

## VERSUCHSTECHNISCHE BESTIMMUNG DES EINSpanNUNGSGRADES DER DRUCKDIAGONALEN EINER EISENBAHNBRÜCKE.

Von Professor H. Kayser, Vorstand des Ingenieurlaboratoriums der Techn. Hochschule zu Darmstadt.

**Übersicht.** Der Einspannungsgrad von Druckstäben in Fachwerkkonstruktionen ist theoretisch und versuchstechnisch noch wenig erforscht. Man behilft sich mit Näherungsverfahren, deren Berechtigung aber meist nicht erwiesen ist. Die nachstehend beschriebenen Versuche an einer im Betrieb befindlichen Eisenbahnbrücke sollen einen Beitrag zur Lösung der Einspannungsfrage liefern und die Grundlage für eine kritische Beurteilung der üblichen empirischen Berechnungsmethoden bilden.

### A. Ziel und Zweck der Versuche.

Die statische Berechnung von Fachwerksystemen setzt voraus, daß alle Stäbe in den Knotenpunkten mit reibungslosen Gelenken verbunden sind. Da die Stäbe jedoch in Wirklichkeit miteinander verschraubt, vernietet oder (in neuester Zeit) verschweißt werden, so entstehen an den Stabenden Einspannungen, welche die freie Drehung verhindern und infolgedessen Biegungsspannungen hervorrufen, jedoch bei Druckstäben den Knickwiderstand in vielen Fällen erheblich erhöhen können.

Da die Stäbe aber nicht nur in der Trägerebene, sondern auch senkrecht hierzu durch die Knotenbleche, Querträger- oder Querverbandsanschlüsse eingespannt sind, so muß das ganze Problem räumlich betrachtet werden. Dadurch wird die Bestimmung des Einspannungsgrades recht umständlich; die Ergebnisse sind unsicher. Besondere Schwierigkeiten treten bei oben offenen Brücken auf, da bei diesen durch die biegungsfeste Eckverbindung des Pfostens mit dem Querträger unten eine höhere Einspannung erzielt wird als oben.

In den Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft (B.E. 1925) wird unter dem Abschnitt III „Berechnung der Druckstäbe“ bei gedrückten Gurten eine Einspannung unberücksichtigt gelassen; das gleiche gilt für Wandglieder bezgl. des Knickens aus der Tragwerkebene heraus, während für das Knicken in der Trägerebene die Einspannung durch Abminderung der freien Knicklänge berücksichtigt wird.

Damit sind die auftretenden Fragen zwar praktisch entschieden, ohne daß jedoch hinsichtlich des Einspannungsgrades, der Knickspannungen und des Sicherheitsgrades einwandfreie Erkenntnisse gewonnen werden können.

### B. Theoretische Betrachtungen.

Belastet man einen Druckstab, der an beiden Enden teilweise eingespannt ist, in der Mitte mit einer Last  $Q$  senkrecht zur Stabachse, so entsteht eine Momentenfläche gemäß Abb. 1.

Es bedeuten:

$M_Q$  das Moment des gelenkig gelagerten Stabes in der Mitte,

$M_Q'$  das linksseitige Einspannungsmoment,

$M_Q''$  das rechtsseitige Einspannungsmoment.

Diese Momentenfläche kann bei unbekanntem Einspannungsgraden versuchstechnisch durch Spannungsmessungen in zwei Punkten festgelegt werden, da die gerade Linie, welche die Einspannungsmomente verbindet, durch zwei Punkte bestimmt ist und das Mittenmoment  $M_Q$  bei bekannter Last  $Q$  rechnerisch festliegt. Die Momente werden versuchstechnisch nach der Gleichung:

$$(1) \quad M^0 = W \sigma$$

berechnet, worin  $W$  das bekannte Widerstandsmoment des Stabes und  $\sigma$  die gemessene Spannung bedeutet. Es ist zweck-

mäßig, bei den Versuchen zur Kontrolle noch die Messung an einem dritten Punkte durchzuführen.

Um aus der so ermittelten Momentenfläche diejenige des längsbelasteten, an den Enden teilweise eingespannten Stabes herzuleiten, kann man die zwar nur angenähert richtige, aber im Rahmen dieser Untersuchungen praktisch zulässige Annahme machen, daß die bei einer zufälligen Ausbiegung  $f_0$  (vgl. Abb. 2) durch die Längskraft erzeugte Momentenlinie in Stabmitte und an den beiden Enden Ordinaten aufweist, die denen der Momentenlinie bei der Querbeltung verhältnismäßig sind. Hierbei ist darauf hinzuweisen, daß bei dem längsbelasteten ausgebogenen Stab die Biegelinie und die Momentenlinie ähnliche Kurven darstellen.

Da praktisch nur diese Momente von wesentlicher Bedeutung sind, so ist der genaue Verlauf der Druckbiegeline zwischen diesen drei Punkten von keiner wesentlichen Bedeutung; jedenfalls sind die Abweichungen im Verhältnis zu dem Einfluß der Einspannungsmomente, die gesucht werden sollen, gering.

Abb. 1. Momentenfläche infolge Querkraft  $Q$ .

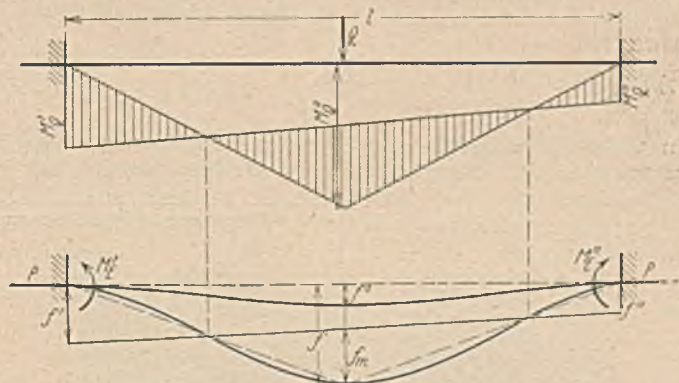


Abb. 2. Druckbiegeline infolge Längskraft  $P$ .

Natürlich ist die auf diese Weise mögliche Berechnung nur eine angenäherte; man muß aber bedenken, daß eine solche bei der Schwierigkeit des vorliegenden Problems doch eine nicht zu unterschätzende praktische Bedeutung haben kann.

Macht man die so vereinfachte Annahme bezüglich der Druckbiegeline, so kann man entsprechend den Abb. 1 und 2 schreiben:

$$(2) \quad \frac{M_Q'}{M_Q} = \frac{f}{f'} \quad \text{und} \quad \frac{M_Q''}{M_Q} = \frac{f}{f''}$$

so daß die Werte  $f'$  und  $f''$  berechnet werden können, wenn  $f$  bekannt ist. Der Wert  $f$  des mit der Kraft  $P$  längsbelasteten Stabes ist, wenn die ursprüngliche Ausbiegung des Stabes zu  $f_0$  angenommen wird, aus folgender Beziehung bekannt:

$$(3) \quad f = \frac{R}{R - P} f_0$$

Hierin bedeutet  $R$  den Biegungswiderstand des teilweise eingespannten Stabes, d. h. diejenige Längskraft, welche achsrecht an den Stabenden angreifend die der Ausbiegung entsprechende



Biegearbeit leistet<sup>1</sup>. Dieser Wert, welcher bei gedrunenen Stäben ein reiner Rechnungswert ist, kann — wie in meiner Veröffentlichung „Beziehung zwischen Druck- und Biegezugfestigkeit“, Zeitschrift des VDI 1917, Seite 93 ff., nachgewiesen ist — ebenfalls durch die Querbelastung  $Q$  gefunden werden. Es wird:

$$(4) \quad R = P + 0,2 Q \frac{l}{\delta_m}$$

worin bedeuten (vgl. Abb. 3)

- P die Längsbelastung des Stabes,
- Q die Querbelastung des Stabes,
- l die Stablänge,
- $\delta_m$  die gemessene Durchbiegung infolge Querbelastung.

Nachdem die Ausbiegung des eingespannten, längsbelasteten Stabes mit ursprünglicher Mittlenverbiegung  $f_0$  nach Gl. (3) be-

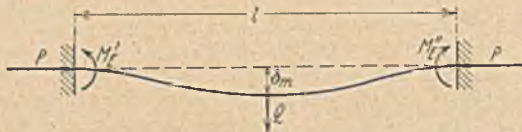


Abb. 3. Querbelastung des Stabes zur Ermittlung des Biegungswiderstandes.

stimmt ist, kann die Berechnung der Spannungen mit Hilfe der Druckbiegegleichung erfolgen (vgl. obenstehend genannte Veröffentlichung). Mit den Bezeichnungen der Abb. 2 wird

$$(5) \quad \sigma = \frac{P}{F} + \frac{P f}{W} - \frac{P (f' + f'')}{2 W}$$

Setzt man  $\frac{W}{F} = k =$  Kernweite, so erhält man die Gleichung

$$(6) \quad \sigma = \frac{P}{F} \left( 1 + \frac{f}{k} - \frac{f' + f''}{2 k} \right)$$

oder mit Benutzung des obigen Wertes für  $f$  [gemäß Gl. (3)] die für die praktische Anwendung geeignete Gleichung

$$(7) \quad \sigma = \frac{P}{F} \left( 1 + \frac{R}{R - P} \cdot \frac{f_0}{k} - \frac{f' + f''}{2 k} \right)$$

In vielen Fällen wird außer der Spannung in Stabmitte bei angenommener Exzentrizität auch noch die Spannung an den Stabenden, an den Einspannstellen, von Interesse sein. Hier wird

$$(8) \quad \sigma' = \frac{P}{F} \left( 1 \pm \frac{f'}{k} \right);$$

$$(9) \quad \sigma'' = \frac{P}{F} \left( 1 \pm \frac{f''}{k} \right).$$

Als Kriterium dafür, daß der Stab den Anforderungen, die hinsichtlich der Sicherheit an das Bauwerk gestellt werden, entspricht, kann der Sicherheitsgrad gewählt werden:

$$(10) \quad \nu = \frac{\sigma_s}{\sigma_{zul}} = \frac{\text{Spannung an Streckgrenze}}{\text{zulässige Spannung}}$$

Dieser Sicherheitsgrad wird im allgemeinen 2 betragen.

Auf dieser theoretischen Grundlage sind an einem fertigen Bauwerk, und zwar an einer Eisenbahnfachwerkbrücke in der Nähe von Darmstadt, Messungen zur Bestimmung des Einspannungsgrades einer Druckdiagonalen durchgeführt worden.

<sup>1</sup> Vgl. Föppl, Technische Mechanik III. Festigkeitslehre 4. Auflage, Seite 236.



Abb. 4. Schaubild der Versuchsbrücke.

Bei dem Bauwerk, dessen Schaubild die Abb. 4 zeigt, handelt es sich um eine oben offene Trogbrücke, bei welcher die Pfosten und Querträger steife Halbrahmen bilden, so daß also die eingangs erwähnten besonderen Einspannungsverhältnisse vorhanden sind.

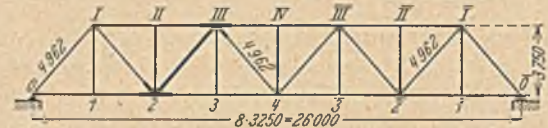


Abb. 5. Systemskizze der Brücke.

In der Abb. 5 ist das System der Brücke mit den Hauptabmessungen wiedergegeben.

### C. Ausführung der Versuche.

Für die Durchführung der Versuche wurden zunächst Vorberechnungen über die Spannungsverhältnisse aus Eigengewicht und Querbelastung des zu untersuchenden Stabes angestellt.

Als Versuchsstab wurde die Diagonale D<sub>2</sub>-III gewählt. Dieselbe hat ein gemäß Abb. 6 ausgebildetes Querschnittsprofil.

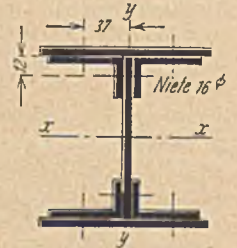


Abb. 6. Querschnitt des Versuchsstabes.

Profil	F (cm <sup>2</sup> )	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )
1 ∩ 200 · 8	16,0	$0,8 \cdot \frac{20^3}{12} = 533$	—
4 L 100 · 50 · 10	56,4	$4 \cdot (23,4 + 14,1 \cdot 8,8^2) = 4440$	$4 \cdot (23,4 + 14,1 \cdot 4,2^2) = 1088$
2 ∩ 210 · 10	42,0	$2 \cdot \left( 21,0 \cdot \frac{1,0^3}{12} + 2,10 \cdot 10,5^2 \right) = 4624$	$2 \cdot 1,0 \cdot \frac{20^3}{12} = 1544$
	114,4	9600	2632

Trägheitsradius, Schlankheitsgrad und  $\omega$ -Wert errechnen sich zu:

$$(11) \quad i_x = \sqrt{\frac{9600}{114,4}} \approx 9,18; \quad \lambda_x = \frac{496,2}{9,18} \approx 54; \quad \omega_x = 1,21.$$

$$(12) \quad i_y = \sqrt{\frac{2632}{114,4}} \approx 4,80; \quad \lambda_y = \frac{400}{4,80} \approx 84; \quad \omega_y = 1,70.$$

In dem Versuchsstab herrscht eine Längskraft aus Eigengewicht von — 11,58 t. Ohne Berücksichtigung der Knickverhältnisse (ohne  $\omega$ -Wert) ist die Beanspruchung aus Eigengewicht

$$(13) \quad \sigma = \frac{11,58}{114,4} = 0,10 \text{ t/cm}^2.$$



Zur Ermittlung des Biegungswiderstandes  $R$  der Diagonalen war es erforderlich, in der Mitte des Stabes die Querbelastung  $Q$  aufzubringen und die entstehende Durchbiegung  $\delta_m$  zu messen. Die größte hierbei auftretende Spannung in der Diagonale ergibt sich aus Eigengewicht (ohne  $\omega$ -Wert) und der Biegung aus der vorgesehenen größten Querbelastung von  $7,0 \text{ t}$  zu  $0,10 + 0,99 = 1,09 \text{ t/cm}^2$  (mit Nietabzug, aber ohne Einspannung gerechnet). Demnach bleibt die Spannung bei Querbelastung bis zu  $7 \text{ t}$  erheblich unter der zulässigen Beanspruchung des Baustoffes St. 37.

Die Messung der Durchbiegungen wurde mit Kienzleschen Meßuhren durchgeführt. Zur Messung der Dehnungen, welche die Grundlage für die Spannungsberechnungen bildeten, wurden Tensometer von Huggenberger verwandt. Die gute Eignung

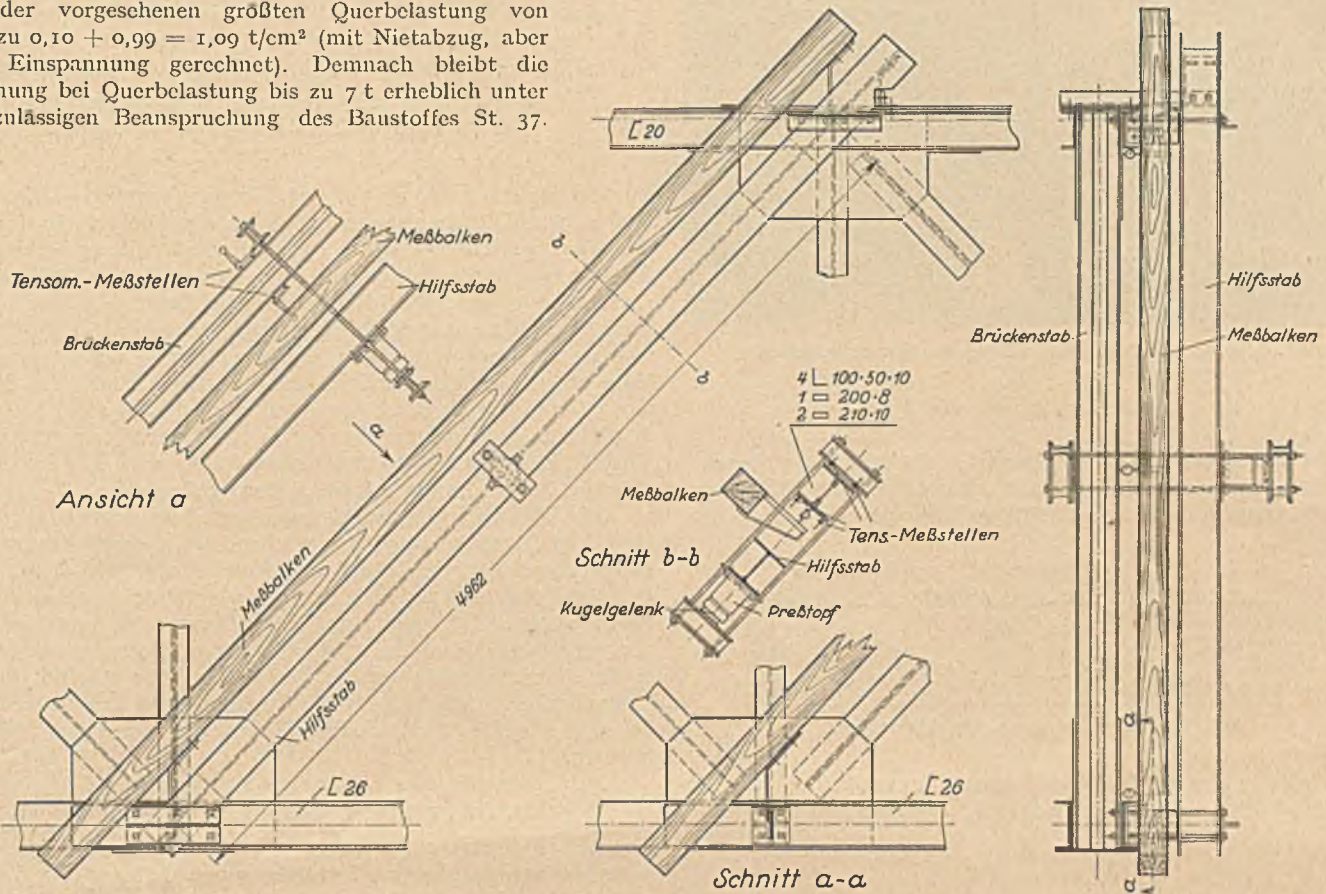


Abb. 7. Anordnung der Hilfskonstruktionen.

Versuchstechnisch wurde die Querbelastung so durchgeführt, daß ein Hilfsstab parallel zum Versuchsstab durch eine geeignete Konstruktion angebracht und in seiner Mitte durch eine hydraulische Presse die erforderliche Querbelastung auf den Hauptstab übertragen wurde. Außerdem war zur Messung der Durchbiegungen des Hauptstabes noch ein durch die Querbelastung nicht beeinflussbarer Meßbalken aus Holz erforderlich. Abb. 7 gibt die Anordnung der Hilfskonstruktionen mit den Meßstellen wieder.

Der Hilfsstab, ein I NP 24, wurde parallel zum Hauptstab in  $32 \text{ cm}$  Abstand so angebracht, daß die Druckübertragung an den Enden genau in den theoretischen Knotenpunkten erfolgte. In der Mitte des Brückenstabes und des Hilfsstabes wurde ein Querrahmen angebracht (vgl. Schnitt  $b-b$  und Ansicht  $a$  in Abb. 7), der die vom Preßtopf ausgeübte Kraftwirkung auf den Hauptstab zu übertragen hatte. Um den theoretischen Voraussetzungen zu entsprechen, wurde die Kraft möglichst zentrisch auf den Hauptstab ausgeübt. Zu diesem Zweck wurde zwischen Preßtopf und Querrahmen ein Kugelgelenk sowie zwischen Querrahmen und Hauptstab eine Walze eingeschoben.

Die nachstehende Abb. 8 stellt die Anordnung des Preßtopfes dar.

Für die Messung der Durchbiegungen des Hauptstabes diente ein Holzbalken, der durch die Querbelastung gegen den Haupt- und Hilfsstab nicht verschoben werden und während der Messung keine Biegemomente erhalten durfte. Um dies zu erreichen, wurde der Balken mit Flacheisen an den beiden Knotenpunkten derart angeschlossen, daß Bewegungen der Balkenenden weitestgehend eingeschränkt wurden (vgl. Abb. 7).

dieser Meßapparate war durch die befriedigenden Ergebnisse, die man bei anderen Versuchen mit ihnen erzielt hatte, erwiesen.

Die Durchbiegung  $\delta_m$  wurde mit Hilfe von drei Kienzleschen Meßuhren bestimmt. Eine von diesen wurde in der Mitte

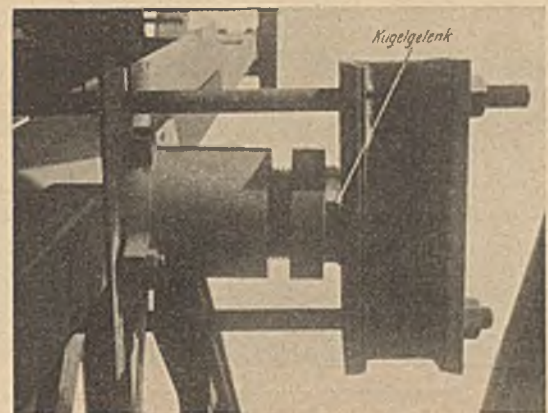


Abb. 8. Anordnung des Preßtopfes mit Kugelgelenk.

des Holzbalkens (vgl. Abb. 9), die beiden anderen in der Nähe des unteren und oberen Knotenpunktes der Brücke angebracht (vgl. auch Abb. 7).

Auf diese Weise wurden die Bewegungen des Hauptstabes an den drei wichtigsten Punkten gemessen. Die Meßergebnisse



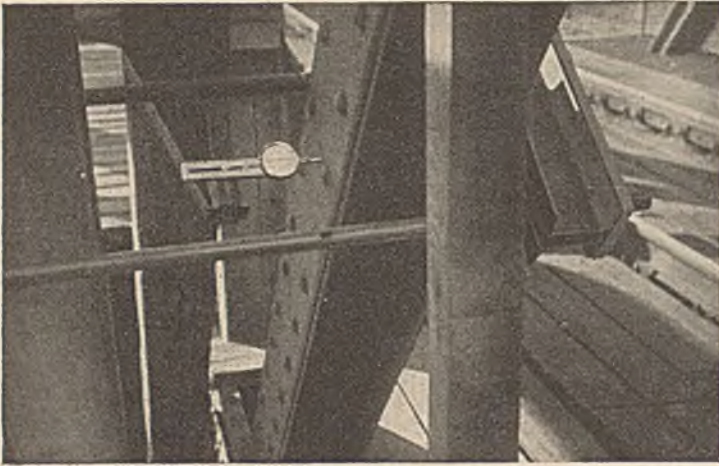


Abb. 9. Kienzle-Uhr in der Mitte des Versuchsstabes.

zeigten ungefähr folgende Verbiegung der Diagonalen z. B. für  $Q = 2,24$  t.

Die Verbiegung und Verdrehung des Hauptstabes unter der Querlast hat verschiedene, teilweise schon aufgeführte Ursachen, deren wichtigste die ungleichmäßige Einspannung der beiden

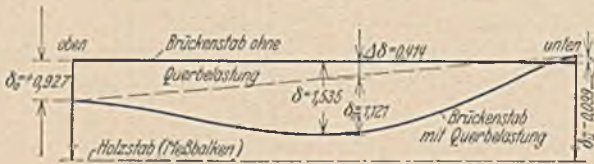


Abb. 10. Durchbiegung der Diagonalen.

Enden infolge des Fehlens des oberen Querverbandes ist. Die wirkliche Verbiegung der Stabachse  $\delta_m$  in der Mitte des Stabes wurde dann ermittelt zu

$$(14) \quad \delta_m = \delta - \Delta \delta,$$

wobei

$$(15) \quad \Delta \delta = \frac{\delta_o - \delta_u}{2}$$

ist.

Die Spannungen des Hauptstabes unter den verschiedenen Querbelastungen wurden durch vier Tensometer Huggenberger

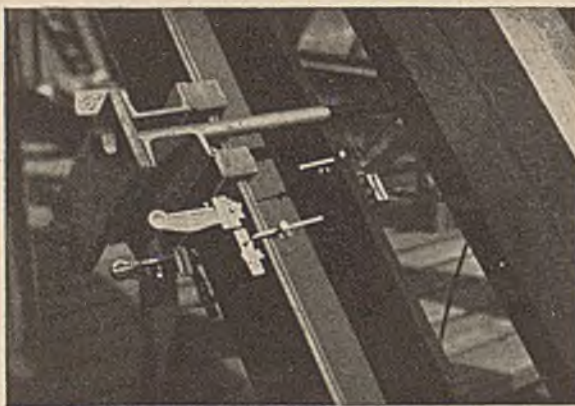


Abb. 11. Spannungsmesser in der Mitte des Hauptstabes.

gemessen, deren Anordnung — genau in der Mitte des Stabes — die Abb. 11 zeigt.

Die so gemessenen Spannungen dienen zur Bestimmung des Mittelmomentes aus der Druckbiegegleichung

$$(16) \quad \sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W} \pm \frac{R}{R-P} (f + \delta_m) \frac{P}{W}.$$

Diese Formel vereinfacht sich im vorliegenden Fall, da das Glied  $\frac{P}{F}$  sowie die anfänglich vorhandene Durchbiegung  $f$  fortfallen. Bei dem Versuch ist der Wert  $P$  (die im Stabe herrschende Längskraft, aus der Eigengewichtsbelastung des Trägers herrührend) konstant; die hierbei vorhandene Durchbiegung  $f$  wird unter der Querbelastung nur um  $\delta_m$  vergrößert. Die Formel für die Spannungsberechnung nimmt damit folgende Fassung an:

$$(17) \quad \sigma = \pm \frac{M}{W} \pm \frac{R}{R-P} \delta_m \frac{P}{W}.$$

Zur Bestimmung der wegen der Einspannungsverhältnisse unbekanntenen Momentenfläche ist außer dem bekannten Mittelmoment noch das Moment in irgend einem Punkt zu bestimmen. Dies ist durch Spannungsmessungen in dem betr. Punkt zu erreichen. Die wirkliche Momentenfläche liegt also durch rechnerische Bestimmung der  $M^0$ -Momente des statisch bestimmten gelagerten Stabes und durch versuchstechnische Bestimmung der Momente in der Mitte und in einem anderen Punkt des Stabes fest. Zur Kontrolle wird außerdem noch das Moment in einem dritten Punkt bestimmt. Aus der so ermittelten Momentenfläche wird die Einspannung des Stabes, wie der Versuch und die Durchführung der Rechnung zeigen werden, gefunden.

Die Durchführung der Messung gestaltete sich einfach. Mit Hilfe der Druckwasserpresse wurden die Querbelastungen in entsprechenden Intervallen aufgebracht und zwischen jeder Belastung die erforderlichen Ablesungen (Durchbiegung an der Kienzle-Uhr und Dehnung am Huggenberger-Spannungsmesser) vorgenommen. Für die Abwicklung der Messungen war die starke Betriebsbenutzung der Meßbrücke sehr störend, da die Meßapparate zum Schutze vor den dynamischen Erschütterungen bei der Überfahrt eines Zuges jeweilig abgenommen werden mußten.

#### D. Auswertung der Meßergebnisse.

Die ausgewerteten Meßergebnisse wurden in der Tafel I in sechs Versuchsgruppen zur Ermittlung von  $Q$ ,  $\delta_m$  und  $\sigma_m$  (Spannung in der Mitte des Hauptstabes) zusammengestellt. Spalte 3 enthält die in jeder Gruppe aufgebrachten  $Q$ -Werte, Spalte 4 die unter Berücksichtigung der Endverschiebungen (vgl. Abb. 10) gemessenen Durchbiegungen  $\delta_m$  in Stabmitte. Aus den  $Q$ - und  $\delta_m$ -Werten ist der Biegungswiderstand nach der Gl. (4) zu berechnen. In der Spalte 5 sind die aus Querkraft und Durchbiegung berechneten  $R$ -Werte zusammengestellt. Die Spalte 6 enthält die gemittelten Werte für die Spannungen  $\sigma_m$  des Hauptstabes in Stabmitte. Ein Vergleich zwischen den Werten für die Druck- und Zugspannungen weist mehr oder weniger große Unterschiede auf, die aber in zulässigen Grenzen liegen.

Das Mittel aus den 18  $R$ -Werten ergibt einen Biegungswiderstand der Diagonalen von  $R = 1\,951\,718$  kg. Die Mittelwerte für  $Q$ ,  $\delta_m$  und  $\sigma_m$  aus den sechs Versuchsgruppen sind ebenfalls in der untersten Querspalte der Tafel I zur weiteren Verwertung zusammengestellt. Aus der allgemeinen Spannungsgleichung (17) errechnet sich das Mittelmoment zu:

$$(18) \quad M_m = \pm \sigma_m W \pm \frac{R}{R-P} \delta_m P,$$

wobei  $P =$  Längskraft aus Eigengewicht  $= -11,58$  t, und hieraus entsprechend den drei Querbelastungsfällen

$$\begin{aligned} M_{m_1} &= + 1,610 \text{ tm,} \\ M_{m_2} &= + 2,820 \text{ ,, ,} \\ M_{m_3} &= + 3,900 \text{ ,, .} \end{aligned}$$

Zur Bestimmung der Einspannungsmomente ist nunmehr nur noch die Kenntnis des Momentes in einem weiteren Punkt des Stabes erforderlich. Die Verbindungslinie der von der  $M^0$ -Linie abgetragenen Momente schneidet über den Endpunkten des Stabes die Einspannungsmomente ab. Zur Kontrolle ist noch das Mo-



ment in einem dritten Punkt meßtechnisch bestimmt worden; alle drei Punkte müssen dann auf der vorerwähnten Verbindungslinie liegen. Als weitere Meßpunkte wurden die Viertelpunkte des Stabes gewählt. Aus den hier gemessenen Spannungen wurden die Momente  $M_{1/4}$  errechnet.

Tafel I.

Bestimmung des Biegungswiderstandes R und Ermittlung der gemessenen Spannungen in der Mitte des Brückenstabes.

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{Ql}{4W}, \quad Q = \frac{4\sigma W}{l}$$

wobei  $W = 354 \text{ cm}^3$  und  $l = 496 \text{ cm}$ .

$$Q = \frac{4\sigma \cdot 354}{496} = \sigma \cdot 2,85, \quad R = P + 0,2 \frac{Ql}{\delta_m}$$

I	2	3	4	5	6		
					$\sigma_{\text{Druck}}$	$\sigma_{\text{Zug}}$	$\sigma_m$
Ver- suchs- reihe	Spannung $\sigma$ im Hilfsstab in $\text{kg/cm}^2$	Q in kg	$\delta_m$ in mm	R in kg	Spannung $\sigma$ im Brückenstab in $\text{kg/cm}^2$		
1	787	2245	0,974	2 296 440	-136	+218	172
	1421	4060	1,872	2 256 440	-239	+384	311
	1946	5550	2,672	2 071 440	-348	+532	440
2	675	1925	0,958	2 006 440	-157	+200	178
	1059	2900	1,782	1 626 440	-281	+357	319
	1434	4080	2,555	1 593 440	-400	+488	444
3	817	2330	1,232	1 874 440	-168	+206	187
	1430	4070	2,092	1 941 440	-283	+349	316
	2026	5770	2,931	1 962 440	-399	+489	444
4	803	2290	1,190	1 921 440	-163	+208	185
	1433	4080	2,114	1 923 440	-291	+367	329
	2039	5810	2,955	1 966 440	-406	+494	450
5	831	2370	1,182	1 996 440	-166	+211	188
	1439	4100	2,090	1 955 440	-279	+364	321
	2035	5800	2,911	1 986 440	-391	+496	444
6	803	2290	1,190	1 921 440	-165	+212	188
	1439	4100	2,066	1 971 440	-289	+361	325
	1900	5420	2,924	1 849 440	-379	+501	440
Mittelbildung aus den 6 Versuchsgruppen	2242	1,121					183
	3885	2,003		1 951 718			320
	5405	2,825					444

In Tafel II sind die gefundenen und auf die Q-Werte der Tafel I bezogenen  $M_{1/4}$ -Momente und die  $M^0$ -Momente in Balkenmitte zusammengestellt.

Tafel II.

Tafel für die  $M^0$ - und  $M_{1/4}$ -Werte.

Querkraft Q t	$M^0 = \frac{Ql}{4}$ tm	$M_{1/4}$ tm	$M_{1/4}^*$ tm
2,242	+ 2,785	+ 0,040	+ 0,319
3,885	+ 4,830	+ 0,067	+ 0,609
5,405	+ 6,720	+ 0,085	+ 0,884

Hierbei bedeuten  $M_{1/4}$  das Moment im unteren und  $M_{1/4}^*$  das Moment im oberen Viertelpunkt des Stabes. Abb. 12 gibt die Momentenfläche entsprechend den Werten der Tafel II wieder.

Ein Vergleich des Kontrollmomentes im unteren Viertelpunkt mit dem auf der  $M^0$ -Linie abgeschnittenen Wert ergab nur eine geringe, praktisch nicht bedeutsame Abweichung; diese ist darauf zurückzuführen, daß in dem Meßpunkt bei  $1/4$  zufällig der Nullpunkt der M-Linie liegt.

Es ist noch zu bemerken, daß der zweite Teil der Momentengleichung, nämlich der Ausdruck  $\frac{R}{R-P} \delta_m P$  im Vergleich zu dem Wert  $\sigma W$  einen sehr geringen Beitrag liefert. Die Erklärung hierzu liegt darin, daß P nur die geringe Längsbelastung aus Eigengewicht ist und daß der Stab eine verhältnismäßig kleine Durchbiegung unter der Querbelastung aufweist (gedrungener Stab).

Die Bestimmung des Einspannungsgrades geschieht wie folgt: Das Verhältnis des Knickwiderstandes eines eingespannten

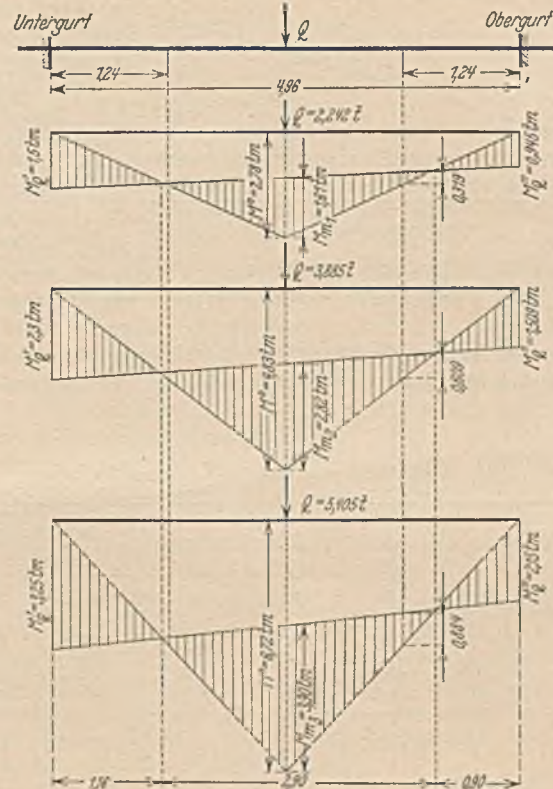


Abb. 12. Ermittlung der Einspannungsmomente unter Querbelastung.

Stabes zum Knickwiderstand eines gelenkig gelagerten Stabes ist der Einspannungsgrad:

$$(19) \quad \mu = \frac{R_e}{R_g}$$

wobei  $R_e$  den Knickwiderstand des eingespannten und  $R_g$  den Eulerwert des gelenkig gelagerten Stabes bedeuten. Für volle Einspannung ist z. B.  $\mu = 4$ .

Der mittlere Einspannungsgrad der Diagonalen errechnet sich sonach zu

$$\mu = \frac{R}{R_{\text{Euler}}} = \frac{1 951 718}{805 000} = 2,42$$

entspricht also etwa halber Einspannung.

Die oberen bzw. unteren Einspannungsmomente wurden graphisch ermittelt (vgl. Abb. 12) und in der Tafel III mit den dazu gehörigen y- und  $\mu$ -Werten zusammengestellt, wobei der y-Wert die Einspannung und der  $\mu$ -Wert der Einspannungsgrad ist. Die Einspannung ist proportional dem Einspannungsmoment, nicht aber der Einspannungsgrad. Die gegenseitigen Beziehungen



von Einspannungsgrad und Einspannung gehen aus der graphischen Darstellung der Abb. 13 hervor.

Für den mittleren Einspannungsgrad  $\mu = 2,42$  ergibt sich die Einspannung  $y = 0,467$ .

Die Einspannungswerte am oberen bzw. unteren Ende des Stabes errechnen sich (z. B. für das obere Ende) aus

$$(20) \quad \frac{y''}{y} = \frac{M''_Q}{0,5(M''_Q + M'_Q)}$$

zu

$$(21) \quad y'' = 0,467 \frac{0,945}{1,222} = 0,360.$$

Der hierzu gehörige Einspannungsgrad ergibt sich aus Abb. 13 zu  $\mu'' = 2,08$ . Weitere Werte für verschiedene Laststufen sind

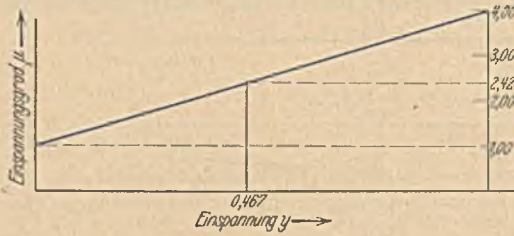


Abb. 13. Graphische Darstellung der Abhängigkeit von  $\mu$  und  $y$ .

in der nachfolgenden Tafel III zusammengestellt. Das Ergebnis der Berechnung beweist die eingangs des Berichtes aufgestellte Behauptung, daß der Stab am Untergurt einen höheren Einspannungsgrad als am Obergurt aufweist, und daß der Mittelwert des Einspannungsgrades mit 2,4 genau übereinstimmt mit dem aus Gl. (4) gefundenen Wert.

Tafel III.

Zusammenstellung der  $y$ - und  $\mu$ -Werte.

Q t	M'_Q tm	M''_Q tm	Einspannung		Einspannungsgrad	
			y'	y''	$\mu'$	$\mu''$
2,242	1,500	0,945	0,573	0,360	2,720	2,080
3,885	2,300	1,509	0,565	0,370	2,695	2,110
5,405	3,250	2,150	0,563	0,372	2,690	2,110
im Mittel:			0,567	0,367	2,702	2,100

E. Schlußfolgerungen.

Das Ergebnis der Untersuchungen über die Einspannung und die Einspannungsgrade führt zu einem Vergleich zwischen den rechnerischen Stabspannungen unter Maximallast nach dem  $\omega$ -Verfahren und den wirklichen Stabspannungen bei Berücksichtigung der Einspannung an den Enden.

Nach der Reichsbahnvorschrift ist:  $\sigma = \frac{\omega P}{F}$ , wobei  $\omega = \omega_x = 1,21$  ist (senkrecht zur Trägerebene).

Mit  $P_{max} = P_{qp} + P_g = 1,48 \cdot 45,5 + 11,58 = 79,0$  t

wird 
$$\sigma = \frac{1,21 \cdot 79,0}{114,4} = 0,836 \text{ t/cm}^2.$$

Nach der Druckbiegegleichung ist Gl. (6) für die Spannungsberechnung in Stabmitte anzusetzen, wobei

$$k = \frac{W}{F} = \frac{9600}{11 \cdot 114,4} = 7,63 \text{ cm}.$$

Bei der Annahme einer anfänglichen Durchbiegung von  $f_0 = \frac{1}{200}$  wird nach Gl. (3)

$$f = \frac{1951700}{1951700 - 79,0} \cdot \frac{496}{200} = 2,58 \text{ cm}.$$

Die Berechnung der Spannung  $\sigma_m$  setzt weiterhin die Kenntnis der Einspannungswerte  $f'$  und  $f''$  infolge Längsbelastung voraus. Unter der früher gemachten Voraussetzung [vgl. Gl. (2)] ergeben sich diese Werte an den Stabenden aus den Beziehungen

$$f' = f \frac{M'_Q}{M''_Q} \quad \text{und} \quad f'' = f \frac{M''_Q}{M'_Q};$$

die der berechneten Ausbiegung  $f = 2,58$  cm entsprechenden Werte sind in der nachfolgenden Tafel IV zusammengestellt.

Tafel IV.

$f'$ - und  $f''$ -Werte des teilweise eingespannten, längsbelasteten Stabes ( $P = 79,0$  t;  $f_0 = \frac{1}{200}$ ).

M'_Q tm	M_Q tm	M''_Q tm	f cm	f' cm	f'' cm
+ 2,785	- 1,500	- 0,945	2,58	- 1,393	- 0,875
+ 4,830	- 2,300	- 1,509	2,58	- 1,230	- 0,805
+ 6,720	- 3,250	- 2,150	2,58	- 1,373	- 0,825
im Mittel:				- 1,332	- 0,835

Die Spannung in Stabmitte wird nunmehr nach Gl. (6) gefunden zu

$$\sigma_m = \frac{79,0}{114,4} \left( 1 + \frac{2,58}{7,63} - \frac{1,332 + 0,835}{2 \cdot 7,63} \right) = 0,825 \text{ t/cm}^2.$$

Die zum Vergleich errechneten Spannungswerte für verschiedene anfängliche Durchbiegungen  $f_0$  sind in der Tafel V zusammengestellt.

Tafel V.

Beanspruchung des Brückenstabes in Stabmitte bei verschiedenen  $f_0$ -Werten.

$f_0$ cm	$f_m$ cm	f' cm	f'' cm	f' : f''	$\sigma_m$ t/cm <sup>2</sup>
1 : 200	2,58	1,393	0,875	1,592	0,825
1 : 400	1,29	0,645	0,418	1,540	0,758
1 : 600	0,86	0,429	0,279	1,540	0,735

Im Vergleich zu diesen Werten nach der Druckbiegegleichung errechnet sich  $\sigma_m$  nach dem  $\omega$ -Verfahren der Reichsbahn zu  $\sigma_m = 0,836$  t/cm<sup>2</sup> (vgl. vorstehend). Die Werte, errechnet aus der Druckbiegegleichung unter Berücksichtigung der Einspannung, liegen demnach sämtlich unter dem Reichsbahnwert.

In bestimmten Fällen ist es üblich, für die Berechnung teilweise eingespannter Druckstäbe eine reduzierte Länge zur Berücksichtigung dieser Einspannung einzuführen. Während die deutschen Bestimmungen (B. E. 1925) eine verkürzte Knicklänge nur beim Knicken von Wandgliedern in der Trägerebene zulassen, besagen andere Vorschläge<sup>2</sup>:

„Bei Ausfachungsstäben ist zu setzen

für das Knicken in der Tragwandebene die Knicklänge  $l_k = 0,8 l_0$ , wobei  $l_0 =$  Stabnetzlänge,

für das Knicken senkrecht zur Tragwandebene  $l_k$  gleich der zwischen den Mitten der Nietanschlüsse an die Gurtungen gemessenen Stablänge.“

Diese Reduktionswerte werden bei 0,7 und 0,8 liegen. Wenn man sie aus den Versuchen bestimmen will, so wäre

<sup>2</sup> Vgl. Melan, Der Brückenbau III. Bd., 1. Hälfte, Eiserne Brücken, I. Teil, 3. Auflage 1927, S. 106 und 411.



die Entfernung der Momenten-Nullpunkte maßgebend. Der fragliche Wert beträgt für den untersuchten Stab  $\frac{2,90}{4,96} = 0,585$ .

Man erkennt, daß die vielfach angenommenen Reduktionswerte von 0,7 bis 0,8 im Vergleich mit diesem Versuchsergebnis einen ausreichenden Grad von Sicherheit einschließen.

Die vorliegende Untersuchung des Brückenstabes geschah für die Knickung aus der Trägerebene heraus. Das Ziel weiterer Versuche ist einmal die Untersuchung der Knickverhältnisse in

der Trägerebene und ferner die Nachprüfung der auf statischem Wege gefundenen Werte durch Schwingungsmessungen.

Bei der Vorbereitung und Durchführung der Versuche habe ich die weitgehendste Unterstützung der Reichsbahndirektion Mainz gefunden; insbesondere bin ich Herrn Reichsbahnoberrat Oberbörsch für sein Interesse dankbar. — Die Durchführung im einzelnen sowie die Auswertung der Versuche erfolgte unter Mitwirkung meiner Assistenten Dr.-Ing. C. J. Hoppe und Dipl.-Ing. A. Herzog.

## EISENBETONBRÜCKE ÜBER DIE LAHN ZWISCHEN NIEVERN UND FACHBACH.

Von Oberingenieur Dipl.-Ing. Klose, Düsseldorf.

Übersicht: Anforderung an ein Brückenbauwerk, Bauaufgabe, Konstruktion, statische Berechnung und Bauausführung.

Eine Hauptforderung der Ästhetik an ein fertiges Brückenbauwerk, sich als Gebilde von Menschenhand harmonisch in die großartigen und kraftvollen Linien der Natur einzugliedern, wird am ehesten durch logische Entwicklung der Konstruktion



Abb. 1. Blick in das Lahntal bei Nievern—Fachbach.

und eine aus stofflich richtiger Materialverarbeitung organisch bedingten Formgebung erreicht.

Eine Lösung dieser Aufgabe zeigt ein Brückenbauwerk in dem landschaftlich so überaus reizvollen Lahntale (Abb. 1). Die Bauaufgabe bestand darin, an einem der schönsten Punkte des Tales, unterhalb Bad Ems, die auf dem rechten Lahnufer nach Niederlahnstein führende Provinzialstraße und vor allen Dingen den Ort Fachbach selbst mit Nievern und dessen Bahnstation durch eine zweispurige Straßenbrücke zu verbinden.

Es erscheint in diesem Falle angebracht, der großen Schwierigkeiten zu gedenken, die die beiden leistungsschwachen Gemeinden Nievern und Fachbach zu überwinden hatten, um die seit mehr als fünfzig Jahren angestrebte und nicht zu entbehrende feste Verbindung über den Lahnfluß zu erhalten. Abgesehen von dem weiteren Durchgangsverkehr war die nicht allein landwirtschaftlich tätige, sondern auch zum Teil gewerbfleißige Bevölkerung der beiden Gemeinden in wirtschaftlicher Beziehung so lange außerordentlich behindert, als sie lediglich mittels eines Kahnens auf die andere Flußseite gelangen konnte. Selbst für den sonntäglichen Kirchgang mußten die Bewohner der Gemeinde Fachbach mittels Kahn den Lahnfluß überqueren. Das berechtigte Streben der beiden Gemeinden, zu einer festen Verbindung zu kommen, wurde erst von Erfolg gekrönt durch die Möglichkeit, mittels der produktiven Erwerbslosenfürsorge einen Grundstock für die Kosten des Brückenbaues zu bekommen.

In zäher Arbeit konnten die beiden Gemeinden schließlich die weiteren Schwierigkeiten der Finanzierung überwinden, wobei besonders des Altbürgermeisters Berndt in Nievern und des Herrn Lenz in Fachbach zu gedenken ist. Das finanzielle Entgegenkommen der bauausführenden Firma und ihre Mithilfe

bei der weiteren Finanzierung ergaben dann die Möglichkeit, den Brückenbau durchzuführen. Alle in Frage kommenden Behörden zeigten volles Verständnis für diese lebenswichtige Aufgabe der beiden Gemeinden.

Nachdem in Oberlahnstein eine Lahnbrücke mit aufgehänger Fahrbahn fertiggestellt war, hatten die beiden Gemeinden zuerst die Absicht, die gleiche Brückenform in Aussicht zu nehmen. Sie entschlossen sich dann aber unter Beratung der zuständigen Behörde, der Regierung in Wiesbaden, zur Durchführung der jetzt angeführten Brücke (Abb. 2).

Von den bei einem engeren Wettbewerb eingegangenen Entwürfen wurde nachstehender (Abb. 3) zur Ausführung bestimmt, der gleichzeitig sich als der wirtschaftlichste erwies.

Die gesamte Tragkonstruktion unter der Fahrbahn angeordnet, gibt diese Lösung ein nach jeder Richtung unbehindertes Blickfeld. Mit einer Spannweite von 58,4 m und einem Pfeil von 5,73 m überbrückt ein Dreigelenkbogen aus Eisenbeton, geformt nach der Stützlinie für Eigengewicht, den eigentlichen Flußlauf, während zu beiden Seiten an die aufgeständerte Fahrbahn Balkenbrücken als Flutbrücken sich anschließen. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 101,48 m.

Die Stärke des durchgehenden Gewölbes mit einer Breite von 5 m wächst gleichmäßig von 1 m im Scheitel bis 1,35 m an den Kämpfern. Der Horizontalschub wird im Scheitel durch ein Stahlwälzelenk übertragen und durch stark bewehrten und umschürzten Eisenbeton-Querschnitt in das eigentliche Gewölbe geleitet (Abb. 4). Die Ausbildung der Eisenbeton-Kämpfergelenke ist aus Abb. 5 zu ersehen.

Um den Durchfluß des Hochwassers den Anforderungen des Wasserbauamtes Diez entsprechend ungehindert zu ge-



Abb. 2. Eisenbeton-Dreigelenkbogen. Brücke zwischen Nievern und Fachbach.

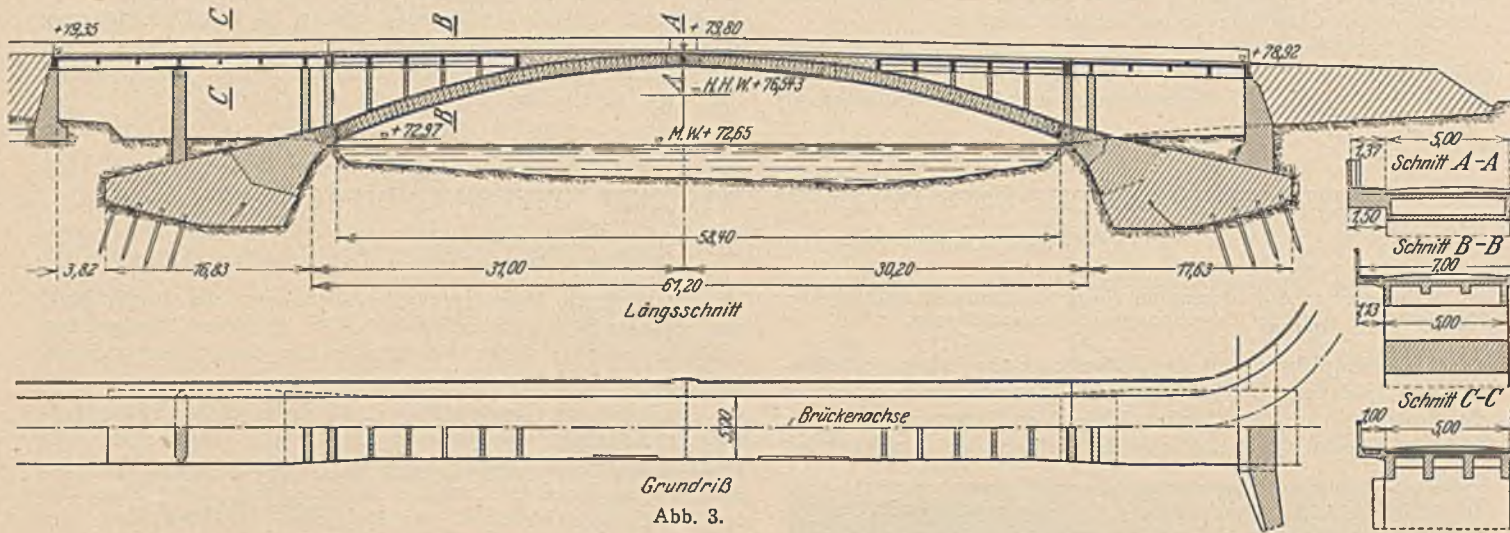
währleisten, sind die beiden Widerlager des Bogens in einer Breite von 6 m bis unter Terrain des Hochwasserprofils herabgeführt und auf Kiesboden gegründet, der mit Rücksicht auf die Empfindlichkeit der Brückenkonstruktion noch durch Pfähle befestigt ist. Die Pfähle mit einem Durchmesser von 20 cm, in einer Neigung 1 : 3 gerammt, greifen bei einer Gesamtlänge von 5 m etwa 1 m in das Widerlager ein.



Fahrbahnkonstruktion der zweispurigen Brücke steht auf dem Gewölbe. In einer Stärke von 0,17 m wird die Eisenfahrbahnplatte von vier durchlaufenden Eisenbeton-Längsträgern getragen, die ihre Last durch 0,35 m starke E. B.-Quereinlagen in einer Entfernung von 3 m auf das Gewölbe übertragen.

Untergerüst. Die Lastverteilung über und unter den Spindeln war durch auf- bzw. untergelegte U-Eisen gesichert.

Für den Schiffsverkehrsverkehr auf der Lahn war eine Durchfahrtsöffnung von 12 m Breite freizuhalten, die durch einen darüberliegenden, freitragenden hölzernen Fachwerksbalken



Grundriß  
Abb. 3.

Beiderseitig der Fahrbahn krügen in einer Breite von je 1 m die Gehwege aus, welche in einem von oben zugänglichen überdeckten Kanal die überzuführenden Rohre und Kabelleitungen aufzunehmen haben. Die Fahrbahn der anschließenden Balkenbrücken ist konstruktiv in gleicher Weise ausgebildet.

Ein schlichtes Betongeländer nach einem Entwurf von Herrn Professor Wach, Düsseldorf, das in Brückenmitte nur durch eine Kanzel unterbrochen ist, schließt die Gehwege nach außen ab.

Von der Brücke herunter führen auf jeder Seite mit einem Gefälle 1:40 150 m lange geschüttete Rampen, deren Fuß durch Stützmauern gesichert ist.

überdeckt wurde. Die Überhöhung des Lehrgerüsts war mit 0,18 m angenommen, um den Einflüssen aus elastischer Formänderung des Bogens, aus Schwinden und Temperaturabfall, aus elastischer Durchbiegung des Fachwerksträgers und aus Nachgeben der Unterstüzung Rechnung zu tragen.

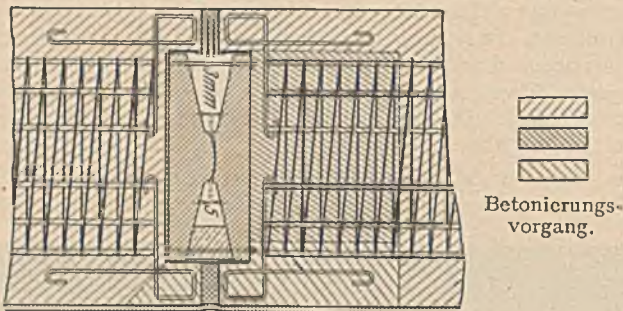


Abb. 4. Scheitelgelenk.

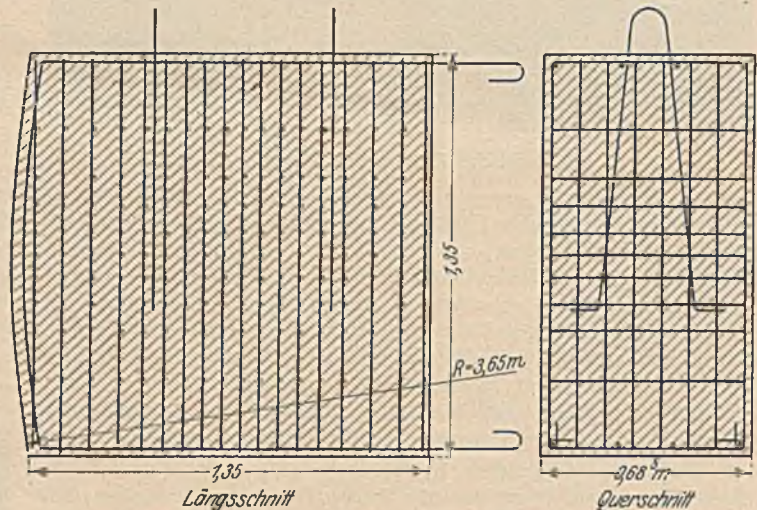


Abb. 5. Kämpfergelenk.

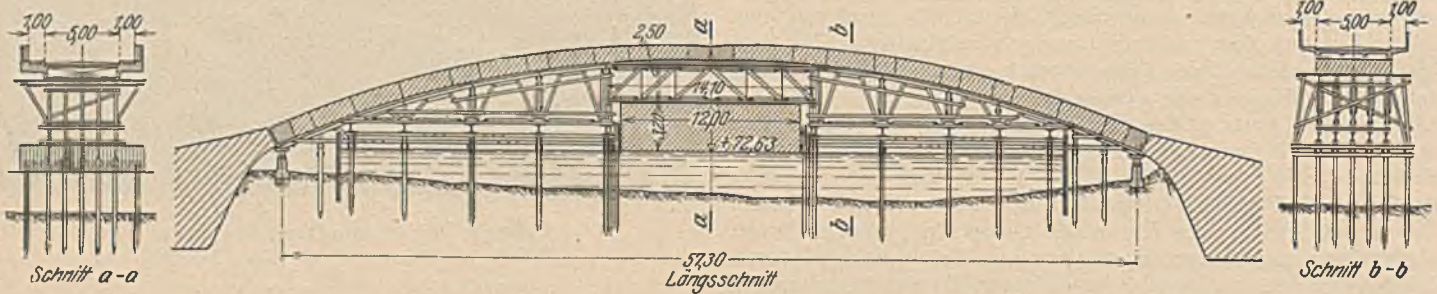


Abb. 6.

Für den Bau war ein Lehrgerüst vorgesehen, das aus einem Zentralstreben-system in fünf Ebenen bestand (Abb. 6). Die Binderentfernung betrug 1,15 m bei einem Pfostenabstand von 4,5 m. Das Obergerüst übertrug durch 60 Spindeln die senkrechten Lasten auf das aus gerammten Jochpfählen bestehende

Die Belastung für das Bauwerk wurden nach DIN 1072 für Straßenbrücken angenommen und die Berechnung in der ungünstigsten Laststellung durchgeführt. Die Ermittlung der Stützenmomente der Fahrbahnplatte erfolgte nach der Clapeyronschen Gleichung, während die statischen Größen des Fahr-



bahnplattenträgers und des Gewölbes mit Einflußlinien ermittelt wurden. Es ergab sich ein maximaler Schub je m Gewölbbreite von 369t bei einer zugehörigen Vertikalkraft von 155 t. Der Kräfteverlauf im Widerlager wurde in der üblichen Weise mittels Stützlinie festgestellt. Die maximale Pressung in der Bodenfuge betrug 3,5 kg/cm<sup>2</sup>. Der Auftrieb fand eine Berücksichtigung bis zu M. W.

Bei der Berechnung des Lehrgerüsts wurde ein Stoßzuschlag für Arbeits-, Maschinen- bzw. Gerätelasten und Erschütterungen von 50% für die Bogenschalung, 30% für die Kranzhölzer und 25% für die Pfosten und Streben angenommen. Zwischenlagern von Blech und Hartholz waren bei allen stark beanspruchten Stößen vorgesehen.

Für die Bauausführung war der Wasserstand der Lahn zu berücksichtigen, der infolge des Staus des Wehres der Nieverner Hütte i. M. W. auf +72,65 stand, während die Fundamentsohle auf +65,82 zu liegen kam.

Zunächst wurde als Schutz gegen die Lahn auf beiden Seiten parallel zum Fluß eine Larssenwand gezogen, aus Bohlen von 5 m Länge, die ungefähr 2,5 m tief eingerammt und an der Wasserseite mit Asche und Sägemehl gedichtet wurden.

Zur Umschließung der Baugrube des rechtsseitigen Widerlagers wurden Larssendielen von 8 m Länge gerammt. Hierbei gestalteten sich die Rammarbeiten recht schwierig, da in dem groben Kies vielfach große Quarzit-Findlinge eingelagert waren, die eine starke Deformation einzelner Bohlen verursachte. Auf Grund dieser Erfahrungen wurde beim linkssseitigen Widerlager mit offener Baugrube gearbeitet und der untere Teil in Höhe von 2 m verbaut. Die Ausschachtungsmassen, Mutterboden, erdiger Ton mit darunterliegendem grobem Kies wurden teils in die zu schüttenden Rampen, teils zur Hinterfüllung der Widerlager eingebaut.

Das von dem Wasserstand der Lahn stark abhängige Grundwasser konnte in offener Wasserhaltung mittels Zentrifugalpumpen gesenkt werden. Nach Verlegung entsprechender

Drainagen wurde die Fundamentsohle im Trocknen betoniert, und bis zum Herbst waren die Widerlager bis zu den Kämpfern fertiggestellt. Rücksicht auf das Hochwasser und Eisganggefahr in der Lahn ließ die Arbeiten im Flußprofil bis zum Frühjahr unterbrechen, während in den beiderseitigen Flußöffnungen die Balkenbrücken unbehindert zur Fertigstellung gelangten.

Die Rammung des Unterbaues des Lehrgerüsts erfolgte ohne Schwierigkeiten, der Aufbau programmgemäß nach Zeichnung, aus der auch die Reihenfolge der Betonierung des Gewölbes zu ersehen ist. Nach Betonierung der Fahrbahnplatte wurde dieselbe mit doppelter Lage Asphaltfilzpappe isoliert, die eine Betonschutzschicht erhielt. Die Fahrbahnplatte wurde in Kleinpflaster auf Packlage ausgebildet.

Im Anschluß an das Bauwerk gingen die Gemeinden Nievern und Fachbach rechtzeitig dazu über, die Schüttungsarbeiten der Straßenanschlüsse herzustellen; jede Gemeinde führte ihre Arbeiten für sich getrennt in eigener Regie unter Hinzuziehung von Erwerbslosen aus, wobei die Gemeinde Fachbach die erforderlichen Massen aus dem dem Bauwerk gegenüberliegenden Bergabhang nehmen mußte, während die Gemeinde Nievern das Schüttgut aus den etwa 2 km entfernten Halden des Steinbruchs an der Straße Ems-Niederlahnstein heranfahren und auf der alten Nieverner Fähr übersetzen mußte. Die Bauzeit betrug sieben Monate.

Entwurf, Konstruktion und Ausführung des Bauwerkes lag in den Händen der Bauunternehmung Heinrich Redemann, Düsseldorf, die auch einen Teil der Lahnkanalisierung, den oberhalb gelegenen Wehr- und Schleusenbau bei Dausenau an der Lahn samt 2 km Schiffsahrtsrinne durchgeführt hat.

Die Brücke wurde durch den Vertreter der Regierung in Wiesbaden, Herrn Oberbaurat Rogge, unter Teilnahme der beteiligten Behörden und zahlreicher Ehrengäste dem Verkehr übergeben.

## DER REICHSWETTBEWERB ZUR FÖRDERUNG DES WIRTSCHAFTLICHEN MASSIVDECKENBAUES FÜR WOHNHÄUSER.

Von Dr.-Ing. Erich Frank, Berlin.

Die Einführung neuer Baumethoden und Arbeitsweisen geht im Baugewerbe bekanntlich weit langsamer vor sich als in anderen Industrien, die mehr auf Fabrik- und Werkstättenbetrieb eingestellt sind. Auch bei dem Versuch zur Industrialisierung des Wohnungsbaues begegnete die Einführung des Stahl- und Betonskelettbau hier erheblichen Schwierigkeiten, weil das Baugewerbe sich von alten Baumethoden nur schwer freimacht. In Wohnhäusern mit massiven Tragwänden ist z. B. heute noch überwiegend die aus dem Holzfachwerkbau herrührende Holzbalkendecke anzutreffen. Die Fortschritte, die der Massivdeckenbau gemacht hat, sind auch im großen ganzen noch wenig ausgewertet. Infolgedessen entsprechen unsere Wohnhausbauten im allgemeinen weder den Ansprüchen an Feuersicherheit, noch an Versteifung gegen Verkehrserschütterungen und anderen neuzeitlichen baulichen Forderungen. Um die dem Massivdeckenbau entgegenstehenden Hemmungen zu beseitigen, schrieb der Stahlwerksverband, der Deutsche Zement-Bund und die Deutsche Linoleum-Werke A.-G. im Sommer des Jahres 1930 einen Reichswettbewerb zur Förderung des wirtschaftlichen Massivdeckenbaues für Wohnhäuser aus<sup>1</sup>.

Bei der Wichtigkeit der gestellten Aufgabe in volkswirtschaftlicher und konstruktiver Hinsicht ist es nicht verwunderlich, daß sich nahezu 200 deutsche Architekten und Ingenieure in teilweise sehr umfangreichen Abhandlungen am Wettbewerb beteiligten.

In der Ausschreibung war verlangt, für eine oder mehrere von 10 angegebenen deutschen Großstädten eine Bestform von Massivdecken mit Linoleum der üblichen Holzbalkendecke mit Dielung und Anstrich vergleichend gegenüberzustellen und den Vorschlag in einer besonderen Abhandlung zu begründen. Es war nicht das Ziel der Ausschreibung, unbedingt zur Erfindung

einer neuen Decke anzuregen, vielmehr sollte zunächst unter der Vielzahl der vorhandenen Deckensysteme und Abarten gesichtet und ausgewählt werden, und zwar sowohl unter den Betondecken als auch unter den Stahlträger-Deckensystemen. Dieser Gedanke ist nicht von allen Wettbewerbsteilnehmern richtig erfaßt worden, sondern viele Bewerber haben nur ein Deckensystem dargestellt, ohne es mit anderen zu vergleichen.

Von der Erteilung eines 1. Preises hat das Preisgericht abgesehen und einstimmig beschlossen, die ausgelobte Preissumme folgendermaßen zu verteilen:

Preisgruppe A:		
Nr.	Kennziffer	Versasser:
62	301 130	Baustoff- und Industrie-Ges. m. b. H., Berlin W 35 (Tochterges. der Philipp Holzmann AG).
123	271 130	Ing. Hans Pohlmann, Wandsbek.
171	141 100	Baumstr. Wilhelm Kirbach, z. Z. in Roßwein i. Sa.
Preisgruppe B:		
60	151 515	Arch. A. Rösler, Berlin-Lichterfelde.
85	191 930	Städt. Baurat Walter Zech, Nürnberg.
92	311 352	Stadtbaurat a. D. Otto Wendel b. d. Wenkdecken G. m. b. H., Hannover.
Angekauft:		
51	301 130	A. Stapf, Berlin.
58	201 102	Dr.-Ing. Karl Ludwig Müller, Berlin.
105	791 091	Richter & Schädel G. m. b. H., Berlin-Steglitz.
128	271 927	Dipl.-Ing. Fritz Iwan, Breslau.
196	617 440	Reg.-Baumstr. Fritz Bauer, Stuttgart, Mitarbeiter: Reg.-Baumstr. Erwin Brintzinger, Stuttgart, und Th. Brintzinger, Eßlingen.

<sup>1</sup> Vgl. „Bauingenieur“, Hef 37/1930 „Wohnungstechnische und konstruktive Gesichtspunkte bei Massivdecken im Wohnungsbau“ von Dr.-Ing. Karl Müller, Regierungsbaumeister a. D., Berlin.



Im Spruch des Preisgerichtes sind die Montage- und die Steineisendecken für den Wohnungsbau ganz besonders in den Vordergrund getreten. Der Einwand, daß Massivdecken den Baufortschritt behindern, ist bekannt. Wengleich bei richtiger Baudisposition diese Verzögerung höchstens einen Arbeitstag pro Geschoß beträgt, also praktisch keine Bedeutung hat, so fällt diese geringfügige Verzögerung gänzlich fort, sobald man Montagedecken verwendet. Ebenso oder vielleicht noch wichtiger als die Zeitersparnis ist der Vorteil geringer Baufeuchtigkeit bei Anwendung von Trocken-Montagedecken. Jedoch bereitet bei richtiger Baudisposition im allgemeinen auch die Austrocknung von Steineisendecken keine besonderen Schwierigkeiten für den Baufortschritt.

die Betonstärke von ca. 2 cm über dem Scheitel des Stahlrohres erscheint etwas gering, eine leichte Querarmierung dürfte an dieser Stelle zur Vermeidung von Langrissen zweckmäßig sein. Eine weitere Trockenmontagedecke ist die Trogbalkendecke der Firma Stapf, Berlin (Abb. 4); in Anbetracht der

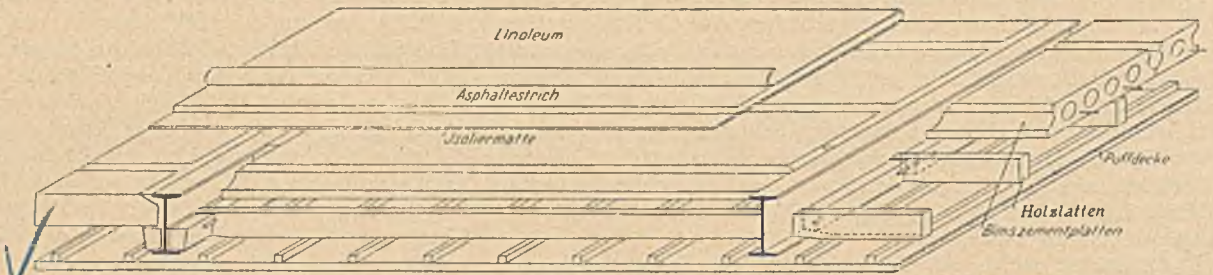


Abb. 1. Nr. 62. K.Z. 301 130. Baustoff- und Industrie-G.m.b.H., Berlin (Tochterges. der Phil. Holzmann AG). Bimszement-Plattendecke 1 : 40.

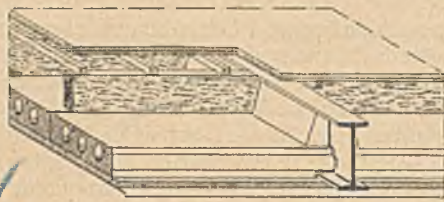


Abb. 2. Nr. 105. K.Z. 791 091. Eisenbeton-Hohlbalken-Decke zwischen Stahlträgern. Richter & Schädel, G.m.b.H., Berlin. 1 : 40.

Montagedecken.

In der Konstruktion ähneln sich die Decken der Firmen Philipp Holzmann und Richter & Schädel; bei der ersten (Abb. 1) wird die Stelzung am Bau in Schalung ausgegossen, nachdem die Dielen verlegt sind, bei der zweiten (Abb. 2) ist die Stelzung schon fest an die Platte angestampft. Beide Deckenformen sind in der Praxis bereits vielfach ausgeführt worden.

Eine besondere Art der Stahlträger-Montagedecke ist das System von Reg.-Baumstr. Bauer, Stuttgart (Abb. 3). Der Träger besteht aus einem 1,5—2,5 mm starken, Uförmig gebogenen Stahlblech, welches an der Unterseite mit einer armierten Betonplatte abschließt,

dünnwandigen Betonkörper, die eine sehr sorgfältige Herstellung erfordern, wird die Verwendung dieses Systems von der Leistungsfähigkeit der Zementwarenfabriken abhängen. — Als Halbfertigkonstruktion ist die Zech-Decke (Abb. 5) anzusehen, bei der die zunächst trocken und lose verlegten Balken und Platten durch nachträgliches Ausgießen zu einer homogenen Konstruktion zusammengefügt werden.

Zu den Stahlträgerdecken zu rechnen ist auch die steif-armierte Pohlmann-Decke (Abb. 6), die es erlaubt, die Schalung stützenfrei anzuhängen. Die Pohlmannsche Arbeit hat vor

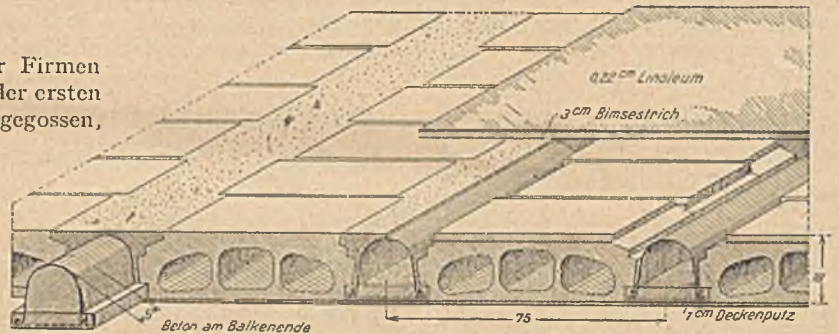


Abb. 3. Nr. 196. K.Z. 617 440. Stahlrohr-Betonbalken-Decke. 1 : 40. Reg.-Baumeister Fritz Bauer, Mitarbeiter: Erwin Brintzinger, Stuttgart und Th. Brintzinger, Eßlingen. Angekauft.

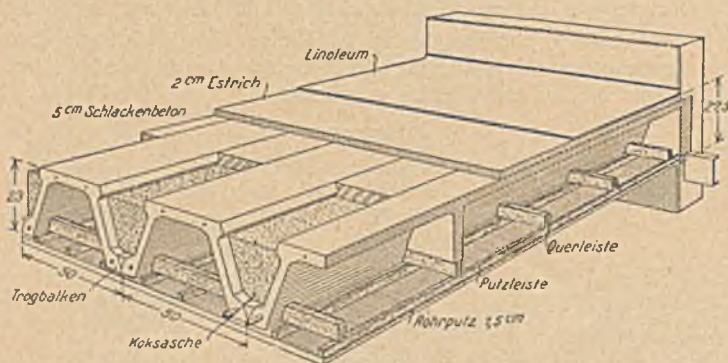


Abb. 4. Nr. 51. K.Z. 301 130. Eisenbeton-Trogbalken-Decke. A. Stapf, Berlin. 1 : 40.

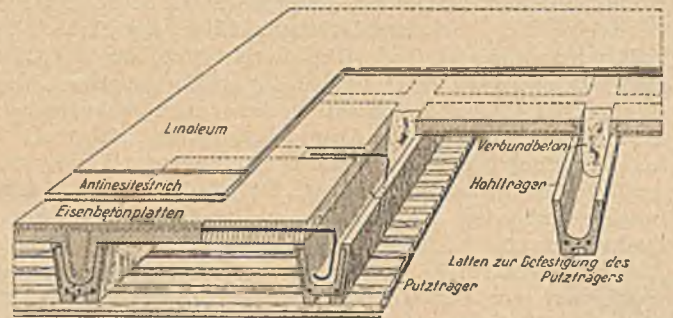


Abb. 5. Nr. 85. K.Z. 191 930. 1 : 40. Zech-Decke. Städt. Baurat Walter Zech, Nürnberg.

zwischen diesen Balkenträgern werden Füllkörper aus Bimshohlsteinen verlegt und mit Beton vergossen. Versuche haben ergeben, daß die Steifigkeit des Stahlrohrbetonbalkens und die Haftfestigkeit zwischen Stahlblech und Beton ausreicht. Das System ist neu, so daß weitere praktische Erfahrungen sicherlich noch zu Verbesserungen führen können;

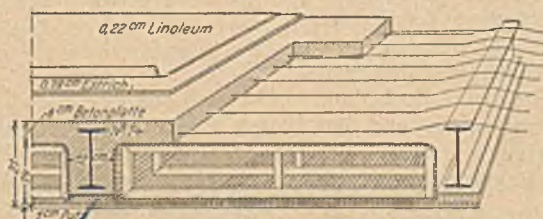


Abb. 6. Nr. 123. K.Z. 271 130. Ingenieur Hans Pohlmann. 1 : 40.

allein wegen ihrer sorgfältigen Behandlung allgemein baulicher und wirtschaftlicher Fragen die Beachtung des Preisgerichtes gefunden.

Steineisendecken.

Bei den neuzeitlichen Steineisendecken wird möglichst auf das Vermauern der Steine verzichtet, die Steine werden auf der Schalung trocken aneinanderge-



schoben, armiert und dann wie Eisenbetondecken ausbetoniert, so daß vorwiegend ungelernete Arbeiter verwendet werden können.

Unter den mannigfachen Vorschlägen war die Steineisendecke von Architekt Roeseler (Abb. 7), Berlin, beachtlich. Ihre Eigenart besteht darin, daß Steine von zwei verschiedenen Höhen immer abwechselnd verlegt werden, so daß nach dem Ausbetonieren ein netzartig verteilter Betondruckgurt entsteht.

Die Wenko-Decke (Abb. 8) ist bereits seit längerer Zeit bekannt. Für gute Betonumhüllung der Bewehrungseisen wird durch kleine Erhöhungen an den Rippennasen gesorgt. Mit Hilfe besonderer Verschlusssteine ist auch eine kreuzweise Armierung möglich. Für den Trockenmontagebau schlägt Wendel aus einzelnen Steinen zusammengesetzte Wenko-Hohlbalcken vor. Auch die Sperle-Decke (Abb. 9) hat sich trotz ihrer etwas komplizierten Steinform als wirtschaftlich erwiesen. Für diese Decke sind höhere Druckspannungen behördlich zugelassen, da die Steinform eine gute Verbindung zwischen Beton und Deckenstein schafft und eine besondere Betondruckzone wegen der massiven Gestalt des Steines bei normalen Spannweiten nicht erforderlich ist.

Unter den eingereichten Arbeiten wurden noch die von Baumeister Kirbach und Dr.-Ing. Müller ausgezeichnet, die wegen der Systematik und Gründlichkeit der angestellten praktischen und wissenschaftlichen Untersuchungen besonders beachtlich sind. Unter gewissen Voraussetzungen werden von ihnen die Eisenbetonrippendecken und Stahlträgerdecken mit Bimsdielen bzw. die kreuzweise armierte Galke-Decke als Bestform bezeichnet (Abb. 10—11).

Der Wettbewerb hat insgesamt einen Überblick über den heutigen Stand des Massivdeckenbaues gegeben und gezeigt, daß sich die bisherige Entwicklung auf dem richtigen Wege befinden hat. Das Preisgericht stellte jedoch fest, daß manche in der Praxis bewährte Decke nicht als Bestform von den Wettbewerbsteilnehmern herausgehoben worden ist und lediglich deshalb nicht unter den preisgekrönten Massivdecken erscheinen konnte.

Das Ziel des Wettbewerbs war, die Wirtschaftlichkeit der Massivdecke mit Linoleum gegenüber der Holzbalkendecke mit Dielung im Wohnungsbau zu prüfen. Dieses Ziel ist erreicht, aber

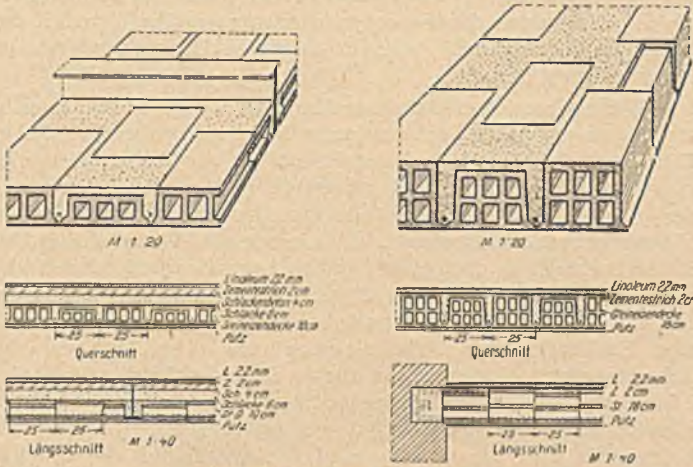
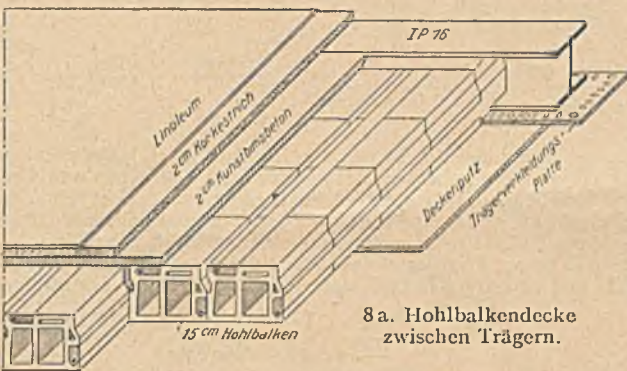
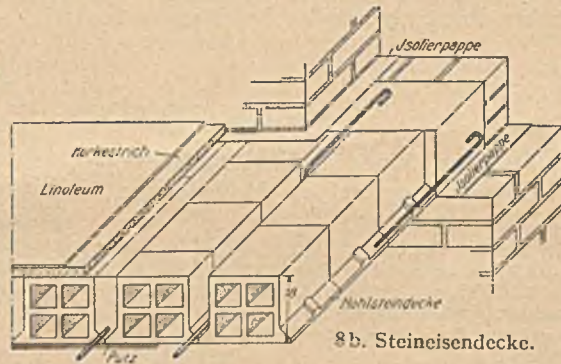


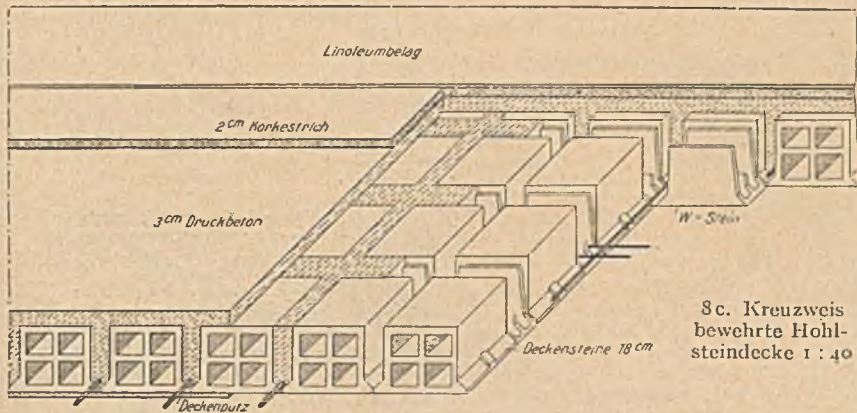
Abb. 7. Nr. 60. K. Z. 151 515.  
Architekt A. Roeseler, Berlin. Steineisendecken 1 : 40.



8a. Hohlbalckendecke zwischen Trägern.



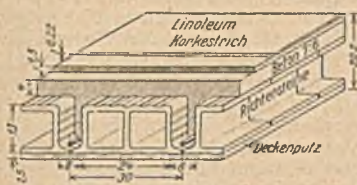
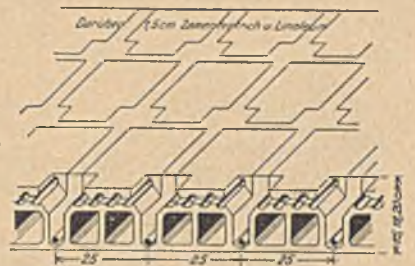
8b. Steineisendecke.



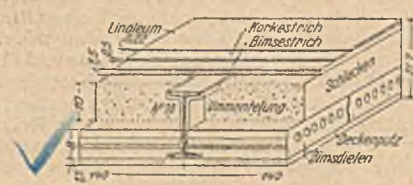
8c. Kreuzweise bewehrte Hohlsteindecke 1 : 40

Abb. 8a—c. Nr. 92. K. Z. 311 352. Stadtbaurat a. D. Otto Wendel, Wenko-Decken G.m.b.H., Hannover.

Abb. 9. Nr. 128. K. Z. 271 127. Sperle-Decke. Dipl.-Ing. Jwan, Breslau.



a) Richterdecke.



b) Stahlbetondecke mit Bimsdielen.

Abb. 10. Nr. 171. K. Z. 141 100.  
Baumeister Wilh. Kirbach, Roßwein Sa. 1 : 40.

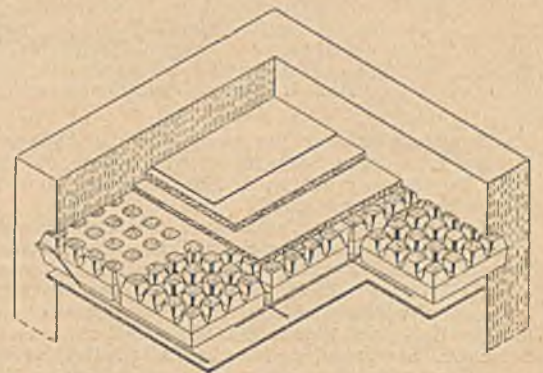


Abb. 11. Nr. 58. K. Z. 201 102. 1 : 40.  
Galke-Zollbau-Leichtbeton-Massivdecke.  
Dr.-Ing. Karl Ludwig Müller, Berlin.



nicht durch die Erfindung einer neuartigen Decke, die wegen ihrer Einfachheit und Billigkeit alle bisherigen Systeme verdrängen konnte, sondern vielmehr durch die gründliche Überprüfung der Deckenfrage in konstruktiver und wirtschaftlicher Hinsicht. Sie hat das zunächst überraschende Ergebnis gehabt, daß die landläufige Ansicht, die Holzbalkendecke mit Dielung sei rund 3 RM billiger als die Massivdecke mit Linoleum, nicht stichhaltig ist. Die Gegenüberstellung der Kosten von 1 m<sup>2</sup> Holzdecke und 1 m<sup>2</sup> Massivdecke führt zu Trugschlüssen. Es muß vielmehr untersucht werden, um wieviel sich die Gesamtbaukosten eines Hauses bei Verwendung der einen oder anderen Ausführung verbilligen oder verteuern. In den reinen Gesteungskosten bleibt der Quadratmeterpreis der Holzdecke fast immer unter dem der Massivdecke mit Linoleum. Bei einem schlüssigen Vergleich sind aber die gesamten baulichen Verhältnisse zu berücksichtigen. Im allgemeinen wird bereits ein Teil der Decken, nämlich die über dem Keller und unter Küchen und Bädern, auf Grund behördlicher Vorschriften massiv ausgeführt, nur die Restfläche erhält Holzdecken. Bei der Durchschnittsrechnung ergibt sich nun ein Mittelpreis, der zwischen den Gesteungskosten beider Deckenausführungen liegt und je nach dem Anteil beider und der Gegend, für welche die Berechnung aufgestellt wird, schwankt. Es bleibt in der Regel zunächst noch ein Unterschied zuungunsten der reinen Massivdeckenausführung übrig. Er wird jedoch aufgehoben durch weitere verbilligende Faktoren, die unbedingt berücksichtigt werden müssen. Die Konstruktionshöhe der Massivdecken ist meist 7—8 cm geringer als die der Holzbalkendecke, so daß sich unter der Voraussetzung gleicher lichter Raumhöhen eine Ersparnis um eine Mauerstein-

schicht ergibt, die unter Anrechnung der weiteren Ersparnisse an Putz, leichten Wänden, Rohrleitungen u. a. m. eine Verbilligung von 0,80 RM bis 1 RM je m<sup>2</sup> Deckenfläche ergibt. Der Fortfall von Anker, deren Preis zu dem der Holzbalkendecke hinzugeschlagen werden muß, erbringt eine Ersparnis von 0,15 bis 0,20 RM je m<sup>2</sup>. Es ergibt sich also insgesamt eine Mindestersparnis von etwa 1 RM/m<sup>2</sup>, die zum Ausgleich der scheinbaren Verteuerung durch Massivdecken genügen wird, ohne daß man die Ermäßigungen der Feuerversicherungsprämien, Fortfall der laufenden Unterhaltung, des Risikos gegen Hausschwamm usw. heranzuziehen braucht.

Wenn durch den Reichswettbewerb die preisliche Gleichstellung einer baulich hochwertigeren Konstruktion mit der bisher üblichen Holzbalkendecke klargestellt ist, so dürfte dieser Beweis der Wirtschaftlichkeit mehr als bisher zur Verwendung der feuersicheren und gebäudeversteifenden Massivdecke im Wohnungsbau Anlaß geben. Da ferner die Verarbeitung der Massivbaustoffe in deutschen Händen liegt, so würden durch die vermehrte Anwendung von Massivdecken den verarbeitenden Industrien größere Erwerbsmöglichkeiten geboten und somit eine Entlastung der Arbeitslosigkeit auf allen Gebieten des Arbeitsmarktes eintreten. In dieser Hinsicht könnte, wie dies an anderer Stelle einmal ausgesprochen wurde, sogar eine teurere Massivdecke volkswirtschaftlich vertretbar sein<sup>2</sup>. Je mehr die Erkenntnis über die Vorzüge und Preiswürdigkeit der Massivdecke einsetzt, um so mehr wird ihre Verwendung zur Selbstverständlichkeit werden.

<sup>2</sup> Vergl. Fußnote S. 651.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Völlige Wasserdurchlässigkeit eines italienischen Stausees nach der Fertigstellung und die Maßnahmen zu ihrer Behebung.

In den „Annali dei Lavori Pubblici“, Heft 7, 1930, berichten die italienischen Ingenieure Mortara und Buttiglione über die äußerst schwierige und mühsame Abdichtung des Muro-Lucano-Stausees, die nicht nur wegen des beachtenswerten Enderfolges Interesse verdient, sondern besonders auch wegen der zahlreichen Maßnahmen, die ein negatives Ergebnis zeitigten.

Wie aus Abb. 1 ersichtlich ist, handelt es sich um ungewöhnlich günstige Verhältnisse für die Anlage eines Stausees von 6,5 Mill.



Abb. 1. Grundrißanordnung des Stausees.

Kubikmeter nutzbarer Staumenge, da die Abriegelung des Beckens in einer ganz engen Schlucht erfolgen konnte, die es ermöglichte, mit einer Bogenmauer von 47 m Höhe und nur 50 m Kronenlänge auszukommen (Abb. 2 a und b).

Die geologischen Verhältnisse des Stausees zeigt Abb. 1. Die Hänge bestehen etwa zu gleichen Teilen aus Kalkstein, Sandstein und Ton; die Teile links und rechts von der Staumauer werden vorwiegend aus Kalkstein gebildet; die Sohle des Beckens bilden alluviale Ablagerungen, vorwiegend Ton. Die geologische Voruntersuchung ergab, daß die Kalksteinhänge in der Nähe der Staumauer aus dickbankigen Schichten bestanden, fast senkrecht gefaltet, so daß man glaubte, ohne Sorge eine Bogenstaumauer empfehlen zu können. Auch bezüglich der Wasserdichtigkeit des Kalkfelsens hatte man großes Vertrauen, da derselbe äußerlich einen recht dichten Eindruck machte.

Als die Staumauer im September 1914 auf 26 m Höhe gebracht war und ein unvorhergesehenes Hochwasser die Vormauer und Baustelle überflutete, da der Grundablaß die Wassermassen nicht schlucken konnte, entdeckte man einen Riß in der Staumauer, ziemlich am rechten Hang. Mit Recht suchte man den Riß in Beziehung zu demselben zu bringen und fand hier die sehr feinen durchlaufenden Brüche M und N im Kalkfelsens, dem sich sehr bald die Entdeckung

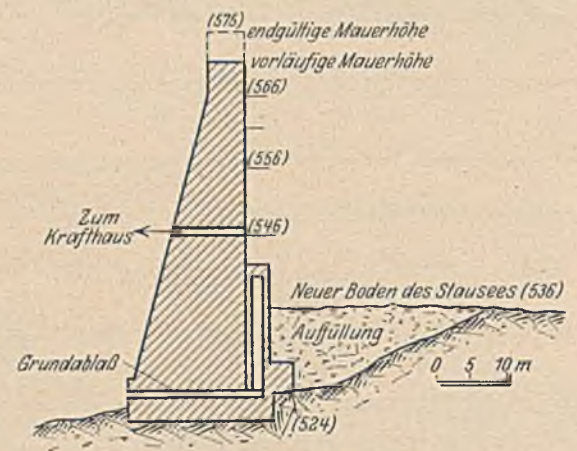


Abb. 2a. Querschnitt.

eines weiteren Bruches O zugesellte. Mißtrauisch geworden, haute man den Riß der Staumauer etwas auf und konnte feststellen, daß mit dem Steigen des Wassers bis auf Höhenquote 535 der Riß sich stetig vergrößerte und schließlich eine Öffnung von 18 mm erreichte. Nun zeigte sich das Merkwürdige, daß mit dem weiteren Steigen des Wassers der Riß sich teilweise schloß und bei etwa 11 mm Öffnung stehenblieb.

Das merkwürdige Verhalten des Risses wurde von dem Geologen Prof. Di Lorenzo daraus erklärt, daß der durch die Brüche M und N des Kalkfelsens entstandene Keil (vergl. Abb. 3) sich um eine diagonale Achse im Innern drehen konnte, die gerade so lag, daß die Resultierende des Wasserdruckes keinen Hebelarm besaß, wenn die Höhenquote 535 erreicht war. Bei niedrigeren Wasserständen erfolgte die Drehung so, daß der Riß größer wurde, bei höheren umgekehrt, womit in der Tat eine Begründung gegeben war, die das Verhalten des Risses vollständig zu erklären schien.



Um der schädlichen Öffnung des Risses bei niedrigeren Wasserständen entgegenzuwirken, mußte der Hebelarm des Wassers möglichst vermindert werden. Zu diesem Zwecke füllte man den See mit tonigen Alluvialmassen in der Nähe des rechten Hanges bis zur Höhenquote 535 auf (vgl. Abb. 2a). Erwies sich die Aufschüttung als wasserdicht, so konnte man in bezug auf den RiB beruhigt sein. Um auch für eine einwandfreie Übertragung der Pressungen sicher zu gehen, wurde eine kräftige luftseitige Verstärkung vorgesehen, um die Heranziehung des Keiles zwischen den Brüchen M und N für die Übertragung der Bogenschübe entbehren zu können.

Hatte man sich bezüglich der Sicherheit der Sperrmauer beruhigt, so sah man einer Füllung des Beckens mit ziemlichen Bedenken entgegen, und in der Tat ergab sich ein völlig negatives Ergebnis. Bei einer mittleren Zuflußmenge von 600 l/sec entwichen bei einer Füllung, die noch 20 m unter höchstem Stau lag, 1000 l/sec durch die Hänge des Staubeckens.

Im Sommer 1916 schritt man zu einer gründlichen Untersuchung des Kalkhanges, den man allein für die Durchlässigkeit des Beckens verantwortlich machte, und entdeckte etwa 90 Gänge von verschiedener Größe, durch die das Wasser entwichen war; die besonders großen Brüche zeigt Abb. 4, aus der auch die sogenannten „Verschlinger“ zu sehen sind, Riesenlöcher, in denen das Wasser verschwand. Was aus den in der geologischen Voruntersuchung erwähnten kompakten Kalkbänken nach Freilegung der Brüche zutage trat, zeigt Abb. 4 mit den drei Brüchen A, B, C.

Um die Schäden zu beseitigen, verschloß man die größeren Brüche mit Mauerwerk, während die kleineren Gänge mit Ton gedichtet wurden. An den Verschlingern wurde der lose Fels weitgehend abgetragen und die freigelegten Löcher ausgemauert. Der Erfolg dieser Maßnahmen war vollständig Null. Bei dem sehr kräftigen Hochwasser des Winters 1917 wurde ein Wasserverlust des Staubeckens von 1600 l/sec gemessen.

Nach Ablassen des Beckens im Frühjahr 1917 zeigte das in die Brüche eingebaute Mauerwerk feine Risse an der Oberfläche, welche nach innen größer wurden, teilweise bis zu einem Zentimeter; auch

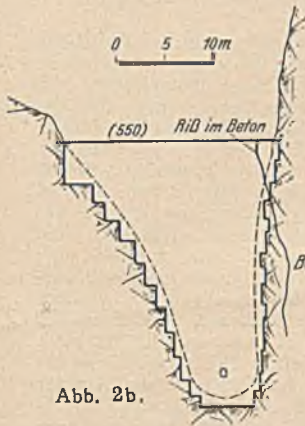


Abb. 2b.

Blick auf die etwa bis zur halben Höhe fertiggestellte Staumauer.

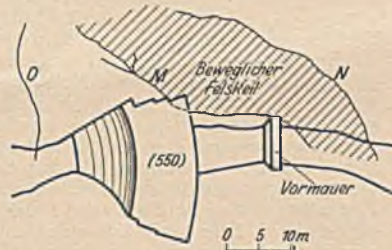


Abb. 3.

der Verputz war an sehr vielen Stellen gerissen. Außerdem konnten neue Wasserwege und zahlreiche neue „Verschlinger“ festgestellt werden. Man erkannte die völlige Wirkungslosigkeit der Tondichtung und fand, daß die großen Brüche sich unter der alluvialen Deckschicht fortsetzten.

Es wurde zunächst in der bisherigen Weise weitergearbeitet und die neu in Erscheinung getretenen Wasserwege verstopft. Aber auch diese Maßnahmen erwiesen sich als völlig zwecklos, wie der folgende Winter bewies, in welchem ungeheure Wasserverluste eintraten. In sechs Stunden wurde ein Verlust von 20 000 m<sup>3</sup> Wasser festgestellt.

Die bisherige Methode wurde völlig drangegeben, nachdem die Aussichtslosigkeit des Flickens erkannt war. Statt dessen sollte nun zunächst die ganze Verwitterungsschicht auf der Kalkdecke entfernt und sämtliche Spalten und Brüche freigelegt werden. Nach einer sorgfältigen Reinigung mit Druckwasser wollte man dann weiter durch Ausbetonieren der Spalten und Abtragung hervortretender Felspartien eine einigermaßen glatte Oberfläche schaffen und zum Schluß die ganzen Kalkhänge mit einem doppelten 2 cm starken

Torkretputz überziehen. Die Herstellung erfolgte in Lagen von 10 m Länge und 1,5 m Tiefe, wobei eine gute Verbindung der Fugen mit der größten Sorgfalt betrieben wurde. Es ergab sich die Notwendigkeit, die zweite Lage innerhalb der nächsten zwei Stunden aufzubringen.

Um einen wasserdichten Anschluß an die Bodendecke zu sichern, wurde längs der beiden Kalkwände ein tiefer Graben ausgehoben,

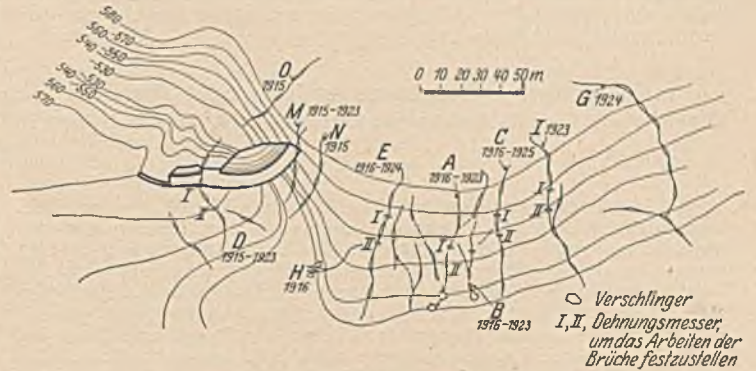


Abb. 4. Gänge und Spalten im Kalkfelsen.

die Kalkwände freigelegt und torkretiert. Dann wurde der Graben mit Ton wieder gefüllt, der sorgfältig eingebracht und in Lagen eingestampft wurde.

Diese Arbeiten wurden mit Unterbrechungen von 1920 bis 1929 durchgeführt und wurden erst ganz zuletzt von Erfolg gekrönt, nachdem auch die höchsten Teile der Kalkwände in der beschriebenen Weise gedichtet waren. Das erzielte Ergebnis der Dichtung zeigt die nachstehende Tabelle.

Stauhöhe	Wasserverluste (l/sec)				
	1917	1922	1924	1926	1928/29
565,0	—	—	—	—	220 bis 200
562,5	—	—	—	850	180 bis 160
561,5	—	2300	3800	770	130
556,0	2020	1660	3400	350	45
552,0	1700	1320	3020	320	—
551,0	1680	1240	2060	250	—
550,0	—	780	1480	210	—

Nicht uninteressant dürften auch einige Kostenzusammenstellungen sein, insbesondere auch bezüglich der Verteilung der Kosten.

Gesamtkosten der Staumauer	500 000 Goldlire = ca. 400 000 RM.
Gesamtkosten der Dichtung des Beckens	1 100 000 Goldlire = 900 000 RM.
Gesamtkosten der Anlage	1 600 000 Goldlire = ca. 1 300 000 RM.
Gesamtkosten für ein 1 m <sup>3</sup> gestautes Wasser	0,24 Goldlire = ca. 0,20 RM.

Für die Dichtung des Beckens waren folgende Arbeiten zu bewältigen:

Zu torkretierende Felsoberfläche	1000 m <sup>2</sup>
Volumen des herzustellenden Torkretes	40 m <sup>3</sup>
Abzutragende Felsmassen	350 m <sup>3</sup>
Beton zum Verstopfen der Brüche	225 m <sup>3</sup>
Aushub des Hanggrabens	275 m <sup>3</sup>
Ausstampfen desselben mit Ton	275 m <sup>3</sup>

Der Anteil der Kosten der einzelnen Dichtungsarbeiten an den Gesamtkosten der Dichtung ist folgender:

Abtragen des Verwitterungsfelsens	13 %
Ausbetonieren der Brüche und Spalten	37 %
Reinigen und Ausgleichen der Oberfläche	8 %
Aufbringen und Herstellung des Torkretputzes	32 %
Aushub und Einstampfen des Hanggrabens mit Ton	10 %
	100 %

Dr. F. Tölke.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Zuschrift zu dem Aufsatz des Herrn Prof. Brunner-Graz „Kurze Bauzeiten im Stahlskelettbau“ in Heft 15, 1931.

In dem oben genannten Aufsatz findet sich mit Bezug auf die Wohnungsbauten auf dem Rothenberg bei Kassel folgender Abschnitt: „Die ganze Siedlung ist in sechs Einzelgruppen aufgelöst, deren jede einschließlich Erdgeschoß vier Wohngeschosse aufweist, der umbaute Raum beträgt ohne Keller etwa 30 000 m<sup>2</sup>. Den Auftrag der 950 t schweren Konstruktion übernahm die Gesellschaft für Stahl-

hochbauten, Rheinhausen, deren Teilhaber die Firmen Krupp, Gutehoffnungshütte, Hein-Lehmann & Co. A.-G. unter der Führung der Dortmunder Union (Ver. Stahlwerke) die Aufstellung jeder einzelnen Gruppe in vier Wochen durchführten. Und so gelang es, den Gesamtbau einschließlich der Vorarbeiten in kaum fünf Monaten „schlüsselfertig“ zu vollenden.“

Auf Anfrage hat die Wohnungsfürsorge G. m. b. H. Kassel mitgeteilt, daß ihre Wohnbauten am Rothenberg eine Gesamtbauzeit von 9½ Monaten (d. h. vom Beginn bis zur schlüsselfertigen Her-



stellung) erfordert haben. Die Aufstellung der Stahlskelettbauten hat in Anspruch genommen:

bei den Wohngruppen I und VI je 5 Wochen,  
bei den Wohngruppen II, III und IV je 4 Wochen,  
bei der Wohngruppe V 4½ Wochen.

Die Vorarbeiten zur Montage der Stahlskelettkonstruktion an der Baustelle haben zwei Wochen in Anspruch genommen. Hieraus geht hervor, daß die Bauzeiten langer waren, als in dem Aufsatz von Prof. Brunner angegeben ist.

W. Petry.

### Versuche mit betonumschnürten Stahlsäulen.

Zuschrift zum gleichbenannten Aufsatz von Prof. Dr.-Ing. Saliger in Heft 15/16.

Von Dr. Fritz Emperger.

Die volle Ausnutzung der beiden Baustoffe ist nur dann möglich, wenn die Säule eine Zusammendrückung bis zur Stauchgrenze des Stahles unversehrt aushalten kann. In vorliegendem Fall ist bei Verwendung von St 37 zur Erreichung der Stauchgrenze eine Zusammendrückung bis nahezu 2% notwendig. Die Größe der erreichten Bruchstauchungen läßt sich aus dem Stauchungsverlauf, welcher in dem obigen Aufsatz immer bis nahe an den Bruch angegeben ist, leicht nachweisen. Die Ergebnisse finden sich in der folgenden Zusammenstellung in Spalte 4. In der Spalte 5 sind die unter einer Stauchung von 2% in der üblichen Weise ermittelten Stauchfestigkeiten der Stahlsorten angegeben und in der Spalte 6 die Ziffern zusammengestellt, die Herr Prof. Saliger unter den erwähnten niedrigeren Bruchstauchungen als vorhanden annimmt.

Ver- such Nr.	Beton		Längsseisen		Umschnürung		Bruch- stau- chung	Stauchfestigkeit	
	F <sub>b</sub>	F <sub>c</sub>	F <sub>u</sub>		nach- gewie- sen bei 2%	als vor- handen ange- nommen			
	1	2	3	4	5	6			
	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	%	cm <sup>3</sup>	%	%	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	
1	988	27 <sup>1</sup>	3,7	4,53	0,62	1,28	2470	2920	
2	953	62,2	8,5	4,53	0,62	1,50	2790	2920	
3	953	62,2	8,4	7,5	1,02	1,58	2790	2920	
4	717	66,7	11,9	7,4	Bügel	1,17	2790	2730	
5	1265	60,2	5,9	10,24	1,00	1,70	3040	3040	

Da die Bruchstauchung bei keiner der Säulen die allgemein anerkannte Stauchgrenze des Stahls von 2% erreicht hat, so kann der Stahl auch in den meisten Versuchen nur als „nahezu“ ausgenützt bezeichnet werden; bei einigen liegt seine Mitwirkung sogar erheblich unter der Stauchgrenze. Auf diesen Einwand hat der Verfasser erwidert: „Daß dies in keiner Weise zutrifft. Bei den rund umschnürten Säulen ist die höchste Eisenspannung 10% höher als die Stauchgrenze. Größere Eisenspannungen bei dem Bruch der Säulen sind nicht oder nur unter besonderen Verhältnissen zu erwarten. Daran ändert auch eine wesentliche stärkere Umschnürung nichts.“ Es bestehen also in dieser Frage recht widersprechende Meinungen.

Die Bruchstauchung des Betons wie des gewöhnlichen nicht umschnürten Eisenbetons wurde bei den Versuchen des Österreichischen Eisenbeton-Ausschusses mit nicht viel mehr wie 1% ermittelt. Wir finden sie in dem Versuch von Saliger Nr. 4 trotz der dort verwendeten sehr kräftigen Verbügelung 1,17% ermittelt vor. Es besteht also in dieser Hinsicht Übereinstimmung.

In dem vorliegenden Falle handelt es sich darum, die Stauchgrenze des Betons, welche nicht mehr wie 1,17% haben kann, auf die Stauchgrenze des Stahles St 37 etwa bis 2% zu bringen. Diese Erhöhung ist von der Menge der Umschnürung und der Qualität des Umschnürungsdrahtes abhängig und kommt in einer Vermehrung der Gesamtfestigkeit zum Ausdruck. Die neuesten Versuche haben bewiesen, daß sie auch von der Form der Längsarmatur beeinflusst wird, weil diese unter Umständen zur Vermehrung der Umschnürungswirkung beiträgt. Es sei auf die vorerwähnten Versuche verwiesen, wobei dieselbe Umschnürung die Stauchgrenze von 2% des Stahles bei schwacher Längsbewehrung nur nahezu, bei starker Längsbewehrung aber vollständig erreicht hat. Verglichen mit dem Material der Umschnürung der besprochenen Versuche, so würde etwa 1,5% angewendet.

Dieses Ergebnis steht in Übereinstimmung mit den hier besprochenen Versuchen. Bei den Versuchen Nr. 3 und 5 hat die etwas geringere Umschnürung von 1% mit einer biegesteifen Längsarmierung eine Bruchstauchung von 1,7—1,58 zur Folge. In diesen

<sup>1</sup> Säulenquerschnitt nicht allseitig symmetrisch.

<sup>2</sup> Heft XII der Berichte des österr. Eisenbetonausschusses Wien 1931.

<sup>3</sup> Siehe Heft XII, Seite 54 Abb. 20 und Seite 56 Abb. 22.

beiden Versuchen wurde die Stauchgrenze nur nahezu erreicht. Bei den weiteren Versuchen Nr. 1 und 2, die nur eine Umschnürung von 0,62% besitzen, konnte man mit Nr. 2 eine Bruchstauchung von 1,5% erreichen. Im Falle unsymmetrischer Längsarmierung dagegen (Versuch Nr. 1) ist die Bruchstauchung bereits auf 1,28% abgesunken. Gerade der letztere Fall ist für den Konstrukteur von Wichtigkeit, weil man die Stahlsäulen nicht immer so allseitig symmetrisch ausbilden kann, wie sie der Umschnürung entsprechen. Wir sehen, daß in diesem Falle die Bruchstauchung sich nahezu der Bruchstauchung des gewöhnlichen Eisenbetons von 1,17% nähert. Eine Umschnürung von 0,62% genügt also nicht, um die Stauchfähigkeit des Betons für alle Fälle auf die Stauchgrenze des Stahles St 37 zu erhöhen. Seine Festigkeit kann daher als nicht voll ausgenützt bezeichnet werden.

Über diese Tatsache hat sich Prof. Saliger hinweggesetzt. Er nimmt an, daß sich die Stauchkurve beim Bruch an die Abszisse der Bruchlast irgendwie anschließt und so die Stauchungen eine unbestimmte Vermehrung erfahren. Dies ist aber nicht richtig, weil nach dem Erreichen der Bruchlast ein Abfall eintritt und alle weiteren Stauchungen nur als Folgeerscheinungen des Bruches zu werten sind und nicht der Tragfähigkeit zugerechnet werden dürfen. Kennzeichnend ist diesbezüglich der Versuch 1. Bei ihm liegen Messungen unter der Rißlast (220) mit 1,1% Stauchung vor, unter der Bruchlast von 235 t sind 1,22% Stauchung gemessen. Beim Erreichen dieser Last trat der Abfall und der Bruch ein. Diese Messung ist also wahrscheinlich schon zu groß angegeben. Trotz dem finden wir in der Tafel 7 Seite 285 die Behauptung, daß unter dieser Stauchung die Stauchgrenze von 2650 kg/cm<sup>2</sup> erreicht wurde, und daß sogar eine Überschreitung von 10% bis auf 2920 eingetreten ist. Es wird eine Berechnung aufgestellt, nach der die Bruchlast betragen haben soll:

$$P = F_b K_o + F_c K_e + F_u K_u = 144.3 + 78.7 + 11.3 = 234.3 \text{ t.}$$

In dieser Gleichung ist  $K_o$  die ermittelte durchschnittliche Prismenfestigkeit aller Versuche 146 kg/cm<sup>2</sup>.  $K_e = 2920$  kg/cm<sup>2</sup> ist die vorerwähnte erhöhte Stauchgrenze und  $K_u = 2510$  kg/cm<sup>2</sup> die Fließgrenze des Umschnürungsdrahtes. Dieser Berechnung wird die ermittelte Bruchlast von 235 t gegenübergestellt. Die von Prof. Saliger hervorgehobene große Genauigkeit von  $\pm 0,8\%$  oder  $\pm 0,3\%$  zwischen Rechnung und Versuch sollte jeden Fachmann stutzig machen. Selbst bei der sorgfältigsten Herstellung ergeben sich im Beton Abweichungen von  $\pm 5\%$ , ähnliche Unterschiede bestehen in der Stauchgrenze des Stahles, und bei der Umschnürungswirkung wurde wiederholt eine solche von  $\pm 50\%$  nachgewiesen. Ein Ungenauigkeitsgrad von  $\pm 5\%$  ist daher etwas Notwendiges. Dort, wo er nicht vorhanden ist, muß bei der Genauigkeit irgendwie nachgeholfen worden sein. Dies geht insbesondere aus der willkürlichen Annahme der Stauchspannungen des Stahles hervor. Die Stauchspannung der beim Versuch Nr. 1 verwendeten U-Eisen findet sich in Tafel 5 auf Seite 283 bei vorher entnommenen Probestäben mit 2400 und bei nachheriger Entnahme mit 2470, und zwar immer bei der Stauchgrenze 2%, ermittelt vor. Man muß daher annehmen, daß bei der Stauchung von 1,22% höchstens 2250 an Stelle der angenommenen 2920 vorhanden waren. Die Behauptung des Verfassers, daß der Stahl voll ausgenützt wurde, kann unmöglich richtig sein.

Wenn der Autor sogar soweit geht, in dem auf Seite 286 wiedergegebenen Gutachten die in einem solchen Falle notwendige Umschnürungsmenge bis auf 0,5% herabzusetzen und dabei eine volle Ausnutzung des Stahles St 37 anzunehmen, wie es in der Vorschreibung der zulässigen Inanspruchnahme von 1400 kg/cm<sup>2</sup> zum Ausdruck kommt, so kann diese Auffassung nur als unberechtigt bezeichnet werden. Jedenfalls muß ich mich gegen die Auffassung sträuben, daß das von mir aufgestellte Additionsgesetz für Anwendungen verantwortlich gemacht wird, die mit den von mir aufgestellten grundlegenden Forderungen über den Stauchungsverlauf der beiden Verbundkörper nicht in Übereinstimmung stehen.

### Erwiderung zur Zuschrift des Herrn Emperger.

Daß die Stauchspannung der Eiseneinlagen nur erreicht oder überschritten werden kann, wenn die erforderliche Säulenverkürzung (Stauchung) eintritt, ist selbstverständlich und bedarf keiner Erörterung. Vervunderlich ist nur, daß dieser Zusammenhang als eine besondere Entdeckung von einem Fachmann in Anspruch genommen wird.

Die Behauptung, daß die Bruchstauchung bei keiner Versuchssäule die 0,2%-Stauchgrenze des Stahls erreicht habe, entspricht nicht den Tatsachen. Allem Anschein nach verwechselt Dr. Emperger die letzten vor der Abnahme der Meßuhren gemessenen Stauchungen mit den tatsächlichen Bruchstauchungen. Die Stauchungen beim Erreichen der Höchstlasten sind bei den meisten meiner Versuchssäulen durch unmittelbare Messung der Säulenverkürzung festgestellt worden und überschreiten durchweg 0,2%. Die Bemängelungen entbehren also der sachlichen Grundlage und alle Folgerungen sind deshalb unstatthaft. Ich kann von der Widerlegung im einzelnen um so eher absehen, als Dr. Emperger keine Andeutung macht, welchem andern Gesetz als dem in meinem Aufsatz angegebenen die Tragkraft der Säulen folgt.

Professor Saliger.



Zuschrift zum Aufsatz:  
„Die dynamische Bodenuntersuchung“

von Geheimrat A. Hertwig, Berlin, in Heft 25 u. 26 ds. Jgs.

Zu der unter dieser Überschrift in den Heften 25 und 26 dieser Zeitschrift erschienenen Abhandlung möchte ich folgendes bemerken:

Aus der Gleichung auf Seite 460 Mitte

$$L = \frac{\beta \lambda C v}{2} \sin \eta$$

folgt durch Einsetzen der Werte für C und  $\tan \eta$  der Ausdruck

$$L = \frac{\lambda^2 \beta^2 v^2}{(\alpha^2 - v^2)^2 + 4 \lambda^2 v^2} = N$$

der sich gegenüber der von Hertwig angegebenen Formel um den Faktor  $\lambda$  im Zähler unterscheidet.

Die Gleichung  $L = \frac{\lambda \beta^2 v^2}{N}$  stimmt mit der Funktion  $\frac{L}{\alpha^2 v^2} = \frac{m \xi^2}{(1 - \xi^2)^2 + 4 m^2 \xi^2}$ , welche in der Abb. 7 aufgetragen ist, überein, so daß auf Seite 460 nicht nur ein Druckfehler vorliegen kann. Aber auch hiervon ganz abgesehen scheint mir bei der Ermittlung

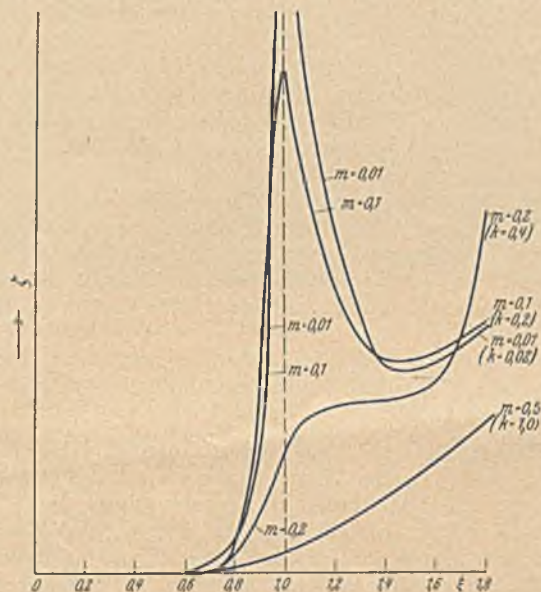


Abb. 1.

der Schwingungsintensität überhaupt eine Unstimmigkeit unterlaufen zu sein.

Mit den Bezeichnungen meiner Arbeit über den „Geodyn“ im Bauingenieur 1931, Heft 3/4, die im vorliegenden Aufsatz leider noch nicht erwähnt ist, folgt für die Energie in der Zeiteinheit beim einfachen schwingenden System, wie es die Degebo benutzt,

$$J = \frac{m_0^2 r^2 \omega^2}{2 \pi m_1 \left[ \left( \frac{r}{f_x m_1} - \omega^2 \right)^2 + \frac{k^2 \omega^2}{m_1^2} \right]}$$

Die Dimension dieses Ausdruckes ist natürlich:  $\frac{m \text{ kg}}{\text{sec}}$ , während

die Hertwig'schen Gleichungen die Dimensionen  $\frac{m^2}{\text{sec}^3}$  bzw.  $\frac{m^2}{\text{sec}^4}$  besitzen. Bringe ich die Gleichung für J auf diejenige Form, nach der

die Abb. 7 im Hertwig'schen Aufsatz aufgetragen ist, so erhält man, wenn  $m_1$  und  $\frac{1}{f_x}$  der einfachen Darstellung halber = 1 gesetzt werden,

$$\frac{L}{\alpha^2 v^2} = \frac{\xi^2}{2 \pi [\xi^2 (k^2 + \xi^2 - 2) + 1]}$$

worin k der Dämpfungsfaktor ist. Diese Funktion ist in der Abb. 1 für vier verschiedene Dämpfungswerte gezeichnet. Die Form der Kurven ist etwa die gleiche wie die der Abb. 7, für welche die Hertwig'sche Formel

$$\frac{L}{\alpha^2 v^2} = \frac{\xi^2 k}{2 [\xi^2 (k^2 + \xi^2 - 2) + 1]}$$

gilt. Hierdurch erklärt es sich, daß die gemessenen Kurvenwerte, was die reine äußere Form anlangt, mit den theoretischen Kurven relativ übereinstimmen, obgleich letztere die oben näher erläuterte Unstimmigkeit enthalten.

Für die absolute Auswertung muß dagegen obige Berichtigung vorgenommen werden.

Bei dieser Gelegenheit sei noch darauf aufmerksam gemacht, daß in der Gleichung auf Seite 459 rechts unten m die exzentrische Masse bedeutet, während in der darüber befindlichen Abb. 7 mit m das Verhältnis von  $\lambda$  zu a bezeichnet wurde. Ferner erscheint in den Gleichungen die Phasenverschiebung mit  $\eta$ , während in Abb. 10 hiermit der Ausdruck  $\frac{L}{\alpha^2 v^2}$  gemeint ist. Dr.-Ing. Müller, Düsseldorf.

Erwiderung auf die Zuschrift des Herrn Dr. Müller.

1. In der Gleichung für L auf S. 460 ist tatsächlich ein Druckfehler enthalten. Die Gleichung muß lauten:

$$L = \frac{\beta C v}{2} \sin \eta.$$

Setzt man in diese Formel die Werte von C und  $\sin \eta$  ein, dann entsteht die andere Gleichung:

$$L = \frac{\lambda \beta^2 v^2}{(\alpha^2 - v^2)^2 + 4 \lambda^2 v^2}$$

Das ist, wie aus der Differentialgleichung hervorgeht, die Leistung der Masseneinheit. Ihre Dimension ist richtig, nämlich im absoluten Maßsystem Masse  $\times$  Beschleunigung  $\times$  Weg in der Zeiteinheit =  $\text{kg/cm}^2 \text{sek}^{-3}$ , oder im technischen Maßsystem  $\text{kg/cm sek}^{-1}$ , wenn kg die Masse und cm das Gewicht bedeutet. Die Formel für L ist durchaus in Ordnung.

2. Die Formel des Herrn Müller ist zwar in den Dimensionen richtig, liefert aber eine Leistung, die gegenüber der obigen Formel für L noch mit einem Quotienten zweier Frequenzen multipliziert ist. Wie dieser Faktor in die Formel des Herrn Müller hineinkommt, ist aus seiner Zuschrift nicht zu ersehen.

3. Mein Vortrag ist im Dezember 1930 gehalten, die Arbeit des Herrn Müller 1931 während seiner Drucklegung erschienen, sie konnte daher leider nicht erwähnt werden. In den Sonderdrucken des Vortrages ist sie aber aufgenommen. Hertwig, Charlottenburg.

Berichtigung.

In einer Zuschrift des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute werde ich unter Hinweis auf die Buchbesprechung Dr. E. Rabald, „Werkstoff, Physikalische Eigenschaften und Korrosion“, Bauingenieur 1931, Heft 26, darauf aufmerksam gemacht, daß die von der Reichsbahn jährlich für den Rostschutz ihrer Stahlkonstruktionen aufzuwendende Summe nur etwa 6 400 000 RM beträgt.

Die diesbezüglichen von mir in der erwähnten Buchbesprechung gemachten Zahlenangaben stützen sich auf einen Artikel „Einiges, auch Neues, über das Rosten des Eisens“ von Dr. phil. Dr.-Ing. E. h. Franz Hundeshagen in der neuen Zeitschrift „Der Bautenschutz“ 1930, Heft 8, Seite 102. In diesem Artikel war auf eine Statistik von Prof. Dr. E. Maaß, Berlin, verwiesen, die die in der Buchbesprechung wiedergegebenen wesentlich höheren Zahlen enthält. Da die Angaben des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute auf eine direkte Mitteilung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in Berlin zurückgehen, ist anzunehmen, daß die Zahlen von Prof. Dr. Maaß wahrscheinlich auf einem Irrtum beruhen. Dr.-Ing. Brandt.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Deutschlands Talsperren.

Von Dr. Kreuzkam, Berlin-Wilmersdorf.

Entwicklung, wirtschaftliche Bedeutung und Verbreitung des Talsperrenbaues — Die wichtigsten Talsperren Deutschlands — Talsperren im Ruhrgebiet und im Freistaat Sachsen.

Deutschland ist erst verhältnismäßig spät dem Beispiele des Auslandes in der Anlage von Talsperren gefolgt.

Der neuzeitliche Talsperrenbau in Deutschland blickt auf eine kaum 50jährige Geschichte zurück. Es ist in erster Linie

der bahnbrechenden Tätigkeit des großen Aachener Wasserbau-technikers Professor Intze (gestorben am 28. Dezember 1904) zu danken, daß die Frage der Talsperren in Deutschland in Fluß kam und daß die ersten großen Anlagen, die in Deutschland geschaffen wurden, in bezug auf Zweckmäßigkeit und technische Vollkommenheit sogleich Meisterleistungen waren. Seit dem 4. Mai 1889, dem Tage, an dem man mit dem Bau der ersten großen deutschen Talsperre bei Remscheid begann, sind in verschiedenen Gebieten Deutschlands (in Preußen, Rheinland-West-



falen, Schlesien, Provinz Sachsen, Westpreußen und in den letzten Jahren insbesondere im Freistaat Sachsen) Talsperren gebaut worden. Lange Zeit war die Urfttalsperre bei Gmünd in der Eifel die größte Talsperre Europas; sie hat allerdings den Vorrang inzwischen an andere abgeben müssen. Die Abmessungen der einzelnen Talsperren weichen naturgemäß sehr erheblich voneinander ab, ebenso die Kosten der Anlagen. Die Talsperren dienen den mannigfachsten Zwecken: der Trink- und Kraftwasserversorgung, der Verminderung der Hochwassergefahren, der Gewinnung billiger elektrischer Kraft und Beleuchtung, der Schifffahrt, der Fischerei usw. In allen Fällen werden wirtschaftliche Anlagen von unschätzbare Bedeutung geschaffen, die den in Betracht kommenden Landstrichen bis zu einem hohen Grade Schutz bieten gegen die elementaren Naturkatastrophen, gegen die verderblichen Wirkungen der Dürre ebenso wie gegen Überschwemmungen, Wolkenbrüchen u. dgl. mehr.

Die Talsperren sind gerade infolge ihrer Eigenschaft, bei großen Wolkenbrüchen im Gebirge oder bei starker Schneeschmelze die allzu reichen Zuflüsse zu den Gebirgsflüssen abzufangen und in unschädlicher Weise aufzustauen, erst populär geworden. Die ungeheure schlesische Wolkenbruchkatastrophe vom 28./30. Juli 1897 war ja auch der Hauptanlaß, daß man die Frage der Talsperren, die bis dahin nur im rheinisch-westfälischen Industriebezirk angelegt worden waren, in größerem Umfange anderwärts ernstlich in Erwägung zu nehmen begann. Die Folgen dieser Erwägungen war das schlesische Hochwasserschutzgesetz von 1900, wodurch mit einem Kostenaufwande von 12½ Millionen M. vor allem eine Regulierung der gefährlichsten schlesischen Flüsse, des Bober und des Queis, ins Leben gerufen wurde. 1901 begann man mit dem Bau der ersten schlesischen Talsperre bei Markklissa am Queis, die noch ein Werk Intzes war und 1903 in Betrieb genommen wurde.

Der Schutz gegen Überschwemmungsgefahren, wie ihn die Talsperren an der Wupper und auch im Freistaat Sachsen bietet, stellt aber, wie gesagt, nur eine Seite ihrer volkswirtschaftlichen Aufgaben dar. Andere Talsperren entstehen wieder zu dem ausgesprochenen gegenteiligen Zweck: den betreffenden Gebieten in Zeiten der Dürre und des Niedrigwassers das fehlende flüssige Element in genügender Menge zuzuführen, sei es zur Erzielung eines ausreichend hohen Wasserstandes, sei es zur regelmäßigen Beschaffung von gutem Trinkwasser usw. Die Talsperren im Wesergebiet z. B. haben ihre Hauptaufgabe darin zu suchen, der Weser und dem Weserkanal in trockenen Zeiten das zur Erreichung eines ausreichenden Niveaus erforderliche Wasser zuzuführen. Die Speisung des Rhein-Weser-Kanals ist durch Talsperren von teilweise außergewöhnlichen Abmessungen durchgeführt worden, die in dem oberen Quellgebiet der Weser angelegt sind. Der Gewinnung von gutem Trinkwasser dienen zahlreiche Talsperren im Ruhrgebiet und auch im Freistaat Sachsen.

Ein anderer Vorteil der Talsperren liegt in der Möglichkeit der Gewinnung billiger Betriebskraft. Die Ausnutzung der Talsperren für derartige Zwecke stellt vielfach gewissermaßen eine wertvolle Zugabe dar, die unter Umständen allein die Schaffung von Talsperren rechtfertigt. Es hängt natürlich in jedem Einzelfall von mannigfachen Umständen ab, ob und in welchem Umfange die Anlage einer Talsperre auf die Gewinnung von Licht und Kraft verbilligend einwirken kann. Wie die Einheitskosten der Talsperrenanlagen selbst in sehr bedeutenden Grenzen schwanken, so wird auch die Möglichkeit ihrer industriellen Verwertung bald größer, bald geringer sein, und überdies wird der von Ort zu Ort verschiedene Preis des jeweils gebräuchlichen Heizmaterials gewichtig mitsprechen, um zu ermitteln, ob die aus einer Talsperre gewonnene elektrische Kraft Verbilligungen im Betriebe gestattet. Es liegt auf der Hand, daß in einem an Wasserkraften reichen und an Kohlen armen Lande, wie in der Schweiz, in Schweden, Norwegen, Italien, der Übergang von der Kohlenfeuerung zu der aus natürlichen Wasserkraften gewonnenen elektrischen Betriebskraft wirtschaftlich ein ganz anderes Bild ergibt wie in einem an Kohlen reichen und an Wasserkraften armen Lande, z. B. England, Belgien und in einem großen Teil von Norddeutschland, oder in einem holzreichen Lande, wie in Nordrußland, Kanada usw.

In der Regel wird man aber, insbesondere auch in Deutschland, damit rechnen dürfen, daß die aus Talsperren gewonnene elektrische Kraft sich nicht unbeträchtlich billiger stellt als die mit Hilfe der Kohlenfeuerung erzeugte Kraft. Allerdings verschiebt sich das Verhältnis wesentlich je nach der Lage des Kapitalmarktes und des Kohlenmarktes, die sich in Deutschland in den letzten Jahren grundlegend geändert und neuerdings katastrophal gestaltet hat. Daß die Errichtung von Talsperren — wie alle Wasserbauten — mit großen Anlagekosten verbunden ist, liegt auf der Hand; andererseits stellen sich die Betriebskosten außerordentlich niedrig.

Die wichtigsten Talsperren Deutschlands sind:

1. Die Eder-Talsperre (im Hessischen) mit einem Stauinhalt von 202,4 Millionen m<sup>3</sup>. Sie ist jetzt die größte Talsperre. Die Oberfläche des Stausees beträgt 12 km<sup>2</sup>, die Mauerhöhe 48 m. Sie wurde 1906 bis 1915 errichtet.
2. Die Möhne-Talsperre (im Ruhrgebiet bei Soest) ist mit 134 Millionen m<sup>3</sup> Stauinhalt die zweitgrößte Talsperre Deutschlands. Die Oberfläche des Stausees beträgt 10,16 km<sup>2</sup>, die Mauerhöhe 40 m. Sie wurde 1908 errichtet.
3. Die Mauer-(Bober)-Talsperre, die im Jahre 1904 erbaut wurde, hat einen Stauinhalt von 50 Millionen m<sup>3</sup>, eine Beckenoberfläche von 2,4 km<sup>2</sup> und eine Mauerhöhe von 48 m.
4. Die Urft-Talsperre steht mit einem Stauinhalt von 45,5 Mill. m<sup>3</sup>, einer Oberfläche des Stausees von 216 km<sup>2</sup> und einer Mauerhöhe von 58 m an vierter Stelle. Die fünfjährige Bauzeit lief von 1900 bis 1904.
5. Die Talsperre Markkließ (Queis i. Schlesien) hat einen Stauinhalt von 15 Millionen m<sup>3</sup>, eine Wasseroberfläche von 1,4 km<sup>2</sup> und eine Mauerhöhe von 44 m. Bauzeit 1901 bis 1905.
6. Die Schwarzenbach-Talsperre in Baden faßt 14,3 Millionen m<sup>3</sup> Stauinhalt und hat eine Mauerhöhe von 67 m. Bauzeit 1922 bis 1925.
7. Ennepe-Talsperre (bei Schwelm), errichtet 1902 bis 1904, hat einen Stauinhalt von 12,6 Millionen m<sup>3</sup> und eine Mauerhöhe von 41 m.

Im Ruhrgebiet hat hauptsächlich der im Jahre 1899 gegründete und 1913 in eine Zwangs-genossenschaft des öffentlichen Rechts umgewandelte Ruhr-Talsperrenverein die Aufgabe übernommen und in vorbildlicher Weise erfüllt, den Wasserstand der Ruhr nach Menge und Beschaffenheit durch Förderung und Bau von Talsperren im Niederschlagsgebiet des Flusses zu verbessern. Die Mittel für seine Talsperren bringt der Ruhr-Talsperrenverein durch Anleihen auf. Verzinsung und Tilgung sowie Verwaltungs- und Betriebskosten werden durch Beiträge gedeckt, die öffentlichen Charakter haben und von den Genossen nach dem Maß ihrer Wasserentnahme aus der Ruhr und ihren Nebenflüssen erhoben werden. Die bedeutendsten Ruhr-Talsperren sind die bereits erwähnten Möhne- und Ennepe-Talsperren. Die Kosten der ersteren betragen 24 660 000 M., die der letzteren 3 582 000 M. Außerdem sind noch hervorzuheben die Sperren: Henne bei Meschede mit 11 Millionen m<sup>3</sup> Stauinhalt (Kosten 3 350 000 M.), Lister bei Attendorn mit 22 Millionen m<sup>3</sup> (Kosten 4 620 000 M.). Dann folgen mittlere und kleinere Talsperren: Oester bei Plettenberg, Hasperbach bei Haspe, Glör bei Dahlerbrück, Verse bei Lüdenscheid, Judach bei Volze, Flüelbecke bei Altena, Heilsenbeck bei Milspe. Größe und Kosten der elf Talsperren stellen sich insgesamt auf 190,80 Millionen m<sup>3</sup> Stauinhalt, 1504,15 ha (volles Becken), Kosten 42 567 000 M.

Außer den vom Ruhr-Talverein betreuten Talsperren im Sauerlande bestehen nach 11 Talsperren im Bergischen Lande, die rd. 58 Millionen m<sup>3</sup> Stauinhalt fassen. Die 22 fertigen Talsperren in Berg und Ruhr haben ein Gesamtfassungsvermögen von 250 Millionen m<sup>3</sup>. Die im Bau begriffene Sorpe-Talsperre bei Neheim-Hüsten bietet etwas Neuartiges, wenigstens für deutsche Verhältnisse, hinsichtlich des Absperrbauwerkes. Zur Ersparung von Baukosten hat man von der bisher bei den deutschen Talsperren üblichen Bruchstein-Schwergewichtsmauer abgesehen und ersetzt sie durch einen Erddamm mit massivem Zementdichtungskern.



Die Talsperren sind für die Städte und Industrien des Bergischen Landes und das gesamte rheinisch-westfälische Industriegebiet eine Lebensnotwendigkeit. Ohne sie könnten diese Landstriche nicht mehr bestehen. Auch in den Jahren größter Dürre haben sie das niemals zu entbehrende Element in genügender Menge geliefert.

Im Freistaat Sachsen ist das Talsperrennetz in den letzten Jahren immer enger gezogen, und heute ist Sachsen das Land



Talsperre Weiterswiese. Luftseitige Ansicht vom Westen gesehen.

mit den meisten Talsperren, insgesamt 15, denen als Versorgungsquelle für Trink- und Kraftwasser, insbesondere auch als Hochwasserschutz, gleichfalls eine lebenswichtige Bedeutung zukommt. Bauherren sind der Sächsische Staat, die Stadtgemeinden (Chemnitz, Plauen i. V.), Talsperren-Gesellschaften (Weißeritz Talsperren-Genossenschaft, Talsperren A.-G. Crimmitschau). Das Material der sächsischen Sperren bildet: Bruchsteinmauer (Gneis, Glimmerschiefer, Grauwackenquarzit, Tonschiefer, Hornblendenschiefer und Quarzitschiefer), Gußbeton, Erdamm mit wasserseitiger Lehmdichtung.

An der Spitze steht ihrer Größe nach die Talsperre Klingenberg im Wilden Weißeritz-Tal. Sie wurde in der Zeit von 1908 bis 1914 vom Sächsischen Staat gebaut mit einem Baukostenaufwande von 7 872 000 M. Ihr nutzbarer Stauinhalt beträgt 16,4 Millionen m<sup>3</sup>, das Niederschlagsgebiet 90 km<sup>2</sup>, die Höhe des Überfalls 40 m. Die Sperre dient der Trinkwasserversorgung und dem Hochwasserschutz.

An zweiter Stelle steht die ebenfalls vom Sächsischen Staate von 1926 bis 1930 errichtete Talsperre Kriebstein im Zschopautal mit 11,50 Millionen m<sup>3</sup>. Das Niederschlagsgebiet der Zschopau an der Sperrstelle beträgt 1750 m<sup>2</sup>, der gesamte Mauerwerksinhalt 60 500 m<sup>3</sup>. Zur Ausnutzung der Wasserkraft sind in dem Kraftwerke unmittelbar der Sperrmauer eine kleine und zwei größere Francis-Spiral-Turbinen mit vertikaler Welle eingebaut worden. Der hydraulische Teil ist von der Firma J. M. Voith, Heidenheim, und der elektrische Teil vom Sachsenwerk, Licht und Kraft A.-G. in Niederschütz, ausgeführt worden, die Sperrmauer von Wayß & Freytag in Dresden.

Die Talsperre Malter im Roten Weißeritztal, die gleichfalls vom Sächsischen Staate mit einem Aufwande von 4 933 000 M. errichtet wurde, hat einen Stauinhalt von 8,78 Millionen m<sup>3</sup>, ein Niederschlagsgebiet von 103 km<sup>2</sup>, eine Kronenlänge von 193 m

und eine Mauerhöhe von 34,5 m. Das Kraftwerk liefert jährlich 2,4 Millionen Kilowattstunden.

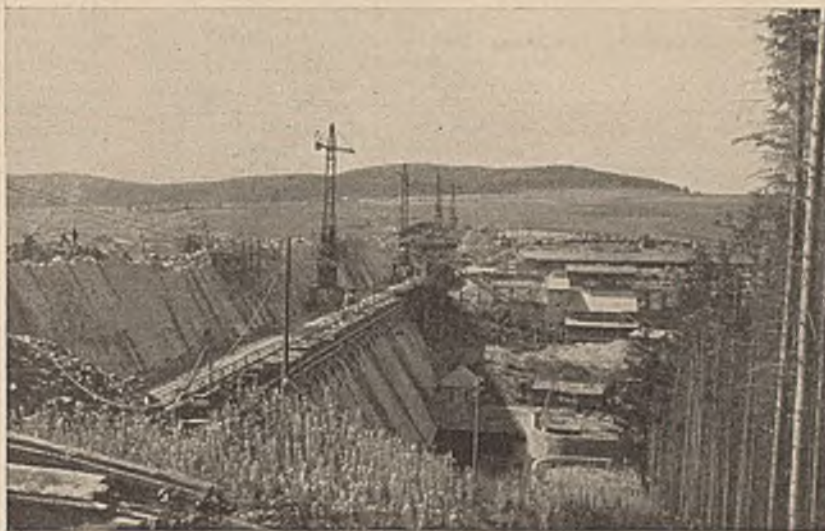
Weitere vom Sächsischen Staat erbaute Talsperren sind die Talsperre Muldenberg im Tal der Zwickauer Mulde, die Talsperre Weiterswiese im Tal der Wilzsch, die der Trink- und Nutzwasserversorgung sowie dem Hochwasserschutz dienen.

Von der Stadt Plauen ist die Talsperre Bergen i. V. im Geigenbachtal errichtet worden mit einem Gesamtaufwande von 4,5 Millionen M. Die leistungsfähige Talsperre liefert jährlich 6,3 Millionen m<sup>3</sup> Trinkwasser und 500 000 Kilowattstunden Strom.

Die Stadt Chemnitz besitzt vier Talsperren, die vorwiegend der Trinkwasserversorgung dienen, und zwar die Talsperren Neunzehnhain I im oberen Lautenbachtal, weiter Neunzehnhain II an der Klattschmühle und Einsiedel im Tal der Zwönitz. Die letztgenannte, von 1891 bis 1894 errichtet, ist die älteste und zugleich die kleinste sächsische Talsperre.

Die ihrer Vollendung entgegengehende Talsperre im Seidenbachtal wird die größte sächsische Talsperre sein: 22 Millionen m<sup>3</sup> Stauinhalt, 1,59 km<sup>2</sup> Oberfläche des Stausees. Bei einem Niederschlagsgebiet von 60,7 km<sup>2</sup> soll diese Talsperre die Trinkwasserversorgung der Stadt Chemnitz, die noch immer in Frage gestellt ist, sicherstellen und außerdem der Stromgewinnung dienen. Die Baukosten sind mit 23 Millionen M veranschlagt und müssen von der Stadt Chemnitz im Anleihewege aufgebracht werden.

Schließlich sind noch zwei weitere im Bau begriffene Talsperren zu nennen, die beide vom Sächsischen Staate ausgeführt werden: die Talsperre Lehnmühle im Wilden Weißeritztal, die mit 18,5 Millionen m<sup>3</sup> Stauinhalt, 120 ha Stauseeoberfläche und einer Jahresproduktion von rd. 10 Millionen m<sup>3</sup> an zweiter Stelle unter den sächsischen Talsperren stehen wird (Baukosten 10 Millionen M). Die Sperre wird der Trinkwasserversorgung, dem Hochwasserschutz und der Stromgewinnung dienen.



Talsperre Lehnmühle.  
Mauer des oberen Teiles und Blick auf die Installationsanlagen.

Die Talsperre Crimmitschau, die ebenfalls vom Sächsischen Staat errichtet wird, wird einen Stauinhalt von 2,6 Millionen m<sup>3</sup> und eine jährliche Produktion von 5 bis 6 Millionen m<sup>3</sup> aufweisen.

So ist der Freistaat Sachsen mit hervorragenden Leistungen auf dem Gebiete des Talsperrenbaues vertreten. Der Sächsische Landtag hat letzthin wieder 3 Millionen M. als erste Rate für den Talsperrenbau im Müglitz- und Gottliebatal bewilligt.



Erwähnt sei noch, daß der Reichstag in seiner letzten Tagung 4,5 Millionen M. für die Saale-Talsperren bereitgestellt hat. Sie sollen in erster Linie Kräfteerzeugungsstätten bilden, Hoch- und Niedrigwasserregulierungen in der oberen Saale fördern und auch dazu in Anspruch genommen werden, daß die Elbe in Niedrigwasserzeiten wenigstens zu einem Teil mit Wasser angereichert werden kann.

Daß der Talsperrenbau sich in den verschiedenen Landstrichen als segensreich für Land und Volk erweist, bedarf keiner näheren Darlegung. Auch für den Naturfreund liegt keine Veranlassung vor, den Fortschritten der Talsperren entgegenzutreten, denn die Erfahrung hat oft gezeigt, daß durch die Talsperren das Landschaftsbild eher gewonnen als verloren hat. Dazu kommt, daß die elektrische Kraft die Umgegend von Qualm und Rauch der Essen und vor den poesischen Steintürmen schmutziger Schornsteine bewahrt.

### Rechtsprechung.

Wer als Kläger das vereinbarte Schiedsgericht angerufen und gegenüber den Einwendungen der Gegenpartei die Zulässigkeit des schiedsrichterlichen Verfahrens und dessen Durchführung geltend gemacht hat, muß sich an der, selbst für ihn ungünstigen, Sachentscheidung des Schiedsgerichts festhalten lassen. (Urteil des Reichsgerichts, VIII. Zivilsenat, vom 9. März 1931 — VIII 513/30.)

Durch Vertrag vom 1. März 1923 hatte sich R. mit seinen Mitgesellschaftern über die Beteiligung an der Firma U. auseinandergesetzt. R. erhielt das Fabrikgrundstück der Firma U. übereignet, gegen Guthschaft von 12 Millionen Mark für die Firma U. Gleichzeitig vermietete R. das Grundstück an die Firma U. ab 1. April 1923 auf die Dauer von zehn Jahren für einen jährlichen Mietzins von 50 Dollar. Nach dem Tode des R., im Jahre 1928, verlangten dessen Erben durch Klage gegen L., den nunmehrigen alleinigen Inhaber der Firma U., unter Hinweis auf die veränderten Verhältnisse Erhöhung der jährlichen Miete. L. wendete ein, die Streitsache sei bereits zuungunsten der Erben R. durch Spruch des im Auseinandersetzungsvertrage vom 1. März 1923 vorgesehenen Schiedsgericht vom 7. August 1928 erledigt. Die Erben R. verlangten demgegenüber die Aufhebung des Schiedsspruchs, da das Schiedsgericht nur für Streitfälle über die Durchführung der Auseinandersetzung berufen, für die Entscheidung dieses Streitfalls nicht zuständig, das schiedsrichterliche Verfahren also unzulässig gewesen sei.

Das Reichsgericht hat mit den Vorinstanzen die Klage der Erben R. abgewiesen. Diese können die Aufhebung des Schiedsspruchs nicht verlangen. R. hatte selbst das Schiedsgericht angerufen und, als L. die Zuständigkeit des Schiedsgerichts bemängelte, auf der Zulässigkeit des schiedsrichterlichen Verfahrens und seiner Durchführung bestanden. R. hat damit den Erlaß einer sachlichen Entscheidung im schiedsrichterlichen Verfahren durchgesetzt. Unter diesen Umständen bedeutet es ein arglistiges Verhalten der Erben R., wenn diese jetzt die Unzulässigkeit des von ihrem eigenen Erblasser veranlaßten und durchgeführten schiedsrichterlichen Verfahrens geltend machen wollen. Aus dem Verhalten des R. vor dem Schiedsgericht hat sich ergeben, daß er aus einem etwa fehlerhaften Verfahren des Schiedsgerichts Einwände gegen die Gültigkeit des Schiedsverfahrens nicht herleiten wollte. Sofern es sich um Streitfälle handelt,

die an sich für die Erledigung im schiedsrichterlichen Verfahren geeignet sind, können die Parteien sich, abgesehen von einem förmlichen Schiedsvertrag gemäß § 1025 Z.P.O., dadurch stillschweigend dem Schiedsverfahren unterwerfen und damit den künftigen Schiedsspruch im voraus als für sie verbindlich anerkennen, daß sie sich widerspruchslos auf die sachliche Verhandlung vor dem Schiedsgericht einlassen. L. kann sich daher auf die Rechtskraft des zuungunsten des R. ergangenen Schiedsspruchs vom 7. August 1928 berufen.

Die auf einem gepachteten Ziegeleigrundstück erzeugten Ziegel unterliegen dem gesetzlichen Pfandrecht des Verpächters. (Urteil des Reichsgerichts, VIII. Zivilsenat, vom 16. März 1931 — VIII 632/30.)

Die Stadtgemeinde R. hat ein ihr gehörendes Ziegeleigrundstück samt Gebäuden und Inventar, wie Maschinen, Gleisen, Transportmitteln usw., unter Einbeziehung der an den unmittelbar benachbarten Grundstücken ihr zustehenden Abziegelungsrechten, an M. verpachtet. M. geriet in Konkurs. Vor dem Konkurs wurden auf dem Ziegeleigrundstück Dachziegel und andere Ziegelsteine, die aus dem gemäß den Abziegelungsrechten gewonnenen Ton in der Ziegelei hergestellt worden waren, wegen Steuerforderungen gepfändet. Die Stadtgemeinde R. verlangt nunmehr durch Klage gegen die Steuerbehörde und den Konkursverwalter unter Berufung auf ihr Verpächterpfandrecht wegen der ihr gegen M. noch zustehenden Pachtzinsforderungen Herausgabe als hinterlegten Erlöses aus dem Verkauf der gepfändeten Steine.

Das Reichsgericht hat der Klage der Stadtgemeinde R. stattgegeben. Entscheidend ist, daß eine zum Vermögen des Pächters gehörende Sache in den durch das Pachtverhältnis vermittelten Machtbereich des Verpächters tritt, und daß damit jenes Sicherungsverhältnis in bezug auf diese Sache zustande kommt, das die Rechtsinrichtung des gesetzlichen Pfandrechts will. Für die auf dem Grundstück aus dem Vermögen des Pächters neu erzeugten Sachen besteht nur die unwesentliche Besonderheit, daß die Einbringung in dieses Besitz- und Sicherungsverhältnis mit dem Entstehen der Sache im Rechtssinne zusammenfällt. Die gepfändeten Steine unterliegen als eingebrachte Sachen dem Pfandrecht der Stadtgemeinde R. als Verpächterin gemäß §§ 559, 585 B.G.B.

Der Grundstückseigentümer haftet auch für Beeinträchtigung des Nachbargrundstückes durch einen Dritten, dem er die Benutzung seines Grundstückes gestattet hat, insbesondere durch unsachgemäße Ausführung eines Bauplans durch den Dritten. (Urteil des Reichsgerichts, V. Zivilsenat, vom 15. April 1931 — V 6/31.)

Wird das Eigentum in anderer Weise als durch Entziehung oder Vorenthaltung des Besitzes beeinträchtigt, so kann der Eigentümer von dem Störer die Beseitigung der Beeinträchtigung verlangen. Sind weitere Beeinträchtigungen zu besorgen, so kann der Eigentümer auf Unterlassung klagen. (§ 1004 B.G.B.)

Als Störer kann auch der benachbarte Grundstückseigentümer in Betracht kommen. Dieser ist verantwortlich, wenn er selbst auf seinem Grundstück Einrichtungen trifft, die das Nachbareigentum beeinträchtigen, auch wenn er einem anderen eine solche Benutzung gestattet hat. Es ist seine Sache, Eingriffe in das Nachbareigentum durch einen Mieter oder Pächter zu verhindern. Für etwa trotzdem erfolgte Eingriffe eines Mieters oder Pächters ist der Grundstückseigentümer gemäß § 1004 B.G.B. als Störer haftbar. Fällt ihm ein Verschulden zur Last, so ist er schadenersatzpflichtig gemäß § 823 B.G.B. Eine Fahrlässigkeit kann insbesondere darin erblickt werden, wenn der Eigentümer sein Grundstück einem Pächter zur Bebauung überläßt, ohne sich Gewißheit zu verschaffen, daß der Bauplan nicht das Nachbargrundstück gefährdet.

### PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

#### Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 30 vom 30. Juli 1931.

- |           |  |           |  |
|-----------|--|-----------|--|
| Kl. 4 c,  | Gr. 38. Sch 94 075. Dipl.-Ing. Paul Scharf, Berlin-Wilmersdorf, Kaiserallee 23. Verfahren zum Ausbessern schadhafter Schöpffassen von teleskopierten Gasbehältern in gasgefülltem Zustand. 6. V. 31. | Kl. 19 a, | Gr. 11. H 13. 30. August Hahmann, Hannover, Am Schiffgraben 17, und Friedrich Rode, Kassel, Oberste Gasse 4. Schienenbefestigung auf Rippenunterlegplatten mittels Hakenschrauben mit rundem Schaft, die in Kammern in der Rippe durch Schächte eingeführt und deren Haken durch Stützen festgehalten werden. 16. I. 30. |
| Kl. 5 c,  | Gr. 9. M 111 480. F. W. Moll Söhne Maschinenfabrik, Witten a. d. Ruhr. Schaleisen aus Walzprofilen mit muldenartigen Vertiefungen. 17. VIII. 28.   | Kl. 19 a, | Gr. 11. R 77 956. Paul Ramy, Brüssel; Vertr.: M. Wagner und Dr.-Ing. B. Breitung, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Auf Holzschwellen angeordnete Stützplatte zur seitlichen Führung des Schienenfußes. 27. IV. 29. Spanien 3. V. 28.  |
| Kl. 19 a, | Gr. 6. K 104 540. Alois Keller, Zürich; Vertr.: Dr. L. Gottscho, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Eisenbetonschwelle für Bahngleise mit nach den Enden verbreiterten Auflageflächen. 3. VI. 27.              | Kl. 19 a, | Gr. 24. K 110 692. Norbert Koch, Essen-Rellinghausen, Girondellenstr. 26. Schienenbefestigung mittels den Fuß der Schiene übergreifender Kopfschrauben. 13. VIII. 28.  |
| Kl. 19 a, | Gr. 7. A 34. 30. Boris Pawlowitsch Andreianow, Moskau; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Breitfußschiene. 3. II. 30. Union der Sozialistischen Sowjetrepubliken 25. XI. 29.     | Kl. 19 a, | Gr. 24. K 42. 30. Norbert Koch, Essen-Rellinghausen, Girondellenstr. 26. Schienenbefestigung auf einer Unterlegplatte mittels den Schienenfuß übergreifender Klemmplatten. 10. II. 30.   |
| Kl. 19 a, | Gr. 11. H 118 395. Fritz Heinemann, Berlin-Schöneberg, Roßbachstr. 5. Eisenbahnoberbau mit ungelochten eisernen Schwellen. 25. IX. 28.   |           |  |



- Kl. 20 a, Gr. 12. B 147 622. Adolf Bleichert & Co. Akt.-Ges., Leipzig N 22, Kaiser-Friedrich-Str. 34. Antriebs- und Spannvorrichtung für das Zugseil bei Seilbahnen. 8. I. 31.
- Kl. 20 g, Gr. 1. N 30 806. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin SW 61, Tempelhofer Ufer 23/24. Drehscheiben für Feldbahnen, deren Drehplatte durch einen Rollenstern getragen wird. 19. VIII. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 8. B 228. 30. Berliner Verkehrs-Akt.-Ges., Berlin W9, Leipziger Platz 14. Federzungenweiche für Rillenschienen. 4. VI. 30.
- Kl. 20 j, Gr. 11. C 42 861. Compagnia Italiana Westinghouse-Frenie Segnali, Turin, Italien; Vertr.: Dipl.-Ing. F. C. Böttcher, Pat.-Anw., Görlitz. Elektrisch ferngesteuerte Vorrichtung. 27. III. 29. Italien 20. IV. 28 und 28. II. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 11. V 431. 30. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zum Stellen von Weichen und Signalen; Zus. z. Pat. 511 741. 10. XII. 30.
- Kl. 20 i, Gr. 34. M 261. 30. Hugo Marquart, Berlin-Baumschulenweg, Baumschulenstr. 65 a. Vorrichtung zum Stillsetzen von Eisenbahnzügen. 2. VII. 30.
- Kl. 20 i, Gr. 35. V 25 626. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Beeinflussung von Eisenbahnzügen vom Bahnkörper aus; Zus. z. Pat. 473 554. 13. VIII. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 38. V 25 403. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Relais. 14. VI. 29.
- Kl. 20 j, Gr. 38. W 81 005. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Lévy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Elektromagnetische Vorrichtung nach dem Induktionssystem mit einem beweglichen Element, z. B. Flügel eines Relais. 24. XI. 28. Großbritannien 29. XI. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 39. C 364. 30. Vittorio Cavagnaro, Genua, Italien; Vertr.: Dipl.-Ing. Schwaebisch, Pat.-Anw., Stuttgart. Signalvorrichtung, insbes. für unbewachte Eisenbahnübergänge. 18. X. 30.
- Kl. 20 j, Gr. 39. V 127. 30. Vereinigte Leichtmetall-Werke G. m. b. H. Bonn a. Rh., Am Nordfriedhof. Vorrichtung zur Befestigung von Stockscheiben und ähnlichen Eisenbahnsignalen an der Schiene. 15. III. 30.
- Kl. 20 i, Gr. 41. V 155. 30. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Feststellung der Achsenzahl eines Zuges; Zus. z. Pat. 485 072. 27. III. 30.
- Kl. 20 i, Gr. 41. V 259. 30. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Feststellung der Achsenzahl eines Zuges; Zus. z. Pat. 485 072. 1. VII. 30.
- Kl. 20 i, Gr. 42. U 10 783. Walter John Underwood, London; Vertr.: L. Schiff, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Elektrische oder elektropneumatische Steuerung von Eisenbahnweichen und Signalen. 11. VI. 29. Großbritannien 11. VI. 28.
- Kl. 20 k, Gr. 9. E 33. 30. Elektromotorenwerk Gebr. Brand. O. H. G., Hamborn a. Rhein, Gehrstr. 65. Federnde Fahrdrachtaufhängung, insbes. für elektrische Grubenbahnen. 22. VIII. 30.
- Kl. 37 a, Gr. 3. W 120. 30. Otto Wendel, Hannover, Hedwigstr. 8. Verfahren zur Befestigung von gelochten Verkleidungsplatten an Trägern oder Betonflächen. 18. VI. 30.
- Kl. 37 b, Gr. 3. S 93 302. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Kopfausrüstung aus Formeisen für hölzerne A-Maste. 8. VIII. 29.
- Kl. 37 c, Gr. 13. H 92. 30. Hüstener Bauindustrie Ulianowsky & Klinkmann, Hüsten i. W. Schaltbretterreinigungsmaschine. 13. III. 30.
- Kl. 37 f, Gr. 4. W 80 997. Dr.-Ing. Joseph Weidenbacher, Augsburg XI, Waldfriedenstr. 27. Hallenbau. 20 XI. 28.
- Kl. 65 a<sup>11</sup>, Gr. 3. Sch 319. 30. August Schäfer, Stuttgart, Rotenbühlstr. 112. Treidelanlage mit endlosem Treibseil. 3. XII. 30.
- Kl. 80 a, Gr. 7. K 101 821. Modern Concrete Development Company, Limited, London, Vertr.: Dr.-Ing. D. Steinherz, Pat.-Anw., Berlin W 35. Verfahren zum Herstellen von porenarmem Zementbeton. 1. XII. 26. Großbritannien 3. XII. 25.
- Kl. 80 b, Gr. 25. U 8900. Universal Rubber Paviers Limited, Audenshaw b. Manchester, England; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelman, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von Bindemitteln für Straßenbau u. ähnl. 3. VII. 25. Großbritannien 3. VII. 24.
- Kl. 84 c, Gr. 2. D 55 286. Karl Derr, Haarlo, Holland; Vertr.: Max Wagner und Dr.-Ing. G. Breitung, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von Ortpfählen mit Klumpfuß aus Preßbeton oder einer ähnlichen erhärtenden Masse. 21. III. 28.
- Kl. 85 e, Gr. 9. L 70 576. Wilhelm Linnemann jr., Essen-Alteneßen, Bischofstr. 37. Leichtflüssigkeitsabscheider mit einem angeschlossenen besonderen Sammelbehälter für die abgeschiedene Leichtflüssigkeit. 22. XII. 27.
- Kl. 85 e, Gr. 12. B 51. 30. Richard Sieper, Lüdenscheid, Schlittenbacherstr. 5. Topfwasserverschluß. 7. IV. 30.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Einführung in die analytische Geometrie und Algebra. Von O. Schreier und E. Sperner. 1. Band. 238 Seiten mit 29 Figuren im Text. B. G. Teubner. Leipzig 1931. Gebd. RM 9,60.

Diese als 10. Heft der „Hamburger mathematische Einzelschriften“ erscheinende Einführung in die analytische Geometrie und Algebra ist auf Grund von Vorlesungen des inzwischen verstorbenen O. Schreier entstanden. Bei der Bearbeitung des vorliegenden ersten Bandes — der zweite soll in etwa einem Jahre erscheinen — hat sich E. Sperner möglichst weitgehend an das Vorbild gehalten, so daß die Eigenart der ursprünglichen Vorlesungen gewahrt worden ist.

Das Buch will dem Studierenden in bezug auf die analytische Geometrie alles das geben, was er als Grundlage für sein Weiterstudium braucht. Die Vorkenntnisse, die bei dem Buch vorausgesetzt werden, sind sehr gering.

Der in dem ersten Band zur Darstellung kommende Stoff ist in drei Abschnitte eingeteilt, in denen der affine Raum und lineare Gleichungen, der euklidische Raum und die Determinantentheorie sowie die Körpertheorie und der Fundamentalsatz der Algebra behandelt werden.

Das zunächst für den Mathematiker bestimmte Buch ist so geschrieben, daß es auch dem für eine neuzeitliche Darstellung des behandelten Gebietes sich interessierenden Ingenieur empfohlen werden kann. P. Werkmeister.

Die Berechnung ebener und gekrümmter Behälterböden. Von Prof. Dr. techn. e. h. Philipp Forchheimer, dritte, verbesserte und vermehrte Auflage, Berlin 1931, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geheftet RM 4,80.

Die jetzt vorliegende dritte Auflage der seit langem eingebürgerten und von Praktikern viel benutzten Schrift hat der Verfasser um drei Abschnitte erweitert, die den rechteckigen Boden, den zylindrischen Behälter (die Trommelwandung) und die Einwirkung des Windes betreffen. Auch sonst wurden im Text wesentliche Ergänzungen angebracht, durch die einzelne Ergebnisse der neueren Forschung Berücksichtigung fanden; von diesen sind zu nennen die Berechnung der Ringe, die für die Konstruktion gewölbter Hängeböden notwendig sind, nach C. Weber, die Berechnung der Höhe, bei der sich ein axial belastetes Rohr einbeult, des Einbeulungsdruckes eines von außen belasteten zylindrischen Rohres nach R. v. Mises u. a.

Wünschenswert wäre es, wenn in den ersten Abschnitten statt der e-Funktionen die hyperbolischen verwendet würden, die für heute eine Anzahl von ausgezeichneten Tafelwerken zur Verfügung stehen, die auch in Ingenieurkreisen sehr bekannt sind; übrigens sind auch in allen Taschenbüchern Tafeln für diese Funktionen enthalten.

Das Werkchen hat auch in der neuen Auflage seine Eigenart erhalten und wird sicher auch weiterhin den Zweck voll und ganz erfüllen, für den es bestimmt ist. Th. Pöschl, Karlsruhe.

Unhaltbarkeit der Momentenlehre der Mechanik und der Theorie der Biegungsspannungen. Von Fritz Reiningshaus, Verlag Leuschner & Lubenskys Universitätsbuchhandlung, Graz 1931. Preis RM 3,60.

Der Verfasser gibt hier eine etwas erweiterte Darstellung seiner schon früher mehrfach geäußerten Ansichten über einige elementare Fragen der Statik, die seit langem als erledigt anzusehen sind. Was der Verfasser sagt, ist entweder längst bekannt und trivial oder falsch — positive Werte vermag der Referent auch bei wohlwollendster Beurteilung nicht festzustellen. Th. Pöschl, Karlsruhe.

Teerstraßenbau unter besonderer Berücksichtigung der Hochofenschlacke. Von Dr. Hans Lüer. Berlin 1931. Allgemeiner Industrie-Verlag G. m. b. H. Preis geb. RM 12,—.

Dr. Lüer, Direktor der Gesellschaft für Teerstraßenbau in Essen und Vorsitzender des Ausschusses für Teerstraßen der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, Verfasser verschiedener leistungsfähiger Schriften über Teerstraßenbau, beschreibt in seinem neuesten Werk den Teerstraßenbau mit Hochofenschlacke als Mineralgerüst. Einen breiten Raum nimmt die eingehende Behandlung der Baustoffe, Teer und Schlacke, ein, wobei die Vorschriften und Prüfungsmethoden kritisch untersucht und Hinweise auf noch zu klärende Fragen gegeben werden.

Die verschiedenen Bauweisen, Teermakadam, Teerbeton usw., werden ausführlich geschildert. Daß dabei hauptsächlich Arbeiten der Unternehmungen des Verfassers in Betracht gezogen werden, ist natürlich.

Das gut ausgestattete und reichlich illustrierte Buch wird jedem, der mit Fragen des modernen Straßenbaues zu tun hat, sehr willkommen sein. v. Gruenewaldt.



Das Verdingungskartell. Von Dr. F. K. Bergemann-Gorski, Berlin 1931, Carl Heymanns Verlag. Preis RM 12,—, geb. RM 13,—.

Verfasser will die mit dem Verdingungskartell verbundenen Fragen rechtlicher, wirtschaftlicher und technischer Art einer zusammenfassenden Bearbeitung unterziehen. Für den in der Bauindustrie Stehenden dürften besonders die Abschnitte über Verdingungskartelle in der Bauindustrie, Eisen-, Maschinenbau- und Elektroindustrie und schließlich auch im Handwerk von Bedeutung sein. Eine erschöpfende Darstellung der umfangreichen Rechtsprechung über die rechtliche Zulässigkeit der Verdingungskartelle sowohl nach der zivilrechtlichen, wie auch der privatrechtlichen Seite hin bedeutet eine wertvolle Ergänzung des Obigen. Der fast ein Drittel des Buches einnehmende Abschnitt über „Das Verdingungskartell im Ausland“ und der historische Teil dürften eine Bereicherung der Kenntnis vom ausländischen Kartellwesen bzw. vom Kartellwesen überhaupt darstellen, aber weniger von unmittelbarem Nutzen für den deutschen Praktiker sein. Wie der Verfasser in der Einleitung selbst sagt, will er keine Lösung des Problems bringen, sondern lediglich einen Beitrag zur Lösung. In diesem Sinne ist nicht nur die Arbeit selbst, sondern auch das umfangreiche Literaturverzeichnis ein guter Ausgangspunkt für weitere Studien auf diesem Gebiete. Wehrle.

Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1930, 6. Band. Berlin 1931. VDI-Verlag. DIN A 5, VIII/218 Seiten mit 1 Bildnis, 60 Abbildungen und 14 Zahlentafeln. In Leinen gebunden RM 12,— (Mitglied. des VdI und der DGfB RM 10,80).

Zum sechsten Male erscheint das Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen.

Ein Beitrag von Wasserbaudirektor Frentzen untersucht, inwieweit sich die künstlichen Wasserstraßen baulich und betrieblich der neuzeitlichen Binnenschifffahrt angepaßt haben. Den gegenwärtigen Stand und die ingenieurtechnischen Erfordernisse des Städtebaues erörtert der Professor des Städtebaues an der Technischen Hochschule Berlin, H. Ehlgötz. Ministerialrat Dr. Friedrich bespricht den Einfluß des Ingenieurs auf den neuen Hochbau.

Die Baugrundforschung, das jüngste Gebiet der Ingenieurwissenschaften, behandelt Ministerialrat Busch und gibt eine Übersicht über alle in- und ausländischen Forschungsstätten für Baugrunduntersuchung und über das gesamte in- und ausländische Schrifttum des Gebietes. Etwas Ähnliches bietet für die Winddruckforschung eine kürzere Arbeit von Dr. Flachsbar. Eine weitere, fachmännisch durchgearbeitete Zusammenstellung enthält sämtliche in den letzten drei Jahren erschienenen Bücher und Schriften auf dem Gebiete des Erd-, Grund-, Wasser- und Straßenbaues (mit Preisangabe) und ein Verzeichnis sämtlicher Doktor-Dissertationen des Bauingenieurwesens der letzten Jahre, systematisch gesammelt und geordnet.

Fortgesetzt aus früheren Jahrbüchern wird die Statistik der Studierenden und Prüfungen von Bauingenieuren nach amtlichen Quellen, ebenso eine Aufzählung der Verordnungen deutscher Behörden im Bauingenieurwesen.

Das Bautenverzeichnis bringt die kurze Beschreibung von mehr als 300 bedeutenden deutschen Ingenieurbauten, die im Jahre 1930 vollendet wurden.

Der neue Band des Jahrbuches, der als letzter der D. G. f. Bauingenieurwesen erscheint, ist wie die früheren Jahrgänge ein wertvolles Quellenwerk und wird jedem Bauingenieur gute Dienste leisten. E. P.

Kleingaragen, Hallengaragen. Von Hans Conradi, München und Mitarbeiter Paul Rinke. Handbuch der Architektur, IV. Teil, 2. Halbband, Heft 6a. Mit 152 Abbildungen. Verlag J. M. Gebhardt, Leipzig. Preis kartoniert RM 6,—.

Großgaragen. Von Hans Conradi, München, und Mitarbeiter Ziv.-Ing. Herbert Kleofaas. Handbuch der Architektur, IV. Teil, 2. Halbband, Heft 6b. Mit 219 Abbildungen. Verlag J. M. Gebhardt, Leipzig. Preis kartoniert RM 7,—.

Der erste Band enthält alles, was sich auf die Konstruktion und Einrichtung der Privatgaragen, der gewerblichen Garagen bezieht. Außerdem sind die einschlägigen Vorschriften und Statistiken abgedruckt.

Der zweite Band enthält die konstruktiven Grundlagen der verschiedenen Bauarten von Großgaragen, deren Einrichtung und eine Beschreibung verschiedener ausgeführter Großgaragen Deutschlands und insbesondere Nordamerikas.

Die beiden Bände sind für den Garagenbauer ein gutes Nachschlagewerk.

Neuzeitlicher Verkehrsbau. Herausgegeben von H. Geseicht und K. O. Wittmann. Verlag Müller & I. Kiepenheuer G. m. b. H., Potsdam. Preis in Leinen gebunden RM 50,—.

Die Verfasser wollen mit dem in populären Formen geschriebenen Werke dem Architekten und dem am Verkehrsbau Interessierten an-

regende Beispiele vermitteln. Es handelt sich um ausgeführte Beispiele von Untergrundbahnen, Bahnhöfen, Hochbahnen, Wasserkraftanlagen und Schleusen, Bauten für Schiffe, Autos und Flugzeuge. Diesen Zweck dürfte die Veröffentlichung erfüllen.

„Mitteilung“ Nr 29 des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verbandes E. V., Berlin 1931. DIN A 5, 16 Seiten, Preis RM 0,80. Zu beziehen durch die Geschäftsstelle des DWWV, Berlin-Halensee, Joachim-Friedrichstraße 50.

Die vorliegende Mitteilung gibt eine Übersicht über die wichtigsten, auf dem Gebiete des Wasserrechts zur Zeit in Kraft befindlichen gesetzlichen Bestimmungen im Reiche und in den einzelnen deutschen Ländern. Es zeigt sich eine bunte Vielgestaltigkeit, die hauptsächlich auf die Ländergrenzen zurückzuführen ist und nur zum geringeren Teile auf der Verschiedenartigkeit der durch die Natur bedingten wasserwirtschaftlichen Verhältnisse beruht.

Baunormung 1931. Herausgegeben vom Deutschen Normenausschuß EV. Dinformat A 5, 80 Seiten mit Textabbildungen. Stückpreis RM 1,— ausschließlich Versandkosten. Beuth-Verlag G. m. b. H., Berlin S 14.

Dem Wunsch der Behörden und der Bauwirtschaft folgend, veröffentlicht der Deutsche Normenausschuß in dem Buch „Baunormung 1931“ das nach dem Stande vom 1. Juli 1931 zusammengestellte Baunormenverzeichnis, ergänzt durch einen ausführlichen Bericht über die Reichs-Baunormentagung, die im Juni d. J. im ehemaligen Preußischen Herrenhaus in Berlin stattfand.

#### Neuerscheinungen

Thiems hydrologische Sammlung, Heft 18—22. Verlag Alfred Kröner, Leipzig.

18. Die Grundlagen der Grundwasserforschung. 8 Abbildungen. 1930. Preis RM 1,50.

19. Die Wirkung der Wasserhaltung des Braunkohlenbergbaues Wolmsdorf und die Wasserverorgung dieser Gemeinde. 1930. Preis RM —,80.

20. Hydraulisches Erkennen und Erkenntnis im Wasserwerksbetrieb. 3 Abbildungen. 1930. Preis RM —,80.

21. Das Grundwasser im Wandel der Zeiten. 6 Abbildungen. 1930. Preis RM 1,—.

22. Grundwassernachweis mittels Verstand und mittels Gefühl. 6 Abbildungen. 1931. Preis RM 1,—.

„Hanomag-Traktor“, Heft 10, mit ausführlichen Aufsätzen über moderne Betriebs-Organisation und Rationalisierung des Fuhrbetriebes.

„Betonrohre“. Zementverarbeitung Heft 23, Herausgeber Dr.-Ing. Riepert. Zementverlag G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg 2. 45 Seiten, Preis RM 1,80.

Mit zahlreichen Abbildungen und den vom Deutschen Betonverein herausgegebenen „Besonderen Bedingungen für die Lieferung von Zementrohren“, den „Leitsätzen für die Prüfung von Zementrohren“ und den „Leitsätzen für die Ausführung von Zementrohrleitungen“. Im Anhang sind die Normenblätter DIN 1201 mit Beiblatt über Kanalisationsrohre aus Beton und DIN 1202 über Brunnenringe abgedruckt.

Congrès international de la construction métallique Liège 1930. Comptes-rendus des séances techniques. — Conclusions générales. 1 vol. 102 pages in 8° grand format. Editions de La Technique des Travaux. Rue Grétry, 196, Liège (Belgique).

Mit dem Auszug der Denkschriften in Französisch, Englisch und Deutsch 100 belg. Frs. Gesamtband der Denkschriften, Berichte und Auszüge 325 belg. Frs.

Niederschrift über die VII. Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau am 1. Juni 1931 in Berlin. Verlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, Berlin-Charlottenburg 2, Knesbeckstr. 30, 1931. Preis geheftet RM 3,20.

Die Broschüre bringt, wie in früheren Jahren, neben dem Verhandlungsbericht den Wortlaut der auf der Tagung gehaltenen Vorträge.

Verzeichnis der Dr.-Ing.-Dissertationen der Technischen Hochschulen und Bergakademien des Deutschen Reiches in sachlicher Anordnung nebst Namen- und Schlagwortverzeichnis 1923 bis 1927. Bearb. v. W. B. Niemann und Dr.-Ing. M. W. Neufeld. Preis RM 12,50.

Dieses Verzeichnis schließt an das im gleichen Verlage 1924 erschienene Verzeichnis der Dr.-Ing.-Dissertationen der Technischen Hochschulen und Bergakademien 1913—1922, bearb. v. W. B. Niemann, Preis 6 RM, an.

Landwirtschaftliche Baukunde. Von Professor A. Schubert und Regbmstr. J. Stang. Teubners T. H. L. Bücherei, Bd. 10, 5. Auflage. Mit 272 Abbildungen. Verlag von B. G. Teubner, Leipzig u. Berlin 1931. Preis kart. RM 4,80.