

# DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang

30. April 1926

Heft 18

## EISENBETONARBEITEN FÜR EINEN GETREIDESPEICHER MIT ANGEBAUTER WERFTHALLE DER RHENUS A.-G. AM RHEINHAFEN IN KEHL.

Von Dr.-Ing. Wilhelm Adolf Stark, Oberingenieur der Dyckerhoff & Widmann A.-G.

Im Auftrag der Rhenus A.-G. zu Basel sind der Niederlassung Karlsruhe der Dyckerhoff & Widmann A.-G. durch Herrn Architekten Josef Weiß in Mannheim um die Jahreswende 1924/25 die gesamten Rohbauarbeiten für einen Getreidespeicher mit angebauter Werfthalle übertragen worden.

Die Eisenbetonarbeiten an diesem Bauwerke sind nun für die Fachwelt deshalb von Interesse, weil die Geschoßdecken nach dem aus Amerika stammenden Pilzsystem ausgeführt worden sind, und weil außerdem im Getreidelagerhaus ein größerer Silo aus Eisenbeton eingebaut worden ist.

Das am Rheinhafen Kehl liegende Gebäude besteht, wie aus Abb. 1 (Längenschnitt durch den Gesamtbau) hervorgeht,

Lichtweite hat trichterförmige Böden mit mittleren Auslauföffnungen. Als Längsabschluß des Baues ist dann noch ein Gebäudefeld von 5 m Breite vorgesezt, welches die Elevatoranlage enthält, durch die das Getreide im Bauinnern nach einem oberen Turmaufbau hochgefördert und von dort durch einen Bandkanal nach den Silos bzw. dem Lagergebäude weitergeleitet wird.

Die Lagerung des Getreides erfolgt auf den einzelnen Geschoßdecken abteilungsweise so, daß die Entnahme des Getreides aus den durch Holzzwischenwände getrennten Abteilen, welche in jedem Stützenfeld Bodenöffnungen (Abb. 1) aufweisen, jederzeit bequem vor sich gehen kann. Die Elevatoren-

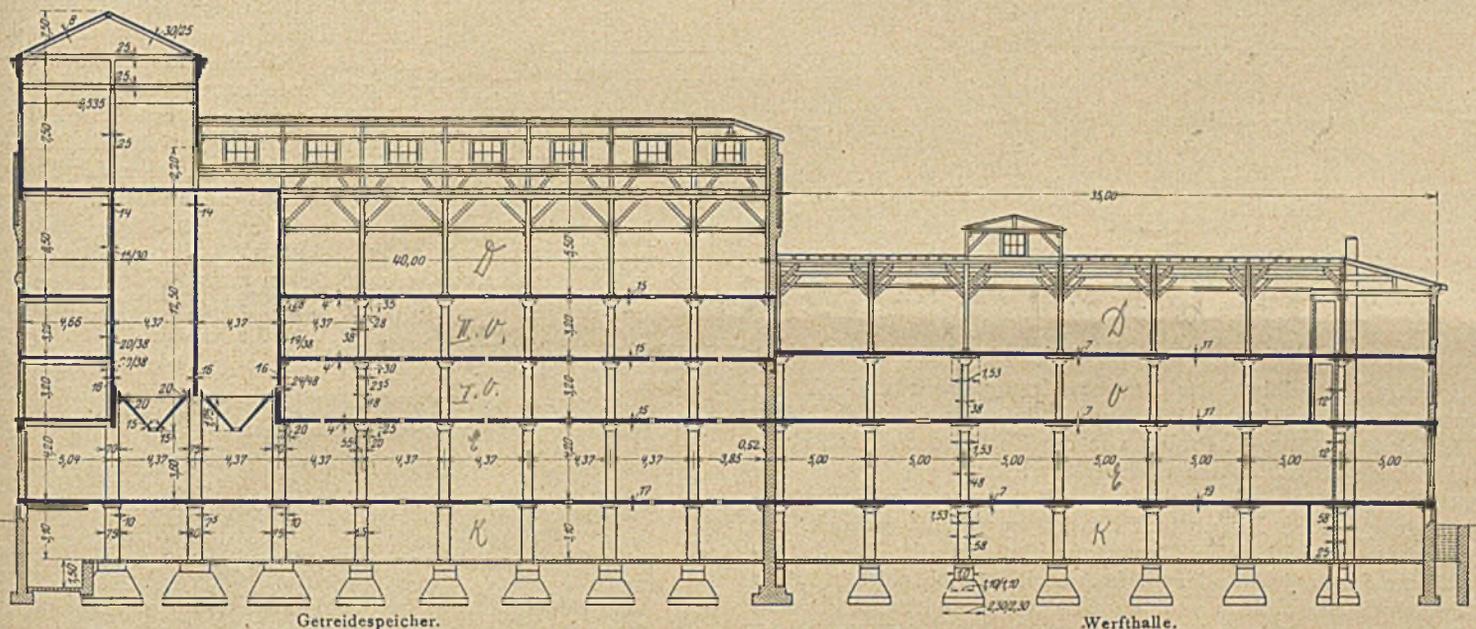


Abb. 1. Längenschnitt durch den Gesamtbau.

aus zwei Teilen, einer Werfthalle von 35 m Länge und 21,2 m Breite mit einem Kellergeschoß, einem Erdgeschoß, einem Obergeschoß und einem Dachgeschoß, sowie aus einem giebelseitig anschließenden Getreidespeicher von der gleichen Breite und einer Länge von 40 m, mit einem Kellergeschoß, einem Erdgeschoß, zwei Obergeschossen und einem Dachgeschoß. Der Gesamtbau enthält in der Querrichtung vier innere Stützenreihen, welche Querabstände von ca. 4 bis 4,60 m und Längsabstände von 5 m in der Werfthalle und von 4,37 m im Getreidespeicher aufweisen.

Der Getreidespeicher, angrenzend an die Werfthalle, umfaßt ein ca. 26 m langes, mehrgeschossiges Lagerhaus und, daran anschließend, ein Getreidesilo aus Eisenbeton von ca. 9 m Längenerstreckung, welches in der Längsrichtung einmal, in der Querrichtung fünfmal durch bis zum Dach hochgehende Zwischenwände unterteilt ist und einen Gesamtfassungsraum von rund 1500 m<sup>3</sup> aufweist. Die Höhe der Einzelzellen steigt (siehe Abb. 2, Querschnitt durch den Silo) von der Seite nach der Mitte zu, entsprechend dem Dachgefälle, von 9 m auf 12,5 m an, jede einzelne Zelle von ca. 3,00/4,20 m

und Förderanlagen sind durch die Maschinenfabrik Luther, Braunschweig, geliefert und eingebaut.

Die Kellerdecke des Getreidespeichers läuft unter Lagergebäude, Silo und Elevatorbau auf die ganze Baulänge durch. Außerdem springt der Keller beider Bauteile gegen das hafenseitige Bahngleis zu (vgl. Abb. 3, Querschnitt durch die Werfthalle) unter einer Rampe um 3,45 m vor. Auf der Landseite kragt die Kellerdecke als Rampe 1,15 m weit gegen das dortige Gleis zu aus (Abb. 2).

Die sämtlichen fünf Geschoßdecken im Elevatorenfeld des Lagerhauses sind als Plattenbalkendecken konstruiert, weil diese Decken für die Elevatoranlage zahlreiche Öffnungen aufweisen und auch verschiedene schwere Einzellasten, wie kleinere Silos usw., zu tragen haben. Auch die Kellerdecke unter der wasserseitigen Rampe ist eine Plattenbalkendecke. Dagegen sind sämtliche übrigen Hauptgeschoßdecken als Pilzdecken ausgebildet und für Belastungen von 2000 kg/m<sup>2</sup> über dem Kellergeschoß und von 1500 kg/m<sup>2</sup> in sämtlichen übrigen Geschossen bemessen. Die Festigkeitsberechnung erfolgte nach dem Entwurfe der neuen amerikanischen Bestimmungen

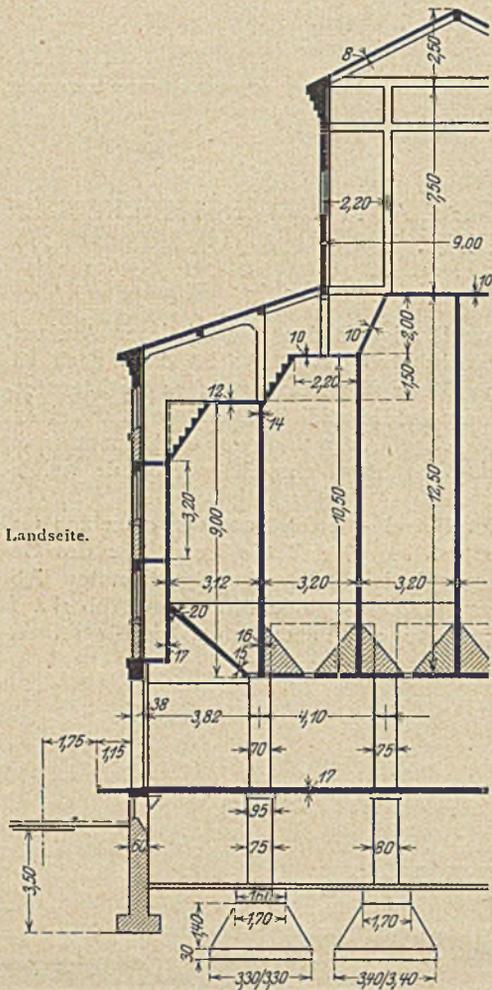


Abb. 2. Querschnitt durch den Silo.

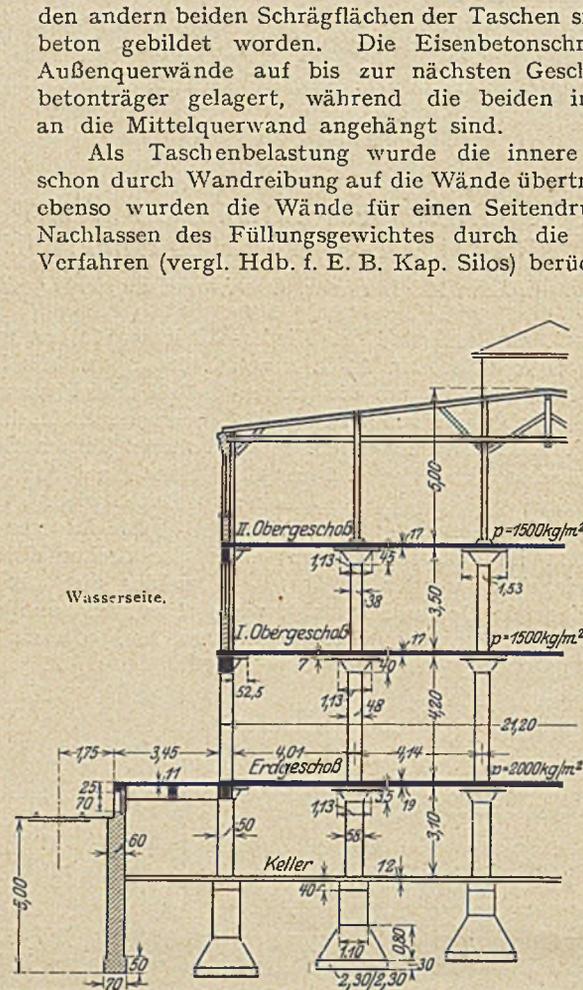


Abb. 3. Querschnitt durch die Werfthalle.

den andern beiden Schräglflächen der Taschen sind durch aufbetonierten Leichtbeton gebildet worden. Die Eisenbetonschrägflächen sind unterhalb der Außenquerwände auf bis zur nächsten Geschoßdecke hinabreichende Eisenbetonträger gelagert, während die beiden inneren Eisenbetonschrägflächen an die Mittelquerwand angehängt sind.

Als Taschenbelastung wurde die innere Getreidefüllung abzüglich der schon durch Wandreibung auf die Wände übertragenen Teillasten angenommen; ebenso wurden die Wände für einen Seitendruck berechnet, bei welchem das Nachlassen des Füllungsgewichtes durch die Wandreibung nach bekanntem Verfahren (vergl. Hdb. f. E. B. Kap. Silos) berücksichtigt ist. Abb. 6 bringt als Baubild die fertig verlegten Eisen.

Das Turmdach ist als vierseitiges Zeldach (vierseitige Pyramide) über einer Grundrißfläche von etwa 9/9 m mit zwei 30 cm hohen Gratsparren und dazwischengespannten nur 8 cm starken Eisenbetonplatten ausgeführt. Der von den Gratsparren an den vier Dachecken ausgeübte Schub wird durch Zugbänder aus Rundeisen aufgenommen, welche in das rings umlaufende Turmgesims einbetoniert sind.

Schließlich ist noch die Ausführung der Geschoßtreppen zu erwähnen. Im Lagerhaus besteht die Eisenbetonkonstruktion der Treppe aus Laufplatten, welche auf den Podesten gelagert sind. Die Stufen sind aus Beton aufbetoniert und mit Glattnstrich versehen. In der Werfthalle wurden dagegen

(vergl. „Zentralblatt der Bauverwaltung“ 1921 und „Beton und Eisen“ 1924), die Prüfung der Berechnung durch Herrn Professor Dr.-Ing. E. Probst von der Technischen Hochschule Karlsruhe als amtlichem Sachverständigen.

Die Außenwände sind als 1-1½ Stein starke Backsteinwände zwischen Eisenbetonfachwerk ausgeführt worden. Es war also möglich, den Deckenanschluß an die Eisenbetonstützen der Außenwände, wie in Amerika üblich, mittels halber Pilzköpfe auszubilden und damit die Randfelder als in den Randstützen eingespannt zu berechnen, wie dies die amerikanischen Vorschriften vorsehen. Da die Stützweite der Randfelder nur unwesentlich geringer ist als diejenige der Mittelfelder, waren für die Höhenbemessung der Deckenplatten die Momente in den Randfeldern maßgebend, so daß die erwähnte Ausführung von Wandpilzköpfen zur geringen Bemessung der Deckenhöhe wesentlich beigetragen hat.

Die Deckenstärke beträgt über dem Keller der Werfthalle 19 cm, über dem des Lagerhauses 17 cm, bei den übrigen Geschoßdecken in der Werfthalle 17 cm und im Lagerhaus 15 cm.

Die Anordnung der z. T. noch nicht fertig verlegten Eiseneinlagen ist aus Abb. 4 bei einer ähnlichen Decke zu ersehen, die ebenfalls von Dyckerhoff & Widmann A.-G., Karlsruhe, 1924/25 bei dem Fabrikerweiterungsbau für die Firma Lindauer & Cie., Cannstatt, ausgeführt wurde und für eine photographische Aufnahme, die einen guten Einblick in die Eisenbewehrung gibt, leicht zugänglich war. Die Abb. 5 zeigt eine Innenansicht der ausgeschalteten und geweißelten Pilzdecke in der Kehler Werfthalle.

Von den übrigen Eisenbetonarbeiten am Lagerhaus Kehl ist noch vor allem die Ausbildung der Auslauftaschen der Silos von Bedeutung. Zur Vereinfachung der Schalung sind die schrägen Taschenwände in der Querrichtung des Baues auf die ganze Silobreite durchgeführt worden. Die normal dazu liegen-

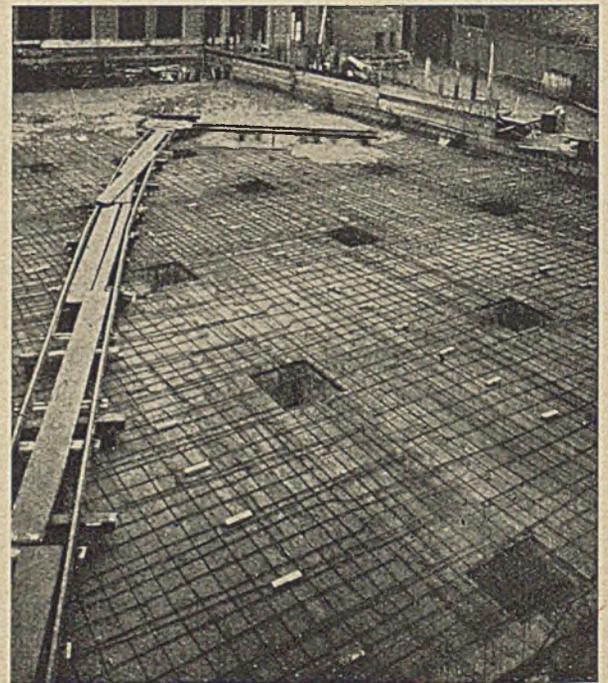


Abb. 4. Eiseneinlagen einer Pilzdecke.

die Treppenstufen als Eisenbetonwerkstücke in die Treppenhauswände eingespannt versetzt. Das granitähnliche Vorsatzmaterial der Sichtflächen wurde steinmetzmäßig bearbeitet. Die Zwischenpodeste sind hier an Ort und Stelle betoniert und über Eck

gespannt, so daß die diagonal verlegten unteren Haupttrag-eisen von oberen Eiseneinlagen gekreuzt werden, welche von den Treppenhauswänden nach dem inneren Podestock verlaufen.

Der Bau wurde am 2. Februar 1925 begonnen; die Abnahme des Rohbaues erfolgte am 20. November 1925, so daß unter

aufzug hochgezogen wurde, nachdem er diesem durch in der Baugrube verlegte Rollbahngleise zugeführt worden war. Die Abfuhr des Aushubs geschah auf Bahnwagen nach einem bahnsseitig zur Verfügung gestellten Ablagerungsplatz.

Dem Betonieren diente je eine an den beiden Giebelseiten

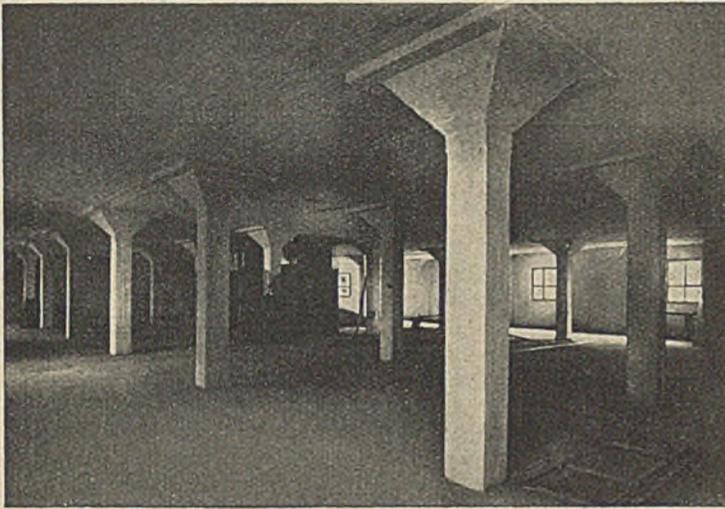


Abb. 5. Innenansicht der fertigen Pilzdecke.

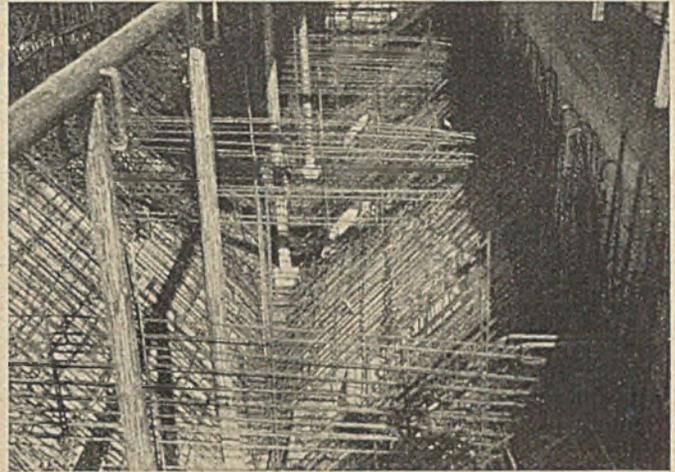


Abb. 6. Eiseneinlagen der Silotaschen.

Abzug eines Streikes von 12 Wochen Dauer die ganzen Arbeiten in einer Bauzeit von nur 29 Wochen durchgeführt worden sind.

Der Erdaushub von ca. 6000 m<sup>3</sup>, von welchen 5000 m<sup>3</sup> abzufahren waren, wurde auf der wasserseitigen Längshälfte des Bauwerkes, soweit diese durch den dort laufenden Hafenkran bestrichen werden konnte, durch einen Vierseil-Steingreifer von 3/4 m<sup>3</sup> Fassungsraum bewirkt, während auf der andern Längsseite der Aushub auf einem gewöhnlichen Schräg-

des Bauwerkes aufgestellte, elektrisch betriebene Mischmaschine von 450 bezw. 600 Liter Muldeninhalt mit Betonaufzügen. Das Hochfördern von Holz, Eisen und Backsteinen auf die einzelnen Geschosse geschah mit dem genannten Hafenkran. Ebenso wurde das Ausladen des durch Kähne angelieferten Kiessandes (Baggergut) für die Beton- und Eisenbetonarbeiten durch den Hafenkran unter Verwendung eines bauseitig gestellten Kohलगreifers bewirkt.

### HOCHWERTIGE PORTLANDZEMENTE.

#### UNTERSUCHUNGEN IM LABORATORIUM UND EIN ANWENDUNGSBEISPIEL.

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Fortsetzung von Seite 336.)

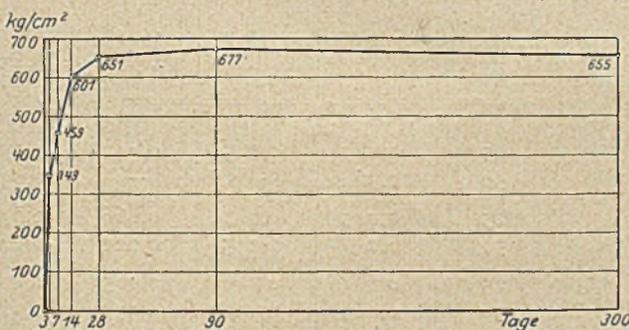


Abb. 2 a. Druckfestigkeiten bei Normenmörteln.

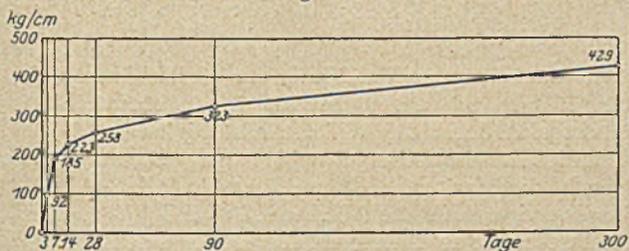


Abb. 2 c. Druckfestigkeiten bei Beton (1:5 in R.-T.).

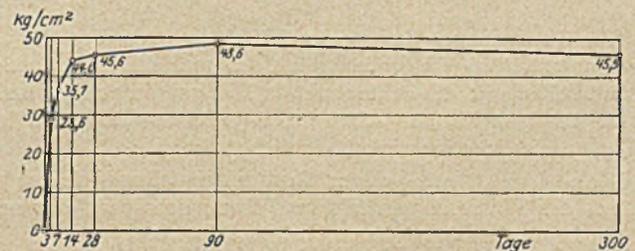


Abb. 2 b. Zugfestigkeiten bei Normenmörteln.

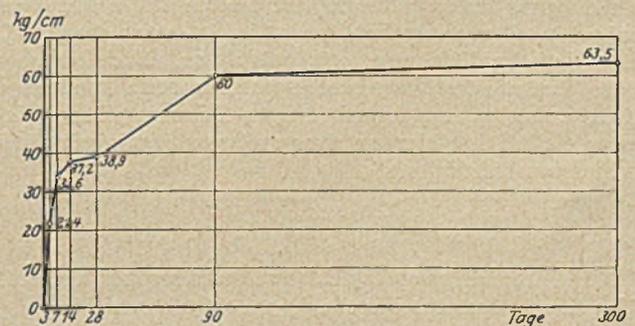


Abb. 2 d. Biegunszugfestigkeiten bei Beton (1:5 in R.-T.).

2. Der Einfluß des Alters auf die Festigkeiten. Trägt man die aus den vorstehenden Zusammenstellungen sich ergebenden Festigkeiten in Kurven auf, so erhält man in

Abb. 2 a—d ein anschauliches Bild über die Änderungen der Festigkeiten mit dem Alter. (Die Darstellung bezieht sich nur auf die Marke „N“ und könnte für jede andere Marke

wiederholt werden; wesentliche Unterschiede sind dabei nicht zu bemerken.)

Während in Abb. 2a und 2b die Linien der Normendruck- und Normenzugfestigkeit nach 300 Tagen entweder eine kleine Abnahme oder keine wesentliche Veränderung zeigen, kann man bei der Darstellung der Betonfestigkeiten in Abb. 2c und 2d eine gleichmäßige Zunahme mit dem Alter feststellen.

Wir ersehen daraus, daß bei hochwertigem Zement dieselben Beobachtungen gemacht werden, wie sie bei gewöhnlichem Portlandzement schon gemacht wurden, daß nach einem Jahr eine Abnahme in den Normfestigkeiten festgestellt wird. Die Ursachen scheinen versuchstechnischer Art zu sein. Daß man diese Beobachtung nicht als Verminderung der Festigkeit anzusehen hat, ergibt sich sowohl aus den Zusammenstellungen wie aus den Abb. 2c und d, die eine stetige Zunahme der Festigkeiten eines mit dem gleichen Zement hergestellten Betons ergaben.

### 3. Der Einfluß des Wasserzementfaktors und der Kornzusammensetzung des Zuschlags.

In Zusammenstellung 4d sind die Festigkeitsergebnisse an Beton von verschiedenen Mischungsverhältnissen angegeben, die mit der Zementmarke „N“ durchgeführt sind.

#### Zusammenstellung 4 d.

Würfelfestigkeiten von Beton mit verschiedenen Mischungsverhältnissen.

(Zementmarke „N“.)

Mischungsverhältnis	kg/m <sup>3</sup> fertigen Beton	WZF	nach		
			3 Tagen kg/cm <sup>2</sup>	7 Tagen kg/cm <sup>2</sup>	28 Tagen kg/cm <sup>2</sup>
1 : 5	273	0,68	92,3	185,3	256,6
1 : 6	234	0,78	—	— *)	218,0
1 : 8	180	1,04	—	81,8	127,8
1 : 10	144	0,85	—	85,7	142,0
1 : 12	122	0,9	33,9	71,4	116,5

\*) Nicht ermittelt.

Die Zusammenstellung 4 d zeigt, ebenso wie dies schon die Zusammenstellung 4 b erwiesen hat, daß man mit hochwertigem Zement selbst mit der zementarmen Mischung 1 : 12 (= 122 kg pro m<sup>3</sup> fertigen Betons) schon nach 3 Tagen eine verhältnismäßig ansehnliche Festigkeit erreichen kann.

Man ersieht aus dieser Zusammenstellung ferner den Einfluß des Wasserzementfaktors (Wassergehaltes), der selbst wieder durch den Sandgehalt beeinflusst wird.

Die 28-Tage-Festigkeit für das Mischungsverhältnis 1 : 8 (= 180 kg/m<sup>3</sup> fertigen Betons) ist infolge des hohen Wassergehaltes nur unwesentlich verschieden von der 28-Tage-Festigkeit beim Mischungsverhältnis 1 : 12. Noch auffallender ist der Einfluß des Wasserzementfaktors beim Mischungsverhältnis 1 : 10 (= 144 kg/m<sup>3</sup> fertigen Betons). Der geringere Wassergehalt führt hier zu einer größeren Festigkeit als beim Mischungsverhältnis 1 : 8.

### 4. Elastizität des Betons.

Die Untersuchungen im Laboratorium ergaben Elastizitätszahlen, die in Zusammenstellung 5 a enthalten sind.

Aus den Prüfungsprotokollen ergaben sich ferner wertvolle Beobachtungen über das Verhältnis der bleibenden zur gesamten Längenänderung bei verschiedenen Spannungen. Diese sind in Zusammenstellung 5 b für zwei charakteristische Spannungen von 25 und 50 kg/cm<sup>2</sup> dargestellt.

### Zusammenstellung 5 a.

#### Elastizitätszahlen.

Betonmischungsverhältnis 1 : 5 in Raumteilen.

Marke „N“	= 273 kg/m <sup>3</sup> fertigen Betons;	WZF = 0,68,
„L“	= 248 „ „ „	WZF = 0,75,
„W“	= 255 „ „ „	WZF = 0,706,
„P“	= 273 „ „ „	WZF = 0,68.

Zementart	nach Tagen	Spannungen von $\sigma_{bd}$	Elastizitätsmoduli bei Druck $E_{bd}$
„N“	3	19,0 — 50,3	190000 — 168000
	7	18,45 — 62,7	227000 — 213000
	14	23,7 — 120,0	272000 — 239000
	28	29,2 — 118,7	284000 — 271000
	90	50,0 — 174,5	380000 — 336000
	300	48,6 — 169,5	375000 — 321000
„L“	3	17,2 — 37,6	156000 — 143000
	7	18,45 — 62,7	240000 — 223000
	14	29,5 — 97,7	250000 — 223000
	28	29,2 — 118,5	295000 — 259000
	300	47,9 — 167,2	334000 — 305000
	„W“	3	16,55 — 29,2
7		18,6 — 63,6	213000 — 210000
14		21,6 — 62,6	288000 — 256000
28		29,8 — 121,0	292000 — 272000
300		15,3 — 175,56	343000 — 317000
„P“		3	22,0 — 49,8
	7	21,4 — 62,1	252000 — 217000
	14	29,6 — 120,5	265000 — 215000
	28	23,7 — 120,0	271000 — 159000
	300	48,15 — 168,0	348000 — 294000

#### Zusammenfassung 5 b.

Alter in Tagen	Druckspannung kg/cm <sup>2</sup>	Marke „N“	Marke „L“	Marke „W“	Marke „P“
3	25	0,187	0,285	0,441	0,154
	50	0,36	—	—	0,67
7	25	0,045	0,041	0,066	0,045
	50	0,2	0,175	0,222	0,24
14	25	0	0	0,125	0
	50	0,069	0,108	0,133	0,114
28	25	0	0	0	0
	50	0,087	0,054	0,074	0,121

Was zunächst das Verhältnis der bleibenden zu den gesamten Längenänderungen betrifft (Zusammenstellung 5 b), so drückt sich darin die Widerstandsfähigkeit und die Aufnahmefähigkeit elastischer Energie aus. Darnach erweisen sich auch die Marken „N“ und „L“ in allen Altersstufen als hochwertiger wie die Marken „P“ und „W“; allerdings übertrifft letztere in höherem Alter als 4 Wochen die Marke „P“, die als gewöhnlicher Portlandzement gilt. Ein ähnliches Verhalten zeigen die Elastizitätszahlen, die in Zusammenstellung 5 a enthalten sind. Die elastische Überlegenheit der hochwertigen Zemente gegenüber dem gewöhnlichen Zement „P“ beträgt schon nach 3 Tagen etwa 10%.

5. Untersuchungen an Eisenbetonbalken.

Die in Abb. 1b dargestellten Eisenbetonbalken waren so bemessen, daß bei der Bruchlast die Spannungen in den Eisen- einlagen unterhalb der Streckgrenze blieben. Die Zerstörung erfolgte sonach bei Erreichung der Biegungsdruckfestigkeit  $K_{bd}$

6. Volumenänderungen von Beton mit hochwertigem Zement.

Die Schwindmessungen wurden an allen Probekörpern in einem Raum mit gleichbleibender Temperatur und Feuchtigkeit vorgenommen, um die Möglichkeit zu Vergleichen zu haben.

Zusammenstellung 6.

Biegungsdruckfestigkeit und Würfeldruckfestigkeit.

Alter in Tagen	$n = \frac{E_e}{E_{bd}}$ kurz vor dem Bruch	Marke „N“			Marke „L“			Marke „W“			$n = \frac{E}{E_{bd}}$ kurz vor dem Bruch	Marke „P“		
		$K_{bd}$	$K_d$	$\frac{K_{bd}}{K_d}$	$K_{bd}$	$K_d$	$\frac{K_{bd}}{K_d}$	$K_{bd}$	$K_d$	$\frac{K_{bd}}{K_d}$		$K_{bd}$	$K_d$	$\frac{K_{bd}}{K_d}$
3	20	157	92,3	1,7	138,5	69,5	1,98	109	54	2,02	20	126	58,2	2,16
7	16	258,5	185,5	1,39	240	134	1,79	223	128,8	1,73	16	204	110,4	1,84
28	15	323,6	256,6	1,28	318	244,1	1,30	324,5	257,7	1,26	15	297	219	1,36
300	10	527	429	1,23	459	387,6	1,185	422	381,5	1,11	10	477	317	1,50

des Betons. Diese wurde ohne Zuhilfenahme von irgendwelchen Berechnungsmethoden direkt aus den Messungen nach dem Verfahren des Verfassers ermittelt. Sie sind in Zusammenstellung 6 gleichzeitig mit den aus den Untersuchungen ermittelten Würfeldruckfestigkeiten des gleichen Betons (im Mischungsverhältnis 1:5) enthalten.

Bezüglich der Wertigkeit ergibt sich dasselbe Bild wie bei den vorher mitgeteilten Ergebnissen.

Mittelbar als ein Maß der fortschreitenden Erhärtung bzw. der Plastizität des Materials kann auch das Verhältnis der Biegungsdruckfestigkeit  $K_{bd}$  zur Würfeldruckfestigkeit  $K_d$  angesehen werden, weil darin zum Ausdruck kommt, in welchem Grade sich die bei der Biegung beanspruchten Querschnitte infolge größerer bleibender Deformationen verkrümmen. Deshalb sind die Verhältniszahlen  $K_{bd}:K_d$  in Zusammenstellung 6 aufgenommen. Sie zeigen uns dasselbe Bild wie bisher die Abstufung der Wertigkeit in der Reihenfolge der Marken „N“, „L“, „W“ und „P“.

Bei manchen Bauteilen aus Eisenbeton, wie z. B. bei Plattenbalken, können die hohen Festigkeiten von Beton nicht voll ausgenutzt werden. Es lag daher nahe, zu untersuchen, wie die Unterbringung der Eiseneinlagen bei Verwendung hochwertiger Eisen mit höheren Streckgrenzen sich besser ausnutzen lassen könnte bei gleichzeitiger Verwendung von Beton aus hochwertigem Zement. Zu diesem Zwecke wurden mit der Marke „N“ im Mischungsverhältnis 1:6 drei Eisenbetonbalken von demselben Querschnitt wie vorher hergestellt. Der Eisenquerschnitt wurde jedoch im Verhältnis der Streckgrenze in dem Maß verringert, daß an Stelle der vier Rundeisen von 20 bzw. 22 mm Durchmesser drei Rundeisen von 15,7 mm Dmr. von dem höherwertigen Eisen verwendet wurden. Der Eisenquerschnitt wurde sonach von 10,08 cm<sup>2</sup> auf 5,8 cm<sup>2</sup> verringert, das entspricht einem Eisenprozentsatz von 2,7 gegenüber 4,65 bei den andern Balken.

Der Bruch erfolgte gleichfalls bei Erreichung der Biegungsdruckfestigkeit des Betons.

Bei dem Mischungsverhältnis 1:6 ergab sich:

$K_{bd}$  nach 7 Tagen zu 217 kg/cm<sup>2</sup>, nach 28 Tagen zu 275 kg/cm<sup>2</sup>.

Bei dem Mischungsverhältnis 1:5 ergab sich:

$K_{bd}$  nach 7 Tagen zu 259 kg/cm<sup>2</sup>, nach 28 Tagen zu 324 kg/cm<sup>2</sup>.

Aus dieser Gegenüberstellung geht hervor, daß man mit dem Mischungsverhältnis 1:6 bei Verwendung von hochwertigem Eisen einen günstigeren Effekt erzielen konnte. Da die Druckfestigkeit des Betons nicht ausgenutzt werden kann, ist es gleich, ob die Biegungsdruckfestigkeit nach 7 Tagen 217 oder 259 kg/cm<sup>2</sup> beträgt, dagegen konnte ein erheblicher Prozentsatz an Eisen gespart werden, das außerdem mit schwächeren Abmessungen bei einer größeren Anzahl von Eisen leichter unterzubringen sein wird als der größere Eisenquerschnitt bei Verwendung von weniger hochwertigem Eisen.

Für den am meisten hochwertigen Beton 1:5 mit Zement „N“ und dem als gewöhnlichen Portlandzement bezeichneten „P“ ergaben die Messungen folgende Schwind- (-) und Schwellmaße (+), ausgedrückt in  $\frac{1}{1000}$  mm pro laufenden m:

nach Tagen	Luftgelagerte Körper Schwindmaße		Wassergelagerte Körper Schwellmaße	
	„N“	„P“	„N“	„P“
1	0		0	
2			-19	0
3	-57	+15		
4	-65	-29	-24	+43
5	-79		-13	+41
6	-94	-59	-9	+44
7	-108	-54	-8	+34
8		-64		
9	-133			
10	-140			
11	-153			
14	-158	-98	+18	+57
28	-194	-144	+56	+94
90	-210	-206	+77	+103
180	-204	-190	+58	+105
300	-220	-222	+81	+92

In den Zusammenstellungen 7a und 7b sind die Verhältniswerte für die Änderung an der Luft (Schwinden) und unter Wasser (Schwellen) eingetragen, die sich ergeben, wenn man die Meßergebnisse nach 90 Tagen mit 100 annimmt.

Zusammenstellung 7a.

Bezogene Schwindmaße

ermittelt an Betonprismen 12 x 12 x 50 cm.

Mischungsverhältnis 1:5.

Alter in Tagen	Marke „N“	Marke „L“	Marke „W“	Marke „P“
	in % des Schwindmaßes nach 90 Tagen			
3	27,1	16,7	-20	-7,8
7	51,4	46,3	20	26,9
14	75	59	61,3	47
28	92	82,7	96	75
90	100	100	100	100
180	97	99	80	92
300	105	113,5	111	118

Zusammenstellung 7b.  
Bezogene Schwellmaße  
ermittelt an Betonprismen  $12 \times 12 \times 50$  cm.  
Mischungsverhältnis 1:5.

Alter in Tagen	Marke „N“ in % des Schwellmaßes nach 90 Tagen	Marke „L“ in % des Schwellmaßes nach 90 Tagen	Marke „W“ in % des Schwellmaßes nach 90 Tagen	Marke „P“ in % des Schwellmaßes nach 90 Tagen
3	- 24,6	+ 5,65	+ 2,3	41,8
7	- 10,4	40,3	25,0	52,5
14	+ 23,3	56,3	40,2	55,3
28	+ 73	83,7	74,2	91,3
90	+ 100	100	100	100
180	+ 75,5	80,5	98,5	102
300	53,5	38,7	46,2	56,3

Die Schwindmessungen an Betonprismen der verschiedenen Zemente zeigen die parallel zu allen übrigen Versuchen gehenden Erscheinungen, daß die beiden ausgesprochen hochwertigen Zemente „N“ und „L“ ihr Hauptschwindmaß in jüngerem Alter erreichen als die beiden andern. Man wird zu beachten haben, daß ein mit hochwertigem Zement hergestellter Beton in den ersten drei Tagen rascher schwindet.

Die Schwindmaße der hochwertigen Zemente nach 28 Tagen liegen wenig unter und die nach 90 Tagen gleich oder wenig über dem Dreimonatsmaß des gewöhnlichen Zementes. Die Gesamtschwindmaße sind also bei allen vier Zementen nach drei Monaten nahezu gleich, zumal wenn man berücksichtigt, daß die Marken „W“ und „L“ in den ersten Tagen an Länge etwas zunehmen.

**B. Beobachtungen an einem Eisenbetonbau, ausgeführt mit hochwertigem Zement.**

Bei dem Erweiterungsbau des Instituts für Eisenbeton an der Technischen Hochschule in Karlsruhe ergab sich für den Verfasser die Gelegenheit, eine Nutzanwendung aus den vorstehend beschriebenen Untersuchungen zu ziehen.

Es sollte an einem praktischen Beispiel erprobt werden, in welchem kürzesten Termin der gesamte Rohbau fertiggestellt werden könnte.

Über die Einzelheiten ist im „Bauingenieur“, Heft 26, Jahrgang 1925, berichtet worden. An dieser Stelle mögen einige Zeitangaben über die Ausführung der Rahmenkonstruktionen (Abb. 3 a und 3 b) und über die damit zusammenhängenden Kontrolluntersuchungen berichtet werden.

Das Gerippe des Neubaus in der östlichen und westlichen Umfassungswand (Abb. 3a) besteht aus dreistieligen Stockwerksrahmen mit einem zweistieligen Rahmen in derselben Richtung. Über diese spannen sich die rd. 100 m<sup>2</sup> großen Eisenbetonrippendecken des Erd- und Obergeschosses. Dem

Eingang gegenüber führt eine Eisenbetonwangentreppe über ein Podest zum Obergeschoß.

Für das Erdgeschoß wurde der hochwertige Zement Marke „N“, für das Obergeschoß die Marke „L“ verwendet. Das Zuschlagsmaterial war scharfer, reiner Rheinkies mit einem größten Korn von 3 cm. Die Mischungen wurden im Verhältnis 1:6 (234 kg Zement pro m<sup>3</sup> fertigen Betons) wegen der besseren Durcharbeitung des Gemenges trotz der geringen notwendigen Betonmassen durch einen Trommelmischer hergestellt. Dabei wurde auf die Wasserzugabe zur Erzielung größtmöglicher Gleichmäßigkeit und Zweckmäßigkeit der Betonkonsistenz besondere Aufmerksamkeit verwendet.

Um die Erhärtung des Betons zu gegebener Zeit feststellen und verfolgen zu können, wurde aus der Maschine heraus an jedem Betonierungstage eine Anzahl Würfel von 20 cm Kantenlänge in Eisenformen auf geöltem Holzboden betoniert. Zugleich wurde Zement und Zuschlagsmaterial nach den Normen geprüft, für die nach den amtlichen Vor-

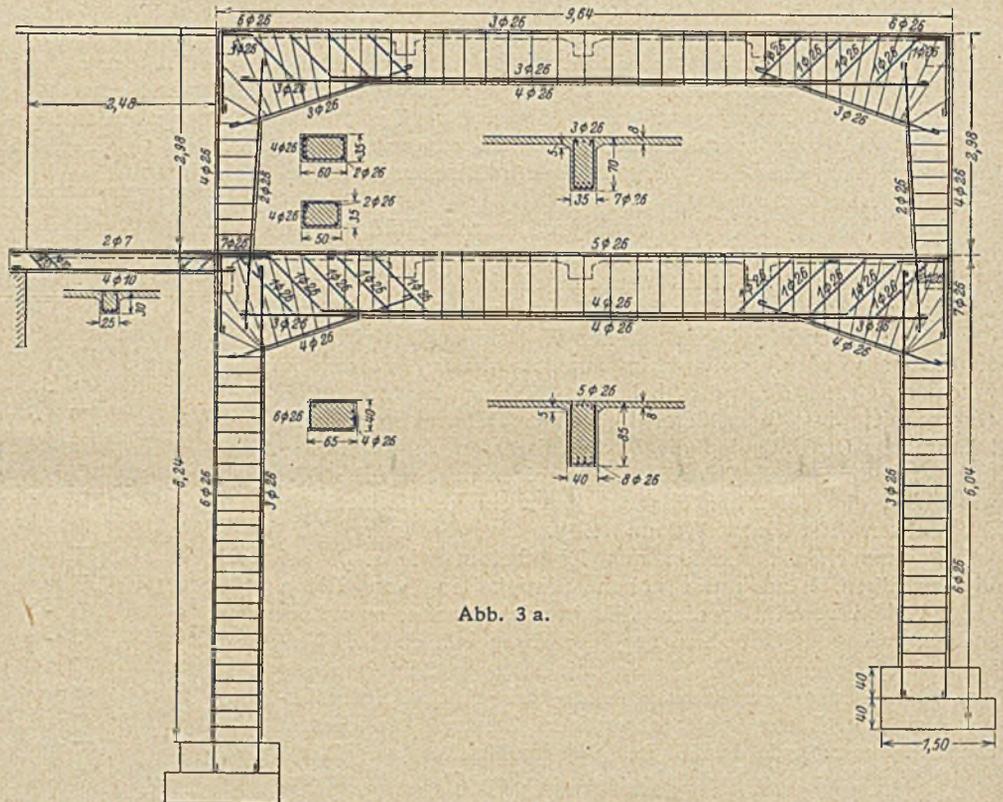


Abb. 3 a.

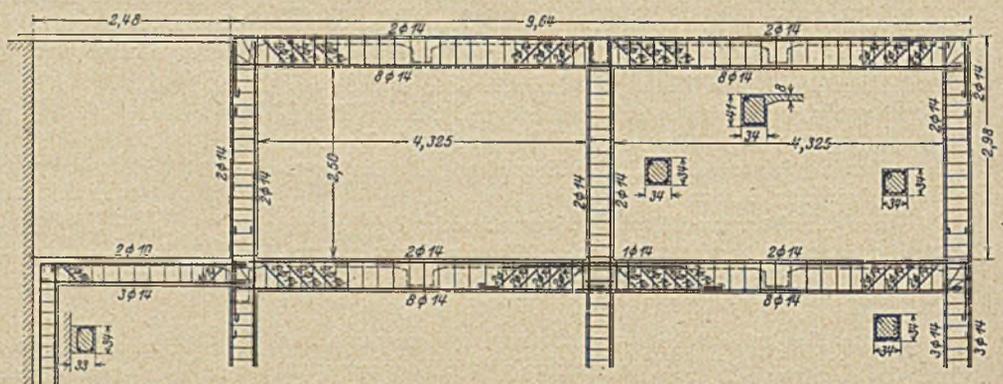


Abb. 3 b.

schriften erdfeuchter Beton in eisernen Formen eingebracht wird. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle (S. 359) zusammengestellt.

Diese Kontrolluntersuchungen, die mit dem Bauwerk fortgeschritten waren, zeigen, daß die in den amtlichen Be-

Stützenbeton des Erdgeschosses aus „N“-Zement, Mischungsverhältnis 1:6, Konsistenz plastisch			Decken- und Trägerbeton des Erdgeschosses aus „N“-Zement Mischungsverhältnis 1:6, Konsistenz plastisch			Normenmäßig hergestellte Würfel aus „N“-Zement, Mischungsverhältnis 1:6, Konsistenz erdfeucht (Stampfbeton)		
Alter in Tagen	Würfelfestigkeiten in kg/cm <sup>2</sup>		Alter in Tagen	Würfelfestigkeiten in kg/cm <sup>2</sup>		Alter in Tagen	Würfelfestigkeiten in kg/cm <sup>2</sup>	
	einzel	mittel		einzel	mittel		einzel	mittel
3	47,7	46,7	7	91	86	3	144	147,7
	44,1			90			147	
	48,3			76,6			152	
7	112	108	28	172,5	174,3	28	300	303,3
	102			184,0			308	
	111			166,5			302	
28	172	188	90	371	367	90	375	367
	197,5			365				
	193,5							

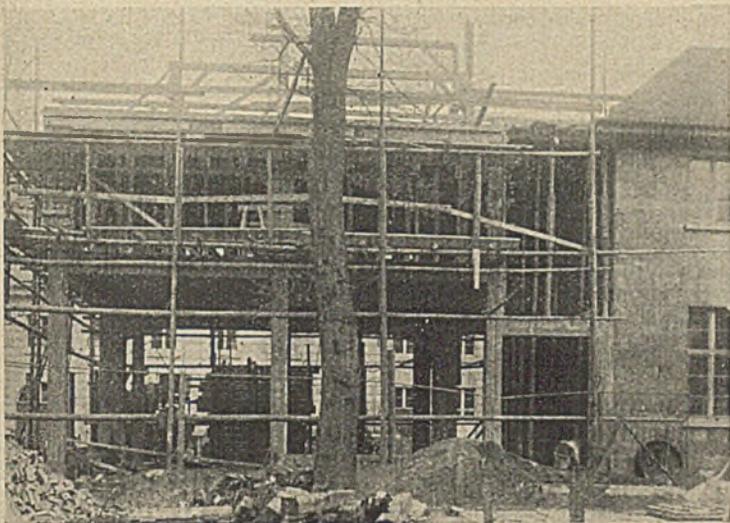


Abb. 3 c. Baubild vom 14. April 1925.

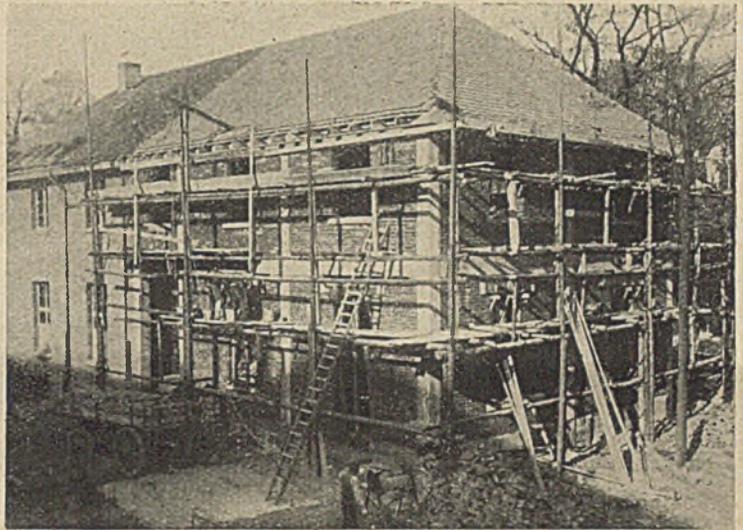


Abb. 3 d. Baubild vom 29. April 1925.

stimmungen für Eisenbetonbau aufgenommenen Festigkeitszahlen weit überschritten wurden. Sie ermöglichen ferner einen Vergleich des nach den Normen hergestellten erdfeuchten Betons mit dem aus dem Bau entnommenen Material. Sie beweisen schließlich, daß mit der in dem verwendeten Beton vorhandenen Zementmenge von 234 kg/m<sup>3</sup> fertigen Betons sich ein selbst nach den neuen amtlichen Vorschriften als hochwertig bezeichneter Beton herstellen läßt.

Am 1. IV. wurde mit dem Aufstellen der Schalungen für das Obergeschoß bereits begonnen. Das Ausschalen des Erdgeschosses erfolgte am 6. IV., im Alter des Betons von sieben Tagen, noch bevor das Obergeschoß betoniert war. Durch das Einbringen des Betons in die Schalungen des Obergeschosses am 7. und 8. IV. wurde die Belastung der ausgeschalteten Konstruktion auf etwa 65% der der statischen Berechnung zugrunde gelegten Last gebracht, so daß sich beispielsweise im Riegel des zwei-stieligen Rahmens rechnerisch eine Beanspruchung von etwa 34 kg/cm<sup>2</sup> ergab. Da die Betondruckfestigkeit im Alter von sieben Tagen mit 108 kg/cm<sup>2</sup> festgestellt wurde, betrug die Sicherheit das Dreifache. Die Schalungen des Obergeschosses wurden am 14. IV. ebenfalls im Alter des Betons von 6 bzw. 7 Tagen entfernt. Die Festigkeiten

dieses Betons ergaben sich auf Grund von Untersuchungen wie vor nach:

7 Tagen . . .	186,8 kg/cm <sup>2</sup>
28 „ . . .	284,3 „
90 „ . . .	357 „

Nach Fertigstellung der beiden Geschosse wurde die Eisenbetontreppe aus Beton mit dem hochwertigen Zement „L“ betoniert und bereits im Alter von vier Tagen entschalt.

Zwei Tage nach Herstellung der oberen Eisenbetondecke wurde das Holz für den Dachstuhl aufgezogen (9. IV.) und mit dem Aufschlagen des Dachstuhles begonnen, der in drei Arbeitstagen fertiggestellt wurde. Während des Betonierens der Obergeschoßdecke wurde das Ausriegeln der Erdgeschoßaußenwände begonnen und in vier Arbeitstagen beendet. Die Ausmauerung des Obergeschosses folgte in drei weiteren Arbeitstagen. Etwa vier Wochen (29. IV.) nach Beginn der Hauptarbeiten waren die Rohbauten (Abb. 5 c) beendet, und es konnten die Außengerüste entfernt werden.

Innerhalb 30 Tagen nach Beginn der Hauptbauarbeiten war der ganze Rohbau fertiggestellt, was nur durch die rasche Beseitigung von Schalung und Rüstung möglich war.

### C. Schlußfolgerungen.

Die nach 300 Tagen abgeschlossenen Untersuchungen gestatten vorerst gewisse Bedenken, die in der Baupraxis bei der Einführung der hochwertigen Portlandzemente geltend gemacht wurden, zu zerstreuen.

In erster Linie wurde die Befürchtung ausgesprochen, daß der Beton aus hochwertigem Portlandzement als Begleiterscheinung der höheren Festigkeiten größere Sprödigkeit aufweise. Ferner wurde die Frage laut, wie weit die Zugfestigkeiten mit der Erhöhung der Druckfestigkeiten gleichen Schritt halten.

Die Ergebnisse der Untersuchungen, die nicht nur auf die Prüfung des Zementes und der dabei verarbeiteten Zementmörtel, sondern auch auf Beton- und Eisenbeton ausgedehnt

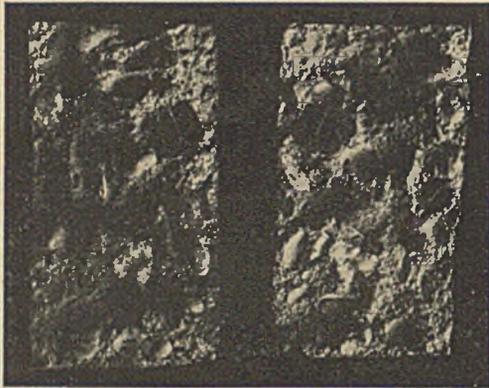


Abb. 4.

wurden, haben erwiesen, daß keinerlei Einbuße bezüglich der elastischen Eigenschaften des Materials festzustellen war. Der hochwertige Portlandzement weist mindestens dieselben elastischen Eigenschaften auf wie der einfache Zement.

Bezüglich der Zugfestigkeiten ist zu bemerken, daß bei 90 Tage alten Betonbalken bei Verwendung von ausgewähltem Zuschlagsmaterial die Biegunszugfestigkeit ungefähr  $60 \text{ kg/cm}^2$  betrug. Das beweist eine nicht unwesentliche Erhöhung der Zugfestigkeiten gegenüber den gewöhnlichen Portlandzementen.

Die beigefügte Abb. 4 zeigt die Bruchflächen eines 90 Tage alten Betons, aus denen zu ersehen ist, daß der Bruch nicht durch den Mörtel, sondern durch das Zuschlagsmaterial hindurch geht. Da es sich hier um einen auf Zug beanspruchten Körper handelt, so ist dies ein Beweis für die höhere Zugfestigkeit.

Die Druckfestigkeiten von Beton mit hochwertigem Zement sowohl bei reinem Druck als auch bei Biegunzbeanspruchung übertreffen diejenigen mit gewöhnlichem Zement sehr erheblich.

Z. B. erreicht man mit der Marke „N“ bei Beton 1:5 ( $273 \text{ kg}$  Zement pro  $\text{m}^3$  Beton bei einem Wasserzementfaktor  $\text{WZF}=0,68$ , also plastischer Konsistenz) nach drei Tagen fast 44%, nach sieben Tagen 85% der 28-Tage-Würfelfestigkeiten des Betons gleicher Zusammensetzung mit dem an sich sehr guten Zement Marke „P“.

Auch beim Mischungsverhältnis 1:12 ( $122 \text{ kg}$  Zement pro  $\text{m}^3$  fertigen Betons mit  $\text{WZF}=0,9$ ) erhielt man mit der hochwertigen Marke „N“ nach drei Tagen über 45% der 28-Tage-Würfelfestigkeit des Betons gleicher Zusammensetzung mit Marke „P“.

Für die Biegunzdruckfestigkeiten lagen die Verhältnisse ganz ähnlich.

Bezüglich des Schwindens von Beton mit hochwertigem Zement ist zu bemerken, daß die Schwindmaße in den ersten drei Tagen erheblich größer sind als bei gewöhnlichem Zement. Sie werden aber in der Zeit zwischen 28 und 90 Tagen einander gleich.

Man wird daraus die Folgerung ziehen müssen, daß man bei hochwertigem noch mehr als bei gewöhnlichem Zement für ein gleichmäßiges allmähliches Erhärten durch Naßhalten des Betons in der ersten Zeit Sorge zu tragen hat.

Bezüglich der Verwendungsmöglichkeiten läßt sich aus den Ergebnissen der Untersuchungen folgern:

Neben den Fällen, bei denen prinzipiell nur hochwertiges Material genommen werden sollte (Eisenbetonpfähle), fällt bei Hochbauten am meisten ins Gewicht die Ersparnis an Bauzeit.

Auch ästhetische Gründe, der Wunsch, schlankere Bauglieder zu erhalten, werden manchmal den Ausschlag geben für die Wahl hochwertigen Materials.

Die Anwendung hochwertigen Zementes bringt es mit sich, auch hochwertiges Eisen zu verwenden, um alle Vorteile der höheren Beanspruchungsmöglichkeiten auszunutzen zu können. Besonders wird im Brückenbau und bei Unterzügen hochwertiges Eisen am Platze sein, schon damit bei den geringeren Querschnittsabmessungen die Eisen gut untergebracht werden können.

Schließlich mag der Vorteil erwähnt werden, der sich bei der Anwendung hochwertiger Zemente bei Bauwerken ergibt, die in vorgerückter Jahreszeit oder sonst bei zu erwartenden niedrigeren Temperaturen rasch erhärten sollen, wie dies bei Wasserbauwerken verschiedener Art der Fall sein kann.

Welche wirtschaftlichen Möglichkeiten ergeben sich sonach bei der Verwendung von hochwertigem Portlandzement?

Das Beispiel des Institutsneubaues beweist, daß es möglich ist, die Herstellung eines Baues zu beschleunigen.

Die Möglichkeit des raschen Ausschalens bei Beton- und Eisenbetonbauten führt zu Ersparnissen an Schalungs- und Rüstungsmaterial und an Zeit.

Die höheren Festigkeiten gestatten höhere zulässige Beanspruchungen im Bauwerk und damit kleinere Abmessungen.

Die höhere Zugfestigkeit ermöglicht größere Sicherheit gegen Ribbildungen.

## DEUTSCHE INGENIEURARBEIT IM STRASSBURGER MÜNSTER<sup>1)</sup>.

Von Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard, Berlin.

(Schluß von Seite 317.)

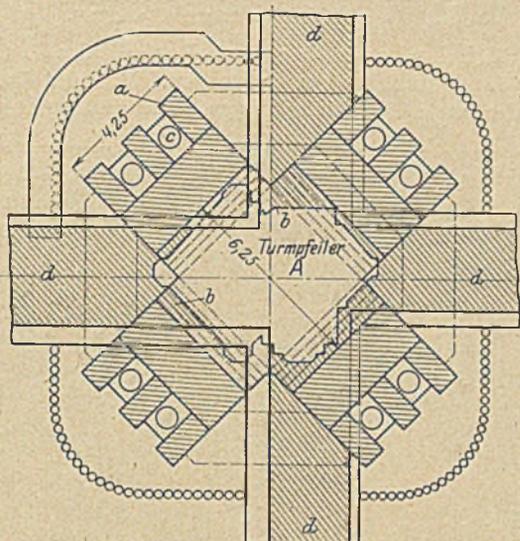
Der Ausführungsplan war nun wie folgt entwickelt:

Im ersten Bauabschnitt sollte zunächst ein äußeres neues Fundament für die Hilfskonstruktion zur Abfangung der Turmlast hergestellt werden, welches später als Teil des endgültigen ganzen Turmfundamentes dienen sollte. Hierfür wurde nach verschiedenen nicht ausreichenden Planungen ein biegunzfesten Eisenbetonring von  $125 \text{ m}^2$  Grundfläche (s. Abb. 10) entworfen, welcher den Pfeiler unter der „Brücke“ mit den Hilfsbauten, zusammen  $4300 \text{ t}$ , zu tragen hatte. Die Last sollte

<sup>1)</sup> Dieser Aufsatz erscheint als erweiterter Sonderdruck im Verlag von Julius Springer, Berlin.

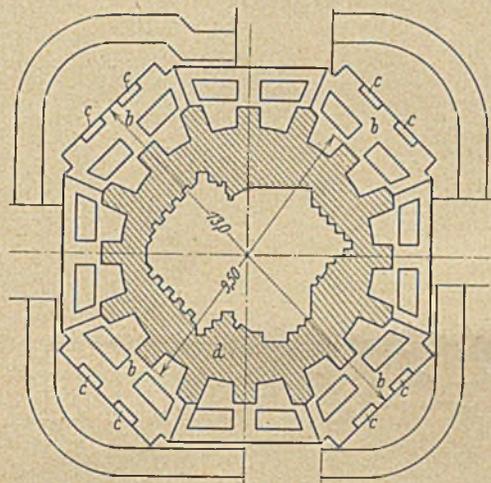
gegen das neue Fundament zur Vermeidung späterer Setzungen angepreßt werden. Der Ring war stückweise in drei einzelnen Bauvorgängen unter dem romanischen Fundamentkreuz durchzuführen. Im ungünstigsten Falle hatte dieser Ring auch noch die übrigen Lasten zu tragen, wodurch sich  $8,5 \text{ kg/cm}^2$  Bodenpressung ergaben, was zulässig erschien, da der Boden am Ausweichen durch eine Betonspundwand geschützt worden war.

Der zweite Bauabschnitt betraf die Abstützung, welche ursprünglich als gut verstreute, starke Holzkonstruktion gedacht war, die sich gegen den vorerwähnten Eisenbetonring



1. Lage des Turmpfeilers A zu der alten romanischen Fundamentkreuzung dd
2. Stützung der provisorischen Abfangung  
b Schemelstützung c Strebenstützung

Abb. 7. Schnitt AB durch die Stützfüße der Abfangung.



- b achteckige Pyramide c Kammern für die Pressen

Abb. 8. Schnitt CD durch den Mantel.

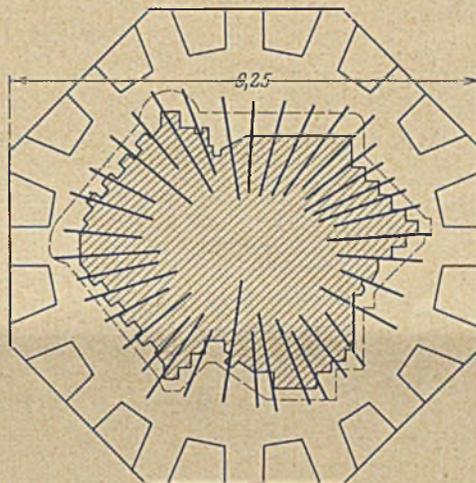
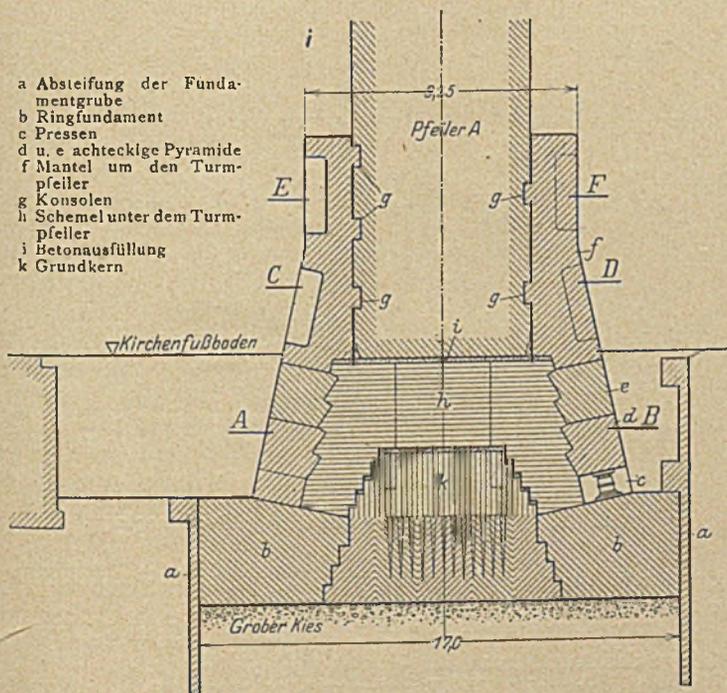


Abb. 9. Schnitt EF.

Verbindung des Mantels mit dem alten Turmmauerwerk durch Eisenstäbe.



- a Absteifung der Fundamentgrube
- b Ringfundament
- c Pressen
- d u. e achteckige Pyramide
- f Mantel um den Turmpfeiler
- g Konsolen
- h Schemel unter dem Turmpfeiler
- i Betonausfüllung
- k Grundkern

Abb. 10. Senkrechter Schrägschnitt durch die Abfangung und Neugründung des Turmpfeilers A aus Eisenbeton.

um den Turmpfeiler stemmte. Man entschied sich aber für einen höheren Eisenbetonmantel um den Turmkörper über Kirchenfußboden (Abb. 10 u. 11), der die Turmlast von 7500 t mittels Haftfestigkeit der 180 m<sup>2</sup> großen Berührungsoberfläche tragen sollte. Zwischen diesem Mantel bzw. unter diesem und dem Ringfundament war im Zusammenhang damit eine pyramidenförmige Fortsetzung geplant; auf dem Fundament waren acht Druckpressen vorgesehen, welche langsam und allmählich den zur Anpressung erforderlichen Druck erzeugen konnten.

Im dritten Bauabschnitt sollte die Druckübertragung vom Pfeilerkern auf das genannte Fundament erfolgen. Ursprünglich war hierfür eine Trägerkonstruktion aus Eisenbeton in Aussicht genommen, welche jedoch nicht den Ansprüchen des Baugedankens gerecht wurde, da sie auch von unten gegen die Pfeilersohle in Kirchenfußbodenhöhe gepreßt werden mußte. Man entschloß sich deshalb zu einem Rahmengebilde, bestehend aus einer mittleren Platte von 3,20 m Höhe mit vier daran befindlichen schrägen Stützen, einer Art „Schemel“ (Abb. 10 u. 11). Dieser stand auf einer Verzahnung der Abfangungskonstruktion, so daß mit deren Anpressen dieser Schemel samt Auflast des Turmpfeilers so lange nach oben gepreßt werden konnte, als damit keine Verschiebung in der Höhenlage des Schwerpunktes des Turmpfeilers erzeugt wurde,

um mit Sicherheit eine Hebung des Pfeilers zu vermeiden. Zur Kontrolle dieser Vorgänge waren seismographische Apparate aufzustellen. Damit war die gesamte Turmlast auf den Fundamenttring zu übertragen möglich.

Im vierten Bauabschnitt sollte endlich das Kernfundament (Abb. 10) zur Erhöhung der Sicherheit ausgeführt werden. Nach dieser Arbeit war eine Gesamtlast von 11050 t mit 6,5 kg/cm<sup>2</sup> Bodenpressung vom ganzen Fundament zu tragen, die sich nach Entfernung des Betonmantels auf 5,9 kg/cm<sup>2</sup> ermäßigte.

Nach vorstehender Erläuterung, und an Hand ausführlicher Berechnungen und Zeichnungen der drei Beauftragten Wagner, Züblin und Knauth, oblag mir im Jahre 1915 die Prüfung des gesamten Ausführungsplanes und der bis dahin durchgearbeiteten Einzelheiten, um damit die Beschlußfassung der städtischen und kirchlichen Behörden herbeizuführen. Der Ausführungsplan, den zu schwach gegründeten Turmpfeiler mittels eines um den ganzen Turmpfeiler gelegten Eisenbetonmantels durch vier Strebenfüße aus Eisenbeton gegen ein Eisenbetonringfundament abzufangen, und zwar die Turmlast mit hydraulischen Pressen vorläufig zu tragen und dann die endgültige Übertragung durch einen Eisenbetonschemel, der unter dem Kirchenfußboden angeordnet war und dessen vier Füße mittels Zähnen in die Abfangstreben greifen, dann durch die Preßvorrichtung den Schemelrücken unter den Mauerkerne des Turm-

pfeilers zu pressen, zeigte einen hohen Grad technischer Reife und Ausführbarkeit. Besonders war das an vier Punkten belastete Ringfundament mit seinen Eiseneinlagen nach Berechnungen von Dr. Arnstein<sup>3)</sup> durchgebildet und von mir nachgeprüft. Die Übertragung der Turmlast von 7500 t durch den Eisenbetonmantel mit 180 cm<sup>2</sup> Innenfläche setzt eine Haftspannung von 4,2 kg/cm<sup>2</sup> voraus. Das Münsterbauamt hatte durch Versuche, wie oben dargestellt, im kleinen

V. Bauausführung.

Unmittelbar nach meiner Prüfung des Entwurfes ist mit der Ausführung begonnen worden. Mir sind dauernd noch bis in die letzte Zeit Mitteilungen, Zeichnungen und Abbildungen

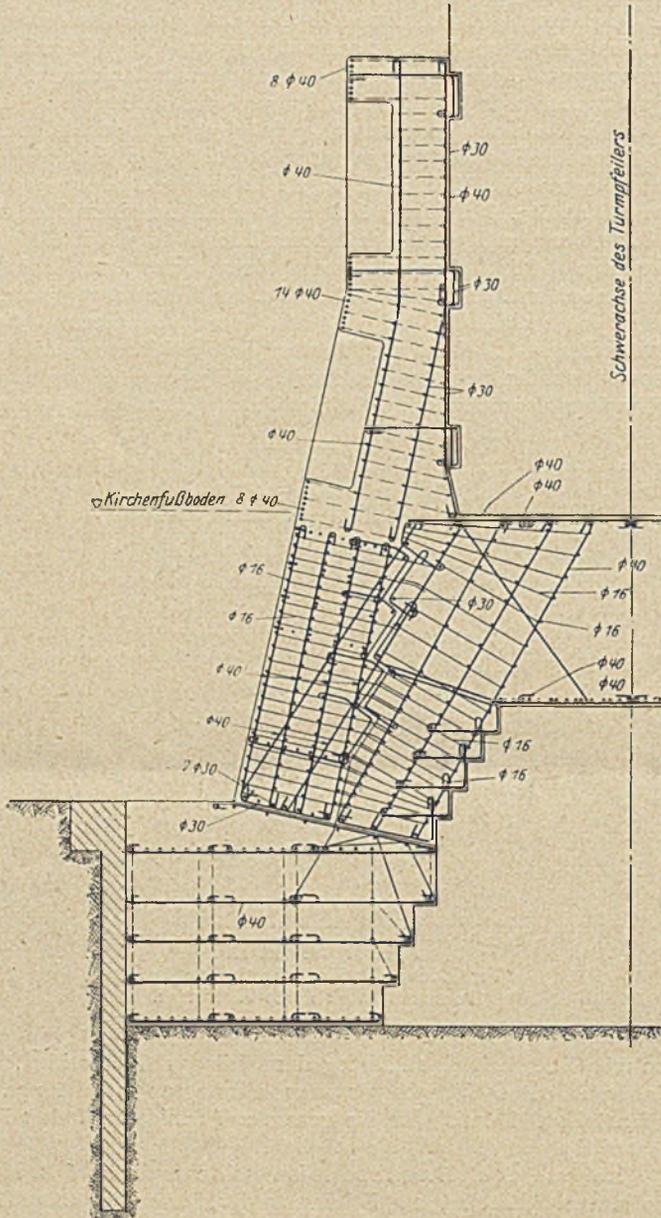


Abb. 11. Eisenbewehrung der Ab- und Unterfangung des Turmpfeilers sowie des Ringfundamentes.

die Haftfestigkeit, d. h. den Grenzwert der Reibung zwischen Beton und Sandstein bei glatten Flächen infolge der Querdehnung des belasteten Steins im Mittel zu 21,3 kg/cm<sup>2</sup> festgestellt, erhoffte also eine fünffache Sicherheit für die Übertragung der Last von Pfeiler auf Mantel. Es ist natürlich nicht zu erwarten, daß dieses Maß von Sicherheit wirklich und gleichmäßig vorhanden ist. Es fehlen auch die Versuche im großen. Mein Hinweis, daß die Sicherheit dieser Übertragung namentlich bei der Unkenntnis der Zuverlässigkeit des inneren Mauerwerks nur knapp sei, hat dann bei der Ausführung später zu einer weiter unten zu besprechenden Verbesserung der Verbindung zwischen Mantel und Turmpfeilermauerwerk Anlaß gegeben.

<sup>3)</sup> Später bekannt geworden als Statiker des nach Amerika gebrachten Luftschiffes Z. R. III (s. Bauingenieur 1926, S. 252).

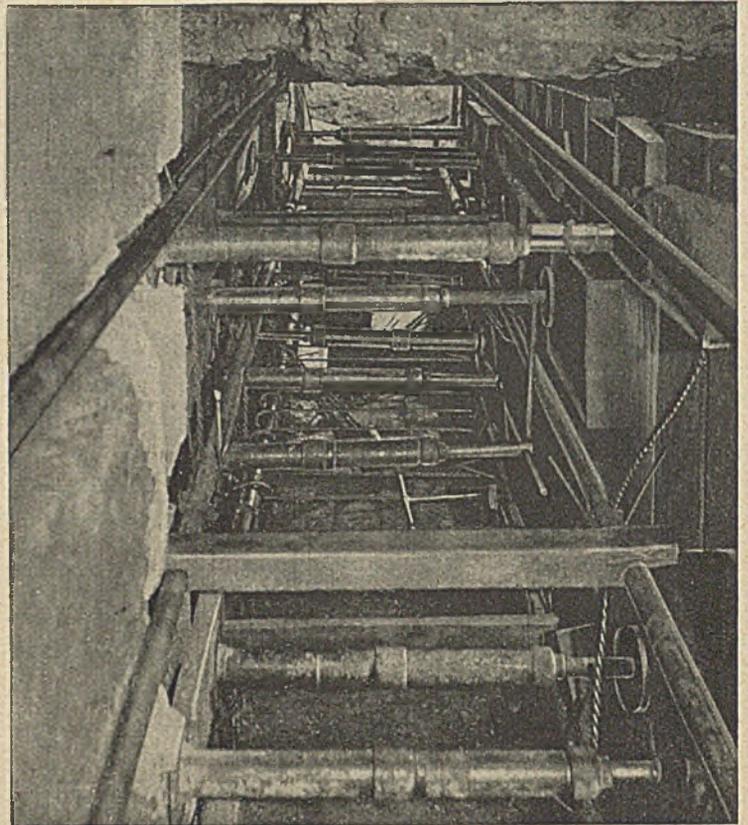


Abb. 12. Unterfahrung des romanischen Fundamentes und Absteifung der Baugrube für ein Ringdrittel.



Abb. 13. Eiseneinlagen für den unteren Fundamentring.

der Ausführung zur Verfügung gestellt, wovon in Auswahl hier einige vorgeführt werden mögen, da sie ein sprechendes Bild von der Sorgfalt bieten, mit welchem die gewaltigen Schwierigkeiten der Ausführung bewältigt worden sind.

Abb. 11 zeigt die Bewehrung der gesamten Abfangung. Das aus drei Einzelringen bestehende Ringfundament ist zu-

nächst noch während des Krieges fertiggestellt. Die Unterföhrung des romanischen Turmfundaments für eines der Ringdrittel (s. IV, Schluß des ersten Bauabschnittes) bis auf den groben Kies und die vorsichtige Absteifung der seitlichen Erdwände zeigt Abb. 12. Die Aufstellung der Eiseneinlage unter den alten Fundamenten und deren runde Verbindungen zeigt Abb. 13. (Die hierzu erforderlichen Stollen unter den Fundamenten hatten 1-1,5 m Breite, 2,50 m Höhe und 3,50 m Länge.) Noch während des Krieges war der erste Bauabschnitt erledigt und die Grundlage für die Abfangung geschaffen.

Auf dem fertigen Ringfundament ist dann, jedoch ohne

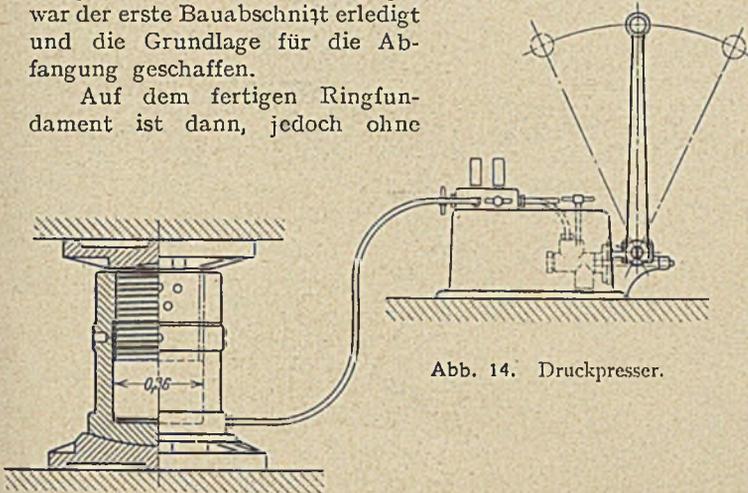


Abb. 14. Druckpresser.

Verbindung damit, zunächst eine achteckige Eisenbetonpyramide bis zum Kirchenfußboden errichtet, deren rechtwinklig zu den alten Fundamenten stehende Wände diese derart umfassen, daß zwischen ihnen und der Hilfskonstruktion hinreichend Platz geblieben ist, um den späteren Abbruch der alten Fundamente zu ermöglichen. In den schräg gerichteten Wänden der Pyramide sind unten je zwei Kammern für die hydraulischen Pressen ausgespart, die sich auf den Fundamentring stützen und oben gegen die Pyramide drücken (s. Abb. 7, 8 u. 10). Diese Pressen sind erst kurz vor Beginn ihrer Arbeit im Spätherbst 1922 aufgestellt. Hier möge über die Einzelheiten der von der Maschinenfabrik Graffenstaden ausgeführten Pressenanlagen folgendes eingeschaltet werden:

Jede einzelne Presse ist für eine Leistung von etwa 500 Tonnen; je zwei Pressen sind durch eine gemeinschaftliche Pumpe betätigt (s. Abb. 14).

Die obere äußere Mantelhälfte ist an der Innenseite mit einem Gewinde versehen, welches in dem zugehörigen Gewinde des inneren Druckzylinders läuft; sobald der innere Zylinder gehoben wird, bewegt sich die obere äußere Mantelhälfte mit diesem und wird durch Zurückdrehen mittels Stahlhebel, die in die zu diesem Zwecke vorgesehenen Einsätze gesteckt werden, wieder auf die untere Mantelhälfte aufgelagert. Es wird auf diese Weise ermöglicht, den Druck, den die Ventile auszuhalten haben, auf die kurze Zeit von einem Ruck zu beschränken und sie sogleich wieder zu entlasten. Dieses System hat sich beim Bau gut bewährt, ohne daß während der ganzen Arbeit ein einziges Ventil versagt hat.

Der äußere Mantel ist mit einem Gradmesser von 360 Grad versehen; jeder Grad entspricht einer Hebung von  $\frac{6}{100}$  mm. Um die Presse in schräge Lage stellen zu können, ist die Auflagerplatte mit einer Kugelfläche von 800 mm Dmr versehen. Die Zylindermäntel sind aus geschmiedetem Stahl, die oberen und unteren Auflagerplatten aus Gußstahl. Der Querschnitt ist also etwa 1000 cm<sup>2</sup>, d. h. der innere Zylinder hat einen Durchmesser von 360 mm.

Die Pumpen sind für einen Druck von 600 kg/cm<sup>2</sup> bemessen; die Ventile sind in Nickelstahl, die Leitungen sind aus Kupfer und für 500 at gebaut, ebenso halten die Manometer 500 at Druck aus.

Wie Abb. 10 u. 11 zeigen, sind die inneren Seiten der oben genannten achteckigen Pyramide mit sägeförmigen Ab-

sätzen versehen, in welche später die Absätze des Schemels zur Unterstützung des Turmmauerwerks über Kirchenfußboden eingreifen sollen.

Über Kirchenfußboden ist dann der Turmpfeiler mit einem achteckigen Mantel umspannt, der mit der vorgenannten Pyramide unter dem Fußboden einen einheitlichen Eisenbetonkörper bildet. Abb. 15 zeigt die Ansicht dieser mehrfach erwähnten Ummantelung. Diese Abbildung zeigt auch die Hilfsgerüste zur Abstützung der vom Turmpfeiler aufsteigenden Bogen, während Abb. 16 Anordnung und Einzelheiten der Eisenarmierung, besonders der senkrechten Streben und Ringumschnürungen, wie sie auch in der Konstruktionszeichnung Abb. 11 angegeben ist. Dieser Mantel erhebt sich bis zu den Kapitälern auf 7,50 m Höhe über Kirchenfußboden. Die bereits oben erwähnten, zur sicheren Übertragung der Turmpfeilerlast auf den Mantel notwendigen Maßnahmen bestanden bei der Ausführung nicht nur aus den inneren konsolartigen Eingriffen der Eisenbetonabfangung in das Verblendmauerwerk, sondern noch in der Anordnung von etwa 600 wagerechten Rundeisen, welche über die ganzen Anliegeflächen verteilt, in Verbindung mit der Eisenarmierung des Mantels gebracht waren und in 0,90

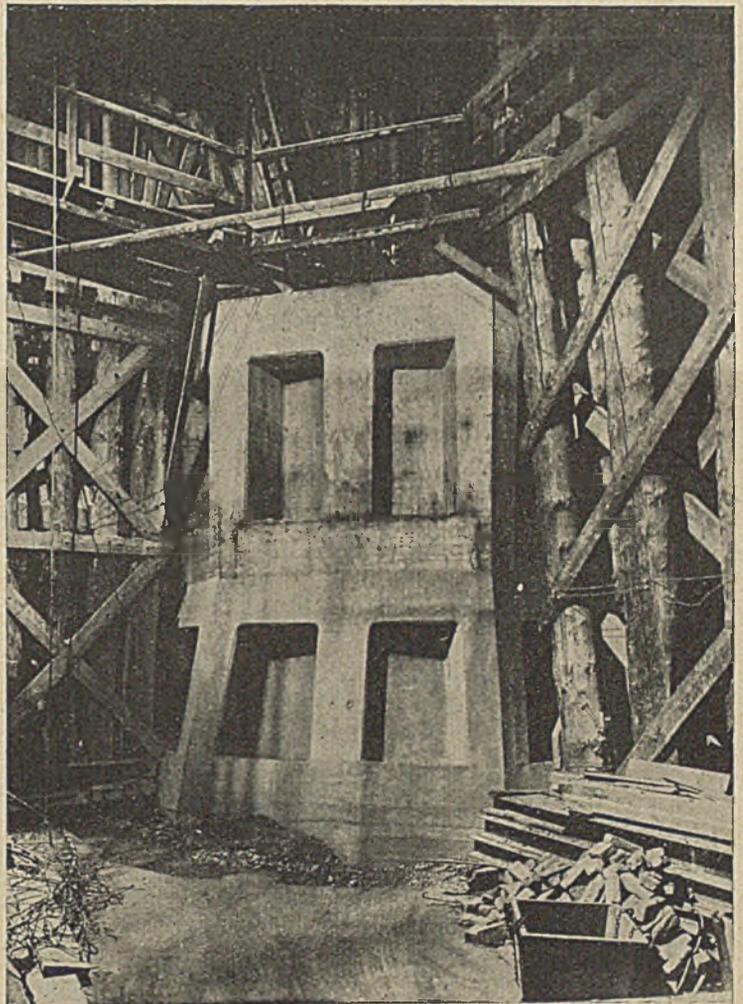


Abb. 15. Ansicht der fertigen Eisenbeton-Ummantelung der Turmpfeiler.

bis 1,80 m tief in das Turmmauerwerk gebohrte Löcher unter Druck einzementiert waren (s. Abb. 9). Hierdurch sind noch die Bedenken beseitigt worden, auf die ich in einem Schreiben vom 10. Mai 1920 an den Münsterbaumeister Knauth hingewiesen hatte und die daraus entstanden waren, daß in Ergänzung meines Gutachtens vom Jahre 1915 über die knappe Sicherheit der Übertragung der Turmlast auf den Mantel, das innere Mauer-

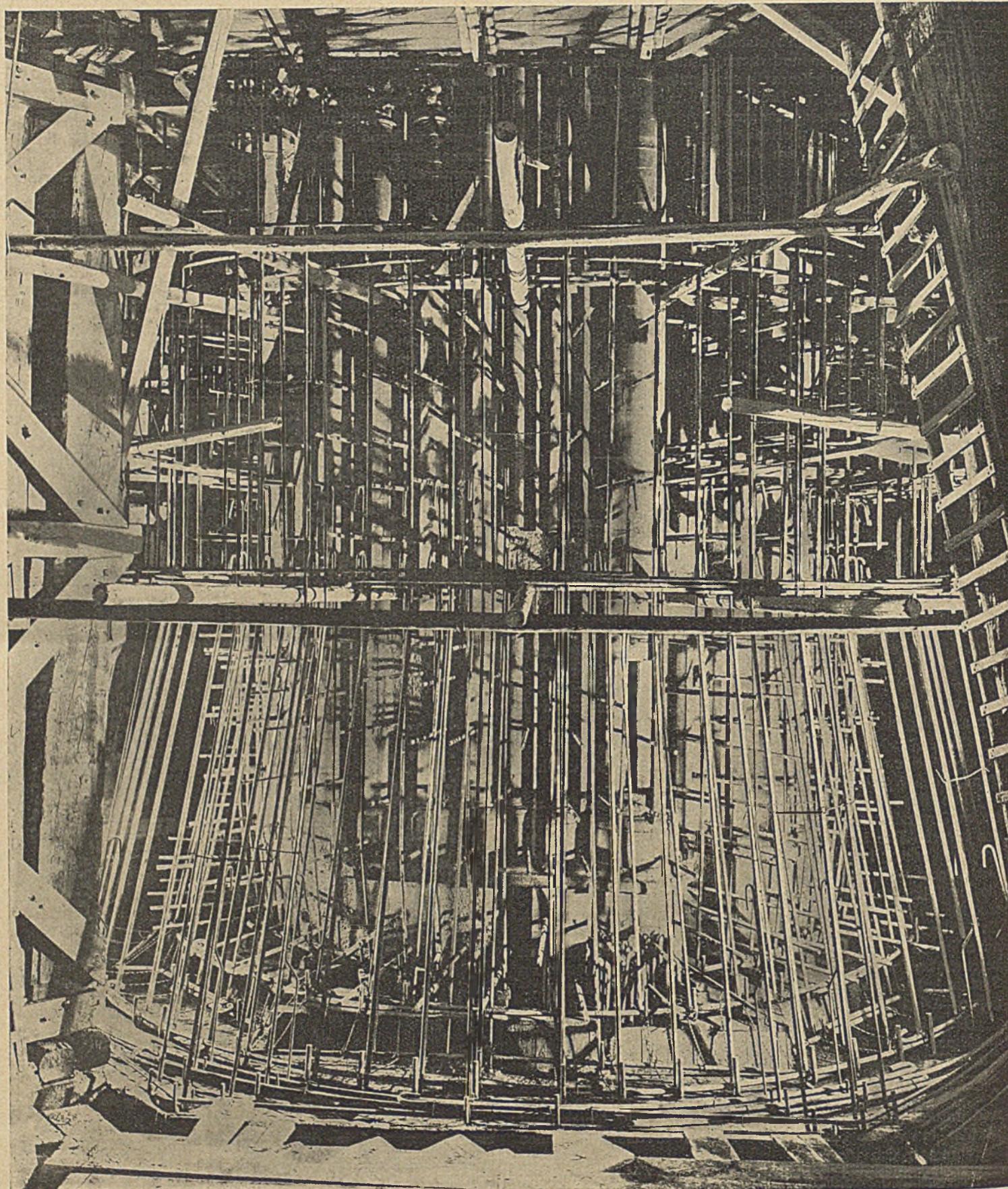


Abb. 16. Ansicht der Mantelbewehrung des Turmpfeilers A zwischen Kirchenfußboden und Kapitell  
nebst Verankerungen des Pfeilermauerwerks mit dem Mantel.

werk und auch dessen Zusammenhang mit der Werksteinverblendung von zweifelhafter Sicherheit sein könne. Durch diese tief in das Mauerwerk gebohrten 600 Rundeisen ist jedenfalls eine wirksame Verankerung und Sicherung in dem Zusammenhang des Turmmauerwerks bei der Abstrebung durch den Mantelbau erzeugt. Daß ihre Anordnung nach dem Génie civile 1925 einem französischen beratenden Ingenieur zugeschrieben wird, möge dahingestellt bleiben. Jedenfalls darf man mir die Priorität für die Erkenntnis ihrer statischen Notwendigkeit nicht absprechen, was ich im Interesse des deutschen Bauingenieurs hier feststellen möchte. Des weiteren möchte ich mir die kritische Anmerkung gestatten, daß die gleichmäßige Bepickung des alten Mauerwerks mit eingebohrten Eisenstäben nicht der statischen Forderung entspricht; richtiger wäre auch die Durchführung einiger Stäbe von einer Seite zur anderen gewesen.

Im Jahre 1920 waren infolge der zeitweisen Schwierigkeiten in der Materialbeschaffung die Schrägpfeiler der unteren Pyramide nach einem Briefe Knauths noch nicht beendet, die Pressen waren bereits in Auftrag und Arbeit gegeben. Die Fertigstellung der ganzen Abfangvorrichtung ist im Jahre 1922 erfolgt. Die acht Pressen sind dann in Wirkung gesetzt. Sie sind durch eine Ringleitung verbunden gewesen derart, daß sie mit Hilfe eines Blockierungsventiles einzeln ausgeschaltet werden konnten. Das Ziel war, den Druck der Turmlast von 8000 bis 10 000 t auf das Ringfundament zu übertragen, ohne die Höhenlage des Turmschwerpunktes zu ändern. Zunächst ist vorsichtshalber, um den vorhandenen Gleichgewichtszustand durch die Brückenbildung nicht vorzeitig zu stören, nur die Hälfte davon auf den Ring gesetzt; die Pressen sind deshalb nur auf 250 at gespannt worden.

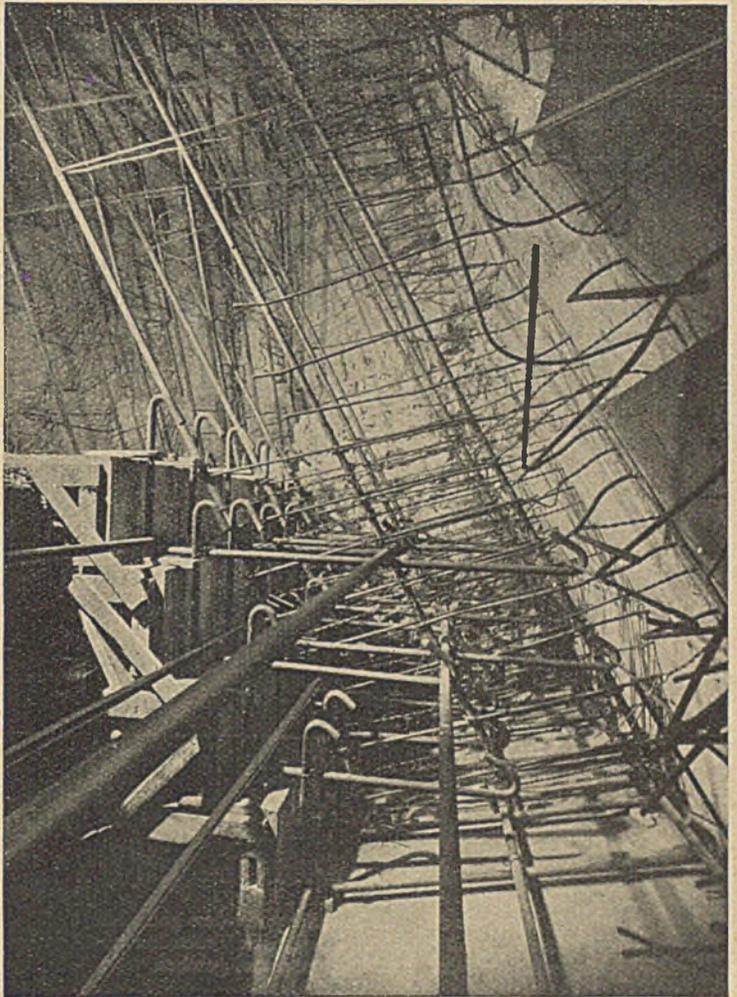


Abb. 18. Bewehrung und Einschalung eines Schemelfußes.

oberen Fugen aller Schemelteile sind sogleich in sorgfältigster Weise ausgestampft. Alsdann sind die Pressen allmählich auf 500 at gespannt worden, um die ganze Pfeilerlast auf die neuen Fundamente zu übertragen und die alten Fundamente gänzlich zu entlasten.

Die Abb. 17 zeigt, von unten gesehen, die Freilegung der Sohle des romanischen Fundamentes im April 1923 mit den

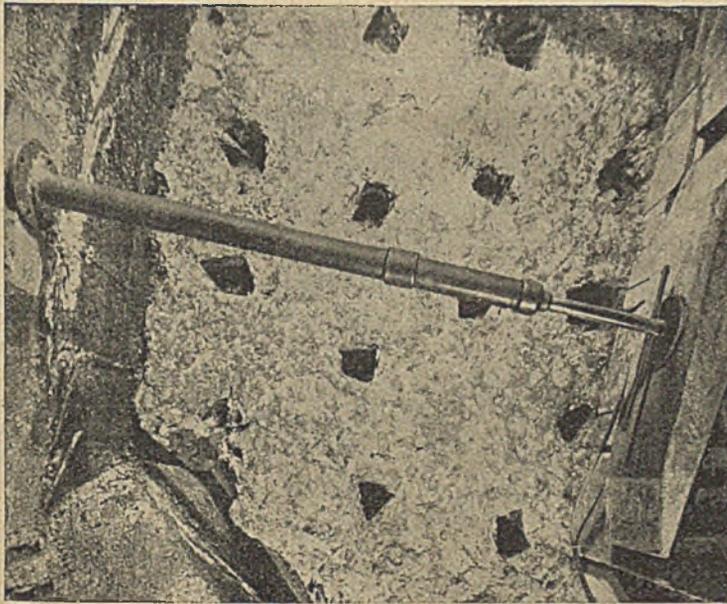


Abb. 17. Freigelegte Sohle des romanischen Fundamentes mit den von den Grundpfählen herrührenden Löchern.

Dann ging man in den Jahren 1923 u. 1924 zur Ausführung des dritten Bauabschnittes, zum Einbau des Eisenbetonschemels unter der Sohle des Turmes. Zunächst sind die inneren Letteschichten zwischen dem romanischen Fundamentkreuz und Abfangungspyramide entfernt und durch die geplante Eisenbetonkonstruktion ersetzt worden. Und zwar sollte diese Arbeit in vier Vierteln nacheinander erfolgen. Die beiden ersten Schemelviertel ruhten zuerst mit aufgebogenen Eiseneinlagen für die Verbindung mit den noch auszuführenden Schemelteilen auf den romanischen Fundamentmauern. Die beiden letzten Viertel sind jedoch der Zeitgewinnung und schwieriger Zugänglichkeit wegen dank der inzwischen gewonnenen Sicherheit zusammen, also hälftig ausgeführt. Die



Abb. 19. Altrömisches Relief aus dem abgebrochenen romanischen Fundamentmauerwerk.

Löchern, in welchen die Pfähle durch die jetzt entfernte Letteschicht gesteckt haben; Bewehrung und Einschalung der Schemelfüße werden durch Abb. 18 veranschaulicht. Man sieht rechts die Zähne und Verbindungseisen aus dem unteren Abfangungskörper und unten die geneigte Auflagerfläche auf

dem Fundamentring des ersten Bauabschnittes. Hier konnte nur die stückweise Freilegung des Raumes für die Schemelfüße zwischen den alten Fundamenten und dem unteren Abfangungskörper erfolgen. Das geschah bis zum Spätherbst 1923. Beim

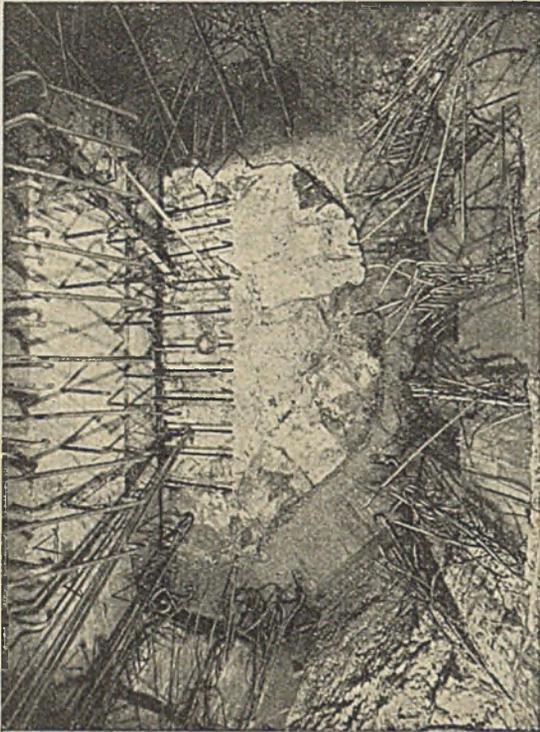


Abb. 20. Baustelle der Schemelhälfte unter dem gotischen Turmmauerwerk mit den aus den fertigen Teilen hervorragenden Bewehrungsseisen, von unten gesehen.

Abbruch der romanischen Fundamente sind Werkstücke zutage gefördert, welche römischen Bautenentstammen. Abbildung 19 stellt ein solches dar, welches im Januar 24 gehoben worden, mit Reliefs eines Merkurkopfes und Schutzgöttinnen der Pferde (Ephoniae) geschmückt ist. Dies soweit mir bekannt noch an keiner anderen Stelle veröffentlichte Abbildung bildet den Beweis, daß die unter I. erwähnte romanische Basilika auf dem Platze einer römischen Siedlung (Kastell) errichtet worden ist. Ein besonders lehrreiches Bild ist Abb. 20 vom Februar 1924. Es stellt die Baustelle der Schemelhälfte nach Entfernung aller alten Teile dar, von der Sohle nach der Decke gesehen. Letztere läßt die Hälfte der Sohle des gotischen Turmmauerwerks in Höhe des Kirchenfußbodens, umrahmt von einem Teil der Betonsohle des oberen Mantels, erkennen. Links ist die fertige Schemelhälfte mit den für die andere Hälfte bestimmten Stößen der Eiseneinlagen, rechts sind die Zähne und Verbindungsseisen des freigelegten Ringfundamentes zu sehen. Nach Fertigstellung des Schemels ist dann der 20 cm hohe Raum zwischen Schemelrücken und Pfeilersohle durch Zementmörtelguß unter Druck gefüllt, von dessen bei seiner Abbindung entstehender Dehnung nach vorher angestellten Versuchen eine hinreichende Spannung zwischen Turmsohle und Schemel erwartet werden konnte. Nachdem das eingetreten war, erfolgte der Abbau der Pressen und die Füllung ihrer Kammern mit Eisenbeton.

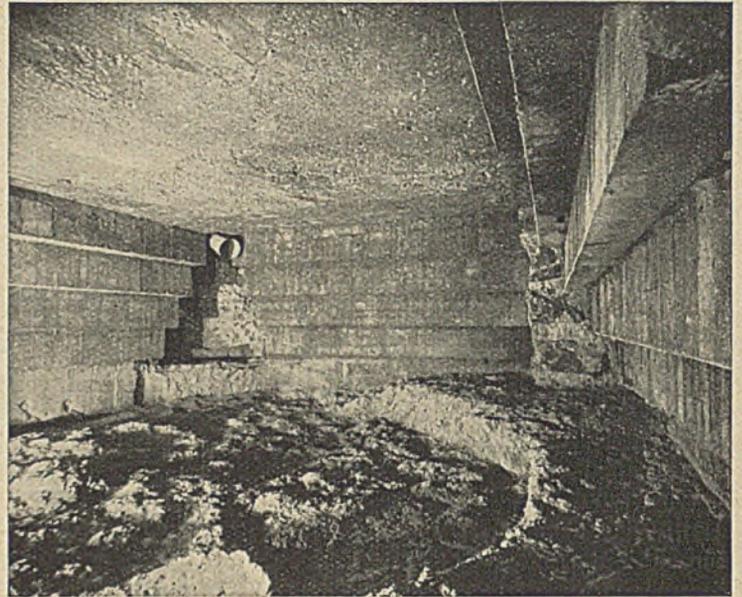


Abb. 21. Raum unter dem Schemel während des Erdaushubes für den restlichen Mauerkern.

Abbruch der romanischen Fundamente sind Werkstücke zutage gefördert, welche römischen Bautenentstammen. Abbildung 19 stellt ein solches dar, welches im Januar 24 gehoben worden, mit Reliefs eines Merkurkopfes und Schutzgöttinnen der Pferde (Ephoniae) geschmückt ist. Dies soweit mir bekannt noch an keiner anderen Stelle veröffentlichte Abbildung bildet den Beweis, daß die unter I. erwähnte romanische Basilika auf dem Platze einer römischen Siedlung (Kastell) errichtet worden ist. Ein besonders lehrreiches Bild ist Abb. 20 vom

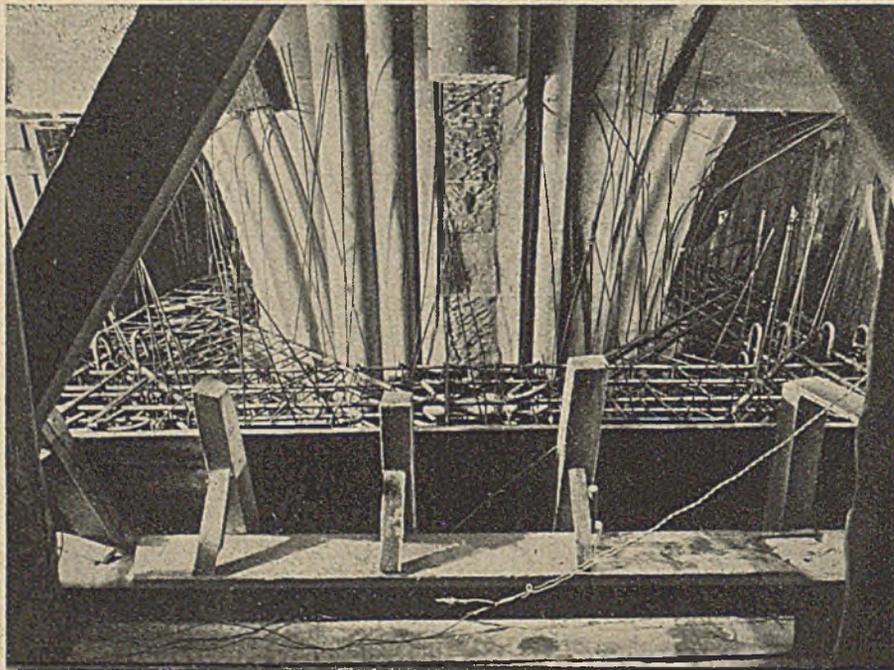


Abb. 22. Abfangung des Schiffspfeilers B durch Eisenbetonkragen auf Holzrüstung.

Februar 1924. Es stellt die Baustelle der Schemelhälfte nach Entfernung aller alten Teile dar, von der Sohle nach der Decke gesehen. Letztere läßt die Hälfte der Sohle des gotischen Turmmauerwerks in Höhe des Kirchenfußbodens, umrahmt von einem Teil der Betonsohle des oberen Mantels, erkennen. Links ist die fertige Schemelhälfte mit den für die andere Hälfte bestimmten Stößen der Eiseneinlagen, rechts sind die Zähne und Verbindungs-

dem vierten Bauabschnitte, der im Mai 1924 begann, war es zunächst vorbehalten, den Mauerkern in Beton über der neuen Bausohle im groben Kies unter dem Schemel auszuführen. Abb. 21 zeigt dieses Kernes nach Freilegung der Schemelfüße, links kommt der obere Absatz des Fundamenttringes vom ersten Bauabschnitt zur Erscheinung. In Deckenhöhe zwischen den Schemelfüßen erblickt man ein zu Lüftungszwecken eingebautes Rohr. Nach Vollendung des noch 2-3 m tiefen Bodenaushubes konnte das Kernmauerwerk zur Ausführung kommen. Mein Vorschlag, dieses mit dem Fundamentring derart zu armieren, daß zum Schluß das ganze Fundament dauernd als einheitliche Eisenbetonplatte wirkt, ist nach diesem Bilde nicht zur Ausführung gelangt. Schließlich sind auch hier alle 20 cm dicke Fugen zwischen Kern- und außenstehendem Betonmauerwerk wie oben zwischen

Schemel und Turm, mit Zementmörtel unter Druck gefüllt. Damit war die Herstellung eines soliden neuen Fundamentes für den Turm beendet.

Es blieb nunmehr nur noch die Auswechslung des beschädigten Schiffspfeilers B vorzunehmen, welche im Herbst 1924 begonnen wurde. Die Abfangung erfolgte in Höhe der Bogenanfänge mittels eines Kragens aus Eisenbeton, welcher diese umschloß. Dieser Kragen, dessen Eiseneinlage in der Einschaltung Abb. 22 zeigt, ruhte auf kräftigem auf dem Kirchenfußboden stehenden Holzgerüst. In welchem mangelhaftem Zustande sich der Schiffspfeiler befunden hat, erkennt man aus Abb. 23, welche eine mittlere Schicht des Schiffspfeilers im März 1925 darstellt. Aus großer, einseitiger Überlastung sind die Risse entstanden und bilden den abschließenden Beweis für die richtige Erkenntnis der Ursachen der Schäden und Gefahren, in welchen das herrliche Bauwerk bislang geschwebt hat.

Noch im Jahre 1925 ist der Wiederaufbau des Schiffspfeilers erfolgt.

kritischsten Zeit seiner Geschichte ohne zwingende Notwendigkeit nicht im Stich lassen.“ So schrieb der treue Hüter und Retter dieses deutschen Kulturwerkes vor Ende seiner Arbeit an mich.

Für die Ausführung hat sich noch der elsässische, in Straß-

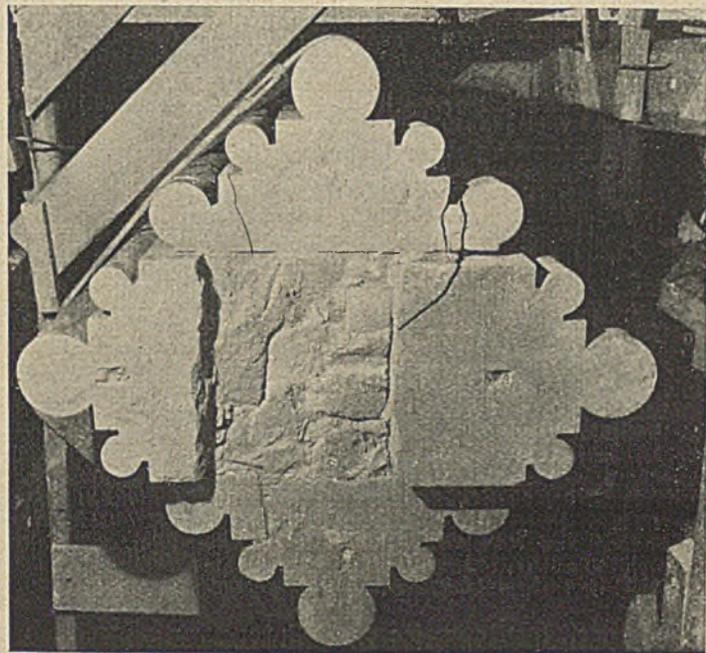


Abb. 23.  
Querschnitt des Schiffspfeilers B bei seinem Abbruch.

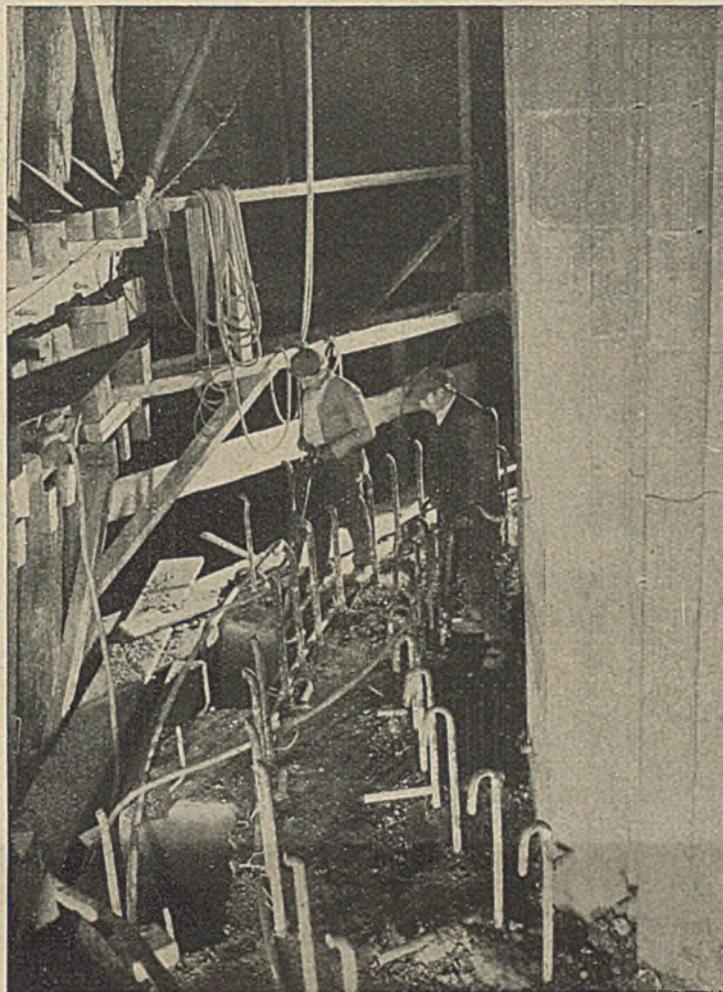


Abb. 24. Schluß der Arbeiten 1926: Abbruch des Eisenbetonmantels um den Turmpfeiler A.

pfeilers erfolgt. Die Entfernung der Rüstungen und die Beseitigung des Eisenbetonmantels um den Turmpfeiler über Kirchenfußboden, welche mit Druckluftschlämmern geschieht, ist im Gange, wie es in der letzten Aufnahme der Abb. 24 zu erkennen ist. Die beschädigte Werksteinverblendung des Turmpfeilers wieder auszubessern, ist dann das letzte des ganzen Bauvorganges. Im Laufe des Jahres 1926 ist die Freigabe des ganzen Münsters zu Straßburg in seiner alten und neuen, von deutscher Kunst und deutschem Können zeugenden Kultur zu erwarten.

#### VI. Schluß.

Ein weit ausführlicher Bericht wird mit der Zeit von französischer Seite veröffentlicht werden. Um jedoch den Anteil der deutschen Bauingenieure, besonders aber die hervorragenden Verdienste des Münsterbaumeisters Knauth in das richtige Licht zu setzen, habe ich mich berufen gefühlt, die mir bekannt gewordenen Vorgänge bereits jetzt zu veröffentlichen. Knauth hat auf Wunsch der französischen Regierung mehrere Jahre, allen widrigen Verhältnissen zum Trotz, auf seinem Platze standgehalten und ist kurz darauf im Februar 1924 im nahen Schwarzwald gestorben. „Unter Beiseitesetzung aller persönlichen Wünsche werde ich unser liebes Münster während der vielleicht

burg ansässige Ingenieur Th. Wagner verdient gemacht, der von Anfang bis zum Ende die Arbeiten leitete.

Die über 2 Millionen RM. zu schätzenswerten Umbaukosten sind aus den Mitteln des „Stift unserer Frauen Werk“, das sich großen Grundbesitzes und anderer Reichtümer erfreut, in Verbindung mit den Zuschüssen des Landes bestritten. Fließen doch dem Münster vom Stift jährlich fast drei Viertel Millionen RM. zu, wodurch auch die Erhaltung des Äußeren mit den vielen und schönen Bildwerken gesichert erscheint. Vor und während des Krieges wurden die Aufwendungen teilweise durch eine Lotterie gedeckt.

Die nunmehr abgeschlossene Baugeschichte des Straßburger Münsters muß aber zugleich eine Warnung für die deutschen Verwaltungen von Monumentalbauten aus vergangener Zeit sein, mit der größten Sorgfalt und gründlichsten statischen Untersuchungen aller Bauteile vor ähnlichen Gefahren rechtzeitig zu schützen. Mit Tatkraft ist auch der Mainzer Dom in jüngster Zeit vor ähnlichen Gefahren geschützt worden. Trotz der schwierigen wirtschaftlichen Verhältnisse unseres armen Deutschlands können wir also hoffen, daß das bei den hohen und unersetzlichen Kulturwerten, welche in unseren alten Baudenkmalern ruhen, rechtzeitig geschieht.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Wasserkraftanlage im ligurischen Apennin.

(Fortsetzung von S. 177.)

Zu S. 176 folgt hier noch eine genaue Zeichnung des Hebers (Abb. 4) und eine Zeichnung des Begehungs- und Entwässerungstollens der Hauptspermauer mit den lotrechten Sickerrohren (Abb. 5).

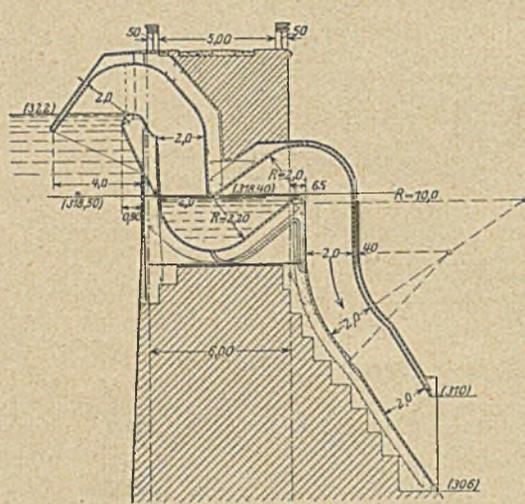


Abb. 4.

Zu bemerken ist noch, daß der Verschlussschild für den auf 2,50 m erweiterten Einlauf des Grundablasses auf gummibereiften Rädern läuft, seinen tiefsten Stand nicht durch Anschläge unten begrenzt erhält, die verschlammten würden, sondern durch auskragende Pufferrollen oben, beim Anheben durch einen Umlauf entlastet und beim Herausheben so hoch gezogen wird, daß ein

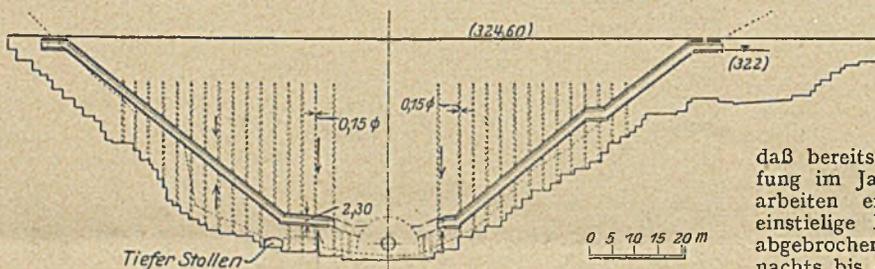


Abb. 5.

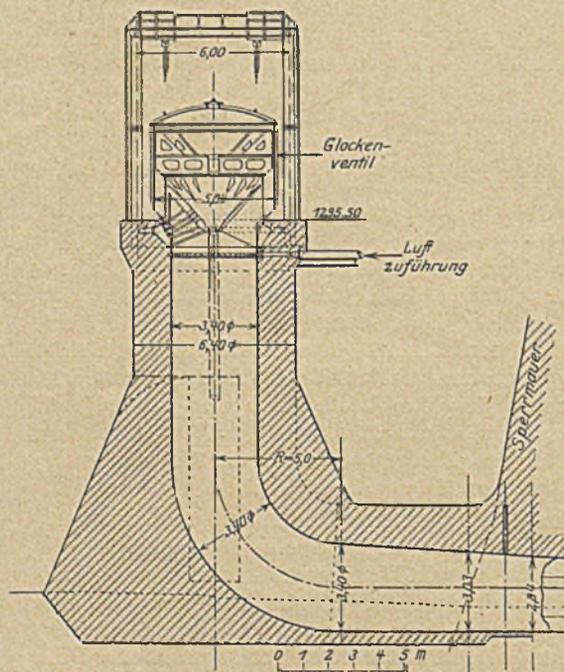


Abb. 6.

Wagen zum Fortschaffen unterfahren kann.

Das Glockenventil (Abbildung 6) für das 3,40 Meter weite Hauptentlastungsrohr sitzt auf einer Messingauskleidung, die ein sicheres Auflager und eine gute Führung für das 5 m weite Ventil und einen guten Einlauf des Wassers gibt, das zur Milderung des Anpralls an die Rohrwandung aus einer Ringleitung an der Stelle der stärksten Ansaugung mit Luft durchmischt wird. Die Bewegung des Ventils geschieht durch Ein- oder Auslassen von Druckwasser

aus dem Stausee, wozu die Ventile sich gegenseitig verriegeln. Die Ventile werden von Hand oder hydraulisch gesteuert von einer Kammer in der Staumauer oder mittels Glycerinpumpen von der Mauerkrone aus. Alle Teile des Glockenventils sind durch Patent geschützt.

Die 4 Turbinen sind Francis-Spiralturbinen von je 12 000 PS mit 6,6 m Saughöhe, die bei 90—110 m Gefälle je 12,5—10 m<sup>3</sup> Aufschlagwasser brauchen. Sie treiben zu zweien mit 500 Umdrehungen in der Minute unmittelbar je einen Drehstromerzeuger von 12 000 kVA, der aber ohne gefährliche Temperaturerhöhung eine dauernde Überlastung bis 14 000 kVA verträgt. Jede Turbine kann auch für sich allein laufen, ohne die andere leer mitschleppen zu müssen.

Ein Ausgleichbecken von 160 000 m<sup>3</sup> Inhalt regelt den Abfluß vom Kraftwerk in den Fluß. Es ist durch ein Schützenwehr mit 8 Öffnungen von je 6 m Lichtweite abgeschlossen, dessen eiserne Rollschützen von 4,5 m Höhe durch Gegengewicht entlastet sind. Die vorgeschriebene ständige Abgabe von 2250 oder 1125 l in der Sekunde wird in einer Meßkammer neben dem Wehr geregelt, deren Einlaß-Sektorschützen durch Schwimmer gesteuert werden und deren wagerechte Trompetenüberläufe teils offen, teils durch Glockenventile gedrosselt, die vorgeschriebene Wassermenge abgeben. Die Überläufe sind so bemessen, daß die schwimmergesteuerten Glockenventile niemals zum Aufsitzen kommen, also immer leicht beweglich bleiben. Alle Teile sind, der Abgabe entsprechend, samt Ersatzanlagen doppelt vorhanden. Sie arbeiten bei der kleinsten Wasserabgabe noch mit einer Genauigkeit von 2,5 v. T. Unterhalb der Meßkammer leitet ein Beruhigungsbecken das Wasser zu einem Überfallmeßwehr nach dem Fluß.

(Aus L'Energia Elettrica [Mailand] vom Dez. 1925, S. 1178 bis 1219, und vom Jan. 1926, S. 3—48, mit zus. 126 Abbild.) N.

Erneuerung einer Bahnsteigüberdachung.

Nach Eng. News Rec. v. 16. April 1925.]

Die früher allgemein übliche Überdachung mehrerer Gleise durch eine großräumige Halle ist auch in den Vereinigten Staaten mehrfach durch kleinere Bahnsteigdächer ersetzt worden. Auf dem Unionbahnhof zu Duluth, Minn. U. S. A. bestand eine im Jahre 1892 erbaute Halle von 122 m Länge mit Polonceau-Dachbindern von 52 m Stützweite. — Lokomotiv-Rauchgase hatten an den Metallteilen unter den Oberlichtern im Laufe der Jahre erhebliche Rostschäden verursacht, so daß bereits Holzsprossen eingebaut werden mußten, und eine Prüfung im Jahre 1924 die Notwendigkeit von größeren Ausbesserungsarbeiten ergab. — Statt dessen hat man unter der Halle einstielige Bahnsteigdächer ausgeführt und später die alte Halle abgebrochen. Dieser Abbruch konnte nur in der Zeit von 11 1/2 Uhr nachts bis 6 Uhr früh durchgeführt werden und vollzog sich unter Verwendung zweier Lokomotivkrane in einfacher Weise. Zu dem gesamten Abbruch wurden 6 Arbeitstage gebraucht. A. Dürbeck.

Absonderliche Bauweise eines Sprengwerks in einem alten amerikanischen Bankgebäude.

Aus Eng. Rec. vom 24. XII. 1925.

Ein interessantes Sprengwerk, das jeweils das Obergeschoß trägt, wurde beim Abbruch einer alten New Yorker Bank entdeckt.

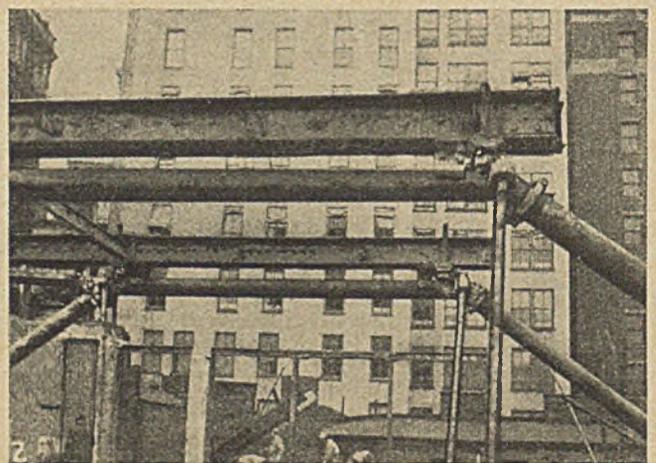


Abb. 1.

Diese Sprengwerke, über 12 m spannend, sind in Abb. 1 dargestellt, Abb. 2 gibt ihre Lage im Grundriß.

Der große Bankbüroraum, der den rückwärtigen Teil eines Hochhauses unmittelbar über einem niedern Erdgeschoß einnahm, war durch die beiden Sprengwerke gestützt. Offenkundig hatten

sich die Verfasser des Bauentwurfs gescheut, die Lasten von drei Geschossen auf ein Sprengwerk allein zu nehmen, oder wollten vielleicht unerwünscht große Stabquerschnitte vermeiden. Jedenfalls verwendeten sie für jedes Geschöß für sich ein gesondertes Sprengwerk.

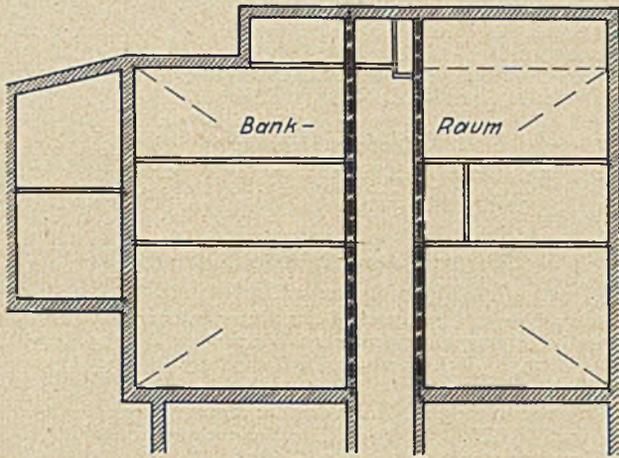


Abb. 2.

In seinem 54-jährigen Dasein hat das Bauwerk ununterbrochen zu friedienstellende Dienste geleistet, woraus geschlossen werden kann, daß die ganz in Gußeisen gehaltene Sprengwerkkonstruktion vollständig dem vorgesehenen Zwecke entsprochen hat.

Die Konstruktion, ein altwürdiger Veteran, der nun ausgedient hat, ist aus doppeltem Grunde interessant. Erstens weil das gußeiserne Sprengwerk an sich recht geschickt gegliedert ist; es erzeugt nämlich die Sprengwirkung in dem nach unten gekrümmten Spannriegel im krummen Teil außen Zug und innen Druck. Dieser Wirkung entgegen arbeitet die Wirkung der Hängestangen und des etwas weiter nach der Mitte zu aufgesattelten flußeisernen Unterzuges. Es ist in der Tat denkbar, daß sowohl Krümmungslänge als auch die Anfallpunkte der Hängestangen und Sattelpunkt für den Unterzug derart ausgesucht sind, daß sich die Beanspruchung des gekrümmten Spannriegelteils äußerst günstig gestaltet hat.

Zweitens gibt der Anschluß der Hängestangen Ursache zu andern Gedanken; berücksichtigt man nämlich den gegenüber den gußeisernen Anschlußnocken gewiß sehr kräftig erscheinenden Zugstangenquerschnitt, so hat man die Empfindung, daß die Bemessung der an den Streckbalken angelegten Anschlußnocken unzureichend und zu schwach erscheint. Beachtet man ferner, daß die Konstruktion 54 Jahre lang gut gehalten hat, so drängt sich der Gedanke auf, daß die zugrunde gelegten Nutzlasten eben nicht aufgetreten sein dürften. Dies scheint auch der Grund dafür zu sein, daß auch manche andere offenkundig zu schwach bemessene Eisenkonstruktion jahrelang gehalten hat. Wir haben dies ja öfters bei manchen der belgischen und französischen Hallenbauten zu beobachten die Gelegenheit gehabt.  
Dr. Luz David.

### Internationaler Wettbewerb Hochbrücke über den Hafen von Kopenhagen.

Der Magistrat von Kopenhagen hat am 1. Febr. 1925 einen internationalen Skizzen-Wettbewerb zur Erlangung von Entwürfen für den Neubau einer Hochbrücke über den Kopenhagener Hafen ausgeschrieben, zu dem insgesamt 33 Entwürfe eingingen.

Das Preisgericht hat nachstehend angeführte Entwürfe durch Preise ausgezeichnet bzw. zum Ankauf empfohlen:

Erster Preis: 15 000 Kr.

Motto: 1925. Verfasser: Gutehoffnungshütte, Oberhausen, Rhld., Ingenieur cand. polyt. Chr. B. Petersen, Kopenhagen, Architekt Prof. Anton Rosen, Kopenhagen.

Zwei zweite Preise: Je 10 000 Kr.

Motto: Beslutsohmed. Verfasser: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg, Christiani & Nielsen, Kopenhagen, Architekt Koj Gottlob, Professor an der Kunstakademie Kopenhagen.

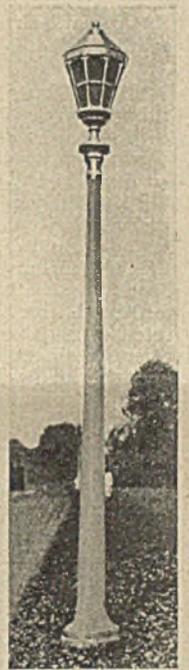
Motto: Bifrost. Verfasser: Dr. techn. Chr. Nokkentoed, Kopenhagen, Ingenieur cand. polyt. S. Fries-Jespersen, Kopenhagen.

Außerdem soll für 2000 Kr. angekauft werden der Entwurf mit dem Motto „Alfa“. Verfasser: Flender A.-G. für Brückenbau, Benrath/Rhld., Ingeniörfirmaet Monberg & Thorsen, Kopenhagen, Prof. Karl Wach, Kunstakademie Düsseldorf.

Erfreulicherweise hat auch bei diesem internationalen Wettbewerb die deutsche Eisenbau-Industrie den Sieg davongetragen. R.

### Laternenständer für St. Louis.

Bei der Einführung der elektrischen Straßenbeleuchtung hat sich die Stadt St. Louis nach mancherlei Versuchen für Laternenständer aus Eisenbeton als die gefälligsten und haltbarsten entschieden und stellt auf einem eigenen Werkplatz mit 20 Mann täglich 100 Stück her. Die Ständer sind 5,3 m hoch, wovon 1,3 m in den Grund kommen, am Fuß 45 × 45 cm stark, nach oben um 11 cm verjüngt und an den Kanten abgeschrägt, und wiegen 540 kg. Sie bestehen aus Beton der Mischung 1 : 4 mit rotem Granitsteinschotter von 1 cm Korngröße und höchstens 30% feineren Teilen, mit 9 mm starkem Eisen bewehrt, werden in liegenden Holzformen hergestellt und nach 24 Stunden ausgeschalt und mit nassen Säcken abgedeckt, dann abgerieben, zweimal mit Salzsäure, auf 50% verdünnt, gewaschen, mit Karborundum und Drahtbürsten nachgerieben und nach Abspülen mit Wasser 14 Tage trocknen gelassen; durch diese Behandlung kommt Farbe und Korn vorteilhaft zur Geltung. Die Laterne aus Aluminium wiegt nur 5 kg (gegen 15 kg in Eisen), die Zuleitungen gehen durch ein verzinnertes Rohr in der Ständermitte, das wegen des leichten und raschen Einziehens der Leitungen 50 mm weit ist. (Concrete vom September 1925, S. 42.) N.



## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

**Berufsschulpflicht und Deckung der Schulunterhaltungskosten.**  
Nach § 120 der Reichsgewerbeordnung und nach dem Gesetz über die Berufs- (Fortbildungs-)schulpflicht vom 31. Juli 1923 können in Preußen durch Satzung des zuständigen Kreises alle Jugendlichen unter 18 Jahren, die nicht eine öffentliche Fachschule, eine Innungs- bzw. Fachvereinschule oder eine Privatschule besuchen, deren Unterricht von der Schulaufsichtsbehörde als ausreichender Ersatz anerkannt ist, zum Besuche der Berufsschule verpflichtet werden. Auch diejenigen Jugendlichen sind vom Besuche der Berufsschulen ohne weiteres befreit, die eine höhere Ausbildung nachweisen oder das Zeugnis über die bestandene Gesellenprüfung vorlegen können.

Die Arbeitgeber sind ihrerseits gehalten, die zum Besuche der Berufsschule verpflichteten jugendlichen Arbeiter spätestens am siebenten Tage nach dem Eintritt in das Arbeitsverhältnis bei der zuständigen Stelle anzumelden und spätestens am siebenten Tage nach dem Austritt ebenda abzumelden. Ferner haben sie den Jugendlichen die zum geordneten Schulbesuche nötige freie Zeit zu gewähren und sie zum pünktlichen und regelmäßigen Schulbesuch anzuhalten. Diese Vorschriften können von den Gemeinden durch hohe Geldstrafen erzwungen werden.

Die Schulunterhaltungskosten für das Jahr 1926/27 sollen auf Grund der Vorschriften des gegenüber dem Vorjahre mit einigen Abänderungen am 31. März 1926 von den preußischen gesetzgebenden Körperschaften wieder in Kraft gesetzten § 16 des Gewerbe- und

Handelslehrer-Dienstleistungsgesetzes zu etwa 11% durch Staatszuschüsse, zu 39% aus Mitteln der Gemeinden und zu 50% durch Arbeitgeberbeiträge aufgebracht werden. Da die Etats der Gemeinden zurzeit zum überwiegenden Teil auf den Gewerbesteuern beruhen, müssen Industrie, Handel und Handwerk tatsächlich etwa 89% der Kosten tragen. Die Berufsschulbeiträge sind daher — abgesehen von der starken Steigerung der Gewerbesteuern — jetzt sehr viel höher als in der Vorkriegszeit. Damals betrug die Staatszuschüsse für die Pflichtfortbildungsschulen 33 $\frac{1}{3}$ % des gesamten Bedarfes, und der Rest wurde fast ausschließlich von den Gemeinden beigesteuert, die ihren Finanzbedarf bis zum Inkrafttreten der Finanzreform aus Mitteln der Allgemeinheit, d. h. in Form von Zuschlägen zur Einkommensteuer und nicht vorwiegend mit Hilfe der Gewerbesteuern, deckten.

Namentlich für Unternehmungen, die viele Arbeiter beschäftigen, z. B. für den Eisenbeton- und Tiefbau, fallen die Berufsschulbeiträge erheblich ins Gewicht, in denen die Gemeinden von dem ihnen gewährten Recht Gebrauch machen, die Schulbeiträge entsprechend der Zahl der beschäftigten Arbeiter und Angestellten zu erheben. Dieses Verfahren entspricht nicht dem Grundsatz der Gleichmäßigkeit der Besteuerung, da die Eisenbeton- und Tiefbauunternehmen im Verhältnis zum Umsatz eine weit größere Zahl von Arbeitern beschäftigen als die Fabrikationsindustrien und daher entsprechend härter belastet werden. Es wäre erwünscht, wenn die Gemeinden

vorwiegend von der anderen ihnen überlassenen Erhebungsform Gebrauch machen und die Schulbeiträge als Zuschläge zur Gewerbesteuer einziehen würden.

In Fällen, in denen die Beitragserhebung in Form der Kopfsteuer gewählt ist, wird es zweckmäßig sein, wenn die in Frage kommenden Bauunternehmungen oder deren Verbände bei den zuständigen Gemeindeverwaltungen beantragen, daß für sie ein niedrigerer Beitragssatz festgesetzt wird. Die Gemeinden sind durch § 16 des Gewerbe- und Handelslehrer-Dienstleistungsgesetzes ausdrücklich ermächtigt, die Beitragssätze für einzelne Gruppen der Beitragspflichtigen in verschiedener Höhe festzusetzen, um so Härten auszugleichen. — Einzelne Baustellen wären im Sinne von § 35 des Preußischen Kommunalabgabengesetzes und § 10 des Finanzausgleichsgesetzes zur Leistung von Berufsschulbeiträgen nur heranzuziehen, wenn die Bauausführung die Dauer von 12 Monaten überschreitet und die betr. Baustellen daher als „Betriebsstätten“ im Sinne der vor genannten Gesetzesbestimmungen anzusehen sind.

Die Kosten für die auf Grund von § 120 der Reichsgewerbeordnung errichteten Pflichtfortbildungsschulen werden in den meisten übrigen deutschen Ländern nach ähnlichen Grundsätzen aufgebracht. In Württemberg beträgt der Staatszuschuß allerdings 50% des erforderlichen Bedarfs, während die andere Hälfte die Gemeinden zu tragen haben. Ebenso werden in Sachsen nicht besondere Berufsschulbeiträge erhoben. Die Kosten der Schulen werden vielmehr ausschließlich aus Mitteln des Staates gedeckt. Die Gemeinden haben nur die Räumlichkeiten zu schaffen. Die in Preußen für das Jahr 1926/27 vorgesehene Regelung soll vorläufig nur bis zum 31. März 1927 gelten. In der Zwischenzeit ist beabsichtigt, die Art der Kostenaufbringung auf Grund der gesammelten Erfahrungen zweckmäßiger zu gestalten.

Das Gesetz zur Untersuchung der Erzeugungs- und Absatzbedingungen der deutschen Wirtschaft. Bekanntlich sollen auf Antrag des Reichswirtschaftsrats und des Vereins für Sozialpolitik weitgehende Untersuchungen über die gegenwärtige Struktur und Lage der deutschen Wirtschaft veranstaltet werden, die im wesentlichen über die Fragen der Kreditnot, der Steuer- und Reparationslasten, der Zollpolitik, der Arbeitszeit und -leistung Klarheit schaffen sollen. Das auf Grund dieses Planes geschaffene „Gesetz über einen Ausschuß zur Untersuchung der Erzeugungs- und Absatzbedingungen der deutschen Wirtschaft“ ist nunmehr unter dem 15. April 1926 verkündet worden. Dieser Ausschuß ist innerhalb eines Monats nach Inkrafttreten dieses Gesetzes (d. i. bis zum 4. Juni d. J.) von der Reichsregierung einzuberufen. Er besteht aus 29 bis 35 Mitgliedern, von denen berufen werden: 11 Mitglieder auf Vorschlag des Reichstags, 9 Mitglieder auf Vorschlag des Vorstandes des Vorläufigen Reichswirtschaftsrates, 9 Mitglieder nach freiem Ermessen der Reichsregierung. Ferner können weitere höchstens 6 Mitglieder auf Vorschlag des Ausschusses selbst von der Reichsregierung berufen werden. Näheres über Verfahren der Untersuchungen, Verwertung des gewonnenen Materials usw. siehe „Bauingenieur“ Heft 14, S. 288 f.

Keine Belebung in der Ziegel-Industrie. Trotz der wärmeren Witterung und des langsamen Ingangkommens der Bautätigkeit ist bei den Ziegeleien eine Belebung der Nachfrage nicht zu bemerken. Aus beinahe allen Produktionsbezirken lauten die Nachrichten gleich ungünstig. Die Preise sind zwar offiziell unverändert, jedoch werden sehr häufig nicht unbedeutende Zugeständnisse gemacht. Die Lagerbestände haben weder im Märkischen Bezirk noch in Schlesien und Westfalen einen merklichen Rückgang erfahren. In Oberschlesien hat sich die Konkurrenz der polnischen Ziegeleien, die infolge der Valutaverhältnisse sehr billig verkaufen können, erheblich verstärkt. In Westfalen ist im abgelaufenen Jahre nur ein Viertel der normalen Produktion abgesetzt worden, und die Bestände halten sich noch auf der außerordentlichen Höhe von 450 Millionen Stück.

Die Geschäftslage der Pflasterstein- und Schotter-Industrie. Die Lage der deutschen Schotter-Industrie hat sich in letzter Zeit etwas besser gestaltet, da vor allem die Reichsbahn auf Grund ihres Kredites befriedigende Abrufe vorgenommen hat. Dagegen ist der Abruf bei der Pflastersteinindustrie, vor allem in Anbetracht der Jahreszeit, außerordentlich zurückgeblieben, und es werden sich weitere Betriebsstilllegungen in gewissem Umfange nicht vermeiden lassen, wenn nicht bald eine günstigere Tendenz einsetzt. Die meisten Firmen werden mit Rücksicht auf die hohen Bankzinsen nicht in der Lage sein, weiterhin auf Lager zu arbeiten. Die Ursache des Auftragsrückganges liegt vor allem in der Geldknappheit der öffentlichen Hand, der Kommunen und Kreisverwaltungen; es zeigt sich, daß auf die Dauer eine Finanzierung von Verkehrsbauten nicht aus den laufenden Einnahmen, sondern auf dem Anleihewege durchgeführt werden muß.

Betonstraßenbau in Deutschland im Jahre 1925. Im abgelaufenen Jahre sind in Deutschland eine Anzahl neuer Betonstraßen hergestellt worden, deren Ausmaß allerdings nur etwa 45 000 m<sup>2</sup> erreicht. Es handelt sich z. T. um Versuchsstrecken wie: München—Forstenrieder Park (5500 m<sup>2</sup>), München—Tegernsee (9100 m<sup>2</sup>), Eschenlohe/Oberbayern (2160 m<sup>2</sup>), Braunschweig (1980 m<sup>2</sup>), Wiesbaden (1000 m<sup>2</sup>), Groß-Salza b. Magdeburg (1000 m<sup>2</sup>), Gelsenkirchen (450 m<sup>2</sup>), Berlin

(425 m<sup>2</sup>), Düsseldorf—Mühlheim (1200 m<sup>2</sup>), Köln (9000 m<sup>2</sup>), Pirna (12 500 m<sup>2</sup>), München—Tegernsee (3500 m<sup>2</sup>), Dresden (1200 m<sup>2</sup>), Weissig i. Sa. (3000 m<sup>2</sup>) und Merseburg—Leipzig (500 m<sup>2</sup>).

Vorschriften für die Beton- und Eisenbeton-Bauweise. Die durch Erlaß des Preuß. Ministers für Volkswohlfahrt vom 9. 9. 25 eingeführten Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925 wurden nunmehr auch vom bayer. Staatsministerium des Innern als Oberpolizeiliche Vorschriften verkündet. Sie treten in Bayern vom 1. April ab in Wirksamkeit.

#### Großhandelsindex.

17. März	24. März	31. März	7. April	14. April	21. April
117,8	119,0	121,2	122,0	123,6	123,2

#### Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 22. April).

Gesetz über einen Ausschuß zur Untersuchung der Erzeugungs- und Absatzbedingungen der deutschen Wirtschaft. Vom 15. April 1926. (RGBl. I S. 195.) Vgl. vorstehende Mitteilung.

Dritte Verordnung zur Änderung der Steuerzinsverordnung. Vom 8. April 1926 (RGBl. I, S. 194). Die Verordnung ermäßigt die Sätze für die Verzugszinsen von 10 auf 9% jährlich, für die Aufschubzinsen von 8 auf 7% jährlich und den Höchstsatz der Stundungszinsen von 8% auf 7% jährlich. Die Verordnung tritt mit Wirkung vom 1. April 1926 ab in Kraft.

Gesetz über die Amtsdauer der Beisitzer der Verwaltungsausschüsse der Arbeitsnachweisämter. Vom 6. April 1926. (RGBl. I, S. 193). Die Amtsdauer der Beisitzer von Verwaltungsausschüssen der öffentlichen Arbeitsnachweise und der Landesämter für Arbeitsvermittlung, die vor dem 1. Oktober 1925 bestellt worden sind, endet am 30. Juni 1926. Die Amtsdauer aller nach dem 30. September 1925 bestellten Beisitzer endet am 31. Dezember 1928.

Gesetz zur Änderung des § 16 des Gewerbe- und Handelslehrer-Dienstleistungsgesetzes. Vom 12. April 1926. (Gesetzsamml. S. 131.) Vgl. vorstehende Mitteilung.

Achte Verordnung zur Durchführung der Preußischen Steuernotverordnung. Vom 31. März 1926. (Gesetzsamml. S. 134.) Die Frist zur Einreichung von Anträgen gemäß § 2 Abs. 2a und gemäß § 3 Abs. 3 der Preußischen Steuernotverordnung (Verordn. über Hauszinssteuer) wird bis zum 30. Juni 1926 (bisher 31. März 1926) verlängert.

Dritte Verordnung zur Änderung der Verordnung über die Verzinsung gestundeter Ausgaben. Vom 16. April 1926. (Gesetzsamml. S. 135.) Der Zinsfuß bei der Stundung öffentlicher Abgaben wird (von 8%) auf 7% herabgesetzt. Die Verordnung tritt mit Wirkung vom 1. April 1926 in Kraft.

#### Rechtsprechung.

(Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux).

Schiedsgericht. Die Übernahme der Tätigkeit eines Schiedsrichters durch einen Richter gegen angemessenes Entgelt ist dann unbedenklich, wenn dabei die Unabhängigkeit und das Ansehen der Rechtspflege nicht in Frage gestellt wird. Anders liegt die Sache, wenn der Richter selbst mit dem Rechtsstreit befaßt ist und wenn die Parteien mit dem Ersuchen an ihn herantreten, in der vor ihm anhängigen Streitsache die Stelle eines Schiedsrichters gegen Entgelt zu übernehmen. Ein solcher Wechsel der Rollen ist mit der Würde des Richters und dem Ansehen der Rechtspflege schlechthin unvereinbar. Immerhin ist darin noch kein Verstoß gegen die guten Sitten zu erblicken, denn das Anerbieten beruht auf der vollkommen freien Entscheidung der Parteien und enthält den Ausdruck ihres Vertrauens. Anders, wenn der Richter die Überleitung der Sache aus dem ordentlichen in das schiedsgerichtliche Verfahren und seine Ernennung zum Obmann selbst betrieben hat. Darin liegt ein Mißbrauch des anvertrauten Richteramtes zum eigenen Vorteil und ein Verstoß gegen die guten Sitten. (R.G. III 29. I. 1926 R.G. Brfe.)

Schiedsgericht. Rechtliches Gehör. (§ 104, Ziff. 4 Z.P.O.) Der Kläger ist vom Termin zur mündlichen Verhandlung von dem Schiedsgericht benachrichtigt worden und erschienen. Er entfernte sich vorzeitig, bevor der Termin (mit einer Verspätung von 10 Minuten) begann, angeblich wegen einer unaufschiebbaren Reise. Das Schiedsgericht war nicht zur Vertagung gezwungen. Es ist in seinem Verfahren freier als das ordentliche Gericht und konnte auch ohne die Ausführungen des Klägers entscheiden. Es genügt, daß diesem Gelegenheit geboten war, Ausführungen vor dem Schiedsgericht zu machen. (R.G. IV 16. II. 1926. D.R.Ztg. 1926 S. 105.)

**Schiedsgericht.** Die Parteien hatten vereinbart, daß, wenn der Streitwert einen bestimmten Betrag überschreite, jede Partei gegen den Schiedsspruch den ordentlichen Rechtsweg beschreiten dürfe. Läßt ein Vertrag gegenüber dem Schiedsspruch den ordentlichen Rechtsweg über die Möglichkeiten des § 1041 Z.P.O. hinaus zu, so liegt kein Schiedsvertrag im Sinne der Z.P.O. vor. (R.G. II, 12. I. 1926 D.R.Ztg. 1926, S. 72.)

**Reichsbahn.** Die Reichsbahngesellschaft stellt eine Mischform zwischen einer juristischen Person des Privatrechts und des öffentlichen Rechts, einen eigenartigen Gesellschaftstyp dar. Ihre Dienststellen sind zwar nicht mehr Behörden des Reiches, sie sind aber öffentliche Behörden geblieben. Die öffentlich-rechtlichen Befugnisse der Reichsbahnbehörden sind auf sie übergegangen. Die von ihr ausgegebenen Fahrkarten müssen daher jetzt noch als öffentliche Urkunden angesehen werden. (R.G. I, 27. I. 1925 J.W. 1926, S. 588.)

**Eisenbahnbeamte.** (§ 350, 351, 359 R.Straf.G.B.) Nicht nur diejenigen Beamten der Reichsbahn, denen öffentlich-rechtliche Funktionen übertragen sind, z. B. Bahnpolizeibeamte, sondern alle Beamten der Reichsbahn sind mittelbare Beamte des Reiches im staatsrechtlichen Sinne. (Bayer. O.L.G. München 24. IX. 1925 Recht 1926, 37.)

**Grunderwerb der Reichsbahn; Gebühren.** Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat keine Gebührenfreiheit bei Grundstückserwerb. In den Bereich des der Reichsbahn-Gesellschaft zustehenden Betriebs- und Verwaltungsrechtes fällt auch der Erwerb von Grundstücken zum Zwecke der Reichseisenbahn. Die zum Grundstückserwerb erforderlichen Rechtsgeschäfte muß sie unter eigenem Namen vornehmen. Sie haftet allein aus diesen Geschäften und darf dabei nicht im Namen des Reiches handeln, wenn auch nach § 6 Abs. 2 des Reichsbahngesetzes kraft Ausnahmebestimmung alle Grundstücke, welche die Gesellschaft erwirbt, mit dem Erwerb Eigentum des Reiches werden. Die Anträge beim Grundbuchamt sind daher namens der Reichsbahn-Gesellschaft zu stellen. Die entstehenden Kosten sind Betriebskosten der Reichsbahn. Gebührenfreiheit steht ihr nicht zu. (Bayer. O.L.G. 7. 11. 1925. J.W. 1926, S. 826.)

**Beamter.** Die Verletzung einer Amts- oder Dienstpflicht im Sinne des § 332 St.G.B. (Bestechung) kann in einer an sich nicht unbefugten oder unter Umständen sogar gebotenen Auskunfterteilung (z. B. über Lieferungsbedarf der Behörde) bestehen, wenn z. B. die Auskunft ohne dienstlichen Anlaß aus Eigennutz zum Zwecke eines unlauteren Wettbewerbs erteilt wird. Schädigung der Behörde durch die Auskunfterteilung ist nicht erforderlich. (R.G. II 18. I. 1926, Recht 1926, 122.)

**Eisenbahn.** „Ablieferung“ einer Wagenladung an den Adressaten. Keine Haftung der Eisenbahn, wenn ein Waggon nach der Ablieferung stehen bleibt und nach und nach entladen wird. Ein mit Schokolade und Kaffee beladener Eisenbahnwagen traf am 27. 7. ein. Der Adressat lud, ohne den Frachtbrief eingelöst zu haben, am 29. 7. einen Teil der Ladung aus. Dann verschloß er den Wagen und ließ ihn bis zum 13. 8. stehen. Am 12. 8. löste er den Frachtbrief ein. Als er am 13. 8. den Rest entladen wollte, stellte sich ein Verlust von 120 Sack Kaffee heraus infolge von Diebstählen, die zwischen dem 29. 7. und 13. 8. stattgefunden hatten. Es wurde festgestellt, daß mit dem 29. 7. die Bahn den Gewahrsam an dem beförderten Gut im Einverständnis mit dem Empfangsberechtigten aufgegeben und diesen, der selbst den Wagen wieder verschlossen hatte, in den Stand gesetzt hat, die tatsächliche Gewalt über das Gut auszuüben. Die Frage, ob die Eisenbahn nach solcher „Ablieferung“ noch zur Obhut des stehen bleibenden Wagens verpflichtet sei, ist bestritten. Das Reichsgericht verneint sie. Die Bahn wisse gar nicht, ob der Wagen noch Güter enthalte. Sie erhebe auch kein Entgelt für eine Verwahrung. Das Wagen-

standsgeld sei nur Ersatz für die der Eisenbahn entzogene Wagenbenutzung. Lediglich daraus, daß der Wagen noch auf einem Eisenbahngleise stehe, lasse sich keine Obhutspflicht dem Empfänger gegenüber folgern. Wenn auf dem an und für sich allgemein bewachten Bahnhofs Gelände auch Güter stehen, die bereits „abgeliefert“ sind, so übernimmt die Bahn nicht damit auch für diese eine Bewachungspflicht. Ebenso wenig ist aus § 86 Abs. 1 Ziff. 1 E.V.O. zu entnehmen, daß auch nach der Ablieferung zwecks Abladens eine Haftung der Bahn bestehe. Der Frachtvertrag ist mit der Ablieferung erledigt. (Vgl. auch § 97 Abs. 1 E.V.O.) Will also der Empfänger nicht selbst die Verantwortung für sein Gut und seine Bewachung übernehmen, so muß er es eben entladen oder sich mit der Bahn über seine Verwahrung einigen. (R.G. I. 16. I. 1926 J.W. 1926, 796.)

**Verstoß gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst.** § 330 St.G.B. bedroht denjenigen mit Strafe, der bei Leitung oder Ausführung eines Baues wider die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst dergestalt handelt, daß hieraus für andere Gefahren entstehen. „Gefahr“ in diesem Sinne ist ein Zustand, der die ernste und naheliegende Besorgnis eines Schadens begründet. Die Gefahr muß eine gegenwärtige in dem Sinne sein, daß der Zustand, aus dem sie entspringt, bereits besteht und nicht erst durch das Hinzutreten weiterer Umstände geschaffen wird. Es genügt aber zur Strafbarkeit, daß zu irgendeiner Zeit eine derartige Gefahr bestanden hat. Im vorliegenden Falle war festgestellt, daß der vom Angeklagten geleitete und ausgeführte Neubaubau so unsorgfältig und unsachgemäß hergestellt worden ist, daß die Außenwände und damit das ganze Gebäude zusammenbrechen und der Schornstein oder der Dachverband einstürzen könnten, wodurch das Leben der beim Bau beschäftigten Arbeiter bedroht wurde. Darin liegt eine gegenwärtige Gefahr im obigen Sinne. Unerheblich ist es, daß der Angeklagte willens war, die Mängel des Baues zu beseitigen und damit bereits begonnen hatte. Durch solche Maßnahme wurde die Gefahr beseitigt, aber die Tatsache nicht aus der Welt geschafft, daß sie bestanden hat. Die Strafbarkeit wird also nicht beseitigt. (R.G. IV vom 27. 6. 24 J.W. 26, S. 589.)

**Steuerpflicht der Kolonnenführer.** Ein kleiner Unternehmer war Herrscher einer Arbeiterkolonne, die er für Bauten vergab. Die Löhne erhielt er von dem jeweiligen Bauunternehmer zur Verteilung an die Leute, außerdem einen Aufschlag von 10% für sich selbst. Diesen Aufschlag hat er nicht versteuert, nach seiner Angabe, weil er als Vermittler nicht verpflichtet sei, von den Löhnen anderer Steuern zu zahlen, auch nicht von dem Aufschlag. Er wurde vom Landgericht wegen Steuerhinterziehung bestraft. Das Reichsgericht hob das Urteil auf aus dem formalen Grunde, weil nach § 433 der Reichsabgabenordnung erst durch die Finanzgerichte festzustellen war, in welcher Höhe ein Steueranspruch bestand oder verkürzt worden ist. (R.G. II Strafsenat 15. 2. 26.)

**Nachbarrecht: Giebelmauer.** Nach Art. 23 des Preuß. Ausf.-Ges. zum B.G.B. kann der eine Nachbar dem anderen nicht verbieten, die Grenzmauer, zu deren Benutzung beide gemeinsam berechtigt sind, ihrer ganzen Dicke nach zu erhöhen, wenn ihm nachgewiesen wird, daß durch diese Erhöhung die Mauer nicht gefährdet wird. Der Nachbar hatte trotz baupolizeilicher Genehmigung den Bau untersagt und den Widerspruch erst zurückgezogen, nachdem im Gerichtsverfahren das Gutachten eines Bausachverständigen vorgelegt worden war, aus dem sich die Gefährlosigkeit der Erhöhung ergab. Das Gericht erklärte dieses Verfahren für berechtigt und legte dem einen Teil, der bauen wollte, die ganzen Kosten des Verfahrens auf, weil er nach dem Gesetz verpflichtet war, die Gefährlosigkeit dem Nachbar nachzuweisen und dies erst im Gerichtsverfahren getan hatte. (O.L.G. Düsseldorf VIII v. 10. Dez. 1925 J.W. 1926, S. 852.)

## PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 13 vom 1. April 1926.
- Kl. 4 c, Gr. 35. D 49 587. Dampfkessel- und Gasometerfabrik A.-G. vorm. A. Wilke & Comp., Braunschweig. Überlaufvorrichtung an Gasbehältertassen. 9. I. 26.
- Kl. 19 a, Gr. 11. B 115 667. Carl Bach, Lange Straße 2, u. Richard Schrader, Weststr. 2, Hagen i. W. Klemmplatte zur Befestigung von Leitschienenwinkeln; Zus. z. Pat. 394 591. 10. IX. 24.
- Kl. 19 a, Gr. 28. M 91 279. Mannheimer Maschinenfabrik Mohr & Federhaff, Mannheim. Steuervorrichtung für Eisenbahnschotterpflüge. 22. XI. 24.
- Kl. 19 a, Gr. 31. A 43 528. Fa. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Fahrbare Schienenschleifmaschine. 18. XI. 24.
- Kl. 19 c, Gr. 1. M 70 269. Arthur Rivington, Mangnall, Whitefriars, Chester, u. Roy Forbes Irving, Bristol-Clifton, Derby.; Vertr.: Pat.-Anwälte Dipl.-Ing. H. Caminer, Berlin W 62, u. Dipl.-Ing. K. Wentzel, Frankfurt a. M. Stoßbohrvorrichtung f. wagerechte Bohrungen zwischen zwei Baugruben. 30. VII. 20.

- Kl. 20 h, Gr. 7. R 63 176. Rheiner Maschinenfabrik Windhoff Akt.-Ges., Rheine i. W. Seilwindenanlage zum Verschieben von Eisenbahnfahrzeugen. 21. I. 25.
- Kl. 37 c, Gr. 13. Sch 71 466. Otto Schrader, Hamburg, Hammerdeich 141. Beton- oder Rosthobel. 6. IX. 24.
- Kl. 80 a, Gr. 7. V 20 172. Fa. Vereinigte Steinwerke G. m. b. H., Kupferdreh, Ruhr. Verfahren zum Mischen, insbes. von Kunststein-, Putz- oder Mörtelmassen. 27. IV. 25.
- Kl. 80 a, Gr. 43. H 100 070. Johann Heintges, Andernach a. Rhein. Verfahren zur Herstellung von allseitig geschlossenen Hohlsteinen aus Beton. 16. IX. 24.
- Kl. 80 a, Gr. 49. P 44 481. Emile Victor Preuß, Ixelles les-Bruxelles, Belg.; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren zum Mischen, Festrütteln und Stampfen von Betonmörtel u. dgl. in einer Form. 27. VI. 21. Belgien 28. VI. 21.
- Kl. 80 b, Gr. 3. H 100 325. Albin Berthold Helbig, Berlin, Ludwigkirchplatz 10. Einrichtung zur Gewinnung eines hydraulischen Bindemittels. 30. I. 25.

- Kl. 80 b, Gr. 3. Sch 73 286. Dr. Ehrhart Schott, Leimen b. Heidelberg. Verfahren zur Herstellung eines Mörtelbildners. 27. II. 25.
- Kl. 80 b, Gr. 9. Sch 73 765. Dr. Hans Scheidemantel, Agnesstr. 64, u. Dr.-Ing. Julius Scheidemandel, Trogerstr. 54, München. Verfahren zur Herstellung von Wärmeschutzmassen aus Asche. 8. IV. 25.
- Kl. 80 b, Gr. 21. F 57 898. Herbert Fritzsche, Berlin-Halensee. Lützenstr. 10. Beton. 27. VII. 25.
- Kl. 84 d, Gr. 1. C 35 878. Carlshütte Act.-Ges. für Eisengießerei und Maschinenbau, Waldenbrg.-Altwasser. Antriebsvorrichtung für durch Laufräder oder durch Raupenkettens bewegte Fahrgestelle von Baggern oder sonstigen Hebezeugen. 17. XII. 24.
- Kl. 84 d, Gr. 1. K 90 267. Keystone Driller Company, Beaver Falls, Pennsylv., V. St. A.; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. An einem Ausleger einstellbar geführter Baggereimer. 15. VII. 24.
- Kl. 84 d, Gr. 1. M 84 368. Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln-Kalk. Schaufelrad mit in Gelenken beweglich gelagerten Bechern. 24. III. 24.
- Kl. 84 d, Gr. 2. K 90 266. Keystone Driller Company, Beaver Falls, V. St. A.; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Löffelbagger mit am heb- und senkbaren Ausleger gelenkig sitzendem Löffelstiel. 15. VII. 24.
- Kl. 85 c, Gr. 1. A 39 826. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Verfahren zum Reinigen von Schwefelwässern der Braunkohlenindustrie. 25. IV. 23.
- Kl. 85 e, Gr. 2. M 85 587. Mannesmann-Mulag (Motoren- und Lastwagen A.-G.), Aachen. Schlammabfuhrwagen mit zweikammerigem Behälter. 7. VII. 24.
- B. Erteilte Patente.
- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 13 vom 1. April 1926.
- Kl. 20 i, Gr. 33. 428 045. Sönke Lambertsen, Hamburg, Habichtstraße 28. Vorrichtung zur Auslösung der Luftdruckbremse bei Haltstellung eines Signals. 17. V. 25. L 63 181.
- Kl. 20 k, Gr. 9. 428 082. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käfertal. Kettenfahrlleitung mit Vorrichtung zum selbsttätigen Nachspannen der Fahrlleitung. 8. IV. 22. A 37 488.
- Kl. 37 a, Gr. 3. 427 826. August Linge u. Stephan Schiffer, Duisburg-Meiderich, Obermeidericher Str. 137. Decke mit untergehängter bewehrter Platte. 25. I. 25. L 62 215.
- Kl. 37 b, Gr. 2. 428 055. Paul Meltzer, Darmstadt, Fuchsstr. 18. Geputzte Holzbauplatte. 7. XII. 24. M 87 431.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 428 056. Fa. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Schwenkbarer Ausleger an Hochspannungsmasten. 18. III. 25. A 44 484.
- Kl. 80 a, Gr. 7. 428 128. John ver Mehr, London; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin u. Dipl.-Ing. G. F. Wertheimer, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Drehtrommelmischmaschine. 15. V. 23.
- Kl. 80 b, Gr. 3. 427 895. Urbain Bellony Voisin, Cette, Frankr.; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung eines hydraulischen Tonerde-Kalksteinbindemittels. 23. X. 24. V 19 582. Frankreich 6. V. bzw. 20. V. 24.
- Kl. 84 a, Gr. 3. 427 896. Maxime Laqueille, Valenciennes, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Selbsttätiges Segmentwehr. 15. VII. 24. L 60 718.
- Kl. 84 a, Gr. 4. 428 079. Georges Loppens, Lüttich; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Staudamm. 29. V. 24. L 60 313.
- Kl. 85 c, Gr. 6. 427 848. Heinrich Blunck, Mozartstr. 7, u. Friedrich Klewinghaus, Ladenspelder Str. 85, Essen, Ruhr. Schlammförderanlage bei Abwasserkläranlagen. 27. V. 25. B 120 040.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Kalender für das Gas- und Wasserfach 1926. Herausgegeben von dem Deutschen Verein von Gas- und Wasserfachmännern e. V., Berlin, unter Mitwirkung von Dr.-Ing. G. Thiem. Verlag R. Oldenbourg, München und Berlin. Preis 4,50 RM.

Der Inhalt setzt sich zusammen aus dem Brennkalendar, dem erweiterten Abschnitt über Gesetze und Verordnungen einschließlich

aller Bestimmungen und Entschliefungen des Jahres 1925, aus dem Verzeichnis der Vereine und Verbände, der Steinkohlen-, Wasser-, Öl- und Luftgaswerke, der Wasser- und Elektrizitätswerke, ihrer leitenden kaufmännischen und technischen Beamten, das gleichfalls eine wesentliche Erweiterung erfahren hat, und dem Bezugsquellenverzeichnis. Druck und Ausstattung des Kalenders entsprechen dem vorjährigen Jahrgang. E.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

### Vergünstigung bei einer Krankenversicherung.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen hat mit der Barmenia Versicherungsbank für Mittelstand und Beamte (V. a. G.) zu Barmen, Berlin SW 48, Enckeplatz 4, einen Vertrag geschlossen, demzufolge die Barmenia den Mitgliedern der D.G.f.B. die folgenden Aufnahmevergünstigungen einräumt:

1. Die in den Allgemeinen Versicherungsbedingungen vorgesehene Beibringung eines ärztlichen Gesundheitszeugnisses fällt für die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen fort. Voraussetzung hierfür ist jedoch, daß die von der Barmenia im Aufnahmeantrag gestellten Fragen bezüglich des Gesundheitszustandes einwandfrei beantwortet sind und ihr keine Veranlassung zur Beanstandung geben. In solchen Fällen ist die Barmenia berechtigt, das ärztliche Gesundheitszeugnis nachträglich einzufordern. Die Aufnahme erkrankter Personen wird grundsätzlich ausgeschlossen.

2. Die in den Allgemeinen Versicherungsbedingungen vorgesehene Aufnahmegebühr von 2 M wird von den Mitgliedern der D.G.f.B. nicht erhoben.

3. Die in den Versicherungsbedingungen vorgeschriebene Wartezeit von drei Monaten wird in der Weise gekürzt, daß allen denjenigen Mitgliedern der D.G.f.B. und ihren versicherten Familienangehörigen, die innerhalb vier Monaten nach Tätigung des Vertrages ihre Mitgliedschaft beantragen, ein Anspruch auf die Versicherungsleistungen bereits in solchen Krankheitsfällen zusteht, die nach Ablauf einer einmonatigen Wartezeit eintreten. Denjenigen Mitgliedern, die nach vier Monaten ihre Mitgliedschaft bei der Barmenia beantragen, werden die Versicherungsleistungen erst nach einer zwei-monatigen Wartezeit gewährt. Die Frist beginnt mit dem Tage der bestätigten Aufnahme.

Dagegen bleibt die Wartezeit für Behandlung und Ersatz von Zähnen und für einige besonders gelagerte Fälle bestehen, die nach den Versicherungsbedingungen vorgesehen ist.

4. Alle notwendig werdenden Änderungen der Versicherungsbedingungen haben auch die Mitglieder der D.G.f.B. gegen sich wirken zu lassen.

Wir empfehlen unseren Mitgliedern, von dem Angebot der Barmenia Gebrauch zu machen, zumal diese Versicherung sich bekanntlich bereits einen bedeutenden Ruf für Versicherungen des geistig arbeitenden Mittelstandes erworben hat. Die Beitrittserklärungen bitten wir an die Geschäftsstelle der D.G.f.B., Berlin NW 7, Ingenieurhaus, zu richten.

### Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Trotz unserer wiederholten Mahnungen sind leider immer noch eine Anzahl Mitglieder mit dem Beitrag rückständig. Wiederholte Ersuchen und Mahnungen um den Beitrag bedeuten Leerlaufarbeit, verursachen unnütze Kosten und verschlingen Mittel, die für nützliche Zwecke verwendet werden können.

Wir bitten daher dringend, den Beitrag, wenn irgendmöglich, auf das ganze Jahr, so bald wie möglich auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 an die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen.

### Werbt neue Mitglieder!

Wir bitten unsere Mitglieder, für die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen neue Mitglieder zu werben. Neue Mitglieder können vorläufig gegen einen mäßigen Aufschlag auf den diesjährigen Mitgliedsbeitrag noch das Jahrbuch 1925 erhalten.

### Unbekannt verzogene Herren.

Regierungsbaumeister Metzsig, früher Brandenburg a. d. Havel, Eisenbahnwerk. Dipl.-Ing. Meyer, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 103. Dipl.-Ing. Pfeiffer, Genthin, Gr. Schulstraße 45. Regierungsbaumeister Victor Herberg, Müncheberg-Stadt (Mark). Dipl.-Ing. Zink, Berlin-Siemensstadt, Nonnendamm 97.