je nach dem verwendeten Zement, dem Mischungsverhältnis und der Temperatur, etwa 2 bis 12 Stunden dauert, mit Feuchtigkeit gesättigt wird. Die Abdeckung mit feuchter Erde und die Teichmethode zeitigen nach amerikanischen Versuchsberichten über die Nachbehandlung von Beton die besten Ergebnisse. Ausführliches über die Nachbehandlung des Betons finden wir in der Schrift über nordamerikanische Betonstraßen von Prof. Kleinogel in Darmstadt³².

Das Feststellen der oben geforderten Festigkeitsgrade begegnet gewissen Schwierigkeiten oder Umständlichkeiten, weil eine größere Zahl von Betonprobekörpern oder -würfeln, die nebenher auf dem Bauplatz unter den gleichen Verhältnissen wie die Hauptmasse herzustellen sind, zur Verfügung stehen muß und die Prüfung jederzeit möglich sein soll. Über das Verfahren von Oberbaurat Fischer in Berlin, nach dem zwei Tonzylinder mit einbetoniert werden, von denen der innere den Probekörper liefert³³, liegen noch zu wenig Erfahrungen vor. Der von Prof. Rinagl an der Technischen Hochschule in Wien gemachte Vorschlag³⁴, die Probekörper in Form von Angüssen

³² Kleinogel, Nordamerikanische Betonstraßen, 1925, Zementverlag G. m. b. H.

³³ Künzel, Zur Frage der Gewährleistung der Güte der Ausführung, Beton und Eisen 1927, S. 123.

³⁴ Prof. Dr. Rinagl, Wien, Setzprobe und Flüssigkeitsgrad von Beton, Vergleich verschiedener Probekörperformen, Mitteilungen über Versuche, ausgeführt vom österr. Eisenbeton-Ausschuß, 1927, Heft 11, S. 108.

in einem Stück mit dem Bauteil herzustellen, gemeinsam erhärten zu lassen und erst unmittelbar vor der Prüfung abzutrennen, dürfte im Betonstraßenbau gegenüber dem Verfahren, besondere Betonprobekörper dicht neben dem Straßenbauteil herzustellen, keine erkennbaren Vorteile bieten. Zur Zeit ist ein Ausschluß des Deutschen Betonvereins damit beschäftigt, einfache Prüfungsverfahren ausfindig zu machen, nach welchen eine Baukontrolle des Betons mit einfachsten Mitteln durchgeführt werden kann. Wie Dr.-Ing. Petry auf der letzten Hauptversammlung des Betonvereins mitteilte, sind die Prüfungen über die Möglichkeit, die Zugfestigkeit des Zementes und Mörtels auf der Baustelle beurteilen zu können, noch zu keinem endgültigen Abschluß gekommen. Würde sich während der Erhärtung die erforderliche Zugfestigkeit des Straßenbetons einfach und einigermaßen zuverlässig feststellen lassen, so wäre es u. U. nicht notwendig, den Beton 20 Tage lang, entsprechend den amerikanischen Vorschriften, im Quellzustand zu erhalten.

Zusammenfassung.

Die Grenzabstände der künstlichen Fugen in geraden und gekrümmten Betonstraßen sowie die Grenzdicken von ringförmigen Straßen und vollen Platzflächen werden im wesentlichen aus der Formänderungsarbeit des Betons ermittelt; ferner werden die Beziehungen zwischen den Betonzugfestigkeiten und den Grenzmaßen unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Arbeiten von Noburu Yamaguti und Leitz über Wärmespannungen und Belastungsspannungen zusammengestellt und dann Folgerungen gezogen, die zur Erzielung rissfreier, möglichst großer Betonstraßenabschnitte bei deren Herstellung von Bedeutung sind.

DER SÄULENBAN IN EISEN UND EISENBETON.

Von Dr. Fritz Emperger, Wien.

Es ist für die Zusammenarbeit beider Fachgebiete kennzeichnend, wenn heute Spezialfirmen auf ihren Bauten fremde Bauweisen ausführen und ihre Auswahl nach objektiven fachlichen Gesichtspunkten treffen, so insbesondere beim Hochbau, wo ein inniges Zusammenarbeiten aller Fachgebiete Eisen, Beton und Holz unvermeidlich ist. Doch auch im Brückenbau ergeben sich derartige Beispiele. Wir finden Eisenbrücken vielfach mit einer Fahrbahn aus Eisenbeton hergestellt vor, und es ist umgekehrt bei Betonbögen mit aufgehängter Fahrbahn üblich geworden, die Hängestangen ohne Betonumhüllung herzustellen.

Man scheut sich also nicht mehr, als Eisefirma einen ausgesprochenen Eisenbeton oder als Betonfirma einen unverhüllten Eisenteil einzuschalten, wo dieses zweckmäßig erscheint. Das Beispiel soll auch die Scheidung kennzeichnen, welche sich nach dem Wesen der beiden Baustoffe von selbst einstellt. Einerseits das Eisen für Zug, für schlanke Formen und für große Kräfte, andererseits der Beton für Druck, für eine massive Bauweise und für mäßige Krafterleistungen als das geeignetere Baumaterial. Trotzdem werden immer, und zwar ganz unabhängig von dieser Einteilung, Grenzgebiete übrig bleiben, bei denen die Entscheidung von Vorliebe und hauptsächlich von dem Preise abhängig sein wird, welchen der Unternehmer seinem Angebot zugrunde legt. Ein genaueres Urteil entzieht sich schon deshalb unseren Erwägungen, weil heute innerhalb jeder Bauweise sehr große Preisschwankungen auftreten. Die Aufgabe des Ingenieurs bleibt daher auf eine rein fachliche Beurteilung beschränkt, bei welcher nur Durchschnittskosten in Frage kommen. Es müssen dabei aber nicht nur die Kosten der Baustoffe, sondern auch die Gesamtkosten der Montage bis zur Fertigstellung in Betracht gezogen werden.

Ein wichtiges Grenzgebiet zwischen Eisen und Eisenbeton bestand in den Übergangsformen zwischen dem gewöhnlichen

Eisenbeton mit seiner etwa 1%igen Armierung und dem 100%igen Eisenbau durch eine Reihe von Formen, bei welchen die Armatur in den Beton selbsttragend verlegt und in größeren Mengen von 3% bis etwa 10% angeordnet ist. Diese Formen haben insbesondere in den ersten Jahren der Entwicklung des Eisenbetons, wie z. B. der Melanbogen u. ä., eine große Rolle gespielt und finden sich jetzt in Europa nur selten vor. In Nordamerika dagegen, wo der seinerzeit von mir eingeführte Melanbogen zu einer umfangreichen Anwendung gelangt ist, hat man dieser Bauweise eine viel größere Wertschätzung entgegengebracht. Wir finden sie bei der Herstellung der Säulen von Hochhäusern in weitgehender Verwendung, und es ist demnach erklärlich, daß die amerikanischen Vorschriften für Eisenbeton ausführliche Einzelheiten über die Verbindung von selbsttragenden Säulen aus Stahl und aus Gußeisen mit Beton enthalten. In Europa ist die Verwendung von schlaffen Armaturen für den Eisenbeton so allgemein geworden, daß man sich um diese Form nicht kümmert und teilweise sogar höhere Armaturen wie 3% schlankweg verbietet, ohne sich die Mühe zu nehmen, die näheren Umstände anzugeben, unter welchen dieses Verbot eine Berechtigung besitzt oder nicht. In welchem Maße diese Vorschrift unrichtig ist, wurde von mir wiederholt nachgewiesen, und wir verdanken es der erst kürzlich erschienenen Vorschrift für Eisenbeton in Österreich, welche, so sehr sie sich sonst an die deutsche Vorschrift eng anschließt, gerade diesen Punkt eingehend richtiggestellt hat.

Historisch ist es interessant, daß der Eisenbetonbau im Säulenbau, also auf einem Gebiete, welches wie alle Druckglieder in erster Linie für den Eisenbeton in Frage kommen sollte, erst sehr spät Fuß gefaßt hat. Die Entwicklung der Säule begann Hand in Hand mit dem Gebrauch des Eisenbetons für Piloten etwa 1895 durch Hennebique und fand bei ihrem Auftreten einerseits den massiven Pfeiler aus Beton und ander

seits die schlanke Eisensäule vor. Es bestanden Bedenken gegen den Gebrauch eines armierten Betonpfeilers mit so einer ungewohnten Schlankheit. (Siehe die Verbote in den ersten deutschen Vorschriften wie z. B. Frankfurt 1901.) Es bedurfte umfangreicher Versuche, um eine Frage zu klären, welche man in das Gebiet der Knickfestigkeit verlegte. Wir wissen heute, daß Knickfestigkeitserscheinungen, bestehend in Ausbiegen der Eisenbetonsäule, nur bei sehr schlanken Formen auftreten, und daß sie sich selbst bei diesen auf den dem Betonmaterial eigentümlichen Ungleichmäßigkeitserscheinungen, also auf eine exentrische Belastung, zurückführen lassen.

Die fortschreitende Erkenntnis der Fähigkeit des Betons, auch bei schlanken Säulen zu entsprechen, hat den Eisenbau aus diesem Gebiete fast vollständig verdrängt, und zwar selbst dort, wo diese Schlankheit und entsprechend große Lasten den Eisenbau als den fachlich besseren erscheinen lassen. Die Bevorzugung des Eisenbetons beruht auf seiner wirtschaftlicheren Herstellung, für welche nicht so sehr die Kosten des Materials als der Aufwand für die Herstellung der Verbindungen, also insbesondere die Nietarbeit ausschlaggebend in Betracht kommt. Dies kommt insbesondere dort in Betracht, wo man dem Druckglied eine bestimmte Breite geben muß, wie dies der Hochbau

der Knickfestigkeit ebenso als Vergleichsunterlage dienen. Für die Tragfähigkeit von Säulen des Hochbaues, wie wir sie hier besprechen wollen, kommt nur die Flächenlagerung in Betracht.

Wir wollen eine Säule aus 4 Winkeleisen $60 \times 60 \times 7$ von 2,65 m Länge untersuchen, welche einen Querschnitt von $27,4 \text{ cm}^2$ besitzen. Wir wollen der Vollständigkeit wegen darauf hinweisen, daß wir die Wahl haben, die vier Winkeleisen kreuzförmig anzuordnen, oder aber aus denselben einen Kastenquerschnitt zu bilden. Bei der ersten Form (ohne einen Materialaufwand für die Verbindung), besitzt die Säule einen Schlankheitsgrad etwa $l/i = 100$ und dementsprechend, wie aus Abb. 1 ersichtlich, von 2290 kg/cm^2 Knickfestigkeit. Bei dem Kastenquerschnitt hat die schlankste Anordnung etwa ein $l/i = 50$ und dementsprechend eine Tragfähigkeit von 2700 kg/cm^2 . Durch Auseinanderrücken der Winkeleisen und einen Mehr-

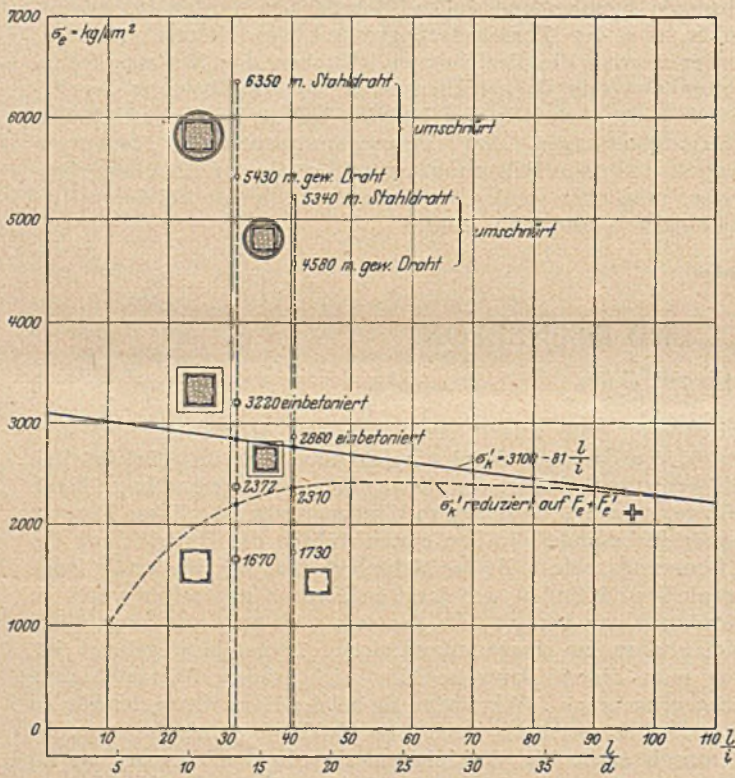


Abb. 1.

immer verlangt. Es ist dann nötig, die einzelnen Profile durch Gitterwerk und Nietung so zu verbinden, daß dieselben ein statisches Ganzes bilden. Das Gitterwerk und die Nietung bedeutet aber einen Arbeitsaufwand, welcher die Tragfähigkeit nicht erhöht und der bei der wirtschaftlichen Wertung der Tragfähigkeit der Säule nicht übergangen werden kann.

Anstatt diese Frage allgemein zu behandeln, erscheint es wegen der Vielfältigkeit der Säulenquerschnitte zweckmäßiger, es an einem speziellen einfachen Fall darzulegen. Wir untersuchen den typischen Fall einer Säule, welche aus 4 Winkeln zusammengesetzt ist, wie in Abb. 2, und stellen uns die Frage, wie müssen diese Winkel angeordnet und verbunden werden, um die größte Tragfähigkeit zu erzielen, und wie ist ihre wirtschaftlichste Form. Zur Beurteilung dieser Frage dient die Abb. 1, in welcher sich die Tetmajersche Gleichung für die Knickfestigkeit von Eisensäulen mit Flächenlagern $\sigma_k = 3100 - 81 l/i$ eingetragen vorfindet, doch würde jede andere Kurve

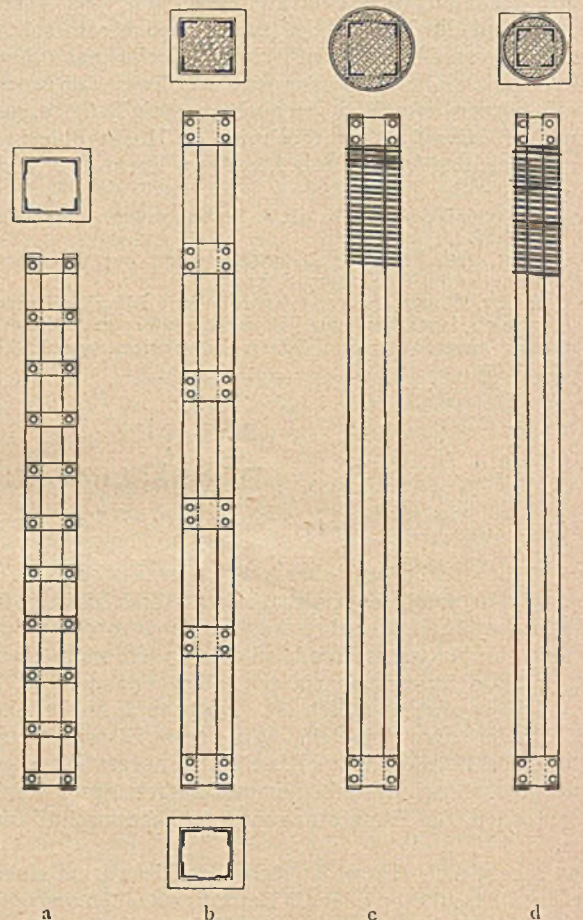


Abb. 2.

aufwand für Verbindungseisen sind wir imstande, die Tragfähigkeit weiterhin zu steigern. Wir haben eine Säule von den erwähnten Abmessungen deshalb herausgegriffen, weil mit derselben eine Reihe von älteren Versuchen vorliegt, auf welche ich hier hinweisen will. Es sind dies zunächst 3 Versuche mit Eisensäulen¹ und weiterhin eine ganze Versuchsserie², welche nur dem Zweck gedient hat, um den notwendigen Aufwand an Eisen versuchstechnisch zu bestimmen, welcher zur Querverbindung nötig ist (Abb. 2 a und b), unter diesen letzteren befindet sich auch der hier einbezogene Versuch mit Säule II, welche in Beton und Eisen 1908, Seite 267, veröffentlicht wurde. Diese Frage selbst wurde inzwischen von den großen deutschen und amerikanischen Versuchslaboratorien gründlich gelöst, wohl aber erst, nachdem sich diese von mir zuerst ge-

¹ Beton und Eisen 1907, Seite 101.

² Beton und Eisen 1908, Seite 149 und Folge sowie Forschungsarbeiten aus dem Gebiete des Eisenbetons Heft VIII 19.

kennzeichnete Lücke in unserer Wissenschaft des Eisenbaues durch die großen Unfälle bei der Brücke in Quebeck³ über den Lorenzoström und bei dem Gasbehälter in Hamburg⁴ als unumgänglich herausgestellt hatte. Der Umstand, daß eine so wichtige Frage des Eisenbaues vom Standpunkte des Eisenbetons beanstandet und untersucht wurde, erklärt sich dadurch, daß mir ein kleiner Unfall dieser Art zur Beurteilung vorgelegen war⁵ und wir Eisenbetonleute die Bruchfestigkeit einer Konstruktion als das wichtigste Merkmal ihrer Tragfähigkeit zu bestimmen gewohnt waren, also derselben mehr Aufmerksamkeit zugewendet haben, während der Eisenbau, insbesondere damals noch, nur die Verhältnisse unter der zulässigen Spannung ohne hinreichende Rücksicht auf ihre weitere Entwicklung bis Bruch im Auge hatte. Diese Anschauungen haben sich inzwischen in diesen 20 Jahren wesentlich geklärt, und wir sind in unseren Auffassungen näher gerückt, also insbesondere im Säulenbau, wo auf beiden Gebieten die gleichen Grundlagen bestehen, welche den Gebrauch der Elastizitätstheorie einschränken, d. h. wo die zulässige Spannung aus der Bruchlast abgeleitet werden muß. Der von mir ausgeführte Versuch ergab nach den Eintragungen in Abb. 1 bei dieser Säule gegenüber den theoretischen 2846 kg/cm² (78 t) eine tatsächliche Bruchfestigkeit von 65 t oder 2372 kg/cm², bezogen auf den Querschnitt der vier Längsstäbe. Dieser Maßstab der Beurteilung ist aber ein irreführender, weil er die zur Querverbindung nötige Eisenmenge nicht berücksichtigt. Wir müssen uns die zur Querverbindung aufgewendete nötige Eisenmenge in Längseisen umgewandelt denken, und die Tragfähigkeit auf den so gewonnenen Gesamtquerschnitt beziehen. Für den vorliegenden Versuch hätte es wenigstens 7,8 cm² für die Querverbindung benötigt, tatsächlich wurden aber 11,5 cm² benötigt. Der Gesamtquerschnitt hat demnach 27,4 + 11,5 = 38,9 cm² betragen. Wir finden dementsprechend die in der Abb. 1 eingezeichneten Größen, und zwar die theoretische Tragkraft durch ein volles und die tatsächliche Tragkraft durch ein doppeltes Ringel bezeichnet vor. Dasselbe ergibt, bezogen auf den gesamten Querschnitt, 2372 bzw. 1670 kg/cm².

Wenn wir uns nun dieselbe Säule in verschiedenen Schlankheitsgraden in der Weise ausgeführt denken, daß wir für dieselbe Länge die Winkelisen immer weiter von einander entfernen, so ergibt sich bei Berücksichtigung des ansteigenden Eisenaufwandes für die Tragfähigkeit ein ganz anderer Verlauf, als wie wir ihn nach den üblichen Regeln für die Knickfestigkeit kennen. Der theoretische Verlauf findet sich in der Abb. 1 durch eine Kurve dargestellt vor, welche durch den vollen Punkt von 2200 kg/cm² hindurchgeht. Sie zeigt, daß wir durch die Verbreiterung der Säule im Eisenbau keinen Vorteil erzielen, und daß die schlankste Säule, wie dies im Brückenbau hinlänglich bekannt ist, mit ihrer kreuzförmigen Anordnung die beste Lösung darstellt. Für den hier behandelten Hochbau kommen nur die kastenförmigen Querschnitte in Betracht. Doch gilt auch für sie das Ergebnis, daß die schlankste Lösung als die wirtschaftlichste bezeichnet werden kann. In der Abb. 1 findet sich auf der X-Achse das Schlankheitsverhältnis bezogen auf l/d angegeben vor. Nachdem aber jedem Praktiker die Schlankheit bezogen auf die kleinste Querabmessung geläufiger ist, so wurde unterhalb der X-Achse, ausgehend von unserem Versuch, die Größe l/d für dasselbe d und verschiedene Längen eingetragen. Im Hochbau kommen keine kleineren Schlankheiten wie l/d gleich 7 und keine größeren wie $l/d = 12$ vor. Innerhalb dieser Grenzen sehen wir, daß der Einfluß der Knickfestigkeit ein sehr geringer ist, daß aber auch da die schlankere Säule eigentlich die tragfähigere Form vorstellt, und daß unter Berücksichtigung des Gesamtaufwandes an Eisen die landesübliche Auffassung unrichtig ist, welche das Gegenteil annimmt, ohne diesbezügliche weitere Untersuchungen anzustellen.

Nach dieser allgemeinen Aufklärung wollen wir nunmehr uns dem eigentlichen Thema mit der Frage zuwenden, welche Erhöhung der Tragfähigkeit durch Einbetonierung erzielt werden kann, und wie in so einem Falle die Einbetonierung und die Querverbindung beschaffen sein soll. Zu ihrer Beantwortung habe ich seinerzeit eine Reihe von Versuchen angestellt, aus welchen hervorgeht, daß bei einer Einbetonierung, wie in Abb. 2b, die Tragfähigkeit der Eisensäule sich um eine Größe erhöht, welche dem Querschnitt des von Eisen eingeschlossenen Betons proportional ist. Es kommt hierbei, wie im Säulenbau niemals, die volle Würfelfestigkeit zur Geltung, weil der Würfel eine künstlich erhöhte Druckfestigkeit ergibt. Die Säulenfestigkeit des Betons kann mit etwa 80% der Würfelfestigkeit angegeben werden. Dieses Ergebnis haben nicht nur meine Versuche gezeigt⁶, sondern auch spätere Versuche von Talbot und Lord im Bulletin 56 der Technischen Hochschule in Urbana Ill. ergeben⁷. Wir finden einen dieser Versuche einer einbetonierten Eisensäule II in der Abb. 1 eingetragen vor. Bei demselben betrug der innerhalb des Eisenkastens eingeschlossene Betonquerschnitt $F_b = 372 \text{ cm}^2$. Die Würfelfestigkeit des Betons wurde mit 231 kg/cm² ermittelt, die so behandelte Säule hat 125 t oder gegen die vorerwähnten 78 t um 60% mehr betragen. Bezogen auf die vorerwähnte Betonfläche, deren volle Mitwirkung nicht gewährleistet erscheint, würde 162 kg/cm² oder nur 70% der Würfelfestigkeit ergeben. Man darf nicht übersehen, daß weder die Fläche, noch die Würfelfestigkeit als verlässlich anzusehen sind. Es erhöht sich die Tragfähigkeit des gesamten Eisenquerschnittes von der früher nachgewiesenen 1670 kg/cm² auf 3220 kg/cm². Diese Zahlen zeigen, daß vom wirtschaftlichen Standpunkte aus eigentlich keine Eisensäule anders wie einbetoniert verwendet werden sollte, und daß demnach die eingangs besprochene Zusammenarbeit zwischen dem Eisenbau und dem Betonbau im Interesse beider eine viel innigere sein sollte. Diese Auffassung hat sich in der amerikanischen Praxis des Säulenbaues Geltung verschafft. Trotzdem besitzt aber die Eisensäule noch keine wirtschaftliche Überlegenheit über die Eisenbetonsäule und ihre Anwendung in Nordamerika erklärt sich nur dadurch, daß man den Gebrauch eines selbsttragenden Eisengerippes bei Hochhäusern für notwendig angesehen hat. Aus diesem Grunde konnte sich auch der gewöhnliche Eisenbeton beim Bau von Hochhäusern nur eine sehr beschränkte Anwendung verschaffen. Die wirtschaftliche Überlegenheit des Eisenbetons erklärt sich durch den Kostenaufwand für die Nietarbeit bei der Eisensäule. Er wird daher auch bei der Verwendung von hochwertigem Stahl schon deshalb bestehen bleiben, weil bei diesem die Kosten der Herstellung der Nietung sich erhöhen. Die Wettbewerbsfähigkeit der Eisensäule hängt demnach von der Frage ab, ob man sich die Kosten der Nietarbeit ganz oder größtenteils ersparen kann. Mein diesbezüglicher Vorschlag geht nun dahin, die Eisensäule nicht nur einzubetonieren, wobei nur die in den Kasten eingeschlossene Betonfläche mitwirkt, sondern um die Eisensäule herum eine Umschnürung zu legen. Bei dieser Anordnung wirkt der gesamte innerhalb der Umschnürung befindliche Betonquerschnitt verlässlich mit und man ist dann, was noch wichtiger ist, in der Lage, durch die Umschnürung die Querverbindung der Eisen zu ersetzen, und so die sonst statisch nicht mitwirkenden Querverbindungen zur Erhöhung der Tragfähigkeit heranzuziehen.

Ich habe zunächst bei den älteren Versuchen nachgewiesen, daß bei einer einbetonierten Säule der Aufwand für die Querverbindung vermindert werden kann. Dieselben wurden so ausgeführt, daß ich Vergleiche aufstellte mit einbetonierten Säulen, welche Querverbindungen in immer größeren Abständen gezeigt haben. Ich bin dabei bis zu einem doppelten Abstand gelangt (Abb. 2b), ohne daß dadurch ein Verlust von Tragfähigkeit eingetreten wäre. Ich habe dieses Ergebnis

³ Beton und Eisen 1907, Seite 266.

⁴ Beton und Eisen 1911, Seite 207.

⁵ Beton und Eisen 1906, Seite 34.

⁶ Beton und Eisen 1907, Seite 172, siehe auch Tabelle 1908, Seite 267.

⁷ Beton und Eisen 1927, Seite 169.

in einer Faustregel zum Ausdruck gebracht, welche lautet, daß der Abstand der Querverbindung, welcher nach dem Grundsatz ermittelt wird, daß die Knickfestigkeit des Teilquerschnittes — in unserem Falle eines Winkels — gleich groß sein muß wie die Knickfestigkeit aller 4 Winkel, wenn man sich dieselben zu einem statischen Ganzen vereint vorstellt. Bei meinen letzten Versuchen bin ich nun einen großen Schritt weiter gegangen und habe von einer Querverbindung der innerhalb der Umschnürung enthaltenen Eisenquerschnitte ganz abgesehen. Leider war ich nicht in der Lage, die für diese wichtige Frage nötigen Versuchsserien in Naturgröße auszuführen. Ich mußte mich mit einem stichprobenweisen Versuch mit Flußstahl begnügen⁸ und kann mich daher nur auf die analogen Modellversuche mit umschnürten Gußeisen⁸ beziehen, aus welchen nachgewiesen wurde, daß die Umschnürung trotz dem weit knickempfindlicheren Gußeisen die Querverbindung vollständig zu ersetzen imstande ist. Ich mußte den Versuchen entnehmen, daß eine kräftige Querverbindung innerhalb der Umschnürung sogar abträglich wirkt und die Drucklast vermindert.

Wenn wir nunmehr auf Grund dieser Erwägungen die Säule nach Abb. 2c in der Weise konstruieren, daß wir die vier Winkeleisen nur mit einer untern und obern Verbindung versehen und die auf diese Weise ersparte Eisenmenge zu einer Umschnürung verwenden, so gelangen wir zu einer Säule, deren Tragfähigkeit 265 t beträgt, welche, bezogen auf dieselbe Eisenmenge von 38,9 cm², den in der Abb. 1 eingetragenen Wirkungsgrad von 5430 kg/cm² aufweist. Es wurde angenommen, daß von den 11,5 cm² Eisen der Querverbindung 3,8 cm² neuerlich für Verbindungen verwendet wurde und der Rest von 7,7 cm² für die Umschnürung verbraucht worden ist. Die Säulenfestigkeit des Betons wurde gleich wie in dem vorangehenden Versuche von 162 kg/cm² angenommen und auch die Umschnürung aus derselben Materialqualität von gezogenem Draht von 3200 kg/cm² Fließgrenze hergestellt gedacht. Die Tragfähigkeit der Säule setzt sich daher zusammen aus $P = 65 + 600 \times 162 + 27,7 \times 3200 : 65 + 97,5 + 49,5 = 212 \text{ t}$.

Wir sehen aus diesen Zahlen, daß die Tragfähigkeit der drei Bestandteile der 4 L-Eisen des Betons und der Umschnürung jedes an der Gesamtsumme einen wesentlichen Anteil besitzt und daß demnach durch die Verwendung des Eisens zu einer statisch wertlosen Vergitterung ein wichtiger Bestandteil der Tragfähigkeit verloren geht. Durch Verwendung von Stahl zur Umschnürung kann die Tragfähigkeit noch weiterhin bedeutend erhöht werden⁹.

Der Vergleich leidet an einem Mangel, welchen die Säule Abb. 2d beheben soll. Dadurch, daß wir die Umschnürung um die vorhandene Eisensäule herumlegen, vergrößern wir die eigenen Abmessungen der Säule. Um den hieraus sich ergebenden Trugschluß zu beseitigen, wurden bei dem Falle d die 4 Winkel zusammengeschoben, damit die Umschnürung innerhalb derselben äußeren Abmessungen Platz hat. Die Säule erhält dadurch den andern Schlankheitsgrad, welcher sich mit den zugehörigen Abstufungen beginnend, von der Eisensäule ansteigend zur einbetonierten Säule und endlich bis zur umschnürten Eisensäule in der Abb. 1 eingetragenen vorfindet. Wir haben uns dabei an die früheren tatsächlichen Ergebnisse gehalten und dieselben nur entsprechend den geänderten Querschnitten abgemindert. Wir erhalten die Tragfähigkeit einer derartigen Säule nach dem früheren Ergebnisse auf die 4L mit 2310, bezogen auf den Gesamtquerschnitt mit 1730, dieselbe einbetoniert 2860 und umschnürt mit gezogenem Draht 4580, mit Stahldraht 5340 kg/cm². Vergleichen wir nunmehr die beiden Säulen mit gleichen Abmessungen, so trägt die Eisensäule allein 1670 kg/cm², während dieselbe Eisenmenge einbetoniert und umschnürt 5340 kg/cm² oder eine dreifache Erhöhung gibt. Für die Beurteilung dieser Ziffern genügt es aber nicht allein festzustellen, daß der Wirkungsgrad des Eisens

ein soweit höherer ist, daß wir mit $\frac{1}{3}$ des Eisens auskommen können, was sonst nötig ist. Viel wichtiger ist der Umstand, daß durch den Wegfall der Nietarbeit die Wirtschaftlichkeit eine wesentliche Verschiebung erfährt. Ich glaube, daß dieser Unterschied ein so gewaltiger ist, daß diese Säulenform mit dem gewöhnlichen Eisenbeton in wirtschaftlichen Wettbewerb treten kann, wobei der Umstand einer sofortigen und verlässlichen Tragfähigkeit gegenüber dem gewöhnlichen Eisenbeton nicht außer Betracht bleiben wird.

Bei der Herstellung derartiger Säulen kommt die Verwendung eines hochwertigen Stahls für die Längseisen schon deshalb in Betracht, weil durch den Entfall der Nietarbeit seine sämtlichen Vorteile zur Geltung kommen, ohne daß der Nachteil der eischwerten Nietarbeit sich Geltung verschafft. Ich habe bei meinen Versuchen außer Stahl in erster Linie Gußeisen wegen seiner Wirtschaftlichkeit in Betracht gezogen, beide Materialien werden entsprechend ihrer hohen Festigkeit Verwendung finden können. Ich habe dementsprechend bei meinen letzten Versuchen¹⁰ neben dem umschnürten Gußeisen auch einen Versuch mit umschnürtem Stahl eingeschaltet. Derselbe diente nur dem Zweck, nachzuweisen, daß das von mir aufgestellte Additionsgesetz sich ebenfalls auf hochwertigen Stahl bezieht, sowie ferner, daß die Nachweise bezüglich der Wirkung der Umschnürung auch hierbei zutreffen. Im allgemeinen wird man bei der Fortsetzung des Gedankenganges vom gewöhnlichen Flußstahl auf den hochwertigen Flußstahl auf weniger Widerspruch stoßen, weil uns beide Materialien geläufiger sind, als die Verwendung des Gußeisens. Jedenfalls können die für Gußeisen als beweiskräftig geltenden Versuche ohne weiteres auch hierfür übertragen werden. Diese Versuche wurden mit Modellsäulen ausgeführt, bei welchen zur Armierung Gußstäbe verwendet wurden, welche nur oben und unten mit einem Eisenband verbunden waren. Zum Vergleich wurden ferner Versuche ausgeführt, bei welchen Verbindungen in der Mitte oder in den Drittelstellen angebracht wurden. Während die erstgenannten Versuche die Festigkeit des Gußeisens voll ausgenutzt zeigten, so haben die letztgenannten Anordnungen einen kleinen regelmäßigen Abfall gezeigt, welcher nur auf diese Querverbindung zurückgeführt werden kann. Wir können daraus folgern, daß die angewendeten Umschnürungen die Verbindung der einzelnen Stäbe zu einem statischen Ganzen hervorbringen, daß aber diese gleichmäßige Wirkung der Umschnürung durch eine zweite Querverbindung innerhalb der Umschnürung eine Beeinträchtigung erfährt.

Die Herstellung derartiger runder Säulen geschieht zweckmäßigerweise dadurch, daß man das Eisengerippe in der gewohnten Weise aufstellt und über dasselbe eine fertige Röhre der Umschnürung stülpt, welche aus schraubenförmig gewundenem Draht besteht, welcher an leichten Längseisen befestigt wird, um so in seiner richtigen Lage festgelegt zu werden. Eine Schwierigkeit für die Herstellung solcher umschnürter Querschnitte ergibt sich hauptsächlich dann, wenn wir Druckquerschnitte von rechteckiger oder polygonaler Form benötigen.

Die bisherigen Ausführungen dieser Art wurden so angeordnet, daß man den zu umschnürenden Querschnitt in eine Anzahl von Kreisen aufgelöst hat, deren jeder einer vollständigen Röhre entsprach, wobei diese Röhren übergreifend zusammengeschoben wurden. Diese Ausführungsart ist jedoch nur im gewöhnlichen Eisenbeton möglich, bei dem die Längseisen keine Rolle spielen. Bei der vorliegenden Bauweise mit selbsttragenden Profileisen ist das Einschleiben in der zuerst beschriebenen runden Form bereits mit Schwierigkeiten verbunden, sonst aber als undurchführbar anzusehen. Ich habe diese Schwierigkeit zunächst bei Bogenbrücken kennengelernt und deshalb derselben eine in Abb. 3 dargestellte Art der Umschnürung gegeben. Ich zerlege die Umschnürung in zwei mit einem Schlitz versehene Röhren, welche nach Fertigstellung der Armatur auf dieselbe seitlich überschoben und nachträglich

⁸ Heft XI der Berichte d. österr. Eisenbeton-Ausschusses, Seite 67, Tabelle 6 II und Seite 52, Tabelle 5.

⁹ Sie findet sich in Abb. 1 mit 6350 kg/cm² angegeben vor.

¹⁰ Heft XI der Berichte des österr. Eisenbetonausschusses.

einbetoniert werden. Diese Anordnung erlaubt die Umschnürung aus mehreren kurzen Röhrenstücken zusammzusetzen, welche mit Fortschreiten der Betonierung Verwendung finden. Sie läßt sich auch bei quadratischen Querschnitten, wie Abb. 4 zeigt, anwenden und ist besonders wichtig bei Eckpfeilern oder bei unregelmäßigen Säulen, wie sie sich insbesondere bei Außenwänden der Gebäude ergeben, sie bestehen in jedem Falle aus einer Anzahl geschlitzter Röhren, welche aus gebogenen Drähten mit Hilfe von Längseisen hergestellt und über die fertige Eisenkonstruktion entsprechend dem Fortgang der Einbetonierung überschoben werden. Die Abb. 3—5 lassen er-



Abb. 3.



Abb. 4.



Abb. 5.

sehen, in welchem Maße die starken Eisenarmaturen eine Vergrößerung der Kernfläche mit sich bringen. Dieser Umstand ist insbesondere bei exzentrischen Lasten und bei Biegung von Bedeutung. Derartige Säulen erlauben große exzentrische Abweichungen, ohne daß Zu- spannungen auftreten. Die Wichtigkeit des Umstandes ist im Bogenbrückenbau offensichtlich. Im Hochbau werden die exzentrischen Belastungen mit Unrecht vernachlässigt. Die exzentrische Belastung bei Randsäulen ist keine unbedeutende und ist mir der Einsturz einer Ecksäule aus diesem Anlaß untergekommen. Die Abb. 5 zeigt, daß die nötige Verbreiterung zur Aufnahme der Exzentrizität ohne wesentliche Mehrkosten geschehen kann, nachdem die Verbreiterung mit keinen solchen Mehrkosten verbunden ist, wie im reinen Eisenbau.

Die im vorliegenden beschriebene neue Bauweise soll ein Bindeglied zwischen Eisenbau und Eisenbeton schaffen. Sie wird imstande sein, in allen jenen Fällen Anwendung zu finden, wo eine bessere Anpassung der massiven Bauweise an die Eigenschaften des Eisenbaues gewünscht wird, wie dies insbesondere bei weitgespannten Bogenbrücken und Hochhäusern der Fall ist.

Damit ist aber keinesfalls die Bedeutung dieser Frage erschöpft. Die Druckstreben bei Eisenbrücken und die verschiedenen Rahmenkonstruktionen könnten in anderer Weise ausgebildet werden, und der Aufwand an Nietarbeit könnte allgemein zurücktreten, sobald man einen Weg gefunden hat, einzelne Walzprofile durch Umschnürung und Einbetonierung zu einem statischen Ganzen zu vereinigen. Die in Abb. 1 dargelegte Sachlage zeigt, daß die bisherige Bauweise im Eisenbau die schlanksten Formen als die vorteilhaftesten ergeben hat. Mit Hilfe dieses neuen Verbindungsmittels sind wir nicht mehr gezwungen, die Teile eines Druckgliedes so nahe zueinander zu stellen, wie es die Nietung und Vergitterung erfordert. Es ergebe sich damit also eine ganz neue konstruktive Auffassung.

Das vorgelegte Material erscheint mir beweiskräftig und berechtigt zur Herausgabe dieser Angaben. Ich bin aber weit entfernt davon, die Tragweite der wenigen Versuche zu überschätzen. Dieselben sollen im Gegenteil nur zu einer gründlichen Behandlung der Frage anregen. Die maßgebenden Körperschaften, der Deutsche Betonverein und der Deutsche Eisenbauverband, müssen diese Vorschläge auf ihre Richtigkeit untersuchen, um zu allgemein gültigen Regeln zu gelangen, welche die Praxis ohne die Gefahr eines Fehlschlages benutzen darf. Den naheliegendsten Anlaß dazu bilden die verschiedenen einer Verwirklichung entgegengehenden Hochhäuser, bei welchen man sich die ungeheuere Ersparnis bei den Säulensträngen herausrechnen kann, und bei welchen die nach meinen Vorschlägen erbauten umschnürten Stahlsäulen ein weit solideres Gerippe abgeben würden, als die bisher üblichen eisernen Gittersäulen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die ungewöhnliche wirtschaftliche Entwicklung von Florida.

Die günstigen Temperatur- (sehr milde Winter) und Niederschlagsverhältnisse auf der Halbinsel Florida mit mehreren Ernten jährlich und die ausgezeichneten Erfolge von Versuchen zur Entwässerung und Bodenverbesserung haben einen Aufschwung des Landes herbeigeführt, der an die Entwicklung zur Zeit der Goldfunde in Kalifornien und Klondyke erinnert. Die Stadt Miami ist von 1680 Einwohner in J. 1900 auf 125 000 in J. 1925 angewachsen. In der Bucht von Miami sind an einer Verbindungsstraße künstliche Inseln geschaffen worden durch Auffüllen innerhalb einer eisernen Uferwand mit Baggersand und einer tonhaltigen fruchtbaren Deckschicht von 0,9 bis 2,1 m Stärke. Die Eisenbahngesellschaften haben nicht ihre Linien ausgebaut, sondern das Land mit einem Straßennetz überzogen und leichte schnellfahrende Großkraftwagen für den Personenverkehr in Betrieb gesetzt. Die einzige leistungsfähige Eisenbahn, diejenige der atlantischen Küste, mußte dem Personenverkehr vorbehalten und der Warenverkehr auf den Seeweg gewiesen werden. Dadurch entwickelten sich fünf Seehäfen, von denen der bedeutendste Jacksonville, über 4000 m Kailänge und mehr als 9 m Wassertiefe hat. (Nach La Technique des Travaux, Lüttich, August 1926, S. 379 bis 384 mit 9 Lichtbildern.)

Das Verkehrsmuseum in Karlsruhe.

Das unter der Leitung von Prof. Dr.-Ing. A. Mann stehende und der Techn. Hochschule Karlsruhe angegliederte Verkehrsmuseum wurde am Ostersonntag 1927 dem Besuche für das Publikum freigegeben, nachdem dasselbe während der vergangenen Wintermonate eine Umorganisation und wesentliche Erweiterung erfahren hatte. Das Verkehrsmuseum erfreut sich der weitgehendsten Unterstützung der maßgebenden Behörden, Verbände und Industrien, unter welchen besonders zu erwähnen sind die badische Landesregierung, die Reichsbahnverwaltung, die badische Wasser- und Straßenbauverwaltung, die Verwaltung des badischen Landestheaters, die badische Landeshauptstadt Karlsruhe, die Stadtgemeinde Kehl a. Rh. und der badische Verkehrsverband.

Wie schon der Name besagt, hat sich das Verkehrsmuseum die Aufgabe gestellt, die Entwicklung des Verkehrs wesens und der damit verwandten Wissenschaftsgebiete für eine breitere Öffentlichkeit zugänglich zu machen und geschichtlich denkwürdige Gegenstände aus diesem so weitverzweigten Wissensgebiete an diesem hierzu besonders geeigneten Brennpunkte zu vereinigen.

Das Verkehrsmuseum ist in folgende vier Haupteinteilungen gegliedert: A, Abteilung für Landverkehr (Eisenbahn- und Straßenverkehr); B, Abteilung für Wasserverkehr (Kanäle, Binnenschifffahrt und Seeverkehr), C, Luftverkehr und schließlich D, Hilfszweige des Verkehrs (Brückenbau, Maschinenbau, Telegraphie und Telephonie).

In allen diesen vier Abteilungen können bei der erfolgten Wiedereröffnung wertvolle Neuerwerbungen von Ausstellungsgegenständen verzeichnet werden. Von der Museumsleitung werden folgende Neuzugänge als besonders bemerkenswert erwähnt:

A. Abteilung Landverkehr: 1 Hochrad aus dem Jahre 1887; 1 Serie = 51 bildliche Darstellungen über moderne Verkehrsregelung in in- und ausländischen Großstädten; Modell eines Landstraßenlastfuhrwerkes mit Plache, Bespannung und Fuhrmann aus dem Jahre 1825 im Maßstab 1:6; Modell eines modernen Großmöbelwagens mit Bespannung im Maßstab 1:7; diese Modelle sind hergestellt und gestiftet von der Firma E. v. Steffelin in Karlsruhe (Baden). Die Originale dieser Modelle befinden sich im Germanischen Museum in Nürnberg; ferner: Reichsoberbau „B“ und „O“, sowie eine normale Auslenkung 1:8 aus 140 mm hohen Schienen (alter badischer Oberbau); zwei aus dem Sommerautunnel der badischen Schwarzwaldbahn ausgebaute Gußschienenstühle, durch Rauch- und Rosteinwirkungen zerstört; eine Serie Bilder (Innen- und Außen-)Ansichten eines Ärzte-(Lazarett-)Wagens, sowie Siedelungsbauten und sonstige soziale Einrichtungen der Reichsbahndirektion Karlsruhe. — B. Abteilung Wasserverkehr: Ein plastisches Modell (in Glaskasten) der Stadtgemeinde Kehl und der Kehler Rheinshafenanlagen, Maßstab rd 1:100; Lageplan über den Zustand des Rheines vor der von Toula im Jahre 1820 durchgeführten Rheinkorrektion in der Gegend von Kehl; Relieffwerk des Bodenseeverkehrsgebietes, Maßstab rd 1:20000; Modell eines Floßes der Schappbach- und Kinzigtalflößerei aus der ersten Hälfte des vorigen Jahrhunderts, Maßstab rd 1:25.

C. Abteilung für Luftverkehr: Teile des Verkehrsflugzeuges „Rhein-tal“, Modell A, 16, a der Focke-Wulf-Flugzeugwerke in Bremen; Ansicht und Beschreibung des Luftnavigationsinstrumentes „Gyroraktor“.

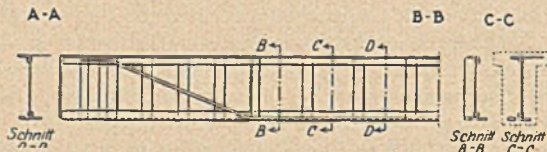
Schon aus dieser kurzen Zusammenstellung, die keinen Anspruch auf Vollständigkeit erheben kann, wird man ersehen, daß die Museumsleitung bei den ihr zur Verfügung stehenden bescheidenen Mitteln erfolgreich bestrebt ist, das Museum weiter zu entwickeln und auszubauen.

Der Besuch des Museums ist wärmstens zu empfehlen, und es ist zu wünschen, daß sich auch der Kreis seiner Freunde, Gönner und Stifter ständig erweitere.

R. K.

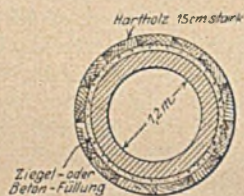
Verbund-Stahl- und Beton-Fachwerk für ein Bankgebäude.

Die gewöhnliche Stahlfachwerkbauweise mit Betonummantelung und Betondecken mit 1,8 m großen Felderweiten hat sich für ein neungeschossiges, dem Wind ausgesetztes Bankgebäude in Fayetteville (Nord-Carolina) als zu teuer erwiesen und ist durch ein Verbund-



Stahl- und Betonfachwerk (patentiert) und weitgespannte, doppelt bewehrte Holzriegeldecken ersetzt worden. Die Gewichtersparnis bei den Trägern (s. Abb.) war fast die Hälfte, die Ersparnis an Gebäudehöhe infolge der dünnen Decken 1,35 m und die Verringerung der Säulen und ihrer Gründungen auch wesentlich, so daß trotz der höheren Einheitspreise die Verdingung eine Gesamtersparnis von 16 % ergab. (Nach W. Atlee, Ingenieur-Assistent in Baltimore, in Engineering News-Record vom 12. Mai 1927, S. 771—772 mit 3 Abb.) N.

Schildvortrieb für einen Abwasserkanal.



Von einem fast 1600 m langen Abwasserkanal in Akron (Ohio) wurden rd. 900 m mittels Schildvortrieb hergestellt von einem mit Druckluft abgesenkten Schacht aus, an den eine genügend große Luftschleuse angesetzt war. Der Schild für den 1,2 m weiten Kanal hatte rd. 2 m Dmr. und 3 m Länge, das Schwanzstück war mit 13 kantigen Harthölzern von 15 cm Stärke ausgekleidet (s. Abb.). Der durchschnittliche Fortschritt beim Vortrieb war in einer Acht-

stundenschicht 2,1 m, die Höchstleistung 4,3 m, beim Ausmauern 3,6 und 7,4 m. (Nach Engineering News-Record vom 24. März 1927, S. 478—479 mit 2 Zeichn.) N.

Erfahrungen beim Bau einer langen Betonbrücke.

Beim Bau der Robertstraßenbrücke über den Mississippi in St. Paul (Minnesota) (vergl. Bauing. 1927, S. 152) waren Zypressen- und Zedernpfähle wegen ihres starken Anlaufs nur 7,5 statt 12 m in den Sandboden hineinzubringen, dagegen die 16,5 m langen Tragpfähle aus norwegischer Kiefer, die im nördlichen Minnesota vorkommt, auf ihre volle Länge, weil sie von 35 nur auf 25 cm abnahmen. Die stählernen Spundwände ließen sich bis 3,6 m unter die Pfeilersohle bringen, wenn ihre lotrechte Stellung sorgfältig eingehalten, die Schlußstücke erst nach dem Eindringen auf etwa 1 m eingesetzt und das Vortreiben jedesmal nicht über 1,5 m ausgedehnt wurde.

Der Beton erhielt so wenig Wasser, als die Verarbeitbarkeit noch zuließ, und der Wasserzusatz bestimmte sich nicht nach Proben aus dem Mischer oder dem Förderwagen, sondern aus den nassesten Stellen am Einbauorte, weil durch das Einstampfen nach einiger Zeit immer noch Wasser frei wurde. Freilich erfordert die trockene Mischung mehr Arbeit und strengere Aufsicht, aber die erzielte größere Festigkeit und Gleichmäßigkeit lohnte diese Mühen; beim Ausschalen zeigten sich nirgends Schotternester. Die Druckfestigkeit der Probezylinder nach 28 Tagen war 256 bis 350 kg/cm². Der Beton wurde in Zügen von vier Seitenkipprwagen zu 0,75 m³ nach den Verwendungsstellen gefördert und durch Krane und Schüttrichter, bei den Säulen durch 20 cm weite Röhren eingebracht. Der Hauptbogen war in zehn Abschnitte und drei Schlußstellen geteilt; nach jedem Abschnitt wurde eine Festigkeit des fertigen Teils von 70 kg/cm² abgewartet, um die Haftung des Betons an dem Stahlgerippe zu sichern; für die Schlußstellen war die Pause sechs Tage. Der Erfolg dieser Bauweise und des Stahlgerippes war die Verringerung des Setzens nach 60 Tagen auf ein Drittel des Maßes bei Betonbogen mit gewöhnlichen Lehrgerüsten.

Die Pfeiler, Fuß- und Kopschwellen der Betonbrüstungen bekamen mit Hilfe von einseitigen blechnen Einsätzen eine Randschicht aus trockenem und eine Füllung aus gewöhnlich feuchtem Beton; die Füllstücke wurden in Aluminiumformen fertig gemacht und eingesetzt. Die Brüstung sieht ohne jede Putzarbeit so gut aus wie Sandstein. (Nach John F. Greene, bauleitendem Ingenieur in St. Paul, in Engineering News-Record vom 11. Nov. 1926, S. 785 bis 788 mit 2 Lichtbildern.) N.

Fabrikgebäude in Schirmbauart.

Die Renaultwerke haben in North Acton (London W.) ein Gelände von 800 ha erworben und errichten darauf zunächst ein Fabrikgebäude von

150×70 m Grundfläche, um die Erzeugung von Kraftfahrzeugen für den englischen Markt von Paris dorthin zu verlegen. Das Gebäude besteht aus neun Hallen (Abb. 1) mit je zwei Hauptträgern von 35 m Stützweite auf drei Pfosten mit schirmartigen Dachbindern, wodurch die Zahl der Innensäulen auf ein Mindestmaß gebracht und eine große freie Bodenfläche geschaffen worden ist, was in Verbindung mit dem leichten Stahl-

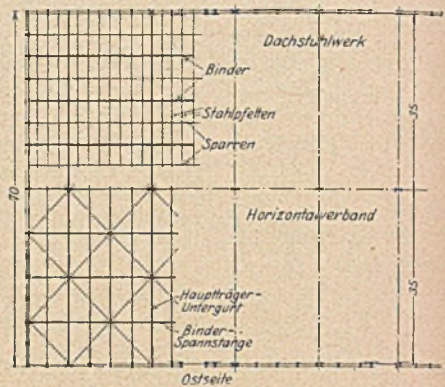


Abb. 1.

werk (Abb. 2) auch wirtschaftlich günstig war. Die Hälfte der Dachflächen ist verglast und der Innenanstrich weiß, wodurch helle Arbeitsräume erzielt worden sind (Abb. 3). Die Außenwände bestehen aus Ziegelmauerwerk in Stahlfachwerk. Die Hauptträger aus Ständerfachwerk haben 4,1 m Höhe zwischen den Gurtschwerpunkten und über die ganze Hallentiefe durchlaufende Querverbände über dem 4,3 m hohen Lichtraum der Hallen (Abb. 1) und in den Dachaufbauten. Die Dachbinder bestehen aus Winkeleisenfachwerk, die Pfetten und

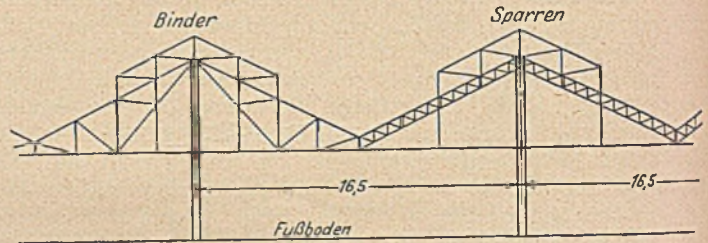


Abb. 2.

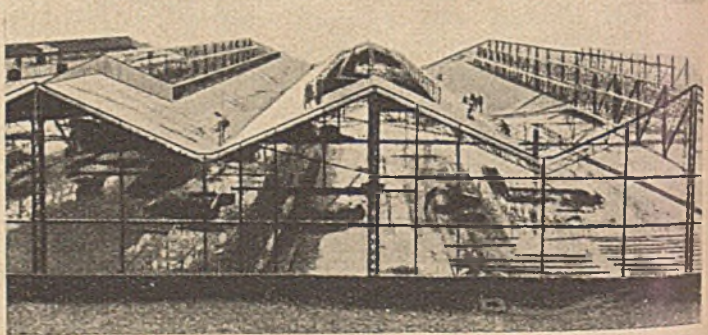


Abb. 3.

die Zwischensparren aus Netzwerk. Die Hauptpfosten, die je 80 Tonnen (zu 1016 kg) zu tragen haben, stehen auf Eisenbetongrundplatten von 3,6×2,7 m Fläche und 45 cm Stärke, die 90 cm in den gewachsenen Boden reichen. Der Berechnung sind 100 kg/m² Winddruck und 25 kg/m² Schneelast für die Dachhälften unter dem Wind und 1250 kg/cm² Spannung zugrunde gelegt. (Nach Engineering vom 1. Juli 1927, S. 13 u. 16 mit 7 Zeichn. und 3 Lichtbild.) N.

Der Deutsche Verband für die Materialprüfungen der Technik

hält seine 19. Hauptversammlung am Donnerstag, dem 27. Oktober 1927 im großen Hörsaal des Langenbeck-Virchow-Hauses, Berlin, Luisenstr. 58/59, ab.

Neben geschäftlichen Besprechungen werden die folgenden Vorträge gehalten:

- 16 Uhr: 1. Die Kinematik der plastischen Formänderungen. Professor Nadai, Göttingen.
- 2. Die Bedeutung des Gleit- und Reißwiderstandes für die Werkstoffprüfung. Professor Dr.-Ing. Ludwik, Wien.
- 3. Grundlagen der theoretischen Festigkeitslehre. Professor Dr.-Ing. Enßlin, Eßlingen.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Bauunfälle und ihre gerichtliche Klarstellung.

Schlußwort von cand. iur. Diplom-Ingenieur Hans Schäfer,
Düsseldorf.

Zu den Ausführungen der Herren Oberbaurat Professor Mörike und Oberbaurat Dr.-Ing. v. Emperger in den Heften 29 und 30 möchte ich noch kurz einige Bemerkungen machen:

Daß meine Besprechung des Aufsatzes E. nicht an gleicher Stelle erscheinen konnte wie der Aufsatz selbst, liegt daran, daß „Beton und Eisen“ wegen Raummangels meine Stellungnahme nicht aufnehmen konnte. Ich bedaure dies selbst am meisten, weil man dann ohne weiteres sehen würde, daß es der stark subjektive Ton des Aufsatzes E. war, der eine Stellungnahme unbedingt hervorrufen mußte. Bezeichnend ist in dieser Beziehung auch wieder der Schluß der neuerlichen Ausführungen von E. Daß jeder seinem Volk zu dienen bestrebt ist, ist eine Selbstverständlichkeit, deren besondere Betonung der objektiven Behandlung der zur Besprechung stehenden Frage, welche in erster Linie eine ruhige, sachliche Betrachtung verlangt, nicht zu nützen vermag.

Es ist irrig, daß E. anerkannt hat, daß die Gerichte dem Gesetz entsprechend handeln; es ist aber erst recht irrig, wenn er erklärt, ich hätte mich darauf beschränkt, nachzuweisen, daß die Gerichte gesetzmäßig handeln. Ich habe an Hand der gesetzlichen Bestimmungen die Rechtsgrundsätze nachgewiesen, welche zu diesen Bestimmungen geführt haben, und ich habe dann nachgewiesen, daß die Vorschläge E. sich mit diesen Grundsätzen nicht vereinigen lassen. Ich habe vor allem aber auch die praktische Undurchführbarkeit nachgewiesen, selbst wenn es möglich wäre, eine entsprechende Änderung der gesetzlichen Bestimmungen herbeizuführen.

Zunächst muß grundsätzlich darauf hingewiesen werden, daß es sich nur um den Strafprozeß handelt. Hier hat M. recht, wenn er darauf hinweist, daß der neue Entwurf eines allgemeinen deutschen Strafgesetzbuches (nicht einer Strafprozeßordnung) dem Richter eine wesentlich größere Freiheit in der Strafbestimmung gibt und daß damit die Klarstellung des Tatbestandes eine erhöhte Bedeutung gewinnt.

Es erscheint mir aber unmöglich, den Sachverständigen herauszufinden, der dann das Gericht in der Urteilsberatung unterstützen soll. Wer soll diesen Sachverständigen bestimmen, und liegt nicht schon in der Auswahl dieses Sachverständigen, wenn er durch das Gericht selbst bestimmt werden sollte, eine Vorwegnahme der endgültigen Stellungnahme? Ich halte diese Auswahl praktisch für unmöglich. Ich möchte auch keinen Zweifel darüber lassen, daß ich — und zweifellos die meisten Praktiker — nicht begrüßen würde, wenn gerade in Fragen, welche die Bauausführung und den Betrieb auf einer Baustelle betreffen, die Theoretiker im überwiegenden Maße die Berater der Gerichte würden. Aber auch unter diesen wird die Wahl schwer fallen. Der Kölner Brücken-Fall, den ich schon in meinem ersten Aufsatz erwähnte, und der inzwischen zu Auseinandersetzungen in der Presse geführt hat, zeigt dies klar. Nehmen wir einmal rein theoretisch an, die Brücke wäre nach einem beanstandeten Entwurf ausgeführt worden, es wäre ein Einsturz mit Verlust von Menschenleben erfolgt, kann der Richter zu einem Schuldig kommen, wenn die Meinungen derartig auseinandergehen? In den meisten Fällen aber handelt es sich überhaupt nicht um theoretische Streitigkeiten, sondern um Fragen der praktischen Ausführung. Ich bin überzeugt, es ist einem Unternehmer nicht immer angenehm, als Strafrichter über den Konkurrenten sitzen zu müssen, und wenn er als solcher tätig wird, wird häufig gerade dann ein besonderes Mißtrauen aus Konkurrenzgründen bei dem Angeklagten vorliegen. Ich halte, um es nochmals zu sagen, die praktische Durchführbarkeit für unmöglich, und ich tue dies auch gegenüber den Ausführungen des Professors

Graf Gleispach. Der jüngst in Wien selbst vorgenommene Versuch, zu einem Urheberrechts-Prozeß gebildete Schöffen heranzuziehen, zeigt die Schwierigkeit. Das Volk will im Strafrecht die Sicherung haben, daß die zur Entscheidung berufenen Strafrichter festliegen und nicht im Einzelfall bestimmt werden können; dies ist ein Grundsatz, der m. E. unumstößlich ist, und dessen Beseitigung das Vertrauen in die Strafrechtspflege auf das verhängnisvollste mit Recht untergraben müßte. Es ist auch nicht möglich, von vornherein Gruppen von Schöffen zu bilden, weil es letzten Endes gar nicht möglich ist, so weit zu untergliedern, wie es notwendig wäre, um überhaupt den beabsichtigten Erfolg zu erreichen. Wir kämen weiter zu einer verhängnisvollen „Atomisierung der Rechtspflege“ (bayerischer Staatsrat Meyer), und es ist bezeichnend, was Professor Dr.-Ing. Baumann und Staatsanwalt A. Süßkind, Stuttgart, in der V. D. J. Zeitung vom 10. 9. 27 schreiben:

„Besonders die sprunghafte Entwicklung auf allen Gebieten der Technik zeigt eine Fülle von Rechtsstreitigkeiten, für deren sachliche Entscheidung ein gewisses Maß von technischem Wissen und Verständnis, zum mindesten eine Fähigkeit zum Einfühlen in technische Dinge, erforderlich ist, die dem Rechtskundigen vielfach fehlt; dieser Mangel kann auch durch die Beziehung des sach- und geschäftskundigen Gutachters nicht immer ausgeglichen werden. Hieraus erklärt sich auch die immer dringlicher erhobene Forderung nach Sondergerichten, von denen man erwartet, daß sie auf Grund besonderer Vorbildung ihrer Richter und infolge fortgesetzter Beschäftigung mit dem ihnen übertragenen Sondergebiet über die nötigen Erfahrungen und Kenntnisse in weit höherem Maße als die ordentlichen Gerichte verfügen; freilich drohen dabei der Einheitlichkeit der Rechtsprechung und damit der Rechtssicherheit Gefahren, die vielfach nicht erkannt oder bewußt in den Kauf genommen werden. Hier wird zu entscheiden sein, was leichter zu ersetzen wäre, das rechtliche oder das technische Einfühlen; wahrscheinlich das letztere.

Wie nämlich auf der einen Seite die „Weltfremdheit der Juristen“ beklagt wird, so macht man andererseits dem Techniker, selbst dem regelmäßig bei Gericht tätigen Sachverständigen, oft nicht ohne Grund, mangelndes Interesse und Verständnis für die Aufgaben zum Vorwurf, die ihm als dem „Gehilfen des Richters“ zufallen. Soll in diesen Zuständen Besserung eintreten, so muß vor allem der Techniker sich die Mühe nehmen, grundlegende Fragen so eingehend zu behandeln, daß dem Fachgenossen die rechtliche Seite, dem Rechtskundigen die technische Seite ausreichend klargelegt wird. In dieser Richtung ist bis jetzt wenig geschehen. — — —“

Wenn in diesem Zusammenhang auf das Jugendgericht-Gesetz verwiesen wird, so ist dies m. E. eine völlige Verkennung dieses Gesetzes. Hier sitzen Jugendrichter, die ebenfalls von vornherein ohne Rücksicht auf die Straftat bestimmt sind, für alle Jugendliche, also etwas ganz anderes, als was verlangt wird, nämlich eine Trennung nach Straftaten.

Über die Frage der Öffentlichkeit des Vorverfahrens und der Akteneinsicht geben die beiderseitigen Darlegungen genügend Aufschluß. Die Veröffentlichungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton haben mit der Rechtspflege als solcher nichts zu tun.

Zu den Ausführungen E. über die Betonkontrolle habe ich schon in meinen ersten Ausführungen dargelegt, daß sie mit den hier behandelten Fragen überhaupt nichts zu tun haben, denn dabei handelt es sich um Fragen der Unfallverhütung, nicht der Unfallbestrafung (abgesehen von der bürgerlich-rechtlichen Bedeutung). Ich habe nur deshalb auf den Beschluß des Deutschen Beton-Vereins hingewiesen, daß sich seine Mitglieder einer Vereinskontrolle unterwerfen wollen, weil ich dem m. E. ungerechtfertigten Vorwurf E. entgegenzutreten wollte, die Ablehnung der Betonkontrolle zeige, daß die Mehrheit des deutschen Unternehmertums im Trüben fischen wolle. Hier hat E. nunmehr seine Ausführungen entsprechend eingeschränkt.

Ich bin überzeugt, daß Jeder, der sich zu diesen Fragen äußert, das Beste seines Volkes will; über die Wege sind eben auch hier, wie auf zahlreichen anderen Gebieten, die Meinungen verschieden. Es erscheint gleichermaßen bedenklich, wenn man technische oder juristische Grundforderungen ver-

kennt. Auch hier wird Besserung — ich wiederhole es — nur kommen können, wenn man, auf diesen Grundforderungen fußend, das System von innen heraus verbessert und das Verantwortungsgefühl aller Beteiligten wachruft.

Rechtsprechung.

Wirkungsbereich eines Schiedsspruchs. (Entscheidung des Reichsgerichts, 6. Zivilsenat, vom 31. Mai 1927 — VI 85/27.) Der Schiedsspruch wirkt unter den Parteien, wie ein rechtskräftiges Urteil. Insoweit das Schiedsgericht über den durch die Klage oder Widerklage erhobenen Anspruch — selbst wenn es ihn fälschlich als erhoben angenommen hat — entschieden hat, tritt die Wirkung der Rechtskraft ein. Hat dagegen das Schiedsgericht die Klage als formell unzulässig abgelehnt, so muß es sich jedes Eingehens auf die Sache selbst enthalten. Etwaige trotzdem gemachte Ausführungen zur Sache selbst sind als nicht vorhanden zu betrachten.

Klage auf Erfüllung von Schiedssprüchen. (Entscheidung des Reichsgerichts, VI. Zivilsenat, vom 1. Juli 1927 — VI 13/27.) Aus inländischen, wie auch aus ausländischen Schiedssprüchen kann stets dann auf Erfüllung geklagt werden, wenn der Vollstreckbarkeitserklärung des betreffenden Schiedsspruchs nicht zu beseitigende Hindernisse entgegenstehen. Bei einem formell gültigen, der Vollstreckbarkeit fähigen Schiedsspruch muß die Klage auf Erfüllung des Schiedsspruchs angesichts der Gefahr eines zweiten vollstreckbaren Titels für denselben Schuldposten ausgeschlossen sein, da der Gesetzgeber für alle zur Vollstreckung tauglichen Schiedssprüche in § 1042 ZPO. den einzigen Weg zur Vollstreckung vorgeschrieben hat. Und zwar muß dies auch dann gelten, wenn die Vollstreckbarkeitserklärung bis zur Erledigung der Klage auf Aufhebung des Schiedsspruchs ausgesetzt ist.

Auferlegung eines Eides durch Schiedsspruch. (Entscheidung des Oberlandesgerichts Hamm, II. Zivilsenat, vom 3. Febr. 1927 — II W 20/27.) Das Landgericht hatte den Antrag des Beklagten, dem Kläger den ihm durch Schiedsspruch auferlegten Eid abzunehmen, abgelehnt, da es die Auferlegung eines Eides durch Schiedsspruch als unzulässig ansieht. Wenn auch der Kommentar zur Zivilprozeßordnung von Stein-Jonas zu § 1035 ZPO. dieser Ansicht ist, so stehen dem andere Auffassungen gegenüber. (OLG. Hamburg, Recht. 1922. Nr. 885. Baumbach. ZPO. 3. Aufl. Anm. 2 zu § 1035.) Das OLG. vermag keinen Grund dagegen zu finden, daß nicht auch ein Schiedsgericht seine Entscheidung von der Leistung oder Nichtleistung eines Eides abhängig machen darf. Auch die Niederlegung des Schiedsspruchs auf der Gerichtsschreiberei des zuständigen Gerichts (§ 1039 ZPO.) macht die Eidesleistung nicht unmöglich. Sie ist vielmehr entsprechend dem Inhalt des Schiedsspruchs bei dessen Vollstreckbarkeitserklärung zu berücksichtigen.

Bedeutung der Satzungsvorschriften von Kreissparkassen über Vollmachtserteilung. (Entscheidung des Reichsgerichts, II. Zivilsenat, vom 1. März 1927 — II 373/26.) Die im öffentlichen Interesse in der Satzung einer Kreissparkasse aufgestellten Beschränkungen der Vertretungsmacht ihrer Beamten bleiben auch dann in Kraft, wenn die Kreissparkasse wegen des gewerbsmäßigen Betriebs von Bankgeschäften Kaufmannseigenschaft hat. Die Grundsätze in § 54 HGB., wonach im Schweigen und in der Duldung des Prinzipal gegenüber Überschreitung der Vertretungsbefugnis eine stillschweigende Bevollmächtigung zu erblicken ist, finden bei Nichtbeachtung der Satzungsvorschriften über Vollmachtserteilung keine Anwendung. Is nach der Satzung Vollmachtserteilung nur durch schriftlichen Vorstandsbeschluß oder durch sonstige schriftliche Vollmacht zulässig, so ist damit eine stillschweigende Vollmachtserteilung bei Nichtbeachtung der Satzungsvorschriften ausgeschlossen. Wer mit Kreissparkassen in geschäftliche Beziehungen tritt, muß sich daher, zur Vermeidung von Schaden, vergewissern, ob etwaige Erklärungen von Angestellten der Kreissparkasse auf Grund einer ordnungsmäßigen Vollmacht nach den Vorschriften der Satzung abgegeben sind.

Rechtsnachfolge im Sinne von § 2 des Kündigungsschutzgesetzes vom 9. Juli 1926. (Entscheidung des Landgerichts Frankfurt (Main) vom 7. Febr. 1927. 2 S 758/26.) Gemäß § 2 des Kündigungsschutzgesetzes vom 9. Juli 1926 darf ein Arbeitgeber, der in der Regel mehr als zwei Angestellte, einschließlich der Lehrlinge, beschäftigt, einem Angestellten, den er oder, im Fall einer Rechtsnachfolge, er und seine Rechtsvorgänger mindestens fünf Jahre beschäftigt haben, grundsätzlich nur mit mindestens drei Monate Frist für den Schluß eines Kalendervierteljahrs kündigen.

Rechtsnachfolge im Sinne dieser Bestimmung liegt vor, wenn der Arbeitsvertrag gewisse rechtliche und tatsächliche Beziehungen zu dem vorangegangenen Arbeitsvertrag erkennen läßt. Es ist nicht Übergang des Geschäfts mit Aktiven und Passiven erforderlich. Es genügt vielmehr die Fortsetzung der Produktionsgemeinschaft in demselben Geschäftszweig unter Benutzung des vorhandenen Warenbestands und Inventars, der Versuch die Beziehungen an die Kundenschaft der Vorgängerin anzuknüpfen, sowie der Zusatz in der Firma „vorm. L. u. S.“ Die Käufer des Warenlagers und Inventars hatten im vorliegenden Fall die Konkursmasse von einem bestimmten Zeitpunkt ab von allen Verbindlichkeiten gegenüber den Angestellten aus deren Dienst- und Arbeitsverhältnis befreit, sie hatten die Gehaltsansprüche der Angestellten, deren Mehrzahl sie übernommen haben, erfüllt. Die Käufer sind daher Rechtsnachfolger im Sinne der oben bezeichneten Bestimmung des Kündigungsschutzgesetzes. Hieran ändert nichts, daß die Arbeitsverträge vom Konkursverwalter der früheren Firma formell gekündigt, und von den Käufern formell neu abgeschlossen sind.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 8. Januar 1927, S. 37.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 36 vom 8. September 1927.

- Kl. 19 a, Gr. 28. B 130 589. Bochumer Eisenhütte-Fahrendeller Hütte Heintzmann & Dreyer, Bochum, und Wilhelm Waschkönig, Kanalstr. 55, Bochum. Schienenbiegevorrichtung mit drei Druckrollen; Zus. z. Pat. 362 260. 26. III. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 3. B 131 814. Fa. Gebrüder Baumann, Amberg i. Obpf. Signalmast mit dauerhafter Färbung. 9. VI. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 3. D 50 209. Eisenbahnsignal-Bauanstalten Max Jüdel, Stahmer, Bruchsal Akt.-Ges., Braunschweig. Dreibegriffiges Formsignal. 8. IV. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 3. G 66 574. General Railway Signal Company, Rochester, V. St. A.; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 50. Signallampe. 22. II. 26. V. St. Amerika 2. III. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 4. H 108 321. August Hermes, Leipzig, Delitzscher Str. 7. F. Drehkletterweiche. 8. X. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 8. M 92 802. Maschinenfabrik Deutschland G. m. b. H., Dortmund, u. Dipl.-Ing. Dr. phil. Arthur Hollaender, Dortmund, Lippestr. 3. Weiche. 4. I. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 8. N 25 901. Fa. Gg. Noell & Co., Würzburg. Verriegelung an Zungenweichen. 19. V. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 15. Sch 80 217. Anni Schilling, Unna, Morgenstr. 49. Selbsttätige Weichenstellvorrichtung. 25. IX. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 19. B 127 299. Friedrich Bartel, Duisburg-Meiderich, Elsässer Str. 11 b. Automatische, durch den Zug bedienbare Wegeschanke. 8. IX. 26.
- Kl. 35 a, Gr. 4. B 121 966. Simon Baum und Ferdinand Tischer, Kray, Karlstr. 17. bzw. Markt 1. Bauaufzug. 30. IX. 25.
- Kl. 37 c, Gr. 1. R 63 349. Theodor Ranif, Wehrhahn 19, u. Jean Hackenbroich, Oststr. 63, Düsseldorf. Ebene Dachdeckung aus einzelnen, sich zwischen Holzsparren frei spannenden, allseitig ineinandergreifenden Platten. 2. II. 25.

- Kl. 42 k, Gr. 21. Sch 78 921. Fa. Louis Schopper, Leipzig, Bayerische Str. 77. Materialprüfmaschine zur Zug- und Druckfestigkeitsbestimmung. 17. V. 26.
- Kl. 42 k, Gr. 23. Sch 78 705. Fa. Louis Schopper, Leipzig, Bayerische Str. 77. Druckvorrichtung für Materialprüfmaschinen. 29. IV. 26.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 36 vom 8. September 1927.

- Kl. 20 g, Gr. 8. 449 924. Pauline Scherbarth geb. Kiewitt u. Elisabeth Hahn geb. Scherbarth, Stettin, Apfelallee 28. Verschiebbarer Prellbock. 4. IV. 25. Sch 74 280.
- Kl. 20 h, Gr. 4. 449 938. August-Thyssen-Hütte, Gewerkschaft Hamburg. Hubvorrichtung für Gleisbremsen. 20. VIII. 25. T 30 713.
- Kl. 20 i, Gr. 5. 449 868. H. Grengel Weichenbau G. m. b. H., Berlin-Wittenau. Federnde Verriegelung für Weichen. 7. X. 26. G 68 368.
- Kl. 20 i, Gr. 17. 449 869. Maschinenfabrik Oerlikon, Oerlikon, Schweiz; Vertr.: Th. Zimmermann, Stuttgart, Rotenbühlstraße 59. Automatische Weichenantriebsvorrichtung. 8. V. 26. M 94 415. Schweiz 15. IV. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 33. 449 697. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur selbsttätigen Bremsung von Fahrzeugen. 26. III. 26. S 73 816.
- Kl. 20 i, Gr. 41. 449 612. Nicolaus Greivelding, Hannover, Flöggestraße 11. Sicherheitseinrichtung zur Feststellung von Schienenunterbrechungen. 15. VII. 26. G 68 546.
- Kl. 35 b, Gr. 1. 449 629. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Berlin W 8, Wilhelmstr. 71. Verladekran. 8. II. 25. P 49 727.

- Kl. 35 b, Gr. 1. 449 630. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Berlin W 8, Wilhelmstr. 71. Doppelkran. 21. V. 25. P 50 557.
- Kl. 37 b, Gr. 1. 449 631. Dipl.-Ing. Eugen Sperle, Ulm a. d. D., Judenhof 10. Deckenhohlstein aus gebranntem Ton zur Herstellung von Beton-Rippendecken ohne Überbeton. 31. VIII. 24. S 66 960.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 449 632. Dornier-Metallbauten G. m. b. H., u. Dr.-Ing. e. h. Claudius Dornier, Friedrichshafen a. B. Aus einem Blech kastenförmig gebogener Träger. 8. VIII. 22. D 42 200.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 449 633. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Berlin W 8, Wilhelmstr. 71. Aus Werkstoffen verschiedener Festigkeit zusammengesetzter Träger. 18. IV. 25. P 50 281.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 449 765. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Drehbarer Ausleger für Leitungsmaste. 10. XII. 25. S 72 677.
- Kl. 38 k, Gr. 5. 449 634. Ernst Storb, Essen-Bredency, Hollunderweg 36. Vorrichtung zur Anbringung einer Schienenbefestigung an Holzschwellen durch Herausarbeiten von Aussparungen. 22. I. 27. St 42 144.
- Kl. 81 e, Gr. 114. 449 844. Maschinenfabrik Buckau Akt.-Ges. zu Magdeburg-Buckau. Eimerkette für Bagger zur Aufnahme von losem Schüttgut. 20. III. 26. M 93 764.
- Kl. 81 e, Gr. 124. 449 912. Ardeltwerke G. m. b. H., Eberswalde, Mark. Ladegutverteiler für Großraumbestentlader. 17. I. 25. A 43 953.
- Kl. 81 e, Gr. 127. 449 846. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig. Abraumförderbrücke. 24. XII. 26. A 49 602.
- Kl. 81 e, Gr. 127. 449 847. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Fahrbare Förderbrücke für Schüttgut. 15. I. 26. L 64 884.
- Kl. 81 e, Gr. 136. 449 848. Adolf Bleichert & Co., Akt.-Ges., Leipzig. Durch eine Abziehvorrichtung bedienter Bunkerauslauf; Zus. z. Pat. 393 227. 27. I. 26. B 123 746.
- Kl. 84 c, Gr. 2. 449 668. Ferdinand Rauwald, Essen a. d. Ruhr, Schinkelstr. 15. Spundwand aus kastenförmig zusammengefügte Profileisen. 16. II. 24. R 60 317.
- Kl. 85 c, Gr. 6. 449 858. Dr.-Ing. Walter E. Fischer, Kochstr. 7, Dipl.-Ing. Heinrich Keppner, Vohburgerstr. 4, München, u. Otto Mohr, Wiesbaden, Adolfsallee 11. Abwasserkläranlage mit Frisch- und Faulschlammgewinnung. 1. II. 21. F 48 544.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die graphische Integration. Von J. Gerstenbrandt. 135 Seiten mit 78 Abbildungen. A. Ziemen, Wittenberg. Preis geb. RM. 6.—.

Das in der Sammlung „Lebende Bücher“ — herausgegeben von A. Deckert. — erschienene Buch enthält nicht nur die Grundlagen der graphischen Integration, sondern auch eine ganze Reihe von Anwendungen aus dem Gebiete des Bauingenieurs.

In dem Abschnitt über die Grundlagen werden die Differentialkurve und insbesondere die Integralkurve eingehend behandelt. Bei der Zeichnung der Integralkurve für eine gegebene Kurve sind das Tangentenverfahren, das Sehnverfahren und später auch das als „Flächenverfahren“ zu bezeichnende Verfahren angegeben; mit Rücksicht auf die Bequemlichkeit des letzteren Verfahrens wäre für dieses ein weiteres Eingehen erwünscht.

In dem zweiten Abschnitt wird die Anwendung der graphischen Integration gezeigt auf die Bestimmung und Teilung von Flächen und Volumen, auf die Ermittlung von Querkraften und Momenten für den einfachen Balken bei ruhender und bewegter Belastung, auf die Ermittlung von statischen Momenten und Trägheitsmomenten ebener Querschnitte und auf die Bestimmung der Nulllinie für Eisenbetonquerschnitte; ferner werden die Biegelinie, elastische Bogensträger, Bewegungsaufgaben und die näherungsweise Auflösung von algebraischen Gleichungen behandelt. Den Schluß bildet ein kurzer Abschnitt über Instrumente für mechanische Integration, in dem insbesondere ein von Naatz angegebenes Instrument besprochen wird. Das Verfahren zur genäherten Bestimmung der reellen Wurzeln einer höheren algebraischen Gleichung ist zeitraubender als das sonst übliche Verfahren.

Das Buch ist klar und leicht verständlich geschrieben und kann deshalb besonders auch dem in der Praxis stehenden Bauingenieur bestens empfohlen werden. P. Werkmeister.

Oberbau und Gleisverbindungen. Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Adolf Bloß, Dresden. 174 Seiten und 245 Textabbildungen. Verlag von Julius Springer, Berlin 1927. Preis gebunden RM. 13,50.

Das vorliegende Werk ist als 4. Band des II. Teiles: „Eisenbahnwesen und Städtebau“ der von Robert Otzen herausgegebenen Handbibliothek für Bauingenieure erschienen. Nach dem Vorwort des Verfassers war das Erscheinen des Buches wiederholt angekündigt worden, mußte aber aus sachlichen Gründen immer wieder verschoben werden, weil gerade in den letzten Jahren viele wichtige neue Gedanken auftauchten, die die Gestaltung des Oberbauwesens und der Gleisverbindungen in neue Richtungen gedrängt haben. Es wäre verfehlt gewesen, ein Buch über Oberbau herauszubringen, während noch so viele Erscheinungen im vollen Fluß waren und man mit einem raschen Wechsel der Anschauungen rechnen mußte. Heute läßt sich die weitere Entwicklung, wenn sie auch noch lange nicht abgeschlossen ist, doch genügend sicher übersehen, um einen vorläufigen Abschluß zu wagen.

Im ersten Teile seines Buches behandelt der Verfasser den eigentlichen Oberbau, seine geschichtliche Entwicklung, die Beziehungen zwischen Rad und Schiene, die Berechnung des Eisenbahngleises, die Einzelteile des Gleises, das Gleis als Ganzes und die Oberbauarbeiten. Hieran schließen sich im zweiten Teil die Erörterungen über Gleisverbindungen, und zwar der Weichen, Kreuzungen, Drehscheiben und Schiebebühnen.

Durch Berücksichtigung aller Neuerungen und Bestrebungen der Neuzeit gibt das Werk einen hervorragenden Überblick über den bis heute erreichten Stand im Eisenbahnoberbau, sowie über die Aufgaben der Zukunft. Besonders hervorzuheben sind die überaus klaren und übersichtlichen Erörterungen über die rechnerischen Grundlagen des Gleisbaues, wobei vor allem die neueren Untersuchungen der dyna-

mischen Einwirkungen der Verkehrslasten behandelt und die Untersuchungsweisen und Beobachtungsmittel einer eingehenden Kritik unterzogen werden. Alle die Neuerungen, die verstreut in der Literatur bekannt geworden sind, haben in dem Werke eine zusammenhängende Darstellung gefunden. So finden wir u. a. Erörterungen über die Schweißung der Schienenstöße, die Ursachen der Riffelbildung, die Eisenbetonschwellen, das Stampfen und Walzen der Bettung, gefederte Gleise, die Verwertung der Altstoffe durch Auffrischung. Einer besonderen Erwähnung bedürfen sowohl die Abschnitte über die Entwicklung des Oberbaues zu den neuen Formen des Reichsoberbaues, als auch diejenigen über die neuzeitlichen Arbeiten beim Bau und der Unterhaltung des Gleises unter Verwendung von Maschinen (Gleisstopfmaschinen, Gleisverlegemaschinen).

Auch im zweiten Teile stützen sich die Ausführungen auf neuere Konstruktionsgrundsätze für Weichen und Kreuzungen. Wir finden hier die Entwicklung der Weichenstraßen bis zu denen mit Steilweichen, die Federweichen, Bogen- und Federherzstücke. An den Abschnitten über die geometrische Berechnung der Weichen schließen sich die Besprechungen über neuere Bauformen der Drehscheiben und Schiebebühnen, und ein Kapitel über Gleisendverschlüsse und deren Beanspruchung bildet den Abschluß des Werkes.

Alle Ausführungen werden unterstützt durch die Beigabe hervorragend gelungener Textabbildungen, die neben der überaus klaren Darstellungsweise des als Oberbaufachmann anerkannten Verfassers hier ein Werk haben entstehen lassen, das wegen seines hohen Wertes der Anerkennung der Fachwelt gewiß sein darf. W. Müller.

Berechnung forsttechnischer Bauwerke. Von Ing. Dr. Leo Hauska. Heft 1: Talsperren. Verlag von Paul Parey, Berlin 1926. Preis RM 4.—.

Es handelt sich in dem vorliegenden Heft hauptsächlich um die im Forstbetriebe vorkommenden Talsperren, d. h. um Wasserstauwerke, durch deren Wasserabgabe die Trift oder Flößerei in einem Gerinne von zu kleiner Wassertiefe ermöglicht wird. Diese Aufgabe führt zu einer Reihe eigenartiger Sonderaufgaben, deren hydro-mechanische Grundlagen im ersten Abschnitt ausführlich an Hand von Zahlenbeispielen erörtert werden. In dem zweiten Schlußabschnitt wird die statische Berechnung der Sperrwerke — Erdamm, Erdammklausen mit Mauerung, gemauerte Sperre, hölzerne Stauwand, Steinkastenklausen, Strebwerkklausen und Pfeilerklausen — meistens im graphischen Verfahren gezeigt und durch Beispiele erläutert. Die anregende und wertvolle Schrift verdient wärmste Empfehlung. H. Engels.

Die Tagesbeleuchtung von Innenräumen. Herausgegeben von der Deutschen Beleuchtungstechnischen Gesellschaft E. V. Kommissionsverlag der Union, Deutsche Verlagsgesellschaft, Berlin SW 19, 1927.

Die Schrift enthält 4 Vorträge, die auf der 14. Jahresversammlung der Gesellschaft in Essen am 17. 9. 1926 gehalten wurden, und zwar: Prof. Dr. Korff-Petersen, Kiel, Hygienische Anforderungen an die Tagesbeleuchtung.

Dipl.-Ing. K. H. Tischer, Berlin, Bautechnische und künstlerische Anforderungen an die Tagesbeleuchtung von Räumen.

Dipl.-Ing. Hg. Frühling, Berlin, Grundlagen für die Messung und Vorausberechnung von Innenräumen.

Dr. H. Lux, Berlin, Ergänzung und Ersatz des Tageslichtes durch künstliches Licht.

Die Gesamtheit der Vorträge faßt das Wichtigste zusammen, das heute über die Tagesbeleuchtung von Innenräumen gesagt werden kann, und gibt an der Hand von Ausführungen vorbildliche

Beispiele. Bei der großen Bedeutung der neuzeitlichen Lichttechnik nicht nur für den Wohnungs-, sondern vor allem auch für den Industriebau, ferner für Krankenhäuser, wissenschaftliche Institute aller Art, Schulen usw. wird die wertvolle Zusammenfassung alleits mit Freude begrüßt werden; auch für den Bauingenieur hat sie besondere Bedeutung, um so mehr, als sie es ihm mit einem verhältnismäßig kurzen Studium ermöglicht, sich in das Gebiet der neuzeitlichen Beleuchtungstechnik einzuarbeiten.
M. Foerster.

Wasserkraftausnutzung in Bayern. Denkschrift, bearbeitet von der Abteilung für Wasserkraftausnutzung und Elektrizitätsversorgung der obersten Baubehörde im Staatsministerium des Innern, München.

Die Denkschrift gibt zunächst einen Überblick über die staatliche Förderung des Wasserkraftausbaues in Bayern, behandelt kurz den Generalplan für den Ausbau und die Verwertung der bayerischen Großwasserkraft, der eine vorausschauende, systematische Bewirtschaftung des Wasserkraftbesitzes ermöglicht und in dieser weitgreifenden Form in Bayern wohl zuerst von allen in Frage kommenden Ländern aufgestellt wurde, und schildert die Entwicklung des Wasserkraftausbaues in Bayern, um dann in ihrem Hauptteil ausführlich die bisherige Ausnutzung der Flußgebiete mit einer Beschreibung aller Anlagen über 500 PS Ausbauleistung sowie die weiteren Ausnutzungspläne darzulegen.

Mit der Herausgabe dieses Werkes wird dem vielfach geäußerten Wunsch nach einer vollständigen und zuverlässigen Darstellung ins-

besondere der derzeitigen Ausnutzung der bayerischen Wasserkraft entgegengekommen.

Die Veröffentlichung umfaßt über 300 Textseiten mit vielen Tabellen, Plänen und Bildern und eine Wiedergabe des Generalplanes. Sie ist zum Preise von 20 RM. (bei Postversendungen zuzüglich der treffenden Postgebühr) durch die Wasserkraftabteilung im Staatsministerium des Innern, München, Theatinerstraße 21, zu beziehen.
Dr. Ehnert.

Der Bau des Sulgenbachstollens in Bern. Von Dr. E. Wiesemann, Ingenieur, Zürich. Sonderdruck aus der Zeitschrift „Hoch- und Tiefbau“, offizielles Organ d. Schweiz. Baumeister-Verbandes, Zürich.

Die Ausführung der Ableitung der Schmutz- und Regenwässer aus einem Teilgebiete der Stadt Bern hatte bereits Anfang des Jahres 1922 begonnen und hat inzwischen nach Erscheinen des Sonderdruckes (Juli 1926) ihren Abschluß gefunden. Bemerkenswert sind die Ausführungen über die Tunnelbauweise mit Vortriebsschild nach dem System Hallinger, besonders auch angesichts der teilweise anstehenden, mit Wasser vollständig gesättigten Moräne. Es werden in der Hauptsache die Zufuhr der Druckluft, der Einfluß des größeren Luftverbrauchs und des höheren Druckes auf die Installationen sowie auf die Leistungsfähigkeit und Gesundheit des Personals behandelt. Der Bau gewinnt mit Rücksicht auf den Umfang und angesichts verschiedener außergewöhnlicher technischer Schwierigkeiten an Interesse.
Dr. Ehnert.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

Die Werkstofftagung und ihre Bedeutung für das Bauingenieurwesen.

Die deutsche Werkstofftagung, die vom 22. Oktober bis 13. November 1927 zu Berlin in der Neuen Ausstellungshalle am Kaiserdamm sowie in der Technischen Hochschule stattfindet, ist auch für den Bauingenieur von größter Wichtigkeit, obwohl zunächst nur die metallischen Werkstoffe behandelt werden.

Der Stahl, der mit hoher Festigkeit und guter Bearbeitbarkeit einen verhältnismäßig geringen Preis verbindet, ist eine der wichtigsten Werkstoffe für die neuzeitliche Bautechnik geworden. Im Laufe der letzten Jahre hat er erhebliche Verbesserungen erfahren. Schon im Jahre 1926 ist von dem neuen hochwertigen Stahl St 48 mehr als von dem bisher verwendeten Stahl St 37 im Brücken- und Ingenieurhochbau verbraucht worden, nämlich 41 400 t gegenüber 39 500 t. Noch günstiger als St 48 soll der Siliziumstahl St Si sein, da seine Streckgrenze, die immer mehr bei der Beurteilung der Tragfähigkeit eines Baustoffes zugrunde gelegt wird, bei gleicher Bruchfestigkeit wie für St 48 wesentlich höher als bei diesem liegt. Auf der Werkstofftagung wird über die neuen Stähle in einer langen Reihe von Vorträgen berichtet und ihre Bearbeitbarkeit, ihre Widerstandsfähigkeit gegen Rosten, ihre Schweißbarkeit, ihre richtige Wärmebehandlung und andere Eigenschaften eingehend behandelt werden.

In Amerika ist die elektrische Lichtbogenschweißung auch im Eisenhochbau mit der Nietung erfolgreich in Wettbewerb getreten. Das Schweißen bedeutet eine Ersparnis an Werkstofflohn. Es hat allerdings den großen Nachteil, daß die fertige Schweißnaht nicht mehr auf ihre Festigkeit geprüft werden kann. Die vorhandenen Prüfungsmethoden sind noch nicht so durchgebildet, daß sie auf der Baustelle angewendet werden können. Auch diese Fragen werden in einer besonderen Vortragsreihe auf der Werkstofftagung ausführlich behandelt.

Bei der Bearbeitung der Metalle spielt die Wärmebehandlung eine große Rolle. Zum Teil soll die Erwärmung die Formgebung erleichtern oder sogar erst ermöglichen, zum Teil soll sie nach vollendeter Formgebung die Wirkung der vorangegangenen Kaltverarbeitung wieder aufheben oder in dem fertigen Werkstück eine günstige Struktur erzeugen. Die Verarbeitung des Stahles bei gewissen Temperaturen (Blauwärme und Kaltreckgrad) hat sehr ungünstige Gefügeveränderungen zur Folge, die sich außerordentlich verschlechternd auf die Zähigkeit des Werkstoffes auswirken. Derartig geschwächter Stahl läßt sich durch sorgfältige Ausglühung bei einer Temperatur von 920° wieder in einen solchen von zähem Gefüge zurückverwandeln. Die bei der Verarbeitung von Metallen erforderlichen Glühtemperaturen liegen erheblich tiefer als die Temperatur der Flammen, die 1000 bis 1600° betragen, während die Glühtemperaturen z. B. für Kupfer 700°, für Messing 600—700° und für Leichtmetalle sogar nur 400—500° betragen. Da solche niedrigen Temperaturen in einem Ofen nur schwierig gleichmäßig zu erzeugen und längere Zeit aufrechtzuerhalten sind, greift man zu Bädern aus geschmolzenen Salzen. Neuerdings findet die elektrische Heizung für Glühtemperaturen unter 1100° zunehmende Verwendung.

Es ist noch viel zu wenig bekannt, wie weitgehend die Werkstoffeigenschaften durch falsche Wärmebehandlung bei oder nach der Bearbeitung verschlechtert werden können und wieviel Ausschuß durch sorgfältige und richtige Wärmebehandlung vermieden werden

kann. Wie durch falsche Wärmebehandlung häufig Materialverschlechterungen hervorgerufen werden, und durch richtige Wärmebehandlung umgekehrt Qualitätssteigerungen erzielt werden können, wird im Rahmen der Prüfschau und Werkstofftagung besonders eingehend gezeigt werden.

Aus der Fülle der Fragen, die sich in der Praxis ergeben, sollten mit den vorstehenden Ausführungen nur einige angedeutet werden. Die bevorstehende Werkstofftagung und die damit verbundene Werkstoffschau soll eingehende Kenntnis über die Eigenschaften der einzelnen metallischen Werkstoffe vermitteln, ihre zweckmäßige Verarbeitung aufzeigen und in einem besonderen Prüffelde die geeigneten Prüfungsverfahren in der Praxis vorführen. Über die Organisation und das Programm der Tagung ist an dieser Stelle schon eingehend berichtet worden (s. „Bauingenieur“ 1927, Heft 31/32, S. 604).

Nachporto.

Wir bitten unsere Mitglieder, Sendungen an die Geschäftsstelle der D. G. f. B. richtig freizumachen, damit wir nicht die Nachgebühren bezahlen müssen.

Zahl den Mitgliedbeitrag für 1927!

Das letzte Viertel des laufenden Jahres hat begonnen. Im Spätherbst erscheint das „Jahrbuch 1927“, das allen den Mitgliedern kostenlos zugeht, die ihren Beitrag für dieses Jahr bezahlt haben. Trotz unserer wiederholten Mahnungen befindet sich leider immer noch eine Anzahl Mitglieder mit der Zahlung des Beitrages im Rückstande. Wir bitten, nunmehr die ausstehenden Beiträge baldmöglichst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzahlen zu wollen. Der Beitrag beträgt wie im vergangenen Jahre RM 8.— jährlich, für Mitglieder des VDI RM 6.— und für Junioren RM 3.—. Der säumige Eingang der Mitgliedbeiträge verursacht der Geschäftsstelle unnötige Arbeit. Es liegt im Interesse aller Mitglieder, daß die unwirtschaftliche Leerlaufarbeit von Mahnungen vermieden wird, damit die Erledigung der unumgänglich notwendigen Geschäftsvorfälle zugunsten der wissenschaftlichen Arbeit der D. G. f. B. in möglichst engen Grenzen gehalten werden kann.

Herbsttagung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen.

In der Zeit vom 22. Oktober bis 13. November 1927 findet in Berlin die deutsche Werkstofftagung statt. Da anlässlich dieser Tagung und der damit verbundenen Ausstellung sich wahrscheinlich eine größere Anzahl von Mitgliedern der D. G. f. B. in Berlin einfinden wird, soll am 28. Oktober 1927 eine „Herbsttagung“ der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen stattfinden. Im Ingenieurhaus spricht im Anschluß an den geschäftlichen Teil, der um 7 Uhr beginnt, Herr Geheimrat Julius Volk, Ministerialrat im Reichsverkehrsministerium, über: „Die Neubauten des Mittellandkanals“ und Herr Privatdozent Regierungsbaumeister Dr. Randzio über: „Das Verkehrswesen in Columbien und Ecuador“. Am 29. Oktober soll ein Ausflug zur Besichtigung der Schleusenbauten bei Groß-Wusterwitz unternommen werden. Näheres über die Veranstaltung wird noch bekanntgegeben.