

ARMIERTER BETON.

1912. MÄRZ.

INHALT:

- Beobachtungen beim Ausrüsten einer Eisenbetonbogenbrücke mit drei Gelenken. Mitteilung aus dem Königl. Materialprüfungsamt. Von Professor M. Rudeloff und Ingenieur O. Panzerbieter (Groß-Lichterfelde W.). S. 85.
- Bemerkenswerte Bauwerke in Eisenbeton. Von Oberingenieur Hart (Berlin). S. 91.
- Neue Ausführungen in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Ernst Mautner (Düsseldorf). (Schluß von Seite 64.) S. 95.
- Die Magdalenenkirche in Straßburg im Elsaß. Von Dipl.-Ing. E. Conrad (Straßburg i. E.). S. 102.
- Über die lastverteilende Wirkung der Querträger. Von Privatdozent Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 107.
- Beachtenswerte Beobachtungen bei Belastungsversuchen an zwei französischen Bauwerken. Mitgeteilt von Dr.-Ing. Henri Marcus (Berlin-Wilmersdorf). S. 114.
- Amerikanische Vorschriften für Eisenbetonbauten. Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). S. 119.
- Die Haftfestigkeit des Eisens am Beton. Von Professor Dr. Rohland (Stuttgart). S. 121.
- Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 122.
- Mitteilungen über Patente. S. 129. — Verschiedene Mitteilungen. S. 130. — Bücherbesprechungen. S. 131. — Neue Bücher. S. 132.

BEOBSACHTUNGEN BEIM AUSRÜSTEN EINER EISENBETONBOGENBRÜCKE MIT DREI GELENKEN.

Mitteilung aus dem Königl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde.

Von Professor M. Rudeloff und Ingenieur O. Panzerbieter (Groß-Lichterfelde W.)

Die Beobachtungen, die auf Antrag der Königl. Streckenbauleitung, Plötzensee (Hauptbauamt Potsdam) angestellt sind, betreffen die in Fig. 1 dargestellte Dreigelenk-Bogenbrücke, die im Zuge der Seestraße in Berlin den Großschiffahrtsweg Berlin-Stettin überspannt. Die Bauausführung der Brücke war von der Staatsbauverwaltung der Firma Dyckerhoff und Widmann, A.-G., übertragen worden.

Die Mittellinie der Brücke bildet mit der Kanalachse den Winkel von $54^{\circ} 39' 18''$. Die Spannweite beträgt 48 m. Der Stich des Bogens sollte bei der fertigen Brücke 5,0 m betragen. Angenommen war, daß das Lehrgerüst beim Stampfen des Brückenbogens sich um 3 cm senken würde, ferner war die Senkung beim Ausschalen durch Rechnung zu 3 cm ermittelt. Die Schalung wurde daher mit 6 cm Überhöhung aufgelegt.

Die Kämpfer- und Scheitelgelenke sind nach Fig. 2 aus Stahlguß gefertigt. Die in den Wälzflächen angeordneten Nasen sind bestimmt, den aus den schrägen Stützflächen resultierenden, auf Abgleiten der Brücke wirkenden Seitendruck aufzunehmen.

Die Untersuchung erstreckte sich auf die Ermittlung:

- A. der Festigkeit eines der Gelenke und
- B. der Formänderungen der Brücke beim Ausrüsten.

A. Prüfung eines Brückengelenkes auf Festigkeit.

Versuch 1.

Die Abmessungen des zur Prüfung auf Druckfestigkeit eingelieferten halben Gelenkes (s. a. Fig. 2) zeigt Fig. 3. Das Gelenkstück wurde nach Fig. 4 unverspannt in die 600-t-Maschine eingebaut.

Die Wälzflächen waren sauber gereinigt und zwischen diese Flächen war Blaupapier gelegt, um an dessen Abdrücken nach dem Versuch die Größe der Anlagestellen feststellen zu können. Die beiden zur Druckübertragung dienenden Endflächen erwiesen sich als nicht völlig eben; sie wurden daher mit Gips abgeglichen.

Die Belastung wurde stufenweise gesteigert, von den hierbei angestellten Beobachtungen sind in Tabelle 1 und den Schaulinien Fig. 5 u. 6 wiedergegeben diejenigen:

1. für das Gleiten der beiden Gelenkteile auf der geneigten Fläche gegeneinander und
2. für die Schubbewegung der die geneigte Wälzfläche unterbrechenden Nase gegen den Gelenkkörper.

Zur Beobachtung des Gleitens unter 1. war an dem unteren Gelenkteil bei m (Fig. 4) ein Millimetermaßstab und ihm gegenüber am oberen Gelenkteil eine Strichmarke angebracht.

Die Schubbewegung unter 2. wurde mit einem Martensschen Spiegelapparat beobachtet, er war zwischen zwei Federn eingesetzt, die bei a_1 und

a_2 (Fig. 3) auf die Stirnflächen der Nase aufgelötet waren.

Wie Fig. 5 Schaulinie 1 zeigt, trat stärkeres Gleiten der beiden Teile des Gelenkstückes gegen-

einander bei etwa 200 t ein und bei derselben Belastung nach Fig. 6 auch stärkere Schubbewegungen an der Nase, die dazu bestimmt ist, die Gleitbewegung zu verhindern.

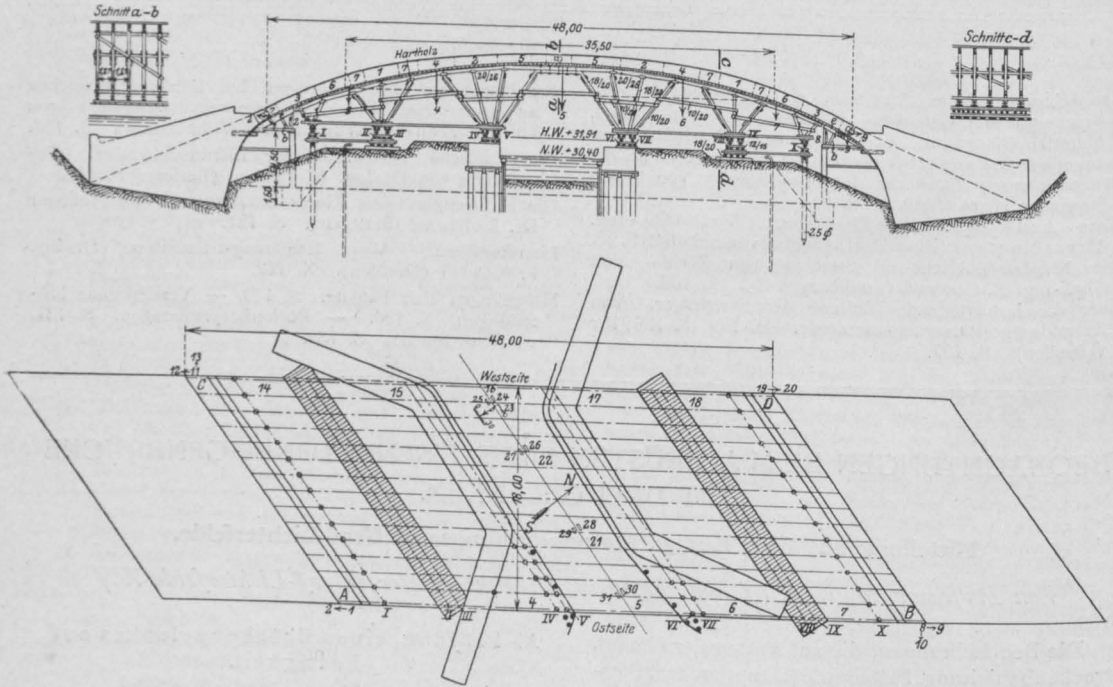


Fig. 1.

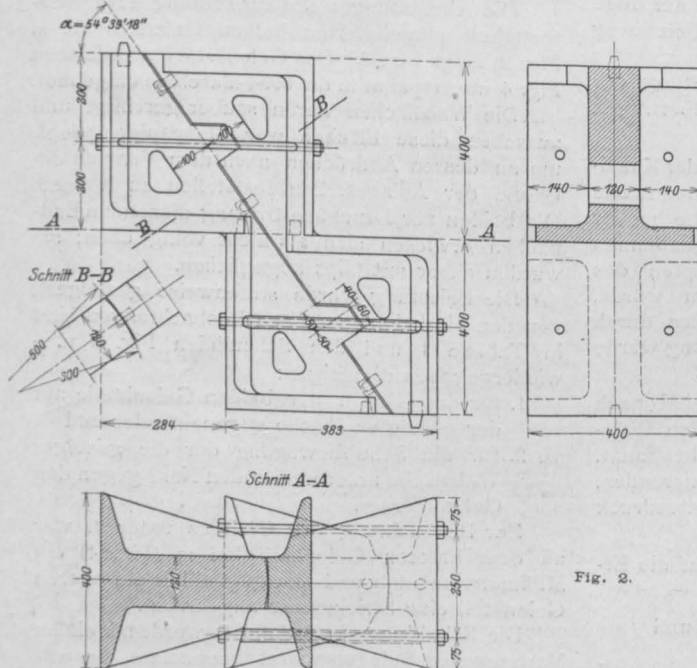


Fig. 2.

Bei 608 000 kg Belastung wurde der Versuch wegen Erschöpfung der Krafterleistung der Maschine abgebrochen und der Oberteil des Gelenkstückes aus der Maschine herausgenommen. Irgendwelche Zerstörungserscheinungen konnten weder an der Nase noch sonstwie wahrgenommen werden. Die Wälzfläche war nur zum Teil zur Anlage gekommen, und zwar war die Druckstelle auf dem Teil unterhalb der Nase etwa doppelt so groß als auf dem Teil oberhalb der Nase.

Versuch 2.

Um die Zerstörung der Nase in der Wälzfläche herbeizuführen, wurde die Breite der Nase durch beiderseitiges Abhobeln (s. Fig. 7) von 12,3 cm auf 8 cm verringert und dann eine nochmalige Druckbelastung vorgenommen. Die Anordnung war die gleiche wie bei dem ersten Versuch, gemessen

Tabelle 1.
Ergebnisse der Messungen.

Druckbelastung in kg	Gleiten der Gelenkteile gegeneinander in $\frac{1}{100}$ cm	Schub- bewegung der Nase in $\frac{1}{50000}$ cm
0	0	0
17 790	0	7
38 620	0	11
59 300	0	16
79 980	0	18
100 810	0	22
113 280	1	24
142 470	1	32
184 740	2	48
227 470	2	75
268 520	3	111
309 730	5	196
350 630	7	416
391 380	9	
431 060	11	
471 050	14	
511 190	18	
550 880	25	
589 500	26	
608 000 } sofort	29	
} nach 1 Min.	32	
} 0	30	

Spiegel-
apparat ab-
genommen

B. Prüfung der Brücke beim Ausrüsten.

Die Prüfung erfolgte nach dem mit der Antragsstellerin vereinbarten Plan in der Weise, daß das Lehrgerüst an seinen Tragespindeln in 5 Stufen gesenkt und bei jeder Stufe folgende Formänderungen beobachtet wurden:

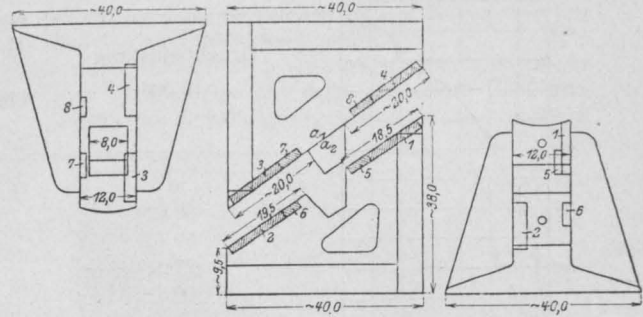


Fig. 3.

1. Die Bewegung der Bogenenden an den Kämpfergelenken,
2. das Senken der beiden Bogenhälften,
3. die Bewegung der beiden Teile der Scheitelfugen gegen einander und zwar
 - a) der Verdrehung durch Abwälzen,
 - b) die seitliche Verschiebung in Richtung der Wälzfläche.

wurde aber bei dem zweiten Versuch nur das Gleiten der Gelenkteile gegeneinander mit dem Millimetermaßstab. Die Beobachtungswerte sind aus Tabelle 2 und der Schaulinie 2 (Fig. 5) zu sehen.

Unter 391 400 kg Belastung schritt das Gleiten stetig fort. Nach 4 Minuten Belastungsdauer wurde Knacken hörbar und die Belastung sank auf 384 990 kg ab. Nach völligem Entlasten konnten keine Zerstörungerscheinungen festgestellt werden. Bei nochmaligem Belasten erfolgte unter 329 900 kg Anbruch am Fuß der Nase. Der Verlauf des Anbruchs ist aus der eingezeichneten weißen Linie (Fig. 7) zu sehen.

Zur Ermittlung der Festigkeitseigenschaften des Materials sind dem geprüften Gelenk an den in Fig. 3 durch Schraffur gekennzeichneten Stellen die Zugproben 1-4 und die Scherproben 5-8 entnommen. Die Ergebnisse sind aus Tabelle 3 zu ersehen.

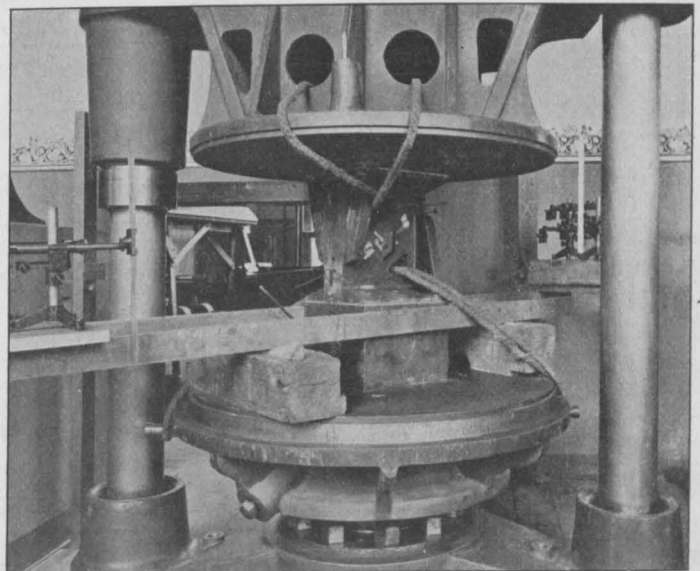


Fig. 4.

I. Die Versuchsausführung.

1. Das Senken des Lehrgerüsts.

Wie Fig. 1 zeigt, war das Lehrgerüst durch 10 Spindelreihen zu je 15 Spindeln gestützt. Die

ersten Spindelreihen jeder Bogenhälfte (I u. X in Fig. 1) standen 3,80 m von den Kämpfern entfernt. Sie sind im folgenden als „Spindelreihen am Kämpfer“ bezeichnet. Die beiden nächsten Spindelreihen, II und III der südlichen sowie VIII und

Tabelle 2.
Ergebnisse der Gleitmessungen.

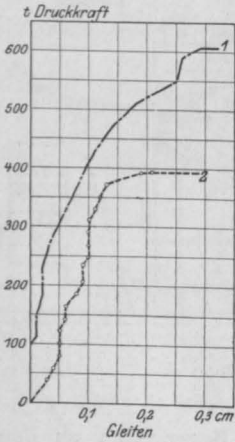


Fig. 5.

Druckbelastung in kg	Gleiten der Gelenkteile gegeneinander in 1/100 cm	Druckbelastung in kg	Gleiten der Gelenkteile gegeneinander in 1/100 cm
0	0	227 470	9
38 620	3	235 220	9
59 300	4		sofort
79 980	5	nach 5 Min.	9
100 810	5	247 230	10
113 280	5	268 520	10
	sofort	288 900	10
nach 5 Min.	5	309 730	10
121 640	5	329 900	11
142 470	6	350 630	12
163 150	6	371 150	13
184 740	8	391 400	19
206 030	9		sofort
		nach 4 Min.	27

Tabelle 3.

Festigkeitseigenschaften des Materials der Gelenkstücke.

Abmessungen der Proben: Durchmesser der Zugproben = 1,0 cm

„ „ Scherproben = 1,5 cm

Die Scherproben sind zweischnittig ausgeführt.

Probe Nr.	Zugversuche				Scherversuche						
	Spannungen kg/qcm			Entfernung des Bruches von der Endmarke cm	Bruchdehnung σ , bezogen auf			Querschnittsverminderung q in %	Bruchaussehen	Probe Nr.	Scherfestigkeit τ kg/qcm
	Streckgrenze σ_s	Bruchgrenze σ_B	Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_B} \cdot 100$		1 = $5,65\sqrt{f}$ 5 cm je 2,5 cm von der Bruchstelle %	1 = $11,3\sqrt{f}$ 10 cm je 5 cm %	1 = 10 cm %				
1	2870	5120	56	4	20,4	18,2	18,0	23	Grau, kristallinisch, schwach glänzend	5	3930
2	2810	5150	55	1,5	19,7	17,4	17,3	24		6	3980
3	2810	5020	56	1	19,5	19,4	18,8	19		7	3790
4	2810	5150	55	4	19,1	16,5	16,2	21		8	3970
Mittel	2830	5110	56	—	19,7	17,9	17,6	22	—	Mittel	3920

IX der nördlichen Bogenhälfte, waren im Mittel um 9,55 m von den Kämpfern entfernt; sie standen unter der sog. Bruchfuge und sind als „Spindelreihen unter Bruchfuge“ bezeichnet. Die letzten Spindelreihen, IV und V sowie VI und VII, waren im Mittel 5,65 m vom Scheitel entfernt; sie sind als „Spindelreihen am Scheitel“ bezeichnet. Die Schalung des Bogens ruhte auf 15 Lehrbogen, die etwa 2,5 m von den Kämpfern entfernt endeten und ihre Fortsetzung bis zur Widerlagermauer in den Hochkant stehenden Bohlen c

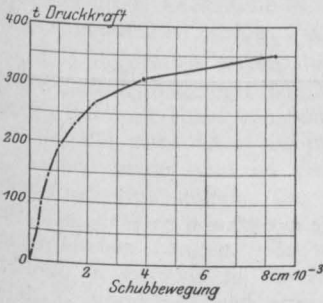


Fig. 6.

(Fig. 1) fanden. Weiter stützte sich die Schalung an beiden Kämpferenden auf eiserne Träger, die in die Widerlager einbetoniert sind. Die auf den Bohlen c ruhenden Teile der Schalung waren durch Streben a und b abgestützt.

Zum Senken des Lehrgerüsts wurden zunächst die festen Stützen a (Fig. 1) herausgeschlagen und dann die Spindeln in 6 Stufen (s. Tab. 4) und zwar stets in derselben Reihenfolge:

- Spindelreihe unter Bruchfuge,
- „ am Scheitel und
- „ am Kämpfer

gesenkt. Die Größe des Senkens wurde ange-nähert aus den Drehungswinkeln der Spindeln er-

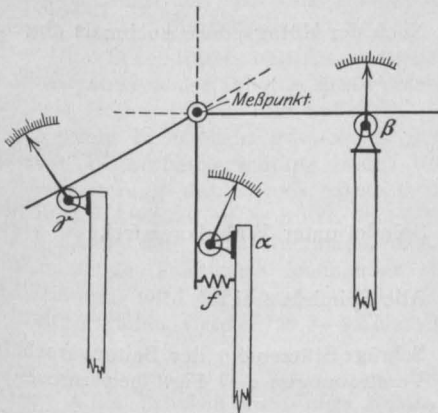


Fig. 8.

mittel; sie betrug bei den beiden ersten Stufen je 0,5 cm, bei den beiden weiteren Stufen je 1 cm und bei der fünften und sechsten Stufe je 1,5 cm. Hierauf waren alle Spindeln frei; diejenigen am Scheitel mußten dann aber noch wiederholt nachgelassen werden, da sie infolge Nachsinkens der Brücke immer wieder fest wurden.

Das gesamte Lehrgerüst blieb nach völligem Lösen der Spindeln an der Brücke hängen. Um es zu lösen, wurden zunächst die Stützen b (Fig. 1) herausgeschlagen, dann, und zwar am folgenden Tage, die Verschalung an den Stellen, wo sie auf den eisernen Trägern des Widerlagers ruhte, herausgestemmt und schließlich die ganze Schalung außerhalb der Lehrbogen entfernt. Trotzdem blieb das Lehrgerüst an der Brücke hängen; es konnte erst allmählich bei seinem Abbau von der Brücke losgeschlagen werden.

Die Einzelheiten bezüglich des Nachlassens und Freiwerdens der Spindeln sowie des Frei-legens der Schalung ergeben sich aus Tabelle 4.

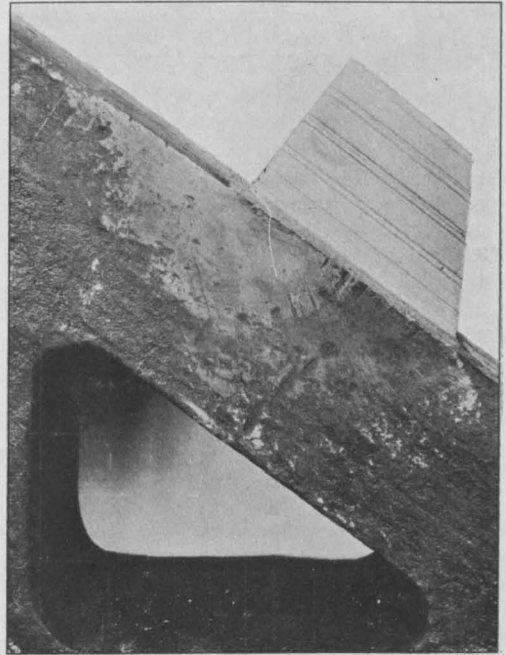


Fig. 7.

2. Das Messen der Formänderungen.

a) Bewegungen der Bogenenden an den Kämpfergelenken.

Die Beobachtungspunkte sind in Fig. 1 mit A—D bezeichnet. Beobachtet sind für die Punkte B und C die Bewegungen nach allen drei Richtungen eines räumlichen, rechtwinkligen Koordinatensystems, d. h.

- α , senkrecht im Raum,
- β , wagerecht in Richtung des Straßenzuges,
- γ , wagerecht, senkrecht zum Straßenzug.

Für die Punkte A und D beschränkten sich die Messungen auf die Bewegungen α und β . Zum Messen dienten Rollenapparate mit der Übersetzung von etwa 1:50; sie waren nach Fig. 8 an

etwa 1,5 m tief in den Erdboden eingetriebenen Pfählen angebracht und wurden durch Holzlatten betätigt, deren Enden an einer in den Meßpunkt eingepigsten Steinschraube drehbar festgelegt waren. Bei dem zu α gehörigen Apparat war die Latte durch eine Feder f an die Rolle angepreßt;

die Latten zu β und γ ruhten auf den Rollen und waren durch Gewichte beschwert.

Der Abstand der Rollen von der gemeinsamen Befestigungsstelle der Latten betrug bei der Messung α etwa 1 m, bei den beiden anderen etwa 0,5 m.

Tabelle 4.
Verlauf der Senkung des Gerüsts.

Be- ob- ach- tung Nr.	Stufe des Sen- kens	Ausführung des Versuches		Arbeitsgang			Bemerkungen	
		Tag	Zeit		Lehrgerüst gesenkt um cm			Durch Nach- lassen der Spindeln
			Std.	Min.	im ein- zel- nen	Ge- samt		
1	—		10	11	—	—	Anfangsablesungen. Stützen a (1. Taf. I) der Seitenverschalung herausgeschlagen.	
2			10	16	—	—		
3	I		10	27	0,5	0,5	Bruchfuge Scheitel Widerlager	
4			10	56				
5			11	04				
6	II		11	10	0,5	1,0	—	
7			11	28				
8			11	34				
9	III	9. II.	11	44	1,0	2,0	Bruch Sch. W. —	
10			12	07				
11			12	12				
12			12	55				
13	IV		1	00	1,0	3,0	—	
14			1	06				
15			1	23				
16	V		1	27	1,5	4,5	—	
17			1	52				
18			1	57				
19	VI		2	12	1,5	6,0	Bruch Scheitel	
20			2	43				
21	—		2	55	—	—	Schräge Stützen b } der Seitenverschalg. (s. Verstrebenungen c } Fig.1) herausgeschlagen.	
22			4	17				
23	—		10	10	—	—	Bei unverändertem Zustande des Gerüsts wiederholt abgelesen.	
24			10	25				
25			10	40				
26	—	10. II.	12	55	—	—	Abstützg. d. Schalg. geg. T-Träger. beseitigt. Wiederholte Beobachtungen. Begonnen d. Schalg. von dem Bogen zu lösen.	
27			1	15				
28			1	30				
29			4	00				

b) Das Senken der Brückenbogen.

Die Beobachtungen erstreckten sich außer der im vorigen Abschnitt bereits genannten Messung α auf 5 Querschnitte der Brücke und zwar in der Nähe des Scheitelgelenkes an der nördlichen Bogenhälfte sowie an beiden Bogenhälften in zwei Querschnitten annähernd in der Mitte zwischen den Spindelreihen (s. Fig. 1 u. Tab. 8).

Die Meßstellen waren durch Herausstemmen der Schalung freigelegt. Die Messungen erfolgten in $\frac{1}{10}$ mm mit Hilfe von Senkloten gegen Holzpfähle, die etwa 1,5 m tief in den Erdboden eingetrieben waren und an eisernen Armen Millimetermaßstäbe trugen. Die Senklote bestanden aus Eisendrähten von 0,5 mm \varnothing und den in Tab. 8 angegebenen Längen. Sie waren in den Meßstellen an eisernen in die Brücke eingegipsten Haken aufgehängt und zum Geradestrecken vor dem Versuch durch Gewichtsbelastung über die Streckgrenze beansprucht. Beim Versuch betrug die Zugbeanspruchung der Drähte durch angehängte Gewichte 1000 kg/qcm; die Gewichte waren von Holzkästen umgeben. Durch diese Maßnahmen war erreicht, daß die Ablesungen durch Windströmungen nicht merklich beeinflußt wurden.

Der Einfluß der während des Versuchs eingetretenen Änderung der Luftwärme auf die Messungen ist vernachlässigt. Nennenswerte Wärmeänderungen traten nur während der Vormittagsstunden des ersten Beobachtungstages ein. Während dieser Zeit waren die Drähte einiger Apparate zwar von der Sonne beschienen, trotzdem dürften sie sich bei ihrem geringen Durchmesser in dem kalten Luftstrom nicht wesentlich erwärmt haben.

c) Verdrehung der beiden Teile der Scheitelgelenke gegeneinander.

Zur Beobachtung dienten Wasserwagen, von denen je eine die den in Fig. 1 mit 24—31 bezeichneten Stellen, je vier Stück auf jedes der beiden Gelenkteile, aufgestellt war.

d) Seitliche Verschiebung der beiden Scheitelgelenkteile gegeneinander.

Zu beiden Seiten des Gelenkes war ein Stift eingegipst; gegen diese Stifte war durch Federzug eine Latte gepreßt, unter deren einem Ende auf dem Brückenbogen ein Maßstab befestigt war. Die Bewegung der Latten gegen den Maßstab sollte die Verschiebung der Gelenkteile in doppelter Größe anzeigen. (Fortsetzung folgt.)

BEMERKENSWERTE BAUWERKE IN EISENBETON*).

Von Obergeringieur Hart

der Actien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau, Berlin.

V. Landwegbrücke über den Oder-Spree-Kanal bei Biegenbrück.

Der Oder-Spree-Kanal, eine der verkehrsreichsten Wasserstraßen der Provinz Brandenburg, ist schon seit langen Jahren dem bedeutend gesteigerten Verkehr nicht mehr gewachsen, und die preußische Wasserbauverwaltung mußte deshalb eine Verbreiterung des Kanals vornehmen, die zurzeit in der Ausführung begriffen ist. Während bisher 2 Kähne den Kanal benutzen, d. h. entgegenkommende Fahrzeuge aneinander vorbeifahren konnten, wird der Kanal für die Folge eine Breite erhalten, welche für 3—4 Kähne Raum bietet.

Der Ausbau mußte die Erneuerung der vorhandenen alten Brücken zur Folge haben, und gleichzeitig sollten auch einige neue Übergänge geschaffen werden. Auf der Strecke zwischen Fürstenwalde a. Spree und Fürstenberg a. Oder waren 10 Brücken erforderlich, für die Eisenkonstruktionen zur Anwendung kommen sollten. Auf Vorschlag des Königlichen Regierungs- und Bau-

rats Scheck in Fürstenwalde, dem Vorstände der als „Ober-Leitung der Neubauten am Oder-Spree-Kanal“ bezeichneten Bauverwaltung, hat der Herr Minister der öffentlichen Arbeiten die Ausführung von 2 Bauwerken in Eisenbeton genehmigt, von denen die Landwegbrücke bei Biegenbrück durch die Actien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin als Brücke mit 3 Gelenkbögen und angehängter Fahrbahn ausgeführt worden ist.

Die Brücke schneidet den Oder-Spree-Kanal in einem rechten Winkel. Die Stützweite von Mitte zu Mitte Kämpfergelenk beträgt 45,0 m, und die Gesamtbreite zwischen den an der Innenseite der Hängepfosten angebrachten Geländern 5,15 m. Zwischen den Bögen ist eine lichte Weite von 4,90 m vorhanden, so daß nach Abzug der je 0,20 m breiten, durch Flacheisen geschützten Schrammkanten für die Fahrbahn eine Breite von 4,50 vorhanden ist.

Die kreisförmigen Bögen besitzen eine theoretische Pfeilhöhe von 7,50 m, und die Stärke derselben beträgt im Scheitel 0,80 m und nimmt nach den Kämpfern hin auf 1,20 m zu. Bei einer Breite von 0,70 m besteht die Bewehrung der Bögen

*) Siehe „Zeitschrift Armierter Beton“, Jahrgang 1910, 1911.

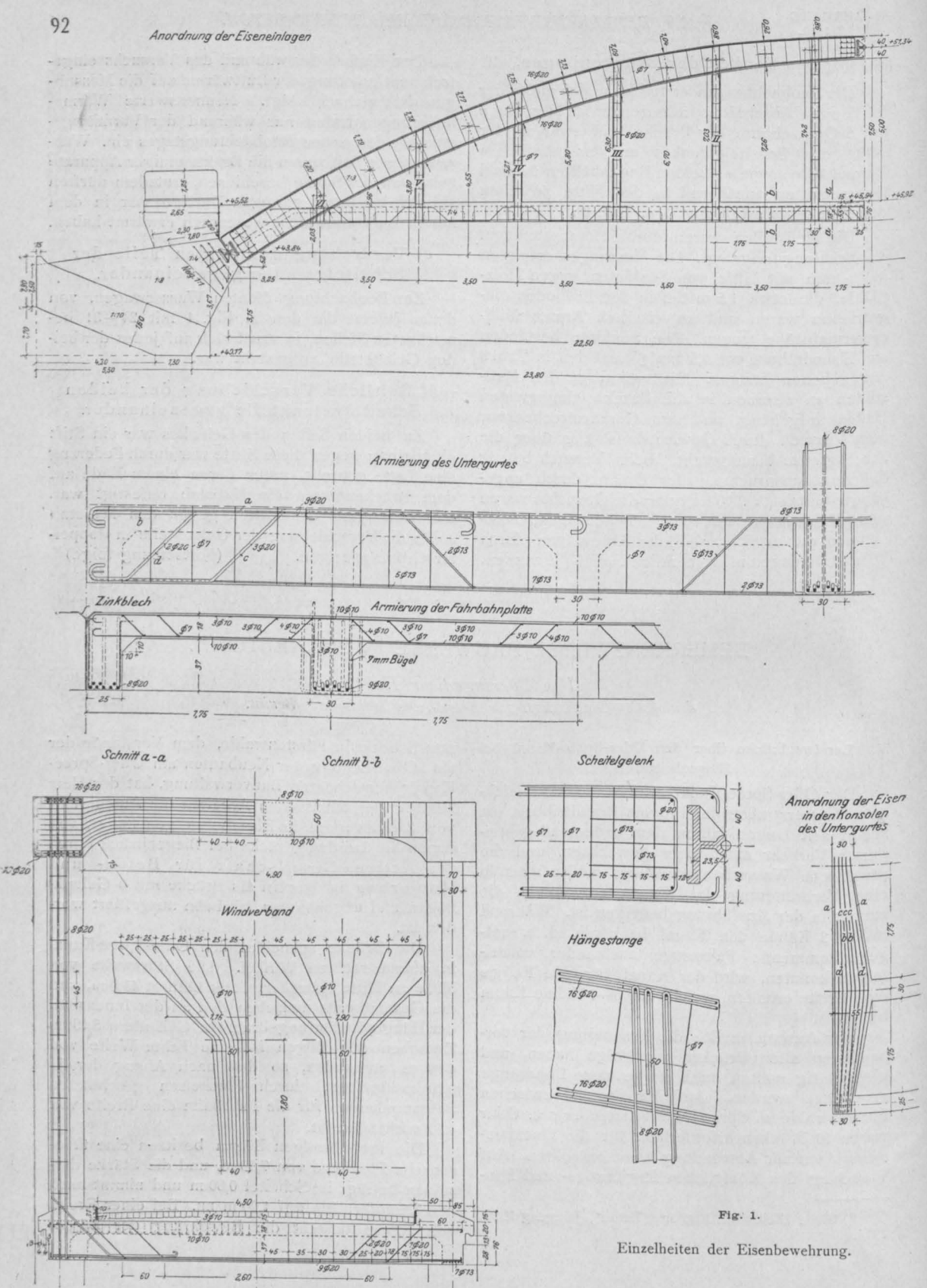


Fig. 1.

Einzelheiten der Eisenbewehrung.

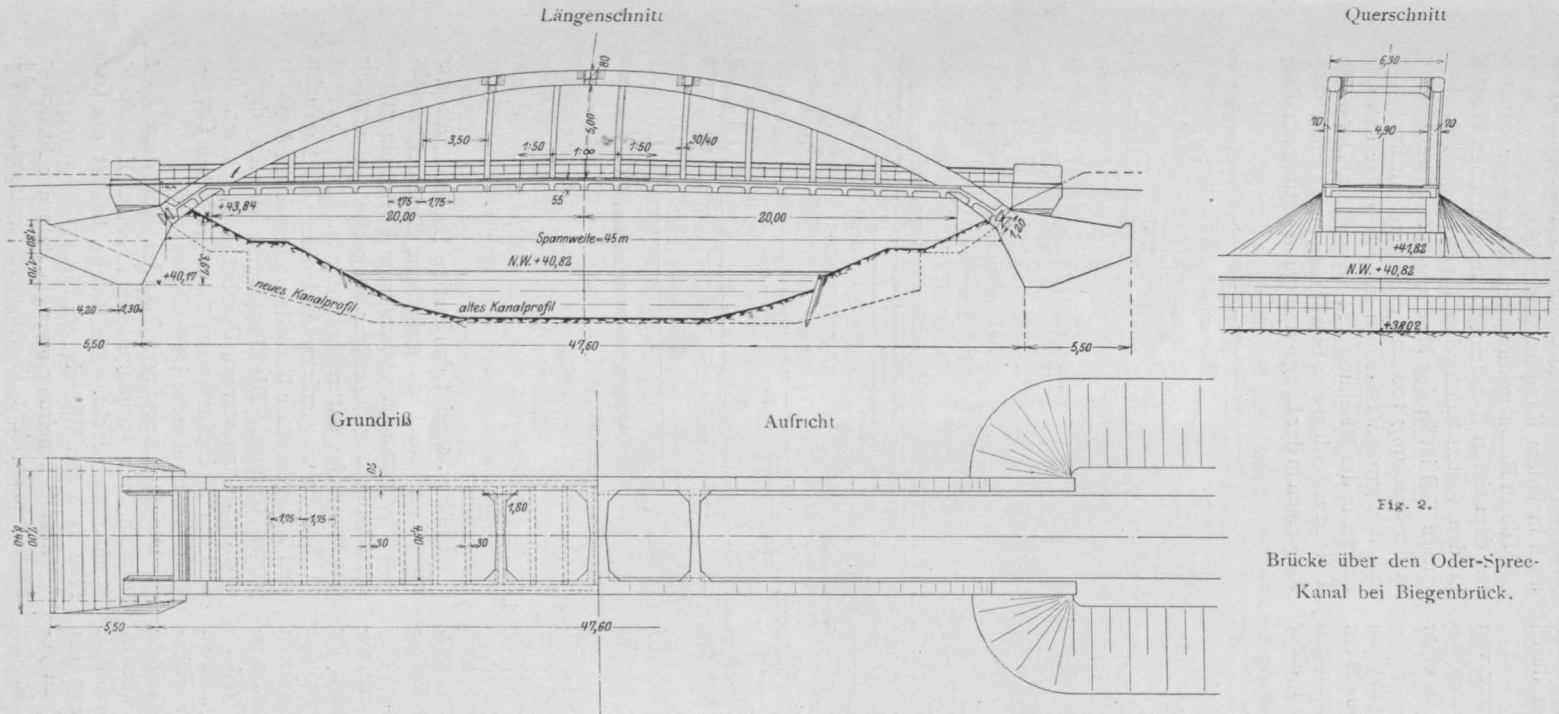


Fig. 2.

Brücke über den Oder-Spree-Kanal bei Biegenbrück.



Fig. 3. Fahrbahn.

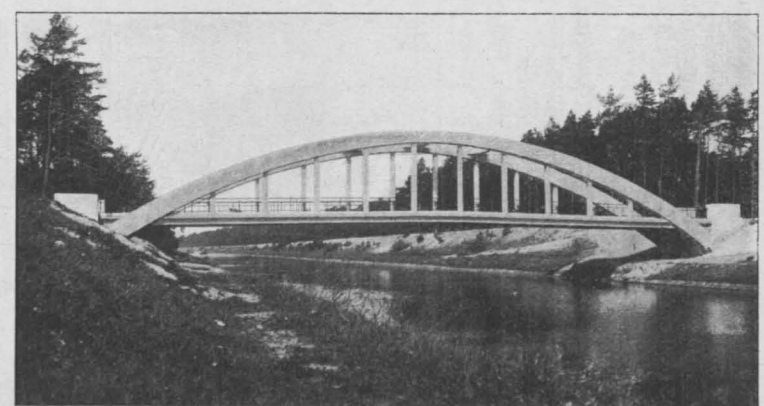


Fig. 4. Ansicht des fertigen Bauwerks.

oben und unten aus je 16 Stück 20 mm starken Rundeisenstäben, die in der üblichen Weise durch 7 mm starke Bügel verbunden sind.

Die Hängepfosten mit einer Abmessung von 30·30 cm haben als Eiseneinlage 8 Rundeisen von je 20 mm \varnothing erhalten; die Pfosten stehen in einer Entfernung von 3,50 m.

Die an die Bögen angehängten Längsbalken der Fahrbahn mit einem Querschnitt von 76·30 cm nehmen Querbalken auf, welche in Entfernungen von 1,75 m angeordnet sind, und die bei einer

Mitte der Fahrbahn (unter dem Scheitelgelenk) als auch in jedem Kämpfer vorhanden.

Die in Beton gestampften Widerlager konnten bei dem tiefen Kanaleinschnitt noch über Wasser in den festen Sandboden fundiert werden. Der untere Teil ist in der Mischung 1:10, der mittlere in der Mischung 1:8 und der obere mit Rücksicht auf die großen Beanspruchungen unter den Gelenken in der Mischung 1:4 ausgeführt. Der obere Teil hat außerdem eine Bewehrung aus 13 mm starken Rundeisen in der Längs- und Querrichtung erhalten.

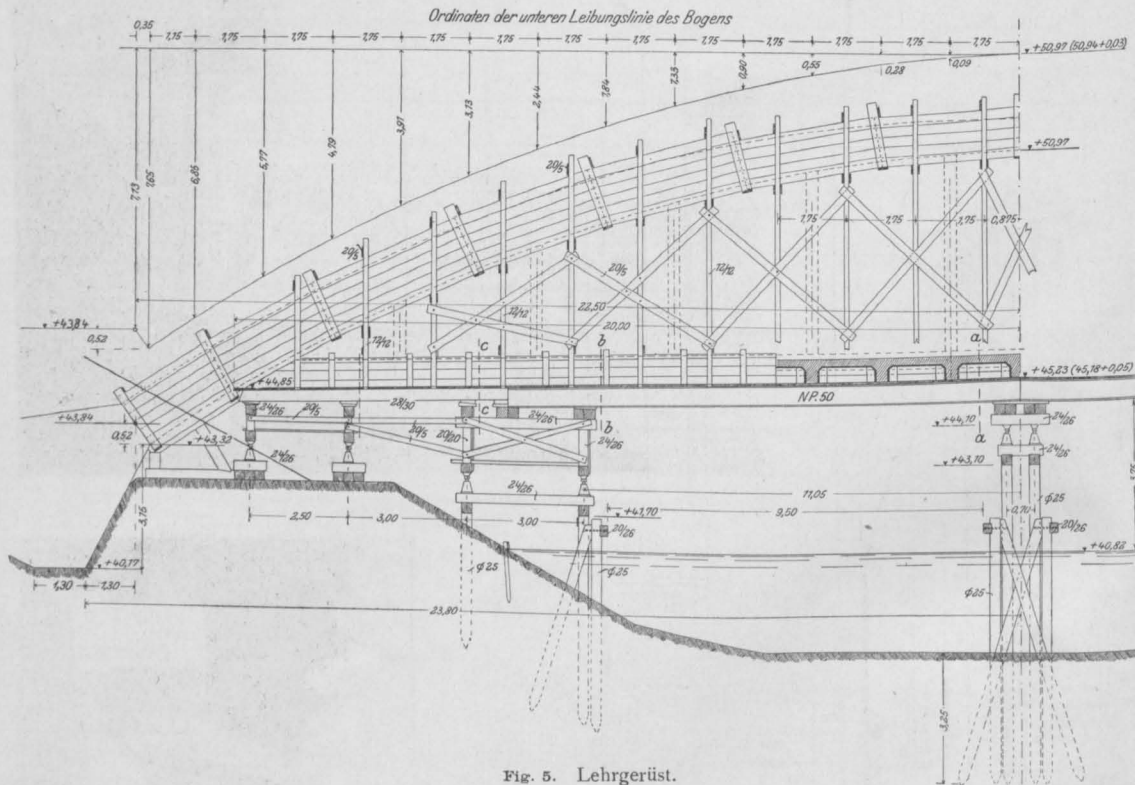


Fig. 5. Lehrgerüst.

Höhe von 37 cm eine Breite von 30 cm besitzen. Die zwischen die Querbalken gespannten Eisenbetonplatten haben eine Stärke von 18 cm.

Die Fig. 1 bringt die Einzelheiten der Konstruktion, insbesondere die Eisenbewehrung, und in der Fig. 2 werden Grundriß-, Längen- und Querschnitt dargestellt. An den Kämpfern sind die Bögen durch die schräge Abwärtsführung der Fahrbahnplatte ausgesteift, während im Scheitel die aus der Fig. 3 ersichtlichen 3 Querriegel für eine Aussteifung sorgen.

Als Gelenke sind Bolzengelenke zur Verwendung gekommen, für die sowohl für die Körper als auch für die Bolzen Stahlguß gewählt worden ist. Die Lagerkörper sind vollständig einbetoniert und für die neue Bewegungsfreiheit sorgt ein etwa 2 cm starker Schlitz, der im Beton ausgepart ist. Bewegungsfugen sind sowohl in der

Die Fig. 4 zeigt das fertige Bauwerk, das gewiß einen durchaus gefälligen Eindruck macht und die öfter noch vorhandenen Vorurteile gegen die Anwendung derartiger, angeblich schwerfälliger Bauwerke, entkräften dürfte.

Für die wasserdichte Abdeckung der Fahrbahn sind 2 Lagen einer besonders elastischen Asphaltpappe benutzt. Die Pappagen werden durch einen rd. 4 cm starken Überbeton geschützt, auf dem ein Kleinpflaster aus 8—10 cm hohen Granitwürfeln aufgebracht ist.

Die Dehnungsfugen wurden vor dem Aufbringen der Pappage durch einen Zinkblechstreifen abgedeckt. Die Brücke besitzt ein Gefälle nach den Widerlagern hin.

Eine Bearbeitung oder ein Putz der Ansichtsflächen war nicht in Aussicht genommen und

durch die saubere Einschalung hat sich auch eine weitere Behandlung erübrigt.

Für die Berechnung der Konstruktion waren folgende Belastungen vorgeschrieben:

Für die Fahrbahn ein vierrädiger Wagen mit 1,5 t Raddruck, 3,50 m Achsabstand und 1,40 m Spurweite, sowie Menschengedränge mit 350 kg/qm.

Für die Bögen 350 kg/qm gleichmäßig über die ganze Brückenfläche verteilt und Winddruck von 150 kg/qm Angriffsfläche bei belasteter beziehungsweise 250 kg/qm bei unbelasteter Brücke.

Die Berechnung erfolgte wie üblich, für die Längsbalken und Platten als kontinuierliche Träger, für die Querbalken als Träger auf 2 Stützen. Die im Bogen auftretenden Spannungen sind mittels der Kernmomente festgestellt worden.

Schwierig war die Herstellung des durch die Fig. 5 u. 6 veranschaulichten Lehrgerüsts. Eine Störung der Schifffahrt mußte natürlich unter allen Umständen vermieden werden, und für den Verkehr der Dampfer und Kähne waren entsprechende Öffnungen nach den Anordnungen der Strompolizei vorzusehen. Demgemäß mußten 2 Durchfahrten von je 9,50 m lichter Breite und 3,75 m lichter Höhe über N. W. geschaffen werden. Für die Überbrückung dieser großen Öffnungen waren 18 I-Träger N. P. 50 erforderlich, die von Berlin auf dem Wasserwege nach der Baustelle geschafft sind. Die Träger sind der Fahrbahnneigung entsprechend mit einer Ansteigung nach dem Mitteljoch hin zur Verlegung gelangt. Im übrigen wurde die Rüstung auf fest eingerammte Holzpfähle unter Benutzung von Schraubenspindeln gestellt und durch angebrachte Leit-, Reibpfähle und Dalben vor etwaigen Beschädigungen durch den Schiffsverkehr gesichert.

Mit dem Bau der Brücke wurde gegen Ende August des Jahres 1910 begonnen und nach rd. 10 Wochen waren sämtliche Betonierungsarbeiten,

mit Ausnahme der Betonierung der Hängepfosten beendet. Die Entfernung des Lehrgerüsts mußte wegen der Einstellung des Schiffsverkehrs, beziehungsweise Schließung der Schleusen im Winter 1910 bis zum Frühjahr 1911 verschoben werden. Die ungepflasterten Landstraßen hätten die Kosten für die Abfuhr beträchtlich erhöht, während im Frühjahr 1911 die Materialien sofort in Kähne verladen und demgemäß billig fortgeschafft werden konnten.

Bei der Ausrüstung zeigten sich kaum nennenswerte Senkungen, und die Betonierung der

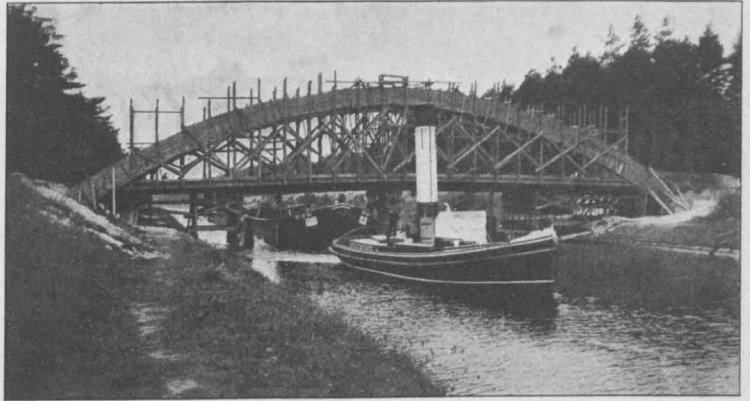


Fig. 6. Brücke in der Rüstung.

Hängepfosten, sowie die Pflasterung der Fahrbahn konnten dann sofort ausgeführt werden.

Für den Beton der Fahrbahn ist eine Mischung von 1 : 4 zur Anwendung gelangt, während die Bögen und die Hängesäulen in der Mischung 1 : 3 hergestellt wurden. Die Mischung 1 : 3 für die Bögen war mit Rücksicht auf die Beanspruchung von rd. 50 kg/qcm nötig. Die Zugstangen sollten durch einen besonders dichten Beton eingehüllt werden.

Der Portlandzement wurde von der Sächsisch-Thüringischen Portland-Zement-Fabrik, Schönebeck a. Elbe bezogen, während Kiessand in vorzüglicher Qualität aus einer am Oder-Spree-Kanal gelegenen Grube entnommen werden konnte.

Die Kosten für das Bauwerk ohne Pflasterung haben 40 000 M betragen.

NEUE AUSFÜHRUNGEN IN EISENBETON.

Von *Dipl.-Ing. Ernst Mautner*,

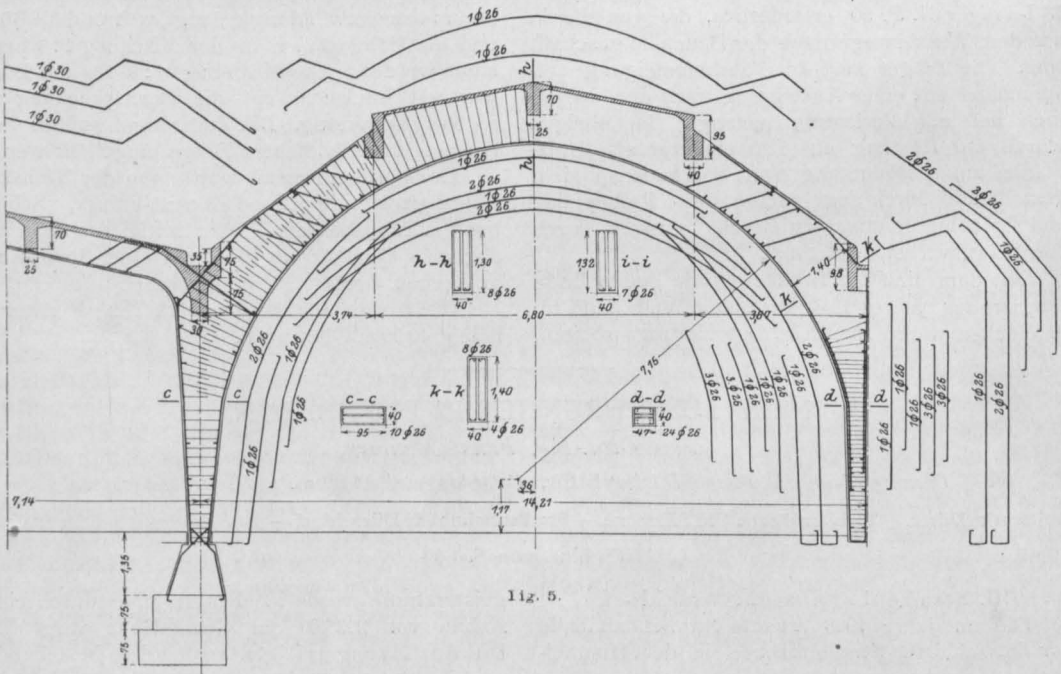
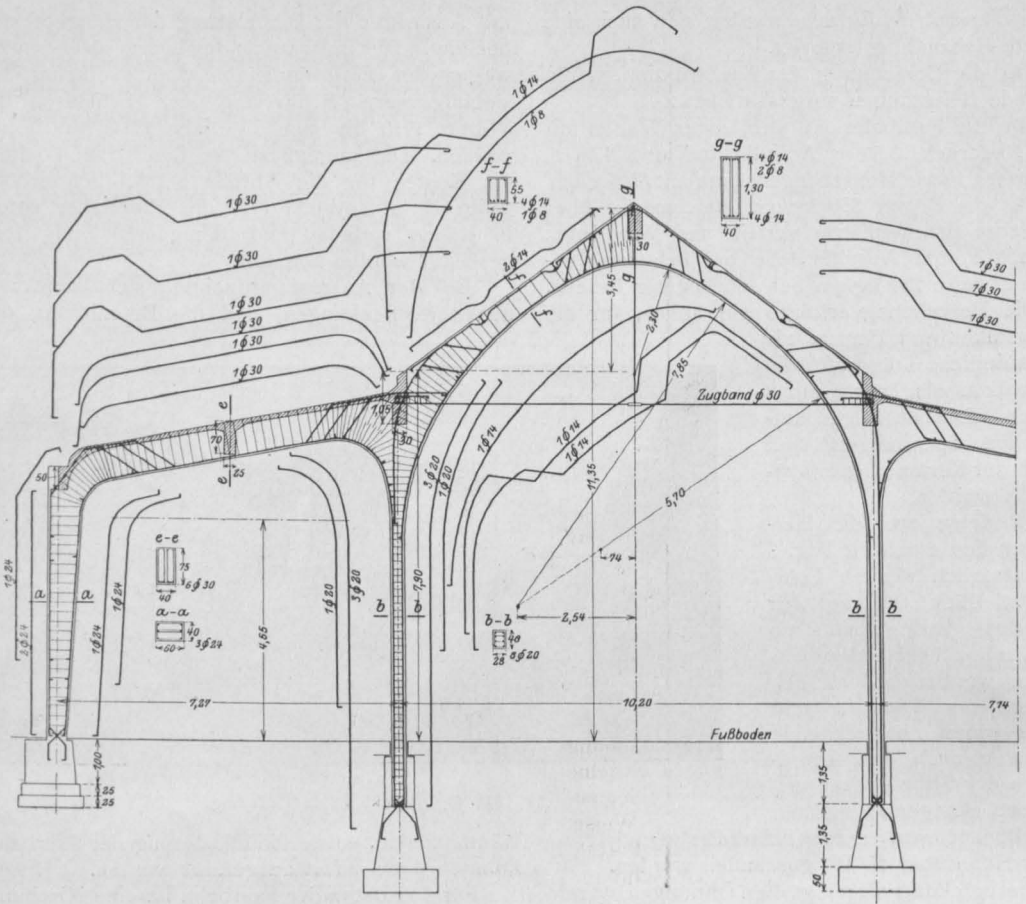
Oberingenieur der Firma Dücker & Cie., Betonbaugesellschaft m. b. H. (Düsseldorf).

Isolawerke Düren — Kohlenwäsche Old Silkstone — Straßenbahnhalde Düsseldorf — Emscherbrunnen Essen-Ruhr.

(Schluß von S. 64.)

III. Straßenbahnhalde Düsseldorf.
Die im Jahre 1908 erbaute Straßenbahnhalde der Düsseldorfer Straßenbahnen in der Himmel-

geisterstraße wurde in diesem Jahre durch einen Anbau von 2925,00 qm Grundfläche vergrößert. Die Ausführung erfolgte, analog dem bestehenden



11x. 5.

Teil, in Eisenbeton. Der Neubau ist 75,0 m lang, 39,0 m breit und bildet einen vierschiffigen Hallenbau, dessen einzelne Schiffe 7,27 m, 10,20 m, 7,14 m und 14,4 m Spannweite besitzen. Vergl. Querschnitt Fig. 5.

Um möglichst viel Licht in den Raum zu bringen, sind durchlaufende Oberlichter über der zweiten (10,20 m Spannweite) und vierten Halle (14,21 m Spannweite) angeordnet. Der Aufbau wird gebildet von Bindern mit dazwischen gespannten Längspfetten, welche die Dachhaut tragen. Die Binder selbst bilden ein System von Rahmen, Dreiecksbindern und Bogen, wodurch nicht nur eine für die Belichtung äußerst zweckmäßige Konstruktion erzielt wird, sondern im Gegensatz zu vielen anderen derartigen Zweckbauten sowohl in Eisen als auch in Eisenbetonkonstruktion eine gute Massenwirkung erreicht wird. Dieser Bau bietet wieder ein Beispiel dafür, welche befriedigende Wirkungen vom ästhetischen Standpunkt aus beim Eisenbeton ohne irgendwelche architektonische Zutaten, allein durch die gute Durchbildung und richtige Anordnung der Konstruktionsglieder möglich sind. Die Binderabstände betragen 9,0 bzw. 10,0 m.

Statisch betrachtet bilden die Binder ein zusammenhängendes System. Zur Vereinfachung der Berechnung wurde dieses System in einzelne Teile zerlegt, was ohne nennenswerte Fehler zulässig ist. Die Zerlegung erfolgte in der Weise, daß zu beiden Seiten des Dreieckbinders Portale mit ungleich hohen Auflagerpunkten und schrägen Mittelbalken angenommen wurden, auf deren Innenstützen oben der Dreieckbinder frei aufruft. Da der Anteil des Horizontalschubes des Mittelbinders, der auf die Säulen bei Anordnung eines Zugbandes in Höhe des Säulenkopfes auch bei steifer Eckausbildung entfällt, bekanntlich verschwindend klein ist, ist diese Annahme zulässig. Das letzte Feld wurde für sich als Zweigelenbogen mit korbogenförmiger Systemlinie konstruiert.

Die Auflagerung ist überall gelenkig angenommen und dementsprechend ausgebildet.

Bei dem äußeren, an die alte Halle anschließenden Fuß, wo der Bogen auf das vorhandene Fundament aufgesetzt wurde, ist ein Gelenk durch Ausspitzen einer muldenförmigen nach einem Kreis gekrümmten Vertiefung gebildet, in die nach dem Rande entsprechend verdickte Asphalteinlagen so eingebracht wurden, daß beim Einstampfen des Fußes dieser eine konvexe, nach einem etwas kleineren Radius gekrümmte Form erhielt. Die Fundamente der übrigen Innenstützen sind bis auf etwa 3,20 m unter Hallenfußboden, d. i. etwa 1,85 m unter Terrain geführt. Die Stützen der äußeren Umfassungswand gehen nur bis 1,50 m unter Terrain. Sie stehen in der äußeren Umfassungswand,

die zwischen den Stützen in Backstein hochgeführt ist und auf der das Deckenfeld aufliegt. Die Längspfetten besitzen, wie erwähnt, Spannweiten von 9,00 bzw. 10,0 m und tragen über den beiden schmalen Hallen und dem Mittelteil der Bogenhalle eine 9 bzw. 8 cm starke mit Pappe abgedeckte Eisenbetondecke.

Zu beiden Seiten der Mittelhalle und in der Bogenhalle sind sie zugleich als Seitenabschlüsse der Oberlichtkonstruktion ausgebildet. Die Oberlichteindeckung ruht zum Teil auf diesen Eisen-

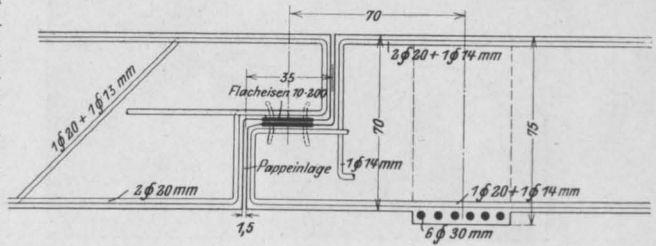


Fig. 6.

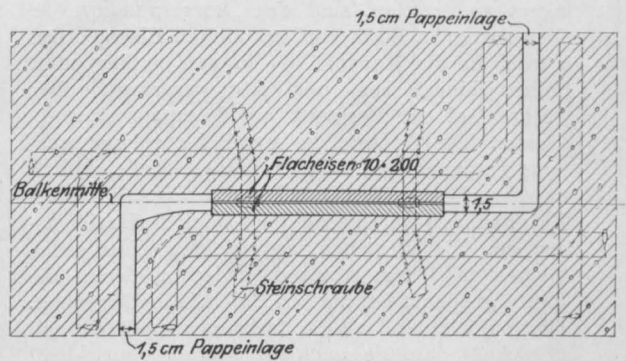


Fig. 6a.

betonpfetten, zum Teil auch auf eisernen Pfetten. Damit diese bei einer Binderentfernung von 9,0 und 10,0 m nicht zu große Abmessungen bekommen und dadurch zu viel Licht absorbieren, ist zwischen den Hauptbindern noch je ein Zwischenbinder eingeschaltet; in der Mittelhalle hat dieser genau die Form des Hauptbinders als Dreieckbinder mit Zugband, der auf den beiden Seitenpfetten aufruft, in der Bogenhalle bildet er einen geraden Balken, ebenfalls auf den Randpfetten aufliegend. Einzelne der Eisenbetonpfetten dienen gleichzeitig als Längsversteifung der Halle und sind dementsprechend kräftig ausgebildet.

Da der ganze Bau eine Länge von 75,0 m besitzt, war es notwendig, zum Ausgleich der Temperaturschwankungen eine Dilatationsfuge anzuordnen, welche den Bau in zwei annähernd gleich große Teile teilt. Um das unschöne Aussehen, das die Halle durch Anordnung zweier

nebeneinander gestellter Stützen und Binder erhalten hätte, zu vermeiden, wurde nachstehend beschriebene Form der Trennungsfuge ausgeführt:

Hinter der 5. Stütze jeweils in Verlängerung der entsprechenden Pfette wurde eine Konsole vorgekragt mit einem stufenförmigen Absatz. Dieser bildet das Auflager für die Pfette dieses Feldes. Um eine freie Beweglichkeit dieses Auf-

lagers zu erzielen, sind zwei korrespondierende Gleitplatten in Form von gehobelten Eisenplatten sowohl in die Konsole als in den aufliegenden Balken eingelassen und fest verankert. Der übrige Teil der Fuge ist mit Dachpappe ausgekleidet. Die Decken, die parallel zur Fugenrichtung gespannt sind, sind an dieser Stelle einfach unterbrochen. Die Details gibt Fig. 6 wieder. Zu erwähnen wären schließlich noch die Revisionsgruben. Sie bestehen aus kleinen Eisenbetonböcken in 1,50 m Abstand, zwischen denen die Platte gespannt ist, die den Hallenfußboden bildet. Diese Böcke sind als Steifrahmen ausgebildet und gerechnet, um sie auch für seitlich einwirkende Kräfte, die beim Auspringen der Wagen aus den Schienen auftreten können, widerstandsfähig zu machen. Die Schienen lagern direkt mit kleinen Unterlagsplatten auf den Rahmenstützen.



Fig. 7.

Interessant ist noch das bei der Herstellung der Stützen angewandte Verfahren, um die beim Stampfen zwischen Holzschalung unvermeidlichen Rippen, sowie den Abdruck der Holzstruktur im Beton zu vermeiden. Die ganzen Schalungen wurden schon während des Zusammenbaues mit Jute bespannt, die zum Zwecke eines leichteren Ablöses beim Ausschalen anfänglich mit einer Seifenlösung bestrichen wurden. Doch erwies sich letztere Vorsichtsmaßregel später als überflüssig.

Der Bau gelangte im Frühjahr und Sommer 1911 durch die Firma Dücker & Cie. in Düsseldorf zur Ausführung.

IV. Emscherbrunnen-Essen.

Es ist eine besonders in Industriegebieten häufige Erscheinung, daß Städte oder große Ge-

meinenwesen, die als Vorfluter ihrer Kanalisation und als Ableiter der Industrieabwässer kleinere Wasserläufe benutzen, gezwungen sind, diese Abwässer vor der Einleitung in den Vorfluter zu klären, da die sonst erfolgende Verunreinigung der Wasserläufe mit schweren sanitären Gefahren und Schädigungen für alle unterhalb der Einmündungsstellen wohnenden Anrainer verbunden wäre.

Diese Klärung kann nun auf verschiedene Weise erfolgen, und ist diese zum Teil auch mitbedingt von dem für solche Anlagen zur Verfügung stehenden Platze. Bei dichter Bebauung wird es natürlich erforderlich sein, eine möglichst kompensierte Anlage zu schaffen. Diese Verhältnisse liegen bei der in den Jahren 1909—1911 für die Stadt Essen seitens der Emschergenossenschaft errichteten Kläranlage vor.

Zur Reinigung des Abwassers verwendet die Emschergenossenschaft seit dem Jahre 1906 die sogenannten Emscherbrunnen (vgl. „Gesundheits-Ingenieur“ 1910 Nr. 49, 1911 Nr. 9, 42 und 45; technisches Gemeinde-Blatt 1911 Nr. 20—25 und andere). Die vorliegende Anlage ist nun die größte bisher ausgeführte; sie führt den Namen „Essen-Nord“.

Die Ausführung derselben wurde der Firma Dücker & Cie im Dezember 1909 übertragen.

Es ist natürlich nicht Zweck dieser Zeilen, das Bauwerk vom klärtechnischen Standpunkte aus zu besprechen. Es sollen hier lediglich die dabei zur Ausführung gelangten, sehr interessanten und in der Herstellung sehr schwierigen Eisenbetonarbeiten näher beschrieben werden. Der Vorfluter, der hier zur Ableitung der Abwässer dient, ist die Berne, ein Nebenfluß der Emscher. In diese werden die Abwässer der Stadt Essen und ein Teil der Kruppschen Abwässer eingeleitet.



Fig. 8.

Nachdem die Abwässer einen Sandfang passiert haben (Fig. 7), in dem der mitgeführte Sand sich absetzt, gelangen sie durch Eisenbetonzulaufrinnen in die 18 Brunnen. Es sind zwei verschiedene Typen von Brunnen vorhanden, die Einzelbrunnen

und die Reihenbrunnen. Auf nebenstehender Abbildung (Fig. 8) ist im Hintergrunde der Sandfang zu sehen und von links zweigen dann von der Hauptzulaufrinne die einzelnen Rinnen zu den Brunnen ab. Die im Vordergrund sichtbaren beiden Gruppen sind die Reihenbrunnen, die im Hintergrunde liegenden die Einzelbrunnen. Fig. 9 u. 10 zeigen den Grundriß und Schnitt derselben.

Die Brunnen sind etwa 11,50 m tief und besitzen einen Durchmesser von rd. 10,0 m. Die

Erdreiches zur Mitwirkung gegen den Grundwasserantrieb heranzuziehen.

In die Brunnen sind Glocken aus Eisenbeton eingebaut (vergl. Fig. 10 u. 11), die sich auf konsolartige Vorsprünge in halber Höhe der Brunnen abstützen. Die Glocken bestehen aus 5 cm starken Eisenbetonwänden mit 12 cm hohen Rippenverstärkungen. Auf den glockenförmigen Teil ist oben ein ähnlich konstruierter Zylinder aufgesetzt. Um diesen Zylinder läuft eine Rinne, in welche

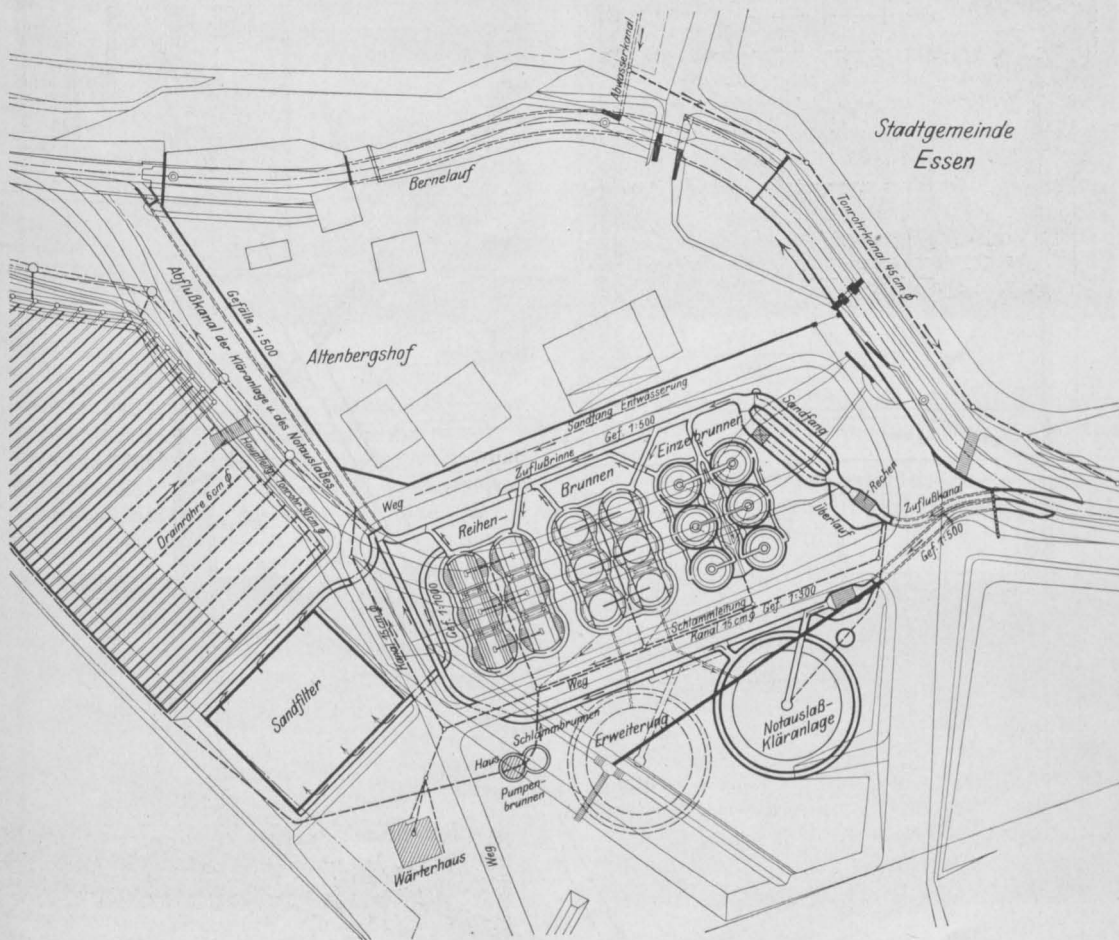


Fig. 9.

Sohle ist trichterförmig vertieft und 60 cm stark in Eisenbeton ausgeführt. Die Eiseneinlagen verlaufen sowohl nach den Kegelerzeugenden, als auch nach den Parallelkreisen. Unter der Sohle ist zur Drainage eine Kiespacklage eingebracht.

Auf der Sohle stehen die Umfassungswände in Eisenbeton, die sich in der Wandstärke nach oben zu verjüngen. Wo die Sohle an die Umfassungswände anschließt, ist eine armierte Platte rings um den Brunnen ausgekragt, die den Zweck hat, einen Teil des um den Brunnen lagernden

die Abwässer durch eine offene Zuleitung aus den Zulaufrippen einfließen.

Auf den Zweck und die Wirkungsweise der einzelnen Konstruktionsteile kann hier nicht näher eingegangen werden, da dies einer besonderen Veröffentlichung seitens der Emschergenossenschaft vorbehalten bleiben soll.

Der am Boden der Brunnen sich bildende Schlamm wird in entsprechenden Zwischenräumen durch Schlammrohre (Fig. 12) abgesaugt und durch Schlammrinnen nach einem Schlamm-

pumpenhaus geleitet, von wo er nach dem Schlammplatz gedrückt wird und dort trocknet.

Eine ähnliche konstruktive Ausbildung wie die 6 Einzelbrunnen zeigen die 12 Reihenbrunnen (Fig. 9 u. 13).

Terrain angetroffen wurde, war eine umfangreiche Wasserhaltung erforderlich und wurde zu diesem Zwecke eine Grundwasserspiegelsenkung mit etwa 26 über die Peripherie der ganzen Baugrube verteilten Brunnen durchgeführt.

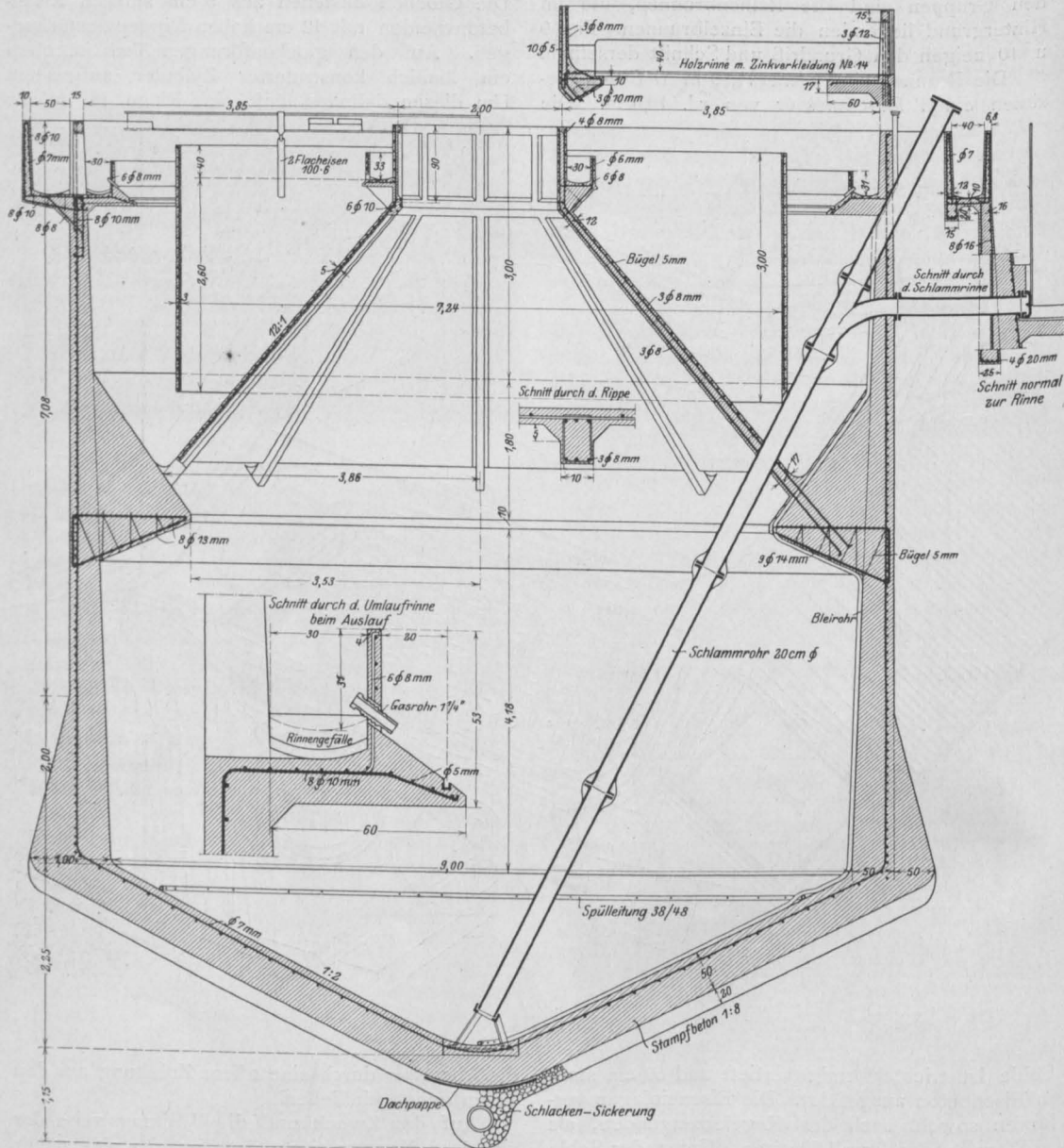


Fig. 10.

Zur Ausführung selbst wäre noch folgendes zu bemerken: Die größte Schwierigkeit bestand in der Bewältigung des Grundwassers. Die ganze Baugrube wurde bis auf eine Tiefe von etwa 10,0 m ausgehoben. Da das Grundwasser gleich unter

Die Baugrube war etwa 90,0 m lang und 40,0 m breit mit Böschungen 1:1 angelegt.

Von der Sohle der Baugrube wurden nur noch die Trichter für die Brunnenböden ausgehoben. Auf die eingebrachte Packlage wurde der

Boden betoniert und die Schalung für die Seitenwände aufgestellt.

Nach Fertigstellung wurde das Terrain auf die frühere Höhe wieder aufgefüllt, so daß die Anlage fast ganz im Boden verschwindet, wie in der bereits erwähnten Fig. 8 zu sehen ist.

Zur Anlage gehört außer den 18 Brunnen und dem erwähnten Schlammumpfenbrunnen noch eine Notauslaßkläranlage (Fig. 9), die den

Abwässer zu. Auch diese werden durch eine Kläranlage, die aus 6 Reihenbrunnen besteht, geklärt.

In konstruktiver Hinsicht bietet diese Ausführung wohl einige Abweichungen, doch sind diese nicht von prinzipieller Bedeutung. Verschieden war hier in der Hauptsache der Arbeitsvorgang. Während früher der Boden bis auf etwa 10,0 m Tiefe ausgehoben und

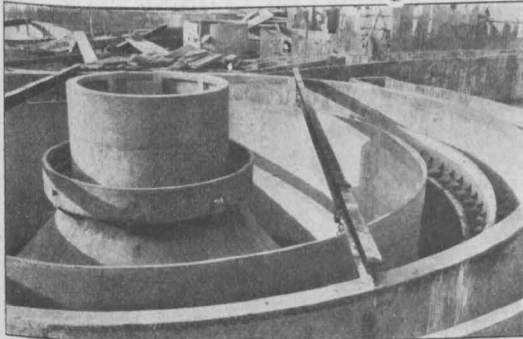


Fig. 11.

Zweck hat, bei plötzlich auftretenden großen Niederschlägen, bei denen die Abwässer den Brunnen nicht schnell genug zugeführt werden können, diese aufzunehmen und nach einer nur teilweisen Klärung, die aber bei dem durch das

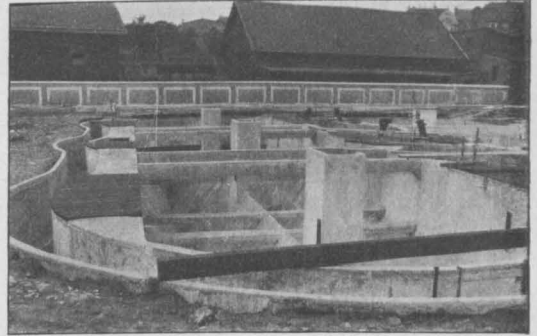


Fig. 13.

die Brunnen in der Schalung hergestellt wurden, erfolgte hier die Ausschachtung nur bis auf etwa 4,0 m.

Dann wurde der zylinderförmige Teil der Brunnen in Schalung fertig gestellt und mit

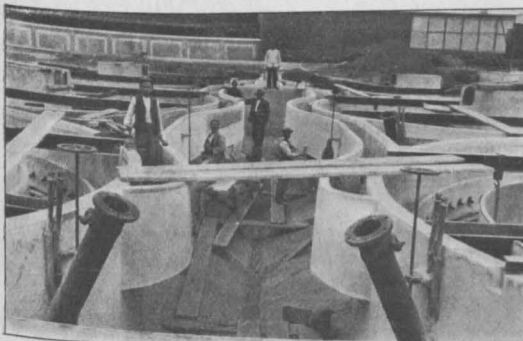


Fig. 12.

Regenwasser ohnehin stark verdünnten Zustande der Abwässer ausreicht, wieder der Berne zuzuführen. Dieser Notauslaß hat einen Durchmesser von rd. 30,0 m. Die Abwässer gelangen über einen auf Böcken ruhenden Kanal in das Becken und fließen durch eine rings auf der Außenwand verlaufenden Rinne ab.

Die hier beschriebene Kläranlage reinigt die seitens der Stadt Essen der Berne zugeführten Abwässer. Unterhalb Essens führt wieder die Gemeinde Berge-Borbeck dem Sälzerbach ihre

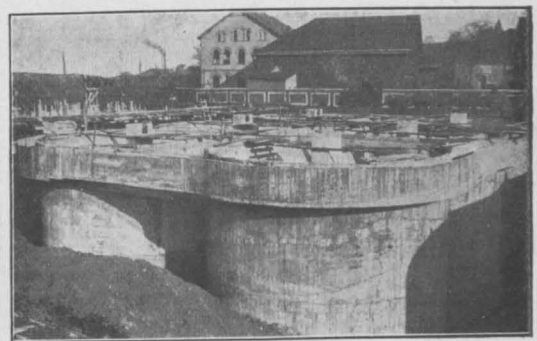


Fig. 14.

einem Eisenbetonschuh versehen. Dieser Brunnen wurde dann unter Wasserhaltung auf die vorgeschriebene Tiefe versenkt. Nachdem dies geschehen, erfolgte der Sohlenaushub und daran unmittelbar anschließend die Herstellung der trichterförmigen Eisenbetonsohle, die sich stumpf gegen den Brunnenschuh legt. Dann wurde der trichterförmig ausladende obere Brunnenteil in Schalung hergestellt und die übrigen Einbauten in analoger Form wie bei der zuerst besprochenen Anlage ausgeführt.

Die vorstehend wiedergegebenen Arbeiten bieten einen neuen Beweis dafür, daß es wohl kaum ein Gebiet gibt, auf dem der Eisenbeton nicht mit allen anderen Baumaterialien in Konkurrenz treten kann, und daß selbst Konstruktionen, wie die in Fig. 11 zum Teil sichtbare, die

früher sicherlich nur in Eisen ausführbar erschienen, bei sorgfältiger Herstellung möglich sind.

Sämtliche Entwürfe und Pläne der Anlagen wurden von der Emschergenossenschaft selbst angefertigt, in deren Händen auch die Bauleitung lag.

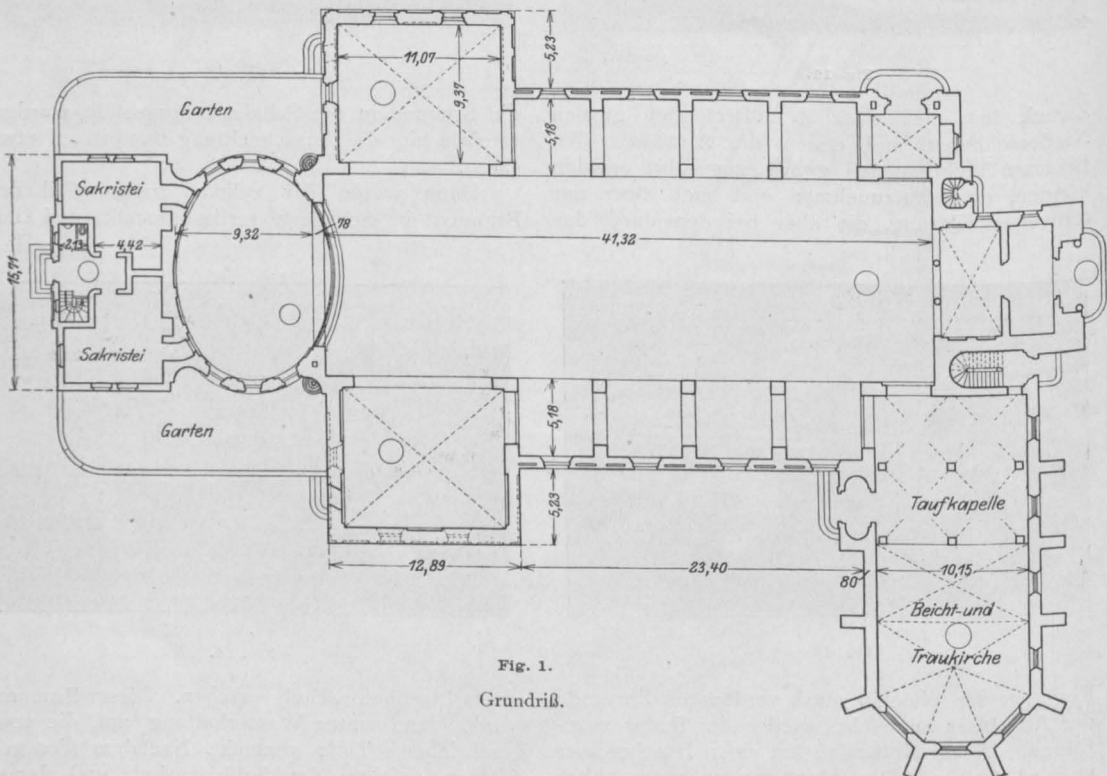
DIE MAGDALENIENKIRCHE IN STRASSBURG IM ELSASS.

Von Dipl.-Ing. E. Conrad,

Ingenieur der Firma Th. u. Ed. Wagner A.-G. (Strassburg im Elsass).

Der erste Kirchenneubau in Straßburg, an dem der Eisenbeton in größerem Maße Verwendung gefunden hat, ist die St. Magdalenenkirche. Der Neubau (entworfen von Herrn Stadtbaurat Beblo, Straßburg) ist an Stelle einer älteren Anlage entstanden, die im August 1904 fast vollständig

13,50 m auf das Hauptschiff entfallen bei 41,32 m Länge. Das Querhaus ist 36 m lang bei 13 m Breite (vgl. Fig. 1), der Chor hat elliptischen Grundriß mit einer kleinen Achse von 11,00 und einer größeren von 15,50 m. Ein Turm von 51,00 m Gesamthöhe erhebt sich über dem Haupt-



niederbrannte. Erhalten blieb nur der Chor, welcher auch beim Neubau, der im großen und ganzen an Stelle des alten steht, wieder Verwendung, und zwar als Traukirche gefunden hat. In ihrer Abmessung ist die neue Kirche viel bedeutender als die ältere, sie hat kreuzförmigen Grundriß: Die Gesamtbreite beträgt 25,00 m, wovon

eingang, das Hauptschiff ist innen 16,00, mit Dachstuhl 26,00 m hoch (s. Fig. 2-4).

Abgesehen von der Decke der Sakristei sind sämtliche Decken in Eisenbeton ausgeführt. Das Hauptschiff hat ein Tonnengewölbe erhalten, das ohne Unterbrechung vom Turm bis zum Triumphbogen hindurchgeht. Die Decken des Querschiffes

sind gerade Kreuzgewölbe. Die Seitenschiffe sind ebenfalls mit Tonnen überwölbt, deren Achse senkrecht zum Hauptschiff liegt. Ein Tonnengewölbe befindet sich außerdem über der Sängerempore im Turmunterbau. Der Chor ist mit einer elliptischen Kuppel überdeckt, alle übrigen Decken sind gewöhnliche Plattendecken mit Betonunterzügen.

Das Tonnengewölbe des Hauptschiffes wird getragen von 5 Bogenbindern mit 6,05 m Binderweite. Zwischen den Bindern liegen 4 Rippen, zwischen die sich eine 6 cm starke Platte spannt. Der über der Tonne befindliche hölzerne Dachstuhl, dessen Binderweite nur 4,00 m beträgt, ist so konstruiert, daß er sich zum großen Teil auf die genannten Längsrippen des Hauptgewölbes stützt.

des Mauerwerks hat es auch bewirkt, daß man große Außenpfeiler entbehren und trotzdem mit Innenstützen auskommen konnte, die nicht stärker sind, als die über ihnen befindliche Mauer (vgl. Fig. 3 und 4). Die Abmessungen der ganzen Eisenbetonkonstruktion halten sich trotzdem in geringen Grenzen: Der Bogen ist im Scheitel 60 cm, am Kämpfer 65 cm stark, an der stärksten Stelle 1,20 m, die Breite durchweg bis zum Eisenbetonpfeiler herab 40 cm. Nur der horizontale Teil der Dreiecksversteifung ist größer geworden, weil er die Einspannungsmomente der Seitenschiff-tonnen aufzunehmen hat. In Höhe der

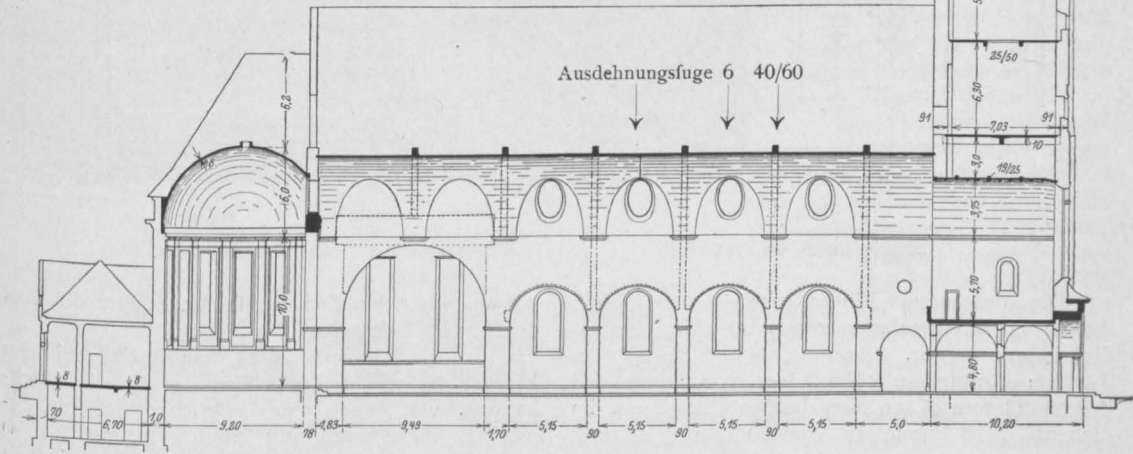


Fig. 2. Längsschnitt.

Die Konstruktion des Hauptbinders zeigt die Fig. 4 der obere Bogen, der als Zweigelenkbogen von 14,00 m Spannweite und 5,50 m Pfeilhöhe konstruiert ist, stützt sich auf 2 steife Rahmen von dreieckiger Form, die auf den inneren Eisenbetonstützen und der äußeren gemauerten Wand ruhen. Während die letztere ein Fundament von normalen Abmessungen erhalten hat, setzt sich der Eisenbetonpfeiler in einem Eisenbetonfundament fort, dessen Gestalt von der Größe und Richtung der angreifenden Kräfte beeinflusst war (vgl. Fig. 4). Das Bindersystem schließt sich also in gewissem Sinne an die Strebobogenkonstruktion der gotischen Kirchen an, nur daß im vorliegenden Fall der innere Pfeiler vermöge seines biegefesten Materials die horizontalen Kräfte aufzunehmen hat, eine Arbeit, die beim gotischen System den großen Außenpfeilern zuerteilt wird. Die große Widerstandsfähigkeit des Eisenbetons gegen biegende Kräfte im Verhältnis zu der

Oberkante der Eisenbetonpfeiler sowie bei Beginn des Zweigelenkbogens sind statisch und konstruktiv Gelenke eingeführt. Bei den unteren beiden Gelenken sind je 4 Rundeseisen von 30 mm \varnothing von unten und 5 mm \varnothing von oben so im scharfen Winkel gebogen, daß sie abwechselnd um ein 50 mm-Eisen greifen, welches den eigentlichen Gelenkpunkt darstellt. Um den Beton jedoch bei der Übertragung der Druckkraft nicht zu stark zu beanspruchen, greifen außerdem noch 12 Rundeseisen von 22 mm \varnothing je 1,50 m (von der Fuge aus gerechnet) in die obere wie die untere Konstruktion ein, die in 30 cm Abstand 2 Reihen von je 6 Eisen bilden, und unter sich stark mit Bügeln verbunden sind. Die oberen Gelenke sind ganz ähnlich gebaut, nur sind die Eisenquerschnitte geringer und außerdem greifen die eigentlichen Gelenkeisen von einem Teil sich überkreuzend in den andern ein, statt sich um ein besonderes, das Gelenk darstellende Eisen herumzulegen (vgl. Fig. 10).

Da zwischen der Herstellung des oberen Teiles und der des untern eine Zeit von mindestens einer Woche verstrichen war (meist bedeutend länger) und der alte Beton nicht aufgerauht wurde vor Einbiegen des neuen, so ist anzunehmen, daß die Gelenkwirkung entsprechen wird, da ja die beiden Teile nur auf eine Breite von 30 cm, die durch die Entfernung der senkrechten Eisen am Gelenk dargestellt wird, innig zusammenhängen.

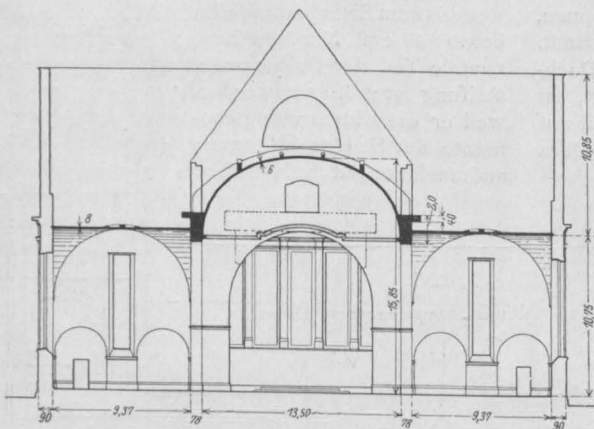


Fig. 3.

Schnitt durch das Querschiff.

Die Armatur des Binders und sonstige Einzelheiten der Eiseneinlagen gehen aus Fig. 10 deutlich genug hervor. Der Bogenbinder selbst enthält am Kämpfer je 5 Rundeisen von 20 mm und 2 von 22 mm \varnothing an den beiden Laibungen, im Scheitel je 8 Rundeisen von 20 mm oben und unten.

Die Rippen über den Eisenbindern sind als gewöhnliche, kontinuierlich über mehrere Felder laufende Eisenbetonbalken konstruiert, deren Platten an der Unterseite liegen; die beiden äußeren haben, wie schon erwähnt wurde, auch den Dachstuhl zu tragen. Die Platte ist kontinuierlich für eine Nutzlast von 100 kg/qm konstruiert, sie hat eine Stärke von 6 cm erhalten.

Die Tonne hat in der Mitte zwischen dem dritten und vierten Binder eine senkrecht zur Längsachse von Mauer zu Mauer durchgehende Ausdehnungsfuge erhalten (vgl. Fig. 2). Die Pfetten wurden daher in diesem Felde als Freiträger ausgebildet, von der halben Länge der Binderentfernung.

Das Gerüst zu dem Tonnengewölbe hatte 3 m Binderentfernung, so daß also unter jedem Eisenbetonbinder, und je in der Feldmitte ein Holzbinder stand. Die

Entfernung der Binderstiele (Rundhölzer) betrug etwa 2,50 m. Sie gingen zunächst bis zur Kämpferhöhe des Gewölbes (10,50 m) ohne Unterbrechung durch. In dieser Höhe war ein Zwischenboden angeordnet, der durch Vermittlung von Keilen auf von den genannten Hölzern getragenen Kreuzhölzern ruhten. Von diesen Keilen ging dann auch die Ausschalung aus, die etwa vier Wochen nach Fertigstellung der Tonnen begonnen

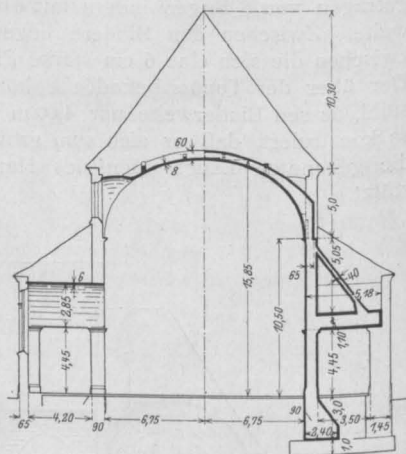


Fig. 4.

Querschnitt.

wurde. Über den Zwischenboden erhebt sich das eigentliche Lehrgerüst der Tonne.

Einige Schwierigkeiten bereiteten bei der Einrüstung wie bei der Eiseneinlage die Stiechkappen, von denen jedes Feld zwei enthielt, zumal da diese noch mit Stich (vgl. Fig. 2 u. 4) ausgeführt werden mußten. In der Kehle zwischen den Stiechkappen und der Tonne wurde eine Ver-

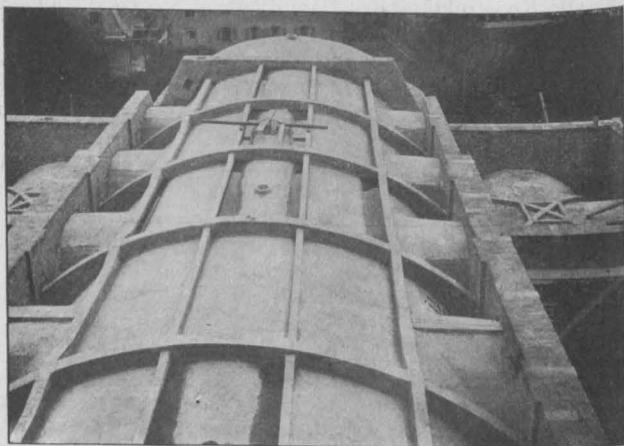


Fig. 5.

Ansicht des Hauptgewölbes.

stärkung in Beton wie in Eisen angebracht, zu denen die Eisen aber erst am Platze gebogen werden mußten, da die Form der Kehle als Raumkurve zu einem vorherigen Biegen zu umständ-

diese Balken zum großen Teil mit T-Trägern. Die Schubspannung ist nämlich bei ihrer großen Höhe ziemlich gering, und zu einer Rundeisenarmatur waren verhältnismäßig viele einzelne Eisen nötig gewesen. Es wurde daher in den vertikalen Balken 3 I Nr. 14 nebst 4 aufgebogenen Rundeisen, in den horizontalen 3 I 10 eingelegt. Außerdem machen die Balken den Eindruck von Bogen, jedoch ist der unten in Bogenform angefügte Beton nur Füllmaterial. In ganz ähnlicher Weise ist über dem Triumphbogen ein Balken konstruiert, der die Aufgabe hat, einen Teil der Chorkuppel sowie eine Giebelwand als Abschluß des Langhauses zu tragen. Auch hier ist die Bogenform wegen der schwierigen Aufnahme der Schubkraft statisch nicht verwendet worden.

Die beiden Querschiffüberdeckungen sind gerade Kreuzgewölbe (vergl. Fig. 3, 5 u. 7). Sie bedecken einen rechteckigen Raum von 11,07 · 9,37 m. Die Diagonalrippen haben eine Breite von 25 cm, die

Höhe nimmt von 80 cm am Kämpfer auf 55 cm am Scheitel ab. Ihre Armatur besteht aus je vier Rundeisen von 12 mm \varnothing oben und unten. Die Gewölbe haben 8 cm Stärke erhalten und stützen sich auf Mauer und Diagonalbögen, sind daher kreuzweise armiert. Da über dem Kämpfer des Gewölbes noch ziemlich viel Mauerwerk liegt,

lich war. Im übrigen waren die Eisen für die Hauptbinder auf einem großen Biegetisch vorher zugerichtet worden, die dünnen Eisen der Platten wurden natürlich erst an Ort und Stelle gebogen. Die Eiseneinlagen, sowie das fertige Gewölbe sind aus den Fig. 5 u. 6 gut zu erkennen.

Das oben näher beschriebene Binder-system wurde dort nicht durchgeführt, wo in der Binderebene große Mauer-massen vorhanden waren, die den Schub des Zweigelenkbogens (14 bis 16 t) aufnehmen konnten, so bei dem Binder in der Ebene bei der Querschiff-mauer (Fig. 10), sowie auf der einen Seite des ersten Binders, wo die Mauer des alten Chors liegt. Der Binder endlich der sich in der Mitte des Querschiffes befindet (Fig. 10), enthält ebenfalls nur den oberen Zweigelenkbogen, dieser wird auf jeder Seite von einem 2 m hohen Eisenbetonbalken getragen der sich 10 m weit über die Querschiffungen spannt (Fig. 2, 4). Dieser Balken hat winkelförmigen Querschnitt erhalten: Der horizontale Schenkel dient zur Aufnahme der Schubkraft des Bogenbinders, der vertikale überträgt die lotrechte Auflagerkraft auf die Längsschiffmauern. Armirt sind

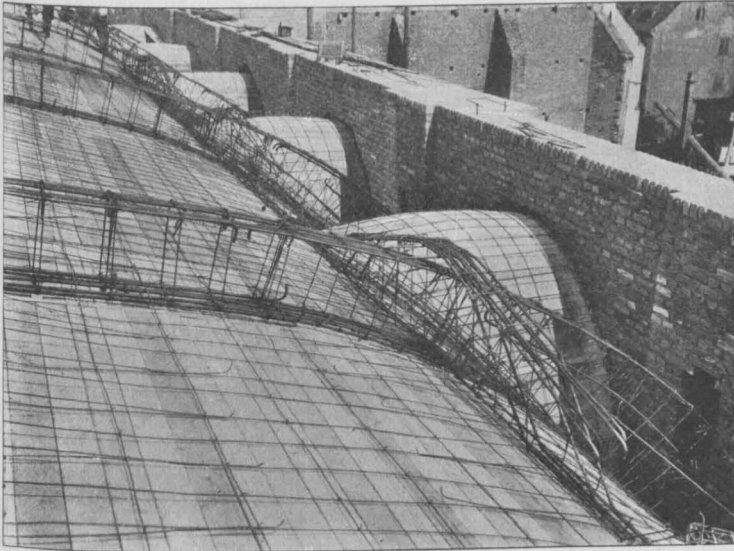


Fig. 6.

Eiseneinlagen des Hauptgewölbes.

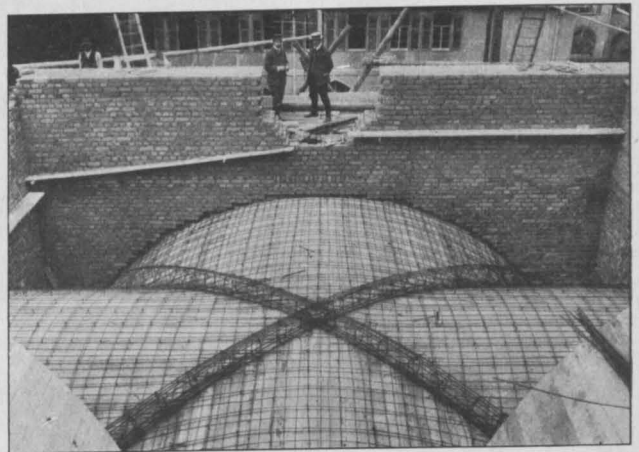


Fig. 7.

Eiseneinlagen der Kreuzgewölbe im Querschiff.

konnten die Rippen als eingespannte Bögen berechnet werden. Wie man aus Fig. 5 entnehmen kann, sind die Diagonalen noch vor ihrem Zu-

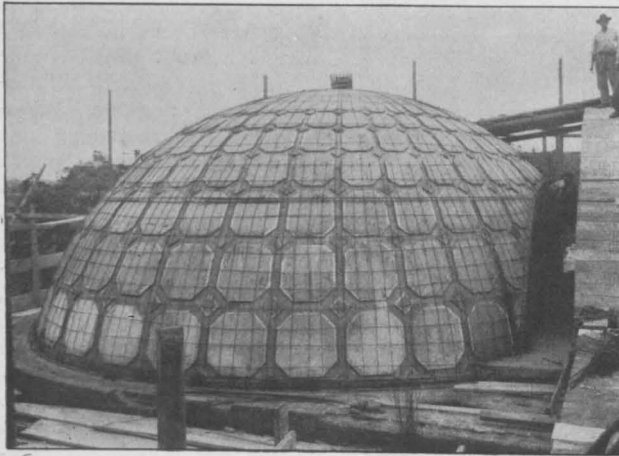


Fig. 8.

Eiseneinlagen der Kuppel über dem Chor.

sammentreffen im Scheitel durch kleine Balken verbunden, welche dazu dienen, die Spannweite der Platte zwischen der Umfassungsmauer und dem Scheitel zu verringern.

Die Kuppel über dem Chor (vergl. Fig. 2, 5 u. 8) hat eine Stärke von 6 cm in den Kassetten und 9 cm an den Kassettenrippen. Die horizontalen Eisen liegen am Kämpfer in 25–30 cm Abstand, der sich am Scheitel auf 80–100 cm erweitert. Auch die vertikalen Einlagen nehmen in ziemlich starkem Verhältnis zum Scheitel hin ab. Man kann das aus der Photographie (Fig. 8) deutlich ersehen. Am Kämpfer der Kuppel gehen 3 Rund-eisen von 16 mm und etwa in halber Höhe 2 Rundeisen von 12 mm \varnothing um die Kuppel herum. Die übrigen Eisen haben 6–8 mm \varnothing .

Die Tonnengewölbe über den Seitenschiffen (Fig. 4 u. 9) haben eine Spannweite von 5,15 m und sind in den Rippen 7 cm, zwischen den Rippen 4 cm stark. Sie sind, wie schon erwähnt, als eingespannte Bögen berechnet, zur Aufnahme des Einspannungsmomentes sind

die horizontalen Teile des Dreieckrahmens im Hauptbinder befähigt worden. Ebenfalls als eingespannter Bogen ist das Tonnengewölbe über dem Chor berechnet worden, hier ist es die große Turmlast, welche die Einspannung möglich macht. Das Gewölbe ist 7,40 m weit gespannt und wird von den Rippen getragen, die 2 m voneinander entfernt sind bei 19/25 cm Größe. Die Platte zwischen den Rippen hat eine Stärke von durchschnittlich 6 cm erhalten (Fig. 2).

Die drei zuletzt genannten Gewölbe (über dem Chor, den Seitenschiffen und der Empore) sind mit Kassetten versehen, deren Grundform bei der Einschaltung berücksichtigt wurde. Es wurden aus Holzleisten flache Kästen von der Größe der Kassetten hergestellt und diese mit Koksasche und Gips ausgestrichen. Die Kassetten des Chores kann man in Fig. 8 deutlich erkennen. Diese Art der Herstellung hat sich gut bewährt, bei der Ausschalung haben sich Schwierigkeiten nicht ergeben.

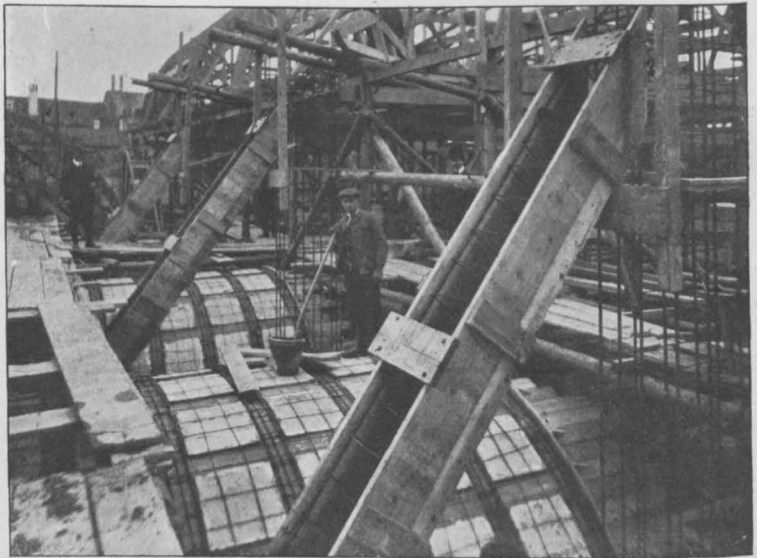
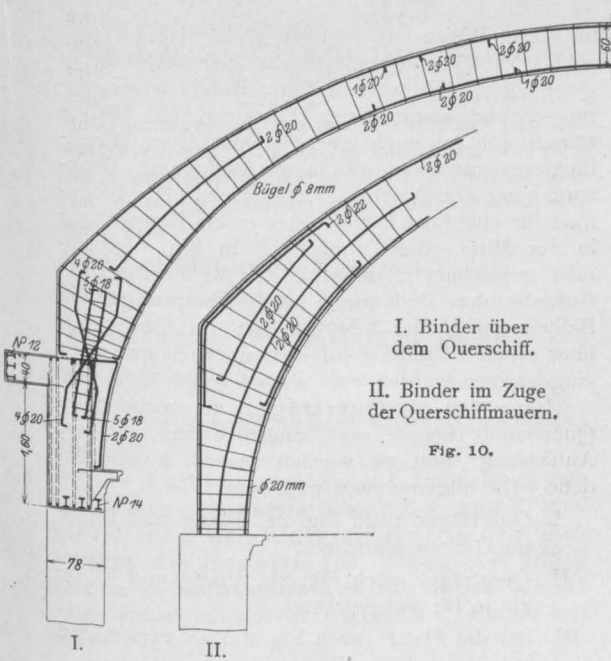


Fig. 9.

Eiseneinlagen über den Seitenschiffen.

Von Interesse sind dann noch die Fristen der Herstellung der Ausschalung: Die Gewölbe der Seitenschiffe wurden in je 3 Tagen hergestellt, die



I. Binder über dem Querschiff.
II. Binder im Zuge der Querschiffmauern.

Fig. 10.

Kreuzgewölbe erforderten je 2 Tage, das Hauptschiff $1\frac{1}{2}$ Woche, die Kuppel, deren Betonieren 4 Tage dauerte, wurde nach 3 Wochen ausgeschalt, die übrigen Gewölbe nach mindestens 4 Wochen.

Die übrigen Eisenbetonkonstruktionen der Kirche: die Fußböden der Sakristei, die der Orgelempore mit Brüstung, die einzelnen Böden im Turm, von denen einer wegen der großen Öffnung für den Glockenstuhl als freitragende Platte konstruiert werden mußte sowie die Decke über der Taufkirche neben dem Haupteingang bieten nichts Bemerkenswertes. An die letztgenannte Decke schließt sich eine 8 m hohe, 25 cm starke Eisenbetonwand an, welche den über der Taufkirche liegenden Konfirmandenraum von der Trau- kirche (dem Chor der alten Kirche) trennt. Diese Wand wurde in 1 m hohen Abschnitten betoniert.

Die Abbildungen zeigen, daß in dieser Kirche ein Bauwerk entstanden ist, welches von der vielseitigen Verwendungsfähigkeit des Eisenbetons ein gutes Zeugnis ablegt.

ÜBER DIE LASTVERTEILENDE WIRKUNG DER QUERTRÄGER.

Von Privatdozent Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

Bei allen Brücken, und vor allem bei denen mit mehr als 2 Hauptträgern spielt die Frage nach der Verteilung der Lasten durch die Querträger eine große Rolle. Der seltene Fall, daß die Querträger über den Hauptträgern gestoßen und statisch bestimmt gelagert sind, braucht hier nicht behandelt zu werden. Schon verwickelter ist die Berechnung des Querträgers, der auf 2 Hauptträgern aufliegt und mit diesen fest verbunden ist; besonders dann, wenn diese Hauptträger durch einen oberen Windverband gegeneinander versteift sind. Am schwierigsten, aber dafür sicherlich auch am interessantesten ist die Berechnung eines Querträgers, der auf mehreren Hauptträgern gestützt ist. Wir haben es in solchem Falle mit einem durchgehenden Träger auf elastisch senkbaren Stützen zu tun, der bei n Hauptträgern ($n - 2$) fach statisch unbestimmt ist. Dieser Fall kommt bei der Mehrzahl der gewöhnlichen Eisenbetonbrücken vor.

Im allgemeinen wird die Berechnung so gehandhabt, daß man sich den Querträger über den Hauptträgern durchgeschnitten denkt und die so entstehenden Stücke als Träger auf 2 Stützen auffaßt. Daß dies in vielen Fällen ein recht unzutreffendes Bild ergibt, braucht wohl kaum betont zu werden. Eine, die wirkliche Last-

verteilung ergebende Berechnung aufzustellen, ist nicht nur vom theoretischen Standpunkt aus interessant, sondern auch für die praktische Aus-

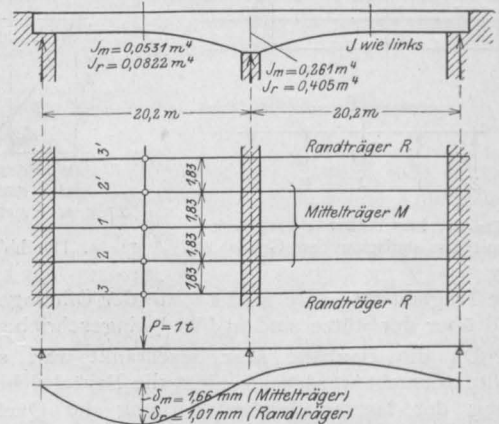


Fig. 1. Tragwerk der Brücke.

gestaltung von großem Werte; denn die Ergebnisse beeinflussen sowohl die Hauptträger, als auch die Querträger ganz erheblich, wobei unter Querträgern in allen diesen Betrachtungen auch die Platte mit zu verstehen ist.

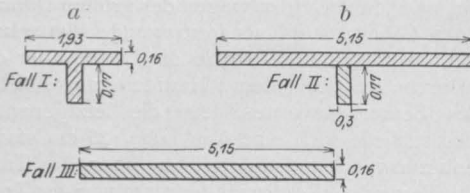
Verfasser hatte beim Entwurfe einer Eisenbetonbrücke Gelegenheit und Veranlassung, auf die vorstehend erörterten Fragen näher einzugehen; das Beispiel ist in aller Ausführlichkeit durchgerechnet worden und sei im folgenden mitgeteilt und besprochen; aus den Rechnungsergebnissen lassen sich recht wertvolle Schlüsse

in dieser Weise zu ungunsten der Haupt- und auch der Querträger, da die vernachlässigten Querträger eine weitere Versteifung der Hauptträger, und somit einen Lastausgleich herbeiführen, folglich auch eine gleichmäßigere Durchbiegung erzeugen, was einer geringeren Beanspruchung der Querträger entspricht. Die Biegelinie für eine Last $P = 1\text{ t}$ über einem Hauptträger in der Mitte einer Öffnung ist in Fig. 1 gleichfalls gezeichnet*); dabei ist es für die folgende Aufgabe ohne Bedeutung, ob der Hauptträger ein Balken auf 2 oder 3 Stützen ist; auf die Ermittlung seiner Biegelinie soll deshalb auch gar nicht eingegangen werden.

Über den als Querträger zu rechnenden Querschnitt könnte man zunächst verschiedener Auffassung sein; es wurden deshalb 3 verschiedene Fälle angenommen und zwar:

- I. Querträger nach Fig. 2a, Platte und Rippe als Ganzes gerechnet,
- II. Querträger nach Fig. 2b, Platte und Rippe als je für sich wirkend,
- III. nur die Platte (nach Fig. 2c) als versteifend gerechnet, keine Rippe.

Ferner sind noch 3 Fälle zu unterscheiden, je nachdem die Last $P = 1$ über dem mittleren Mittelträger, dem seitlichen Mittelträger oder dem Randträger steht; alle 3 Fälle sind im folgenden unter A, B und C durchgerechnet worden.



- Fall I: Platte und Rippe als Ganzes wirkend; $J = 0,04030\text{ m}^4$.
- Fall II: Platte und Rippe getrennt, je für sich wirkend; $J = 0,01316\text{ m}^4$.
- Fall III: Platte allein wirkend; $J = 0,00176\text{ m}^4$.

Fig. 2.

Verschiedene Quersteifigkeit der Brücke.

ziehen, die auch für andere Entwürfe verwertbar sind.

Zugrunde liegt die in der Fig. 1 dargestellte Brücke:

2 Öffnungen mit 20,2 m Stützweite werden von 5 durchgehenden Hauptträgern überspannt, die in 1,83 m Entfernung nebeneinander liegen.

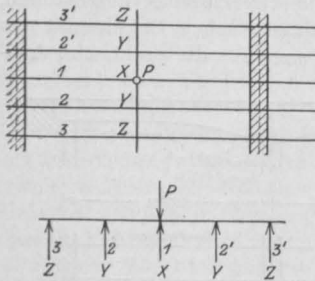


Fig. 3. Last P über 1. Tragwerk mit den statisch unbest. Größen.

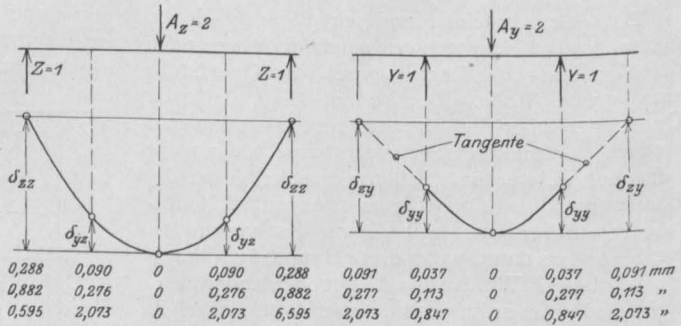


Fig. 4. Durchbiegungen des Tragwerks unter den statisch unbestimmten Größen.

Die Trägheitsmomente in der Mitte der Öffnungen und über der Stütze sind in Fig. 1 eingeschrieben.

Da die Bauhöhe sehr beschränkt war, so sollte versucht werden, ob nicht die Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung der Querträger eine etwas geringere Beanspruchung der Hauptträger ergeben würde. Im ganzen waren in jeder Öffnung 3 Querträger vorgesehen. Die folgenden Untersuchungen erstrecken sich auf den Fall, daß eine Einzellast in der Mitte einer Öffnung steht; dabei wurde nur der eine Querträger unter der Last als versteifend gerechnet, die übrigen nicht berücksichtigt. Man rechnet

A. Last P über dem mittelsten Träger

(Fig. 3).

Wegen der Symmetrie sind nur 2 statisch unbestimmte Größen zu ermitteln, in Fig. 3 als Y und Z bezeichnet. Zur Aufstellung der Elastizitätsgleichungen braucht man die Verbiegungen des Querträgers durch die statisch unbestimmten Größen Y und Z; die Werte sind in Fig. 4 als Aufbiegungen der Punkte Y und Z gegen den Punkt X dargestellt.

*) Beim Umzeichnen ist eine kleine Ungenauigkeit entstanden; selbstverständlich muß die Biegelinie über der mittleren Stütze der Ordinate Null aufweisen.

Es sind nun belastet:

die Hauptträger mit den stat. unbest. Größen X, Y und Z,

der Querträger mit P von oben und mit den stat. unbest. Größen X, Y und Z von unten, wie es in Fig. 3 ersichtlich gemacht ist. Die Durchbiegungen betragen demnach mit den Bezeichnungen der Fig. 1:

für die Mittelträger $X \cdot \delta_m$ und $Y \cdot \delta_m$;

für den Randträger $Z \cdot \delta_r$;

die Aufbiegung des Querträgers ist über X:0,

über Y: $Z \cdot \delta_{yz} + Y \cdot \delta_{yy}$, über Z: $Z \cdot \delta_{zz} + Y \cdot \delta_{zy}$.

Für die Aufstellung der Elastizitätsgleichungen gilt nun:

die Aufbiegung des Querträgers gegen seine Mitte (Y gegen X und Z gegen X) muß gleich sein dem Unterschiede in den Senkungen der Hauptträger, Y gegen X und Z gegen Y. Selbstverständlich ist die Summe aller lotrechten Kräfte gleich 1. Somit hat man:

1. $Z \cdot \delta_{yz} + Y \cdot \delta_{yy} = X \cdot \delta_m - Y \cdot \delta_m$,
2. $Z \cdot \delta_{zz} + Y \cdot \delta_{zy} = X \cdot \delta_m - Z \cdot \delta_r$,
3. $X + 2Y + 2Z = P$.

Mit Einsetzung der Zahlen ergibt das für

Fall I:

$$\begin{aligned} X + 2Y + 2Z &= P, \\ 90Z + 37Y &= 1660 \cdot X - 1660 \cdot Y, \\ 288Z + 91Y &= 1660 \cdot X - 1070 \cdot Z. \end{aligned}$$

Fall II:

$$\begin{aligned} X + 2Y + 2Z &= P, \\ 276Z + 113Y &= 1660X - 1660Y, \\ 882Z + 277Y &= 1660X - 1070Z. \end{aligned}$$

Fall III:

$$\begin{aligned} X + 2Y + 2Z &= P, \\ 2073Z + 847Y &= 1660 \cdot X - 1660Y, \\ 6595Z + 2073Y &= 1660 \cdot X - 1070Z. \end{aligned}$$

Die Ergebnisse dieser 3 Gleichungssysteme sind in Fig. 5 zusammengetragen. Man sieht, daß die schwächere Querversteifung im Falle II weniger Last auf die Randträger überträgt, als im Falle I; noch auffälliger ist das für den Fall III. Daß die Lastverteilung darstellenden Kurven nicht stetig verlaufen, sondern unter Y einen Knick aufweisen, hat seinen Grund darin, daß die Randträger gegenüber den Mittelträgern wesentlich steifer ausgebildet sind und so einen verhältnismäßig größeren Anteil der Last aufnehmen. Es ist selbstverständlich, daß sich dieser Knick im Falle I (steifer Querträger) wesentlich mehr be-

merkbar macht, als bei III (schwacher Querträger, Platte). Würde man, wie das im folgenden auch geschehen ist, die Randträger nur so stark annehmen, wie die Mittelträger, so würde man für die Verteilung der Auflagerdrücke stetige Kurven erhalten. Dieser Fall ist als Zwischenergebnis durchgerechnet; die Grundgleichungen bleiben

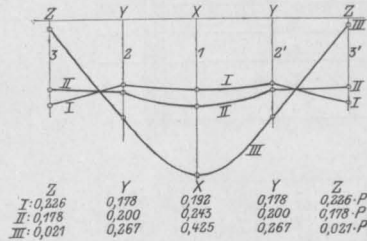


Fig. 5. Belastung der Hauptträger durch $P = 1$ über 1 (vergl. Fig. 3).

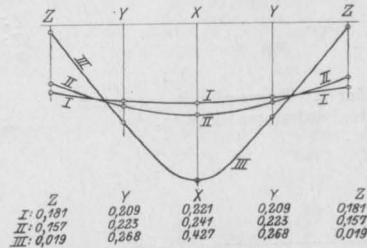


Fig. 5 a. Belastung der Hauptträger wie in Fig. 5, wenn die Randträger **nicht** steifer sind, als die Mittelträger.

dieselben, nur ist überall in Gleichung (2) auf der rechten Seite an Stelle von $Z \cdot \delta_r$ der Wert $Z \cdot \delta_m$ zu setzen. Die Ergebnisse für diesen Sonderfall sind in Fig. 5 a dargestellt.

B. Last P über dem seitlichen Mittelträger (Fig. 6).

Als statisch bestimmtes System wird der auf den beiden Randträgern aufliegende Querträger angenommen; als stat. unbest. Größen sind dann einzuführen die Auflagerdrücke des Querträgers auf den 3 Mittelbalken, die Größen X_1 , X_2 und X_3 . Der Querträger wird nun belastet:

- von oben her durch P,
- von unten her durch die 3 stat. unbest. Kräfte X_1 , X_2 und X_3 ,
- und von den durch P erzeugten stat. best. Auflagerdrücken $A_p = 3/4 P$ und $B_p = 1/4 P$,
- endlich von oben her noch durch die von den stat. unbest. Kräften hervorgerufenen Auflagerdrücke

$$\begin{aligned} AX_1 &= 3/4 X_1, & \text{sowie } BX_1 &= 1/4 X_1, \\ AX_2 &= 2/4 X_2, & BX_2 &= 2/4 X_2, \\ AX_3 &= 1/4 X_3, & BX_3 &= 3/4 X_3. \end{aligned}$$

Damit ergeben sich die Gesamtauflegerdrücke auf den Randträgern:

$$A = 3/4 P - 3/4 X_1 - 2/4 X_2 - 1/4 X_3$$

und

$$B = 1/4 P - 1/4 X_1 - 2/4 X_2 - 3/4 X_3.$$

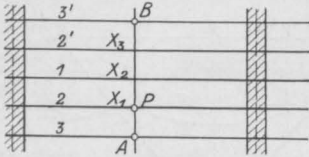


Fig. 6.

Last P über 2. Tragwerk mit den statisch unbestimmten Größen.

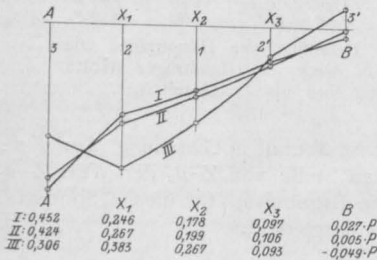


Fig. 8.

Belastung der Hauptträger durch P = 1 über 2 (vgl. Fig. 6).

Die Belastungen der Hauptträger sind der Reihe nach:

$$A, X_1, X_2, X_3 \text{ und } B,$$

die Durchbiegungen:

$$A \cdot \delta_r, X_1 \cdot \delta_m, X_2 \cdot \delta_m, X_3 \cdot \delta_m, B \cdot \delta_r$$

Für jeden der 3 mittleren Hauptträger gilt nun (vgl. Fig. 7): Die Senkung des geraden Querträgers (z. B. δ_{1AB} , herrührend von der Durchbiegung δ_A und δ_B der Randträger) + seiner eigenen Durchbiegung infolge der P und der 3 X muß gleich sein der Durchbiegung des Hauptträgers unter dem betreffenden X.

Man findet zunächst die Werte:

$$\delta_{1AB} = \frac{3 \delta_A + \delta_B}{4} = 1/4 (3A + B) \delta_r,$$

$$\delta_{2AB} = 1/4 (2A + 2B) \delta_r,$$

$$\delta_{3AB} = 1/4 (A + 3B) \delta_r$$

oder nach Einsetzung der Zahlen:

$$\delta_{1AB} = 1/16 \delta_r (10P - 10X_1 - 8X_2 - 6X_3),$$

$$\delta_{2AB} = 1/16 \delta_r (8P - 8X_1 - 8X_2 - 8X_3),$$

$$\delta_{3AB} = 1/16 \delta_r (6P - 6X_1 - 8X_2 - 10X_3).$$

Die verschiedenen Biegelinien des Querträgers für die 3 Stellungen der Last 1 sind in Fig. 7 gezeichnet.

Die Grundgleichungen lauten nun:

für Hauptträger 1:

$$\delta_{1AB} + P \cdot \delta_{11} - X_1 \delta_{11} - X_2 \delta_{21} - X_3 \delta_{31} = X_1 \cdot \delta_m,$$

für Hauptträger 2:

$$\delta_{2AB} + P \cdot \delta_{12} - X_1 \delta_{12} - X_2 \delta_{22} - X_3 \delta_{32} = X_2 \cdot \delta_m,$$

für Hauptträger 3:

$$\delta_{3AB} + P \cdot \delta_{13} - X_1 \delta_{13} - X_2 \delta_{23} - X_3 \delta_{33} = X_3 \cdot \delta_m.$$

Nach Einsetzung der Zahlen:

für Fall I:

$$750 P - 2410 X_1 - 634 X_2 - 463 X_3 = 0,$$

$$634 P - 634 X_1 - 2339 X_2 - 634 X_3 = 0,$$

$$465 P - 465 X_1 - 634 X_2 - 2410 X_3 = 0;$$

für Fall II:

$$917 P - 2577 X_1 - 838 X_2 - 595 X_3 = 0,$$

$$838 P - 838 X_1 - 2636 X_2 - 838 X_3 = 0,$$

$$595 P - 595 X_1 - 838 X_2 - 2577 X_3 = 0;$$

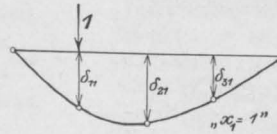
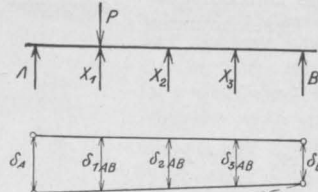
für Fall III:

$$2519 P - 4179 X_1 - 2795 X_2 - 1842 X_3 = 0,$$

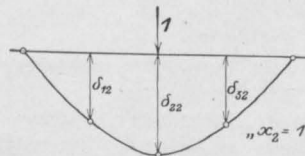
$$2795 P - 2795 X_1 - 5485 X_2 - 2795 X_3 = 0,$$

$$1842 P - 1842 X_1 - 2795 X_2 - 4179 X_3 = 0.$$

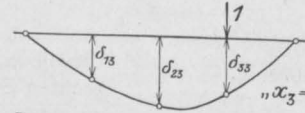
Die Ergebnisse sind in Fig. 8 dargestellt. Auch hier wieder sieht man, daß der schwächere Querträger wesentlich weniger Last auf die Randträger überträgt, als ein starker Querträger; ferner ist ersichtlich, daß die Randträger wegen ihrer grö-



I:	0,081	0,099	0,063 mm
II:	0,248	0,303	0,193 "
III:	1,850	2,260	1,440 "



I:	0,099	0,144	0,099 mm
II:	0,303	0,441	0,303 "
III:	2,260	3,290	2,260 "



I:	1,063	0,099	0,081 mm
II:	0,193	0,303	0,248 "
III:	1,440	2,260	1,850 "

Fig. 7.

Durchbiegungen des Tragwerks unter den statisch unbestimmten Größen.

ßeren Steifheit mehr Last zu tragen haben, als die Mittelträger.

C. Last P über dem Randträger
(Fig. 9).

Als statisch bestimmtes System ist der auf den Hauptträgern A und B (Fig. 9 u. 10) gelagerte Querträger angenommen; stat. unbest. Größen sind wieder die Auflagerdrücke des Querträgers auf den 3 übrigen Hauptträgern, X_1, X_2 und X_3 . Der Querträger wird nun belastet durch P und durch die von diesem erzeugtem Stützdrücke A_P und B_P , ferner durch X_1, X_2 und X_3 und durch die von diesen hervorgerufenen Stützdrücke A_{X1}, B_{X1} usw. Man hat, wenn nach oben wirkende Kräfte als positiv, abwärts wirkende als negativ bezeichnet werden:

$$A_P = \frac{4}{3}P, \\ B_P = -\frac{1}{3}P;$$

$$A_{X1} = -\frac{4}{3}X_1, \\ A_{X2} = -\frac{2}{3}X_2, \\ A_{X3} = -\frac{1}{3}X_3;$$

$$B_{X1} = +\frac{1}{3}X_1, \\ B_{X2} = -\frac{1}{3}X_3, \\ B_{X3} = -\frac{2}{3}X_3;$$

und somit:

$$A = \frac{4}{3}P - \frac{4}{3}X_1 - \frac{2}{3}X_2 - \frac{1}{3}X_3,$$

$$B = -\frac{1}{3}P + \frac{1}{3}X_1 - \frac{1}{3}X_2 - \frac{2}{3}X_3.$$

Die Belastungen der Hauptträger sind der Reihe nach:

$$X_1, A, X_2, X_3, B;$$

die Durchbiegungen:

$$X_1 \cdot \delta_r, A \cdot \delta_m, X_2 \cdot \delta_m, \\ X_3 \cdot \delta_m, B \cdot \delta_r.$$

Das im vorstehenden Abschnitte angeführte Gesetz über die Gleichheit der Durchbiegungen gilt natürlich auch hier wieder. Man findet zunächst:

$$\delta_{1AB} = \frac{4\delta_A - \delta_B}{3} = \frac{1}{3}(4A \cdot \delta_m - B \cdot \delta_r),$$

$$\delta_{2AB} = \frac{1}{3}(2A \cdot \delta_m + B \cdot \delta_r),$$

$$\delta_{3AB} = \frac{1}{3}(A \cdot \delta_m + 2B \cdot \delta_r);$$

und nach Einsetzung der Zahlen:

$$\delta_{1AB} = 3,070P - 3,070X_1 - 1,357X_2 - 0,500X_3,$$

$$\delta_{2AB} = 1,357P - 1,357X_1 - 0,857X_2 - 0,607X_3,$$

$$\delta_{3AB} = 0,500P - 0,500X_1 - 0,607X_2 - 0,660X_3.$$

Die Grundgleichungen lauten genau wieder so, wie im vorigen Abschnitte; die verschiedenen Biegelinien des Querträgers für die 3 Stellungen der Last 1 sind in Fig. 10 gezeichnet; nach Einsetzung der Zahlen erhält man:

Fall I:

$$3214P - 4284X_1 - 1297X_2 - 452X_3 = 0,$$

$$1297P - 1297X_1 - 2565X_2 - 649X_3 = 0,$$

$$452P - 452X_1 - 649X_2 - 2368X_3 = 0;$$

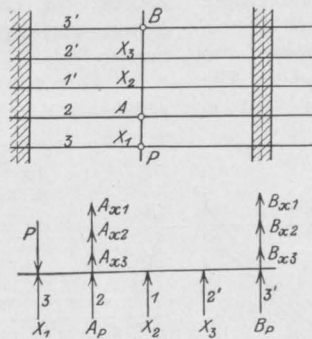


Fig. 9.
Last P über 3. Tragwerk mit den statisch unbestimmten Größen.

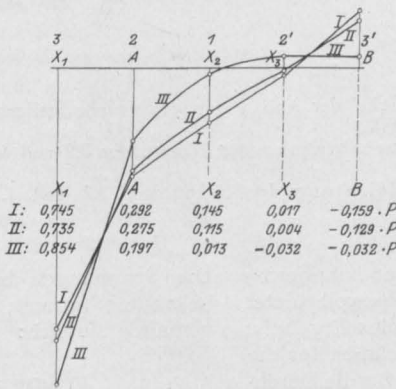


Fig. 11.

Belastung der Hauptträger durch P = 1 über 3 (vgl. Fig. 9).

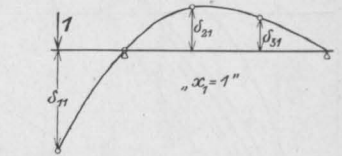
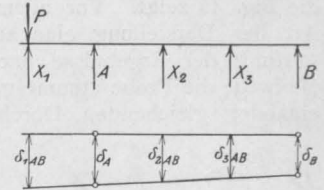


Table of influence values for main beam B, load position 1.

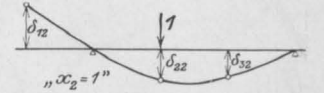


Table of influence values for main beam B, load position 2.

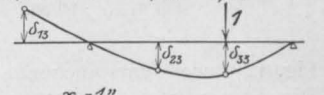


Table of influence values for main beam B, load position 3.

Fig. 10.

Durchbiegungen des Tragwerks unter den statisch unbestimmten Größen.

Fall II:

$$3511P - 4581X_1 - 1173X_2 - 353X_3 = 0,$$

$$1173P - 1173X_1 - 2664X_2 - 735X_3 = 0,$$

$$353P - 353X_1 - 735X_2 - 2467X_3 = 0;$$

Fall III:

$$6360P - 7430X_1 + 17X_2 + 599X_3 = 0,$$

$$- 17P + 17X_1 - 3616X_2 - 1569X_3 = 0,$$

$$- 599P + 599X_1 - 1569X_2 - 3419X_3 = 0.$$

Die Ergebnisse dieser 3 Gleichungssysteme sind in Fig. 11 dargestellt. Auch hier wieder sind die

selben Beobachtungen zu machen, wie in den beiden vorhergehenden Abschnitten.

Noch übersichtlicher werden die Ergebnisse gemacht, wenn man nicht die Auflagerdrücke, sondern die von diesen in den Hauptträgern erzeugten Durchbiegungen aufzeichnet. Zu ihrer Darstellung hat man nur die Auflagerdrücke mit δ_m oder δ_r zu erweitern, je nachdem es sich um einen Mittel- oder einen Randbalken handelt. Es ergeben sich dann natürlich stetige Kurven, wie die Fig. 12 zeigt. Vor allem aber liefert diese Art der Darstellung eine ausgezeichnete Nachprüfung der Ergebnisse nach dem Satze von Maxwell; die Probe stimmt ganz vorzüglich. Die einander gleichenden Durchbiegungen sind in

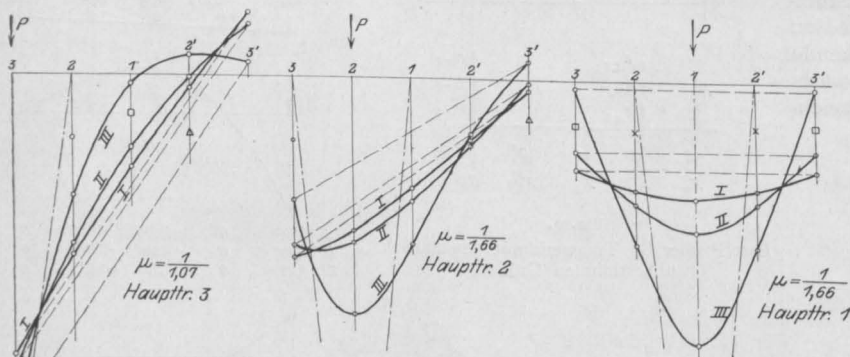


Fig. 12.

- Biegelinien des Tragwerks der Abb. 1 für verschiedene Stellungen der Last $P = 1$ t. Maßstab 100 : 1.
- Einflußlinien für die Durchbiegung der Hauptträger 3, 2 und 1. Maßstab 100 : 1.
- Einflußlinien für die Belastung der Hauptträger 3, 2 und 1. Maßstab $1 \equiv \mu \cdot 10$ cm.

Fig. 12 durch entsprechende Zeichen markiert.*) Die Anwendung des Satzes von Maxwell bietet aber noch ein weiteres sehr wertvolles Ergebnis; sie gestattet die Deutung der Biegelinien für die 3 Stellungen von P als Einflußlinien für die Durchbiegungen der 3 Hauptträger 3, 2 und 1. Ist das schon an und für sich sehr wichtig und brauchbar, so ist die folgende Erkenntnis von noch größerem Werte: die Einflußlinien der Durchbiegung sind zugleich auch Einflußlinien für die Auflagerdrücke der betreffenden Hauptträger, wenn sie mit den in Fig. 12 eingeschriebenen Beiwerten μ erweitert werden. Gerade die Deutung der Biegelinien als Einflußlinien gibt eine recht gute Übersicht und ermöglicht eine Beurteilung des Verhaltens des Tragwerks. Aus der Fig. 12 lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

1. Eine Verringerung des Trägheitsmomentes des Querträgers auf $1/3$ (Fall II gegen Fall I) hat

*) Kreis, Quadrat, Dreieck und Kreuz; ersterer etwas klein. Beim Haupttr. 2 fehlt unter 1 das Kreuz.

auf die Ergebnisse nicht sehr viel Einfluß; d. h. auf die Genauigkeit bei der Ermittlung der Trägheitsmomente braucht man nicht allzuviel Wert zu legen. Noch Abweichungen bis zu 50% sind ohne große Bedeutung.

2. Ein steifer Querträger bewirkt (was ja selbstverständlich ist) eine viel gleichmäßigere Verteilung der Last auf die einzelnen Hauptträger, als ein schwacher Querträger. Zahlenwerte anzuführen, hat keinen Zweck; die Unterschiede in den Belastungen gehen aus der Fig. 12 mit großer Deutlichkeit hervor.

3. Der schwache Querträger im Falle III wird mehr beansprucht, als der starke im Falle I. Beweis: Aus den Biegelinien für den Hauptträger 1 (bei den übrigen ist es ebenso!) geht hervor, daß die größten Durchbiegungen des Querträgers betragen

im Falle I:

$$\delta_I = 0,077 \text{ mm,}$$

im Falle III:

$$\delta_{III} = 0,684 \text{ mm;}$$

die Trägheitsmomente sind: J_I und J_{III} ; die Widerstandsmomente berechnen sich in bekannter Weise aus der Fig. 2 zu: $W_I = J_I : 0,28$ m, $W_{III} = J_{III} : 0,08$ m

Die Spannungen berechnen sich gleichfalls aus bekannter Formel; in den beiden Querträgern verhalten sie sich:

$$\begin{aligned} \sigma_I : \sigma_{III} &= \frac{\delta_I \cdot J_I}{W_I} : \frac{\delta_{III} \cdot J_{III}}{W_{III}} \\ &= (0,077 \cdot 0,28) : (0,684 \cdot 0,08) \\ &= 0,0216 : 0,0547 = 1 : 2,5. \end{aligned}$$

Die Spannungen im schwächeren Querträger sind also fast dreimal so groß, wie im starken Querträger. Man würde somit jenen verstärken müssen und würde sich damit dem Rechnungsgange I erheblich nähern. Es erscheint also zweckmäßig, von vornherein recht steife Querträger zu wählen, die die geringste Beanspruchung erleiden und zugleich die bestmögliche Lastverteilung auf die Hauptträger gewährleisten.

4. Die Fig. 12 berechtigt ferner noch zu folgendem Schlusse: Steht die Last $P = 1$ nicht in der Mitte einer Hauptträgeröffnung, sondern näher

an deren Ende, so sind die Durchbiegungen der Hauptträger geringer, die Hauptträger erscheinen also im Vergleich mit den Querträgern steifer, diese demnach schwächer. Es würde somit, wenn für eine Stellung der Last $P = 1$ in der Mitte einer Hauptträgeröffnung die Belastungskurven I gelten, für eine Stellung von P näher dem Auflager vielleicht die Belastungskurve II gelten (in Wirklichkeit ist der Unterschied nicht so groß!). Jedenfalls kann man sagen, daß die Querträger in der Nähe der Hauptträgerenden etwas (wenn auch unerheblich) stärker beansprucht werden, als die in der Mitte liegenden.

5. Aus den Fig. 5, 5a, 8 u. 11 kann man noch schließen, daß es nicht zweckmäßig ist, die Randträger stärker auszubilden, als die Mittelträger; vor allem aber kann man ersehen, daß es ratsam ist, die Fahrbahn und die Hauptträgerereinteilung so zu gestalten, daß schwere Einzellasten (die Räder von Dampfwalzen, Kesselwagen usw.) möglichst weit von den Randträgern entfernt bleiben, daß man vielleicht sogar anstreben wird, sie nicht viel über den Träger 2 hinausgehen zu lassen. Denn erst dann kann man aus der lastverteilenden Wirkung eines steifen Querträgers den rechten Nutzen ziehen, indem man dann auch die größte Belastung des Randträgers innerhalb der Grenze von $0,5 P$ halten wird. Bei Brücken mit seitlichen Fußwegen ist das ja sehr leicht zu ermöglichen; aber auch bei Brücken ohne eigentliche Fußwege wird es sich erreichen lassen durch Anordnung möglichst breiter Radabweiser zu beiden Seiten der Fahrbahn, die man ja oft zum Schutze des Geländers ohnehin braucht, und die ja die nutzbare Breite der Brücke nicht einschränken, da sie dem Fußgängerverkehre dienen.

Zum Schlusse seien noch die Rechnungsergebnisse für eine andere Brücke beigefügt. Hier lagen Messungen vor und man hatte Gelegenheit, die errechneten Werte mit den gemessenen zu vergleichen. Die Brücke zeigt 8 Hauptträger, von denen die inneren einen Abstand von 1,55 m, die beiden äußersten einen solchen von 1,9 m aufweisen; die Träger sind als Balken auf 2 Stützen mit 9 m Stützweite gelagert. Es betragen die Trägheitsmomente J und Durchbiegungen d unter einer Last 1 in der Mitte der Öffnung

für die Hauptträger 1 und 8:

$$J = 0,0212 \text{ m}^4, \quad d = 0,512 \text{ mm};$$

für die Träger 2 und 7:

$$J = 0,0171 \text{ m}^4, \quad d = 0,636 \text{ mm};$$

für die Träger 3, 4, 5 und 6:

$$J = 0,0165 \text{ m}^4, \quad d = 0,659 \text{ mm}.$$

Für den Querträger sind wieder die 3 Fälle berücksichtigt:

I. der Querträger als Ganzes wirkend,

$$J_I = 0,0104 \text{ m}^4;$$

II. Platte und Rippe je für sich wirkend,

$$J_{II} = 0,00313 \text{ m}^4;$$

III. nur die Platte wirkend,

$$J_{III} = 0,000845 \text{ m}^4.$$

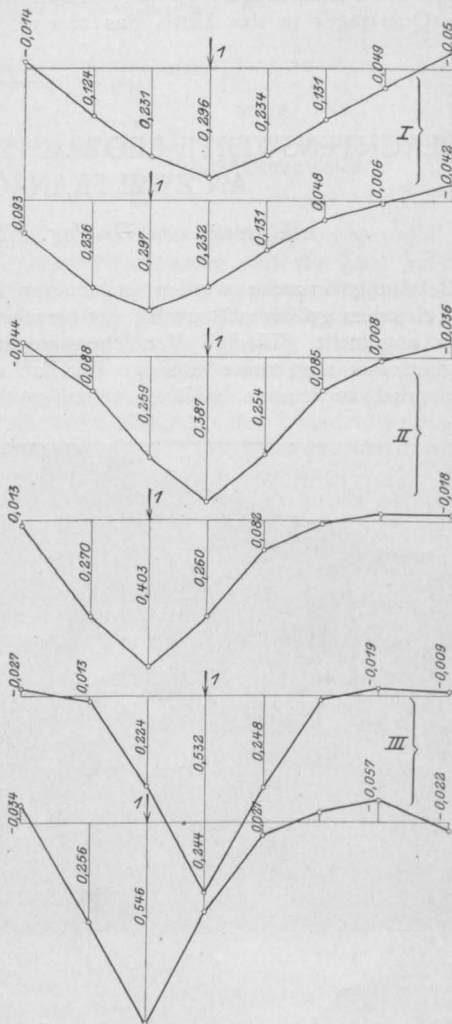


Fig. 13.

Belastung der 8 Hauptträger einer Brücke für 2 verschiedene Stellungen der Einzellast und für verschiedene Steifigkeit der Querträger (Fall I, II, III).

Die Ergebnisse sind in Fig. 13 dargestellt. Die ungleichmäßigere Verteilung der Last 1 auf die Hauptträger in diesem Beispiele dürfte darauf zurückzuführen sein, daß hier der Querträger im Vergleich zum Hauptträger etwas schwächer ist, als im vorigen Beispiele, vor allem aber darauf,

daß er eine größere Länge hat und mehr Hauptträger belastet. Eine Gegenüberstellung der gerechneten Werte mit den gemessenen zeigte, daß die Formen der Biegelinien sehr gut übereinstimmen, und daß der Querträger in Wirklichkeit als Ganzes wirkt, entsprechend Fall I.

Endlich wurde, um einen Überblick zu gewinnen, noch folgender Fall gerechnet: Eine Gruppe von 3 Hauptträgern ist das eine Mal durch einen Querträger in der Mitte, das andere Mal

durch im ganzen 3 Querträger in $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ und $\frac{3}{4}$ der Stützweite verbunden und durch eine Last über dem Schnittpunkte des mittleren Haupt- und des mittleren Querträgers belastet. Es zeigte sich, daß der mittlere Hauptträger bei 3 Querträgern einen größeren Lastanteil erhält, als wenn nur 1 Querträger vorhanden ist, daß aber seine Biegungsbeanspruchung kaum größer wird. Die Randträger werden etwas günstiger belastet, die Querträger ganz erheblich geringer beansprucht.

BEACHTENSWERTE BEOBACHTUNGEN BEI BELASTUNGSVERSUCHEN AN ZWEI FRANZÖSISCHEN BAUWERKEN.

Mitgeteilt von Dr.-Ing. Henri Marcus (Berlin-Wilmersdorf).

Belastungsversuche werden in neuerer Zeit fast bei jedem größeren Bauwerk aus bewehrtem Beton angestellt. Wenige Versuche sind aber geeignet, das allgemeine Interesse der Fachwelt in Anspruch zu nehmen, weil sie selten so über-

und quantitative Bestimmung der Tragfähigkeit des Bauwerkes liefert, d. h. wenn sie einerseits die Verteilung der Spannungen im Tragkörper und andererseits die Art und Größe der Formänderungen genau zu erkennen gestattet.

Dieses Ziel wird am sichersten durch die Beobachtung der Dehnungen und Durchbiegungen erreicht. In der Praxis begnügt man sich mit der Messung der Durchbiegungen, weil sie sich am leichtesten vornehmen läßt. Mit diesem einfachen Mittel ist auch eine zuverlässige Prüfung des Tragwerks sehr gut möglich, wenn sowohl die Lage der zu beobachtenden Punkte als die Größe und Stellung der Belastung richtig gewählt werden.

In dieser Hinsicht verdienen zwei in Frankreich angestellte Versuche durch die Kühnheit der Anordnung und die Anschaulichkeit der Ergebnisse besondere Beachtung. Obgleich bereits im Jahre 1910 durchgeführt, sind diese Versuche bis jetzt in der deutschen Fachliteratur nur flüchtig erwähnt worden. Es sei uns daher gestattet, im folgenden einige interessante Einzelheiten nachträglich mitzuteilen.

Der erste Versuchsgegenstand ist die in Eisenbeton hergestellte Dreigelenkbogenbrücke von Amélie-les-Bains, welche das Flußbett des Tech in den Pyrenäen mit einer einzigen Öffnung von 46 m lichter Weite überspannt*) (Fig. 1). Auf die bemerkenswerte konstruktive Ausgestaltung dieses



Fig. 1.

sichtlich und zweckmäßig angeordnet und durchgeführt werden, daß ihren Ergebnissen eine wissenschaftliche Bedeutung beigemessen werden kann.

Wenn durch den Versuch nur die Tatsache erwiesen wird, daß das Bauwerk mit Sicherheit eine bestimmte Belastung aufzunehmen vermag, so ist die Prüfung zwar ausreichend, aber nicht vollkommen. Ein einwandfreies und zugleich wertvolles Urteil über die Zweckmäßigkeit und Güte der Ausführung wird erst dann gewonnen, wenn die Prüfung gewissermaßen eine qualitative

*) Vgl. den Bericht von Prof. Mesnager aus Paris im „Génie civil“, Band LVII, Nr. 17.

Bauwerks soll hier nicht näher eingegangen werden. Es möge nur die eigenartige Ausbildung der Gelenke^{*)}, die kräftige Versteifung der Fahrbahnstützen, die einfache und zweckmäßige End-

Die Eintragung erfolgt nicht unmittelbar, sondern mit Hilfe eines Hebels. Daher erscheinen in den Diagrammen die Senkungen als Hebungen, und umgekehrt die Hebungen als Senkungen.

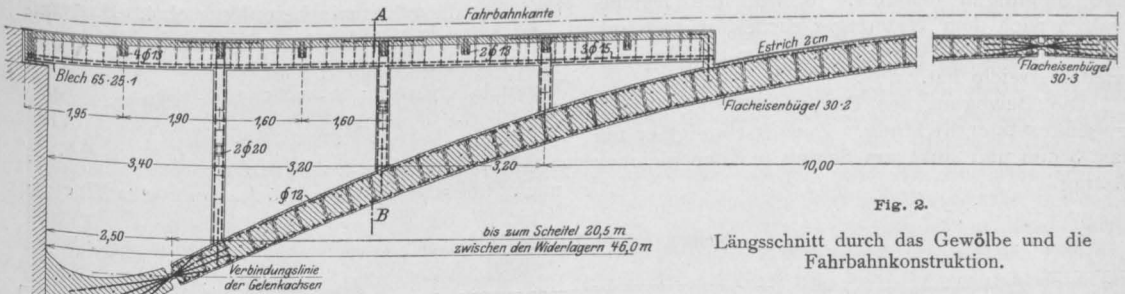


Fig. 2.

Längsschnitt durch das Gewölbe und die Fahrbahnkonstruktion.

auflagerung der Fahrbahnträger erwähnt werden, deren Einzelheiten aus Fig. 2, 3 u. 4 genau ersichtlich sind.

Bei der Probelastung wurden als ständige Last mit Sand gefüllte Säcke und als veränderliche Nutzlast 4 Dampfwalzen von je 18 t Gewicht verwandt. Die Durchbiegungen wurden an drei Stellen mit Biegunsmessern von Rabut gemessen. Die Biegunsmesser von Rabut sind selbstregistrierende Apparate. Sie bestehen aus einem sich in gleicher Geschwindigkeit drehenden lotrechten Zylinder, auf dessen Oberfläche ein mit dem zu beobachtenden Trägteilefläche ein mit dem zu beobachtenden Trägteile verbundener Stift die Durchbiegungen einzeichnet.

Bei der Probelastung wurden als ständige Last mit Sand gefüllte Säcke und als veränderliche Nutzlast 4 Dampfwalzen von je 18 t Gewicht verwandt. Die Durchbiegungen wurden an drei Stellen mit Biegunsmessern von Rabut gemessen. Die Biegunsmesser von Rabut sind selbstregistrierende Apparate. Sie bestehen aus einem sich in gleicher Geschwindigkeit drehenden lotrechten Zylinder, auf dessen Oberfläche ein mit dem zu beobachtenden Trägteilefläche ein mit dem zu beobachtenden Trägteile verbundener Stift die Durchbiegungen einzeichnet.

Aus den Durchbiegungskurven gewinnt man ganz unmittelbar, wenn sich die Last auf dem Tragwerk bewegt, die genaue Einflußlinie der Durchbiegung. Da man die Umdrehungsgeschwindigkeit des Zylinders beliebig regeln kann, so sind die Beobachtungen sowohl bei schnell als langsam schreitenden Fahrzeugen möglich.

Die Umdrehungszeit des Zylinders betrug für die Versuche 2 und 7 15 Minuten, für den Versuch 4 dagegen nur 22 Sekunden.

Der Biegunsmesser 1 war in der Mitte der linken Bogenhälfte, der zweite am Scheitel und der dritte in der Mitte der rechten Bogenhälfte angebracht. Von den zahlreichen mit den Dampfwalzen angestellten Versuchen sind die drei folgenden besonders beachtenswert.

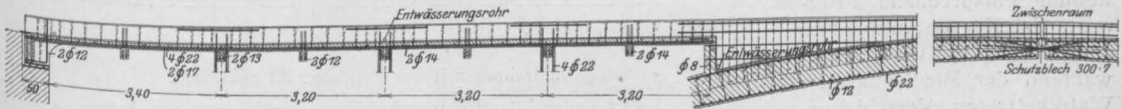


Fig. 3. Längsschnitt durch den Randunterzug. Die Gelenke sind von einer 4 cm starken Betonschicht umhüllt.

^{*)} Die Bewehrung des Gelenkes ist derartig bemessen, daß sie ganz allein mit hinreichender Knicksicherheit den gesamten Gelenkdruck aufzunehmen vermag. Die Übertragung auf den umliegenden Beton soll durch die an den Berührungsfächen entstehenden Haftspannungen erfolgen. Wenn der Gelenkdruck nicht die gleiche Richtung hat wie die Längseisen, so werden die auftretenden Scherspannungen, welche allerdings nicht beträchtlich sein dürften, durch die Bügel übernommen.

Diese Konstruktion, welche sich gut bewährt haben soll, ist insofern nicht ganz zweckmäßig, als sich eine ungünstige Beanspruchung des Betons infolge der ungleichmäßigen Verteilung der Haftspannungen kaum vermeiden läßt. Tritt an der Stelle, wo die verhältnismäßig starken Längseisen in den Beton eindringen, eine Lockerung des Gefüges ein, so werden die Eisen auf eine, allerdings ganz kurze Strecke, bloßgelegt. Dies würde aber genügen, um die Eisen den schädlichen atmosphärischen Einflüssen auszusetzen. Man müßte daher, insbesondere bei einem sich über einen Wasserlauf spannenden Gewölbe, bessere Vorkehrungen zum Schutz der Gelenkeisen treffen.

Versuch 2.

Die in Fig. 5 angegebene Laststellung liefert für den Punkt 1 das größte positive Biegungs-

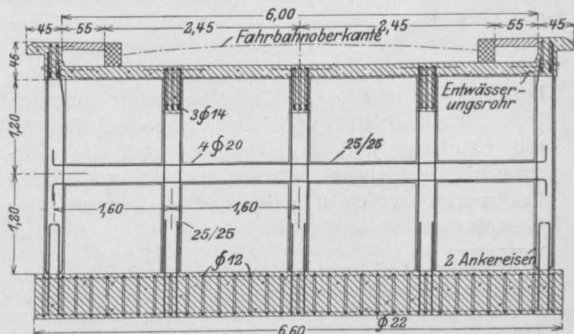


Fig. 4. Querschnitt A-B.

moment. Die von den drei Biegunsmessern aufgenommenen Diagramme der Durchbiegungen sind in Fig. 5a eingetragen.

Der Punkt 1 senkt sich langsam um $3\frac{1}{2}$ mm und bleibt in dieser Lage, solange die Lasten ihre Stellungen behalten. Kehren die Dampfwalzen nach dem Widerlager zurück, so geht der Punkt in die Höhe bis er seine ursprüngliche Lage wieder erreicht hat.

Die Bewegung des Punktes 3 erfolgt in entgegengesetzter Richtung. Zunächst steigt er um fast 3 mm und sinkt am Schluß um den gleichen Betrag.

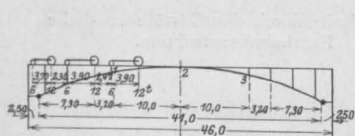


Fig. 5.

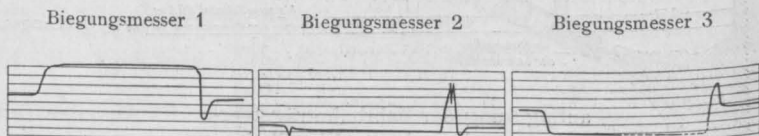


Fig. 5 a.

Umdrehungszeit der Zylinder: 15 Minuten.

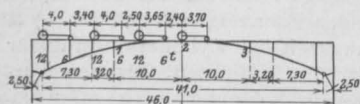


Fig. 6.

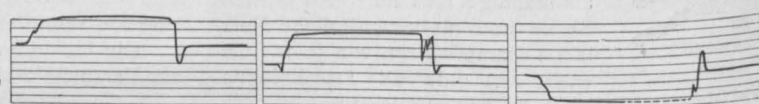


Fig. 6 a.

Umdrehungszeit der Zylinder: 15 Minuten.

Der Scheitel erfährt während der Belastung selbst eine Drehung, aber keine Verschiebung, wie es auch der Laststellung entsprechend zu erwarten ist. Nur am Anfang und am Schluß der Belastung, während der Bewegung der Walzen, treten Verschiebungen ein. Die größte Durch-

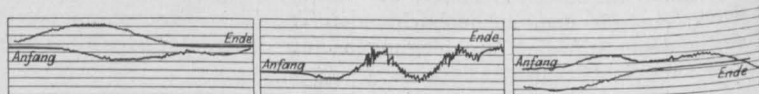


Fig. 7.

Umdrehungszeit der Zylinder: 22 Sekunden.

Der Zeilenabstand entspricht einer Durchbiegung von 1 mm.

biegung trägt hierbei nur 5,1 mm oder $\frac{1,16}{10,000}$ der Spannweite, also wesentlich weniger als die Berechnung voraussehen läßt. Diese geringe Formänderung ist, bei den kleinen Abmessungen des Gewölbes, nur durch die monolithische Gliederung des ganzen Tragwerkes zu erklären. Infolge der starren Verbindung zwischen den Fahrbahnstützen und dem Gewölbe wirkt nämlich jede Brückenhälfte wie ein Vierendeelträger*); die Fahrbahn und das Gewölbe sind die Gurtenungen, die Fahrbahnstützen, die Pfosten dieses Fachwerks, welches bedeutend steifer als das Gewölbe selbst sein muß.

*) Diese Auffassung wird auch durch die ganz feinen Risse, welche an den Enden der Fahrbahnstützen beobachtet werden und auf die Entstehung beträchtlicher Biegunsspannungen zurückzuführen sind, bestätigt.

Versuch 7.

Die in Fig. 6 dargestellte Laststellung ist so gewählt, daß im Punkte 3 ein möglichst großes negatives Moment entsteht. Die aus Fig. 6a ersichtlichen Verschiebungen der Punkte 1 und 3 sind fast dieselben wie beim Versuch 4. Dagegen erfährt der Scheitel jetzt während der Belastung eine Senkung von $4\frac{1}{2}$ mm, welche am Ende des Versuchs vollkommen zurückgeht.

Versuch 4.

Drei Dampfwalzen fahren zugleich von rechts nach links über die Brücke mit der Höchst-

geschwindigkeit von 8,4 km in der Stunde. Die Diagramme in Fig. 7 zeigen, daß der Punkt 1 zunächst langsam in die Höhe geht, dann wieder sinkt und schließlich wieder die ursprüngliche Lage einnimmt. Ganz ähnlich, aber in umgekehrter Reihenfolge, sind die Bewegungen des Punktes 3. Die Erschütterungen sind unter dem Scheitelgelenk am stärksten: die größte Senkung beträgt nur 3,3 mm. Dies Maß ist, bei der großen Belastung und den heftigen Stößen, für einen Dreigelenkbogen von so geringer Querschnittsbemessung, auffallend klein.

Durch diese Versuche ist also die beträchtliche Widerstandsfähigkeit des Eisenbetons gegen Erschütterungen erwiesen.

Noch viel interessanter sind in dieser Hinsicht die Ergebnisse der Belastungsversuche

welche bei den Eisenbetonkonsolen der Rue de Rome in Paris vorgenommen worden sind.

Zunächst einige Worte über dieses beachtenswerte Bauwerk*).

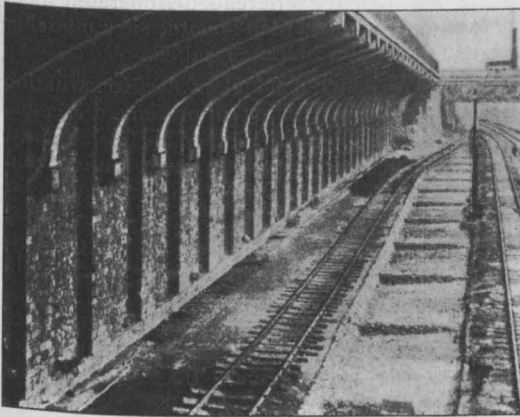


Fig. 8.

Seit dem Jahre 1909 ist der achtgleisige Ausbau der französischen Westbahn auf der Strecke Bahnhof Saint-Lazare bis Bahnhof Bécon-les Bruyères in Angriff genommen. Um Raum für

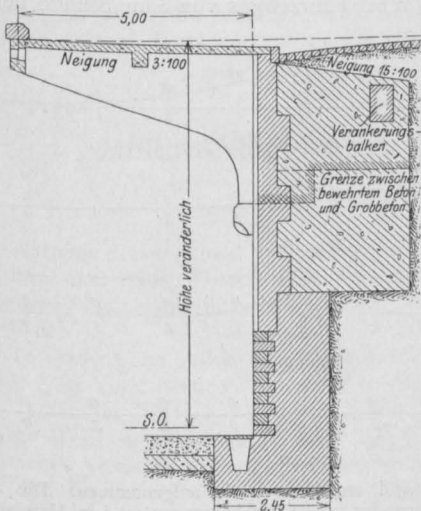


Fig. 9.

Querschnitt durch die Stützmauer unter dem Square des Batignolles.

zwei neue Hauptgleise zu schaffen, mußte der Eisenbahneinschnitt der Batignolles bedeutend erweitert werden. Da eine Verringerung der Breite der anliegenden Rue de Rome und Square des Batignolles bei dem lebhaften Verkehr dieser

*) Die folgenden Angaben sind der Veröffentlichung von Prof. Rabut im „Génie civil“, Band I.VII, Nr. 22, 23 entnommen.

Straßen ganz ausgeschlossen war, so wurden die Futtermauern unter dem Straßenfahrdamm angeordnet, während der Bürgersteig und ein Teil des Fahrdammes auf Konsolen gelegt wurden, welche über die tiefliegenden Geleise auskragen (Fig. 8). Die größte Kragweite der Konsolen beträgt 7,06 m, ihre Entfernung unter der Rue de Rome 5 m und unter dem Square des Batignolles 6 m. Sie tragen Längsunterzüge, zwischen denen sich die Decken spannen, welche den Bürgersteig und die Fahrbahn tragen. Um die Stabilität der Konstruktion zu sichern, sind die Futtermauern in ihrem oberen Teile bedeutend verstärkt; der nach innen ragende Betonkörper bildet auf diese Weise ein kräftiges Gegengewicht, an welchen sich die Zugeisen der Konsolen mittels eines durchlaufenden Verankerungsbalkens anschließen (Fig. 9, 10, 11). An

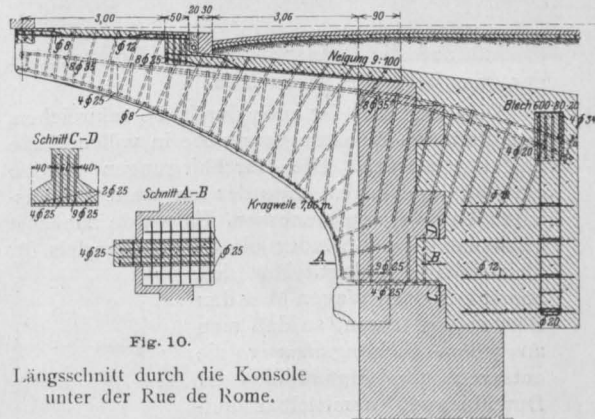


Fig. 10.

Längsschnitt durch die Konsole unter der Rue de Rome.

ihrem unteren Ende sind die Konsolen verbreitert, um den Druck auf das *Mauerwerk zu verringern. Ihre Bewehrung ist derartig bemessen und verteilt, daß eine übermäßige Beanspruchung des Betons auf Zug, Druck und Abscherung vermieden wird*).

Die Bürgersteige sind für eine Nutzlast von 400 kg/m², die Fahrbahn für eine zweiachsige Dampfwalze von 33 t Dienstgewicht berechnet. Da auf den anliegenden Straßen die ganz schweren Pariser Autoomnibusse verkehren, so waren heftige Erschütterungen zu erwarten. Um die Frage zu klären, ob hierdurch die Spannungen im Eisenbeton eine wesentliche Steigerung erfahren

*) Auf eine eigenartige Einzelheit der Konstruktion sei hier noch kurz hingewiesen. Obgleich die Au-kragung in der Rue de Rome auf eine Länge von 435 m durchgeführt wird, sind keine Dehnungsfugen angeordnet. Um Risse infolge von Temperaturänderungen zu vermeiden, sind die Plattenoberflächen mit einer starken Schicht von fettem Zementmörtel abgedeckt, in welche ein Drahtgewebe von 0,4 mm Stärke mit 4 mm Maschenweite eingelegt worden ist. Dieser „bewehrte Estrich“ soll angeblich die Entstehung von Rissen vollkommen verhindern.

könnten, sind mit Hilfe eines von Herrn Hubert erfundenen Seismographen die in dem Straßendamm der Rue de Rome durch die Fahrzeuge verursachten Schwingungen genau beobachtet und bemessen worden. Es zeigte sich, daß ihr

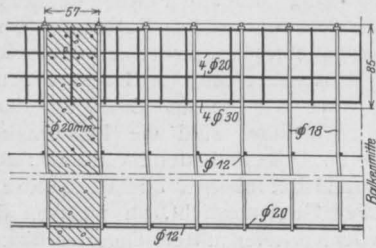


Fig. 11.

Bewehrung des Verankerungsbalkens.

Einfluß auf die Beanspruchung der Konstruktion nur ganz belanglos sein würde.

Dies Ergebnis ist auch durch die zahlreichen, unmittelbaren Belastungsversuche in vollem Maße bestätigt worden. Die Durchbiegungen wurden am Ende und in der Mitte der am weitesten ausladenden Konsolen bemessen. Es wurde zunächst ganz nahe am Geländer ein Schmalspurgleis für kleine Wagen gelegt. Man ließ zuerst nur einen Wagen über den Bürgersteig fahren, so daß man an jedem Biegemesser die entsprechende Einflußlinie der Durchbiegung unmittelbar aufnehmen konnte. Man hatte in dieser Weise festgestellt, daß sich infolge der Kontinuität die durch eine Last verursachte Formänderung auf fünf Felder verteilt, und konnte nun die Last bestimmen, welche auf die kleinen Wagen aufgebracht werden muß, um ein Biegemoment in den Konsolen entstehen zu lassen, das tatsächlich ebenso groß ist wie dasjenige, welches der eineinhalbfachen vorgeschriebenen Nutzlast entspricht. Als Ersatzbelastung wurde ein auf 13,5 m verteilter, aus 8 Wagen bestehender Zug von 25,4 t Gesamtgewicht gewählt. Man gab dem Zug verschiedene Stellungen, ließ ihn auch mit einer stündlichen Geschwindigkeit von 5 km über den Bürgersteig fahren. Das Diagramm der am Ende der Konsole gemessenen Durchbiegungen ist in Fig. 12 dargestellt. Die beobachtete Konsole trägt die Ordnungsziffer 0, die benachbarten die Ziffern 1, 2, 3, 4, 5 bzw. -1, -2, -3, -4, -5. Die Ordinaten geben die in der Zugmitte gemessenen Senkungen in

Hundertsteln von Millimetern an. Die Kurve zeigt, daß die größte Durchbiegung nur $\frac{6}{10}$ mm beträgt.

Auch die wagerechte Verschiebung des Konsolendes wurde beobachtet: sie war so gering, daß sie auf den registrierenden Apparaten nicht mehr aufgenommen werden konnte; sie muß daher weniger als $\frac{1}{50}$ mm betragen haben.

Um die Widerstandsfähigkeit der Konstruktion gegen dynamische Wirkungen prüfen zu können, ließ man wiederholt acht Männer im Gleichschritt in einer Reihe über den Bürgersteig laufen, und zwar jedesmal mit einer anderen Geschwindigkeit; man konnte aber keine meßbare Senkung feststellen. Daraus muß man schließen, daß die Verschiebung kleiner als $\frac{1}{50}$ von mm gewesen sein muß. Bedenkt man nun, welche gefährlichen Schwingungen unter den gleichen Umständen in einem eisernen Tragwerk entstehen können, so erkennt man die bedeutende Überlegenheit des Eisenbetons.

Nicht weniger günstig sind die Ergebnisse der Belastung des Fahrdammes.

Das Diagramm in Fig. 13 zeigt die Durchbiegungen unter dem Einfluß einer unmittelbar neben der Bordschwelle fahrenden 33 t schweren Dampfwalze. Selbst bei einer Höchstgeschwindigkeit des schweren Fahrzeuges von 5 km/Stunde beträgt

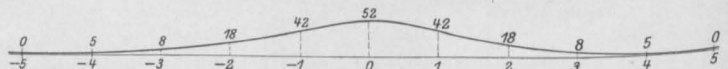


Fig. 12.

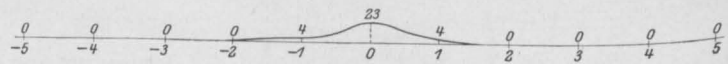


Fig. 13.

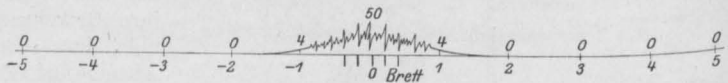


Fig. 15.

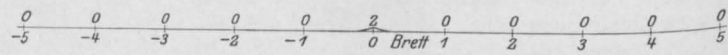


Fig. 16.

Die Durchbiegungskurven sind am Konsolende aufgenommen. Die wagerechte Achse stellt die Zeiten dar, die Durchbiegungen sind in Hundertsteln vom Millimeter angegeben.

die unter dem Schwerpunkt der Walze am Konsolende gemessene Senkung nur $\frac{23}{100}$ von mm. Um nun feststellen zu können, ob diese Senkung infolge von Stößen bedeutend wachsen würde, nagelte man 5 Bretter von 3 cm Stärke in 1 m Entfernung voneinander auf das Holzpflaster und ließ die Walze mit voller Geschwindigkeit darüber fahren (Fig. 14). Beim Springen von Brett zu Brett schlug die Walze jedesmal mit einer gewaltigen Wucht auf den Fahrdamm. Obgleich der gefähr-

liche Versuch wiederholt durchgeführt wurde, konnte keine einzige bleibende Formänderung festgestellt werden.

Aus dem Diagramm in Fig. 15 gewinnt man ein sehr klares und anschauliches Bild über die Wirkung der starken Erschütterungen und die Fortpflanzung der Schwingungen: die größte unter dem Brett am Konsolende gemessene Senkung ergibt sich zu $\frac{5}{10}$ mm.

Um noch eine beträchtlichere Senkung zu erhalten, wurden zugleich der Bürgersteig mit Wagen und die Fahrbahn mit der Dampfwalze belastet, so daß die Konsolen 50 bzw. 150^{0/0} mehr zu tragen hatten als in der Berechnung vorgesehen war. Trotz dieser bedeutenden Vermehrung der Belastung betrug die resultierende maximale Durchbiegung $\frac{11}{10}$ mm, also nur $\frac{1}{7000}$ der Kragweite*). Schließlich versuchte man noch die Formänderungen festzustellen, welche unter dem Einfluß der normalen Belastung entstehen würden. Zu diesem Zweck legte man wieder Holzbretter quer über den Straßendamm und ließ einen vollbelasteten Autoomnibus, bei dem das Menschengewicht durch gefüllte Sandsäcke ersetzt war, mit der maximalen Geschwindigkeit von 20 km/Stunde, darüber fahren. Die Holzstärke wurde allmählich von 3 auf 6 m gebracht. Eine weitere Verstärkung war nicht angängig, da sonst die Achsen des Fahrzeuges gebrochen wären. Trotz der gewaltigen Stöße wur-

den auf dem Biegunsmesser nur geringfügige Erschütterungen verzeichnet. Das Diagramm in Fig. 16 zeigt z. B., daß nur eine Senkung von kaum $\frac{2}{100}$ mm beobachtet werden konnte.

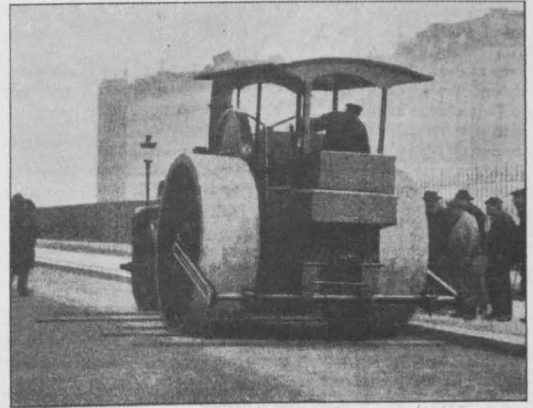


Fig. 14.

Alle diese Versuche beweisen die außergewöhnliche Widerstandsfähigkeit des Eisenbetons und zeigen, daß mit diesem Baustoff sehr kühne Konstruktionen, wenn sie nur gut durchdacht und ausgeführt werden, immer gewagt werden dürfen.

AMERIKANISCHE VORSCHRIFTEN FÜR EISENBETONBAUTEN.

Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin).

Anfangs dieses Jahres sind in einigen größeren Städten Amerikas Vorschriften für Eisenbeton herausgegeben worden, welche einige Beachtung verdienen.

In erster Linie sollen hier die Vorschriften der Stadt New-York besprochen werden, welche am 28. Dezember 1911 bekannt gegeben wurden. Einige Teile der Vorschrift sind direkt an die deutschen Vorschriften angelehnt, andere, die sich auf die Grundlagen der statischen Berechnung beziehen, sind für amerikanische Verhältnisse derart zugeschnitten, daß sie jeder, auch der nicht

wissenschaftlich vorgebildete Ingenieur direkt benutzen kann. Auch in dieser Hinsicht besteht ja eine gewisse Ähnlichkeit mit den preußischen Vorschriften, welche denselben Zweck erreichen, indem sie eine Anzahl von Rechnungsbeispielen aufgenommen haben. Letzteres wird hoffentlich im Interesse der Entwicklung des Eisenbetonbaues bei den nächsten Vorschriften nicht mehr enthalten sein.

Im folgenden soll nun auf diejenigen Punkte der Eisenbetonvorschriften von New-York eingegangen werden, welche von unseren verschiedenen sind.

In der Einleitung zu den Vorschriften wird der Begriff Eisenbeton derart erklärt, daß darunter ein Beton zu verstehen ist, der durch Eiseneinlagen beliebiger Form verstärkt wird.

Für die Bewilligung, einen Eisenbetonbau innerhalb der Stadt New-York errichten zu dürfen, wird die Bedingung gemacht, daß nicht nur eine Berechnung vorgelegt wird, welche den Vorschriften entspricht, sondern es wird auch die Vorlage von Zeichnungen mit genauen Einzelheiten der Eisen-

*) Auch diese Verschiebung ist wesentlich kleiner als die Berechnung erwarten läßt. Der Unterschied ist dadurch zu erklären, daß auch der Beton an der Übernahme der Zugspannungen beteiligt ist. Die oberen Platten erfahren infolge ihres großen Querschnittes nur sehr geringe Dehnungen und können daher zu einer wesentlichen Vergrößerung des Trägheitsmomentes der Konsolen beitragen. Wird die letztere bei der Berechnung der Formänderungen berücksichtigt und wählt man als Verhältnis der Elastizitätsmaße von Beton und Eisen $n = 10$, so stimmen die errechneten Senkungen mit den beobachteten gut überein.

einlagen und Angabe über die Mischung des Betons verlangt.

Für den Beton wird eine nasse Mischung (es ist besonders bemerkenswert, daß in den Vorschriften für Eisenbetonbau eine nasse Mischung verlangt wird) im Verhältnis ein Teil Zement zu sechs Teilen Kies, oder ein Teil Zement zu zwei Teilen Sand und vier Teilen Kies oder Steinschlag verlangt, dessen Druckfestigkeit nach 28 Tagen nicht weniger als 169 kg/qcm betragen soll. Für das Bindemittel wird ein Portlandzement verlangt, der den Normenproben entspricht, und für die Zuschläge wird eine maximale Korngröße von 2,5 cm verlangt. Der Mörtel (1:3) soll nach 28 Tagen eine Mindestzugfestigkeit von 16,9 kg betragen.

Von den Eiseneinlagen wird verlangt, daß sie den Bedingungen für die amerikanischen Eisenbahnen entsprechen, ferner wird für die Bügel oder Spiralen in den Säulen Stahl verlangt mit einer Mindestzugfestigkeit von etwa 6000 kg/qcm.

Weisen diese Bestimmungen für das Material schon einige Verschiedenheiten gegen unsere Vorschriften auf, so sind die Berechnungsgrundlagen ganz anderer Art, jedenfalls von dem Bestreben diktiert, die Berechnungen auf ein Mindestmaß zurückzuführen.

Für die Spannweite der T-Balken und Platten sind ähnliche Annahmen wie bei uns. Dagegen wird bei Decken eine Mindestplattenstärke von 10,2 cm und bei Dächern von 8,9 cm gefordert. Für die Biegemomente von durchlaufenden Platten bei Deckenkonstruktionen wird sowohl in Feldmitte, als auch über den Stützen der Wert von $\frac{Ql}{12}$ verlangt, wenn Q die über die ganze Spannweite gleichmäßig verteilte Gesamtlast bezeichnet.

Für die Berechnung von Platten, welche nach beiden Richtungen armiert und über den Auflagern gut armiert sind (d. h., daß die Eiseneinlagen an die angrenzenden Rippen gut angeschlossen sind), wird für Q nach beiden Richtungen $M = \frac{Ql}{12}$ gerechnet. Die Verteilung der Lasten nach beiden Richtungen erfolgt nach dem Verhältnis $\frac{l^4}{l^4 + b^4}$.

Bei durchlaufenden Trägern, welche an einem Ende frei aufliegen, wird für das Feldmoment des Endfeldes $\frac{Ql}{10}$ und für das Stützenmoment $\frac{Ql}{8}$ angenommen.

Für durchlaufende Träger wird das Feldmoment und Stützenmoment mit $\frac{Ql}{12}$ angenom-

men, im Falle einer gleichförmig verteilten Belastung. Bei einer anderen Belastung gilt die Berechnung nach der Theorie für durchlaufende Träger.

Als mitwirkende Plattenbreite bei T-Balken wird $\frac{1}{3}$ der Spannweite gestattet, mit der Einschränkung, daß diese Breite nach beiden Seiten nicht größer sein darf, als die sechsfache Dicke der Platte, wenn diese Entfernung von der Übergangsstelle der Rippe zur Platte gerechnet wird.

Für die Anordnung der Eiseneinlagen ist die neue Vorschrift aufgenommen, daß sie nicht mehr wie $\frac{3}{4}$ der Tiefe der Rippe mit Rücksicht auf die Schubspannungen einnehmen dürfen. Die Bügel müssen senkrecht zur Achse des Balkens um die äußersten Eiseneinlagen herumgeführt werden, vorausgesetzt, daß sie nicht in anderer Weise an die Längseisen befestigt sind. Diese letzte Bestimmung wird wohl in erster Linie mit Rücksicht auf die in Amerika vielfach angewandten Kahneisen, Cummingseisen u. a. aufgenommen sein.

Für die zulässigen Spannungen sind folgende Höchstwerte festgesetzt:

Für Beton auf Druck im Falle von Biegung 45,7 kg/qcm, im Falle von zentrischem Druck 35,2 kg/qcm.

Für die Schubspannung im Beton, ohne daß die Eiseneinlagen zur Mitwirkung herangezogen werden, 2,8, wenn die angebogenen Eisen zur Mitwirkung herangezogen werden 10,5 kg/qcm.

Für das Eisen auf Zug 1125 kg/qcm, für die bei Bügel und Spiralen verwendeten 1407 kg/qcm.

Daß die Vorschriften auch eine Haftspannung von Beton von 5,6 kg/qcm aufnehmen und gar keine Erklärung geben, was unter dieser Haftspannung zu verstehen ist, ist weiter nicht zu verwundern.

Bei durchlaufenden Trägern wird für die Randspannung im Beton über den Stützen ein Zuschlag von 15% verlangt.

Bei den zulässigen Spannungen im Beton fallen die verhältnismäßig niedrigen Zahlenwerte auf, welche aber erklärlich werden, wenn man bedenkt, daß sie für die Betonmischung 1:6 vorgesehen ist und für die Mindestwürfel Festigkeit 169 kg/qcm.

Bei Stützen, welche zentrisch beansprucht sind und mit Längseiseneinlagen von nicht weniger als $\frac{1}{2}$ % und nicht mehr als 4% bewährt sind, welche gegen seitliches Ausweichen durch Bügel geschützt sind, müssen die Bügel eine Entfernung von nicht weniger als dem 15fachen Durchmesser der Eiseneinlagen und nicht mehr als 30 cm voneinander entfernt sein. Die zulässigen Spannun-

gen sind in diesem Falle für Beton 35,2 und für das Eisen 422 kg/qcm. Falls Spiralen oder Bügel vorhanden sind, deren größte Entfernung $\frac{1}{6}$ des Kerndurchmessers der Säule beträgt, in keinem Falle aber größer ist als 7,6 cm, wird die zulässige Spannung im Beton auf 51 kg/qcm bezogen auf den Kernquerschnitt und 612 kg/qcm in den Längseisenlagen gefordert. Hierbei darf in den Bügeln die Armierung nicht unter 1% und in den Längseisenlagen nicht über 4% sein. Die Druckbeanspruchung in Eisensäulen, welche in Beton von einer Mindeststärke von 10 cm eingebettet sind, und die mit mindestens 1% Bügel oder Spiralen im Abstände von 30 cm versehen sind, darf das Eisen in den Säulen mit 1125 kg/qcm, gerechnet auf den Nettoquerschnitt der Eisensäule, beansprucht werden; der Beton darf hier nicht mitgerechnet werden. Die Bügel oder Spiralen müssen von der Eisensäule sowohl, als auch von der Außenkante mindestens 2,5 cm entfernt sein. Diese Bestimmung bezieht sich bei den amerikanischen Verhältnissen nur für diejenigen Fälle, wo die Eisenkonstruktion durch die Ummantelung mit Beton als feuersicher angenommen werden sollen.

Bei Eisenbetonstützen darf eine 20%ige Erhöhung der Druckspannungen im Beton eintreten, wenn ausgesuchtes Zuschlagsmaterial verwendet wird und das Verhältnis der Betonmischung

1:4 $\frac{1}{2}$ beträgt oder 1 Teil Zement, $\frac{1}{2}$ Teile Sand und 3 Teile Steinschlag oder Kies. Man ersieht aus den Vorschriften, welche sich auf die zulässigen Spannungen in den Stützen beziehen, daß diese im Vergleich zu unseren Vorschriften weit höhere Beanspruchungen zulassen.

Für die Längseisenlagen in den Stützen wird noch verlangt, daß die Eiseneinlagen auf Stahlplatten aufliegen, welche im Fundament eingebettet sind; der Grund hierfür ist nicht ersichtlich. Bei exzentrisch belasteten Säulen wird eine Berechnung ähnlich der unserer Vorschriften verlangt. Für das Verhältnis der Länge zur kleinsten Seite des Querschnittes wird die Zahl 15 angenommen, als geringste Querschnittsabmessung für die Säulen wird aber 30 cm festgelegt.

Zum Schluß wäre noch darauf hinzuweisen, daß für die Fundamente eine Einbettungstiefe der Eiseneinlagen von mindestens 10 cm verlangt wird, für T-Träger und Stützen 5 cm, bei Wänden und Balken 3,8 cm und bei Platten mindestens 2,5 cm.

Als eine besondere Erschwernis der Vorschrift mag betrachtet werden, daß die Behörde berechtigt ist, Belastungsproben zu verlangen, mit einer Belastung, welche der zweifachen Nutzlast entspricht.

DIE HAFTFESTIGKEIT DES EISENS AM BETON.

Von Prof. Dr. Rohland (Stuttgart).

Die Ursachen der Haftfestigkeit des Eisens am Beton sind nach Versuchen von Föppel, von E. Probst an dieser Stelle*) besprochen worden.

Der Betrag dieser Haftfestigkeit ist allerdings ein sehr großer und kann bis 60 kg/qcm hererreichen. Die Ursachen dieser großen Haftfestigkeit findet Probst in dem Zusammenwirken von Beton und Eisen, das zum größten Teil auf mechanische Ursachen zurückzuführen ist; er schließt daraus, daß, da eine Übertragung der Schubspannungen durch die Eiseneinlagen nicht erfolgt, da sonst keine Überanstrengung des Betons eintreten würde, Beton und Eisen mechanisch nebeneinander und nicht miteinander wirken.

Ich komme zu demselben Schlusse, wenn auch auf anderem Wege, von der kolloid-chemischen und physikalisch-chemischen Seite her.

Zunächst ist die Behauptung, die wohl hier und da aufgestellt worden ist, daß sich eine che-

mische Verbindung zwischen den Bestandteilen des Zementes und dem Eisen bildet, zurückzuweisen; etwa ein Eisensilikat oder dergleichen, wie das ganz unrichtigerweise Breuille*) angenommen hat, um die Rostsicherheit des Eisenbetons zu erklären.

Solches ist keineswegs der Fall.

Vielmehr sind die Ursachen der Haftfestigkeit kolloid-chemischer und physikalisch-chemischer Natur: wie hier schon ausgeführt**), spalten der Zement beim Anrühren mit Wasser Stoffe im kolloiden Zustande ab, die dann während des Abbindens allmählich koaguliert werden.

Im ersteren Zustand werden sie nun mit dem Eisen zusammengebracht; in diesem Stadium haben sie die Fähigkeit, es fest zu umschließen und fest an ihm zu haften.

Diese Kolloidstoffe, die als ein verzweigtes, engzelliges Maschengewebe aufzufassen sind

*) Annales des ponts et chaussées 1902.

**) Diese Zeitschrift 1911, S. 441.

*) Diese Zeitschrift 1911, Heft XI, S. 385.

umklammern bei diesem Vorgang das Eisen mit großer Intensität; sie wirken wie irgendein anderer gelöster Stoff im kolloiden Zustande, z. B. wie Leim oder Kleister, der in diesem Stadium einen festen Gegenstand umschließt und dann koaguliert wird. So erklärt es sich, daß diese Adhäsion zwischen Beton und Eisen ganz ungewöhnlich groß ist.

Zum Gegensatz braucht man nur daran zu

denken, wie groß der Betrag dieser Haftfestigkeit ausfallen würde, wenn diese zwischen dem Eisen und einem Gemenge von amorphen und kristalloiden Stoffen, aus dem, wie man früher annahm, der erhärtete Zement bestehen sollte, stattfand.

Diese große Adhäsionsenergie ist also auch, von dieser Seite aus betrachtet, auf rein mechanische Ursachen zurückzuführen.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Das Mischen des Betons. Von Dr.-Ing. M. Marcichowski, Lemberg. Aufzählung der verschiedenen Handmischverfahren und ihrer Vor- und Nachteile gegeneinander. Außer der Zubereitungsart ist auch die Dauer des Mischens von Bedeutung. Versuche ergaben, daß nach der einmal erfolgten genauen Durcharbeitung (etwa nach 8 Minuten) keine merkbare Zunahme an Festigkeit eintritt. Unter Bezugnahme auf diese Mischzeit erörtert der Verfasser die Wirtschaftlichkeit der maschinellen Mischung im Verhältnis zur Handarbeit. Beton u. Eisen 1911. Heft XX und 1912. Heft I.

Die Zementkanone. Von Dr. Otto Schott (New York). Maschine für Zementspritzbewurf von Mauerflächen, Herstellung von Ummantelungen. Verwendung am Panamakanal, um weiche Gesteine, die unter der Verwitterung im Einschnitt leicht abrutschen, durch einen Zementüberzug hiergegen zu schützen. Mit Abb. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 140.

The handling of cement mortar by compressed air. Zum Putzen großer Flächen mit Zementmörtel verwendet man neuerdings besondere Maschinen, die durch Druckluft betätigt werden. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 1.

Grutzwäsche der königlichen Berginspektion Rüdersdorf in Kalkberge (Mark). Diese Anlage in den fiskalischen Kalksteinbrüchen von Rüdersdorf dient dazu, aus den großen Abfallmengen (täglich 450 cbm) den für die Zementindustrie in Rüdersdorf brauchbaren Letten auszuscheiden und durch Waschen einen zu Beton zwecken brauchbaren Kalkschotter zu erhalten. Beschreibung der in Eisenbeton ausgeführten Wäsche. Mit Abb. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 134.

2. Prüfung und Untersuchung.

Further investigations on the constitution of Portlandcement. Von Clifford Richardson. Verfasser berichtet über die neuesten Untersuchungsergebnisse von Shepherd, Rankin und Wright über die chemische Zusammensetzung des Zementklinkers. — vgl. L. Nov. 1911. I, 2. S. 405. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 2.

Zur Ehrenrettung der Zementkochprobe nach Michaelis. Von Dr. Hans Kühl, Inhaber der Chem.-Techn. Versuchsanstalt Groß-Lichterfelde. Verfasser tritt ein für die Zementkochprobe, weil sie unter allen beschleunigten Raumbeständigkeitsproben diejenige ist, welche nicht mit einer Wasserentziehung verbunden ist und somit den natürlichen Erhärtungsvorgang wohl in etwas andere als die normalen Bahnen leitet, ihn aber nicht vorzeitig unterbricht. Er stellt die Gesichtspunkte auf, unter denen die Kochprobe zu geschehen hat. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 134. — Entgegnungen hierzu. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 146.

Ablehnung der Le-Chatelierprobe. Ausführliche Begründung und Versuche, weshalb diese beschleunigte Raumbeständigkeitsprobe für Zement, die für den gleichen Zement an mehreren Versuchsstellen oft die entgegengesetzten Ergebnisse zeigte, abgelehnt werden muß. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 128. — Entgegnungen 1911. Nr. 152 u. 153 und 1912. Nr. 3 u. 12.

Einfluß von Kalkhydratzusatz zum Portlandzementmörtel. Aus diesen amerikanischen Versuchen ergibt sich, daß ein Zusatz von 10—15 Teilen Kalkhydrat die Wasserdurchlässigkeit verringert, von einem weiteren Zusatz ist jedoch abzuaraten. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 140.

Einfluß der Höhe des Sandzusatzes auf die Festigkeit von Traßkalkmörtel. Von H. Burchartz. Die Ergebnisse einer großen Zahl Versuche werden mitgeteilt. Sie zeigen auch, wie

wichtig die Ausführung von Druckversuchen ist die ein wesentlich anderes Verhalten der Mörtel ergaben, als die Zugversuche; sie beweisen aber auch, wie wichtig die Beobachtung von Mörtelproben bei hohem Alter ist. Die 28-Tageproben gaben ein anderes Bild vom Einfluß des Sandzusatzes als die 90-Tageproben. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 12.

Zementkalkmörtel bei Talsperrenbauten. Von Dr.-Ing. Anton Hambloch. Verfasser tritt für Zusatz von Traß bei Talsperrenmörtel ein als dem besten Mittel, den überschüssigen Kalk zu binden. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 3.

Die Schädlichkeit der Alkalien für Bondämme. An mehreren Beispielen mit Abbildungen wird gezeigt, wie durch alkaliführendes Wasser Betonmauerwerk durch Ausblühungen vollständig zerstört wurde. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 9.

Über den Einfluß der Natriumphosphat- und -boratlösungen auf den Portlandzement, insbesondere auf den Beton. Von Dr.-Ing. Kallauner, Prag. Kurze Wiedergabe der Versuchsergebnisse des Verfassers, die er dahin zusammenfaßt, daß der in Natriumphosphatlösungen gelagerte Beton gegenüber dem, der im reinen Wasser lag, eine größere Festigkeit sowohl auf Druck als auf Zug zeigt und daß mit steigender Natriumphosphatmenge in der Lösung auch die Betonfestigkeit zunimmt. Die umgekehrte Wirkung übt die Natriumboratlösung auf den Beton aus. Erklärung dieser Erscheinungen. Beton u. Eisen 1912. Heft II.

Experimental studies of the electrolytic destruction of reinforced concrete. Beschreibung der auf Anregung und unter Leitung von Harry Barker und Prof. Upson an der Universität Vermont vorgenommenen Versuche zur Ermittlung der Art und Weise der Zerstörungserscheinungen des Eisenbetons durch den elektrischen Strom. Mit Abb. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 1.

Festigkeiten nach den alten und neuen Zementnormen. Von Dr.-Ing. A. Kleinogel. An Beispielen wird gezeigt, daß nach den neuen Normen durch die sog. kombinierte Lagerung günstigere Ergebnisse erhalten werden als nach den alten Normen. Allgemein scheint geschlossen werden zu können, daß bei Beurteilung von Zugfestigkeiten ein Unterschied zugunsten der neuen Normen von mindestens 20 vH, bei Druckfestigkeiten von mindestens 10 vH (je auf die Zahl des älteren Verfahrens bezogen) zu berücksichtigen ist. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 9.

Über die Auswitterungen an Zementkunststeinen. Von Prof. Rohland, Stuttgart. Die für das Aussehen nachteiligen Ausblühungen an Kunststeinen sind weniger auf die Beschaffen-

heit der Zemente als auf die im Anmachewasser und in den Kiesen enthaltenen löslichen Salze zurückzuführen und lassen sich nicht ganz vermeiden, wenn die Wettbewerbsfähigkeit gewahrt bleiben soll. Beton u. Eisen 1912. Heft II.

3. Wirtschaftliches.

Rechtzeitigkeit der Mängelrüge bei Zement. Der Händler ist in der Regel nicht verpflichtet, die vom Fabrikanten gelieferte Ware auf ihre inneren Eigenschaften, wie Zug- und Druckfestigkeit zu untersuchen. Im Handel mit Zement und Zementersatzwaren ist es nach ordnungsmäßigem Geschäftsgang erst dann tunlich, die Zug- und Druckfestigkeit zu untersuchen, wenn die vom Händler ohne lange Lagerung sofort abgesetzte Ware von seinem Abnehmer ohne schuldhaftes Verzögern zu Bauten verwendet worden ist. Die dann eingelegte Mängelrüge ist also anzuerkennen. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 140.

Die deutsche Zementindustrie im Jahre 1911. Rückblick auf die wirtschaftliche Lage im verfloßenen Jahre. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 6.

Die Zementindustrie in den Vereinigten Staaten von Amerika. Ausführliche statistische Angaben über die Lage der amerikanischen Zementindustrie, über die erzeugten Mengen und erzielten Preise. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 146.

Hie Welf! Hie Waiblingen! Glossen zum Streit: „Eisenbau wider Eisenbetonbau.“ Von Dipl.-Ing. Kaufmann. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 153.

II. Theorie.

Versuche über die Verteilung der Radlasten durch die Gleisbettung. Durch amerikanische Versuche ist festgestellt worden, daß eine Steinschlagschicht von 61 cm Stärke genügt, um eine gleichmäßige Verteilung der durch die Schienen auf die Schwellen übertragenen Lasten auf den Untergrund zu gewährleisten. Beschreibung der verschiedenen Versuchsreihen. Zentr. d. Bauv. 1911. N. 93.

Über die Benutzung der Momententafel bei der Berechnung verschiedenartiger Träger. Müller-Breslau weist darauf hin, daß sich die Tafeln der Biegemomente von Trägern auf 2 Stützen auch bei der Berechnung von Dreigelenkbögen, ja sogar von stat. unbest. Trägern recht gut brauchen lassen. Mit Beisp. Zentr. d. Bauv. 1911. Nr. 101.

Die Berechnung der Durchbiegung von Eisenbetonbalken. Von Dipl.-Ing. G. Kaufmann, Berlin. Verfasser teilt die Ergebnisse der Probelastung einer Buttersendecke mit. Er

stellt fest, daß die gemessenen Durchbiegungen ganz wesentlich hinter den errechneten zurückbleiben und weist auf die verschiedenen Möglichkeiten hin, aus denen sich diese Unstimmigkeit zwischen Theorie und Praxis ergeben könnte. Genauerem Aufschluß hierüber wie über noch manchen anderen dunklen Punkt könnten m. M. nach nur umfangreiche, systematisch durchgeführte Versuche bringen. Beton u. Eisen 1912. Heft I.

Le calcul des poutres en béton armé. Verfahren zur Ermittlung der Abmessungen und der Eiseneinlagen von Eisenbetonplatten und -plattenbalken mit Hilfe eines Schaubildes. Le Génie civil 1911. Nr. 21.

Berechnung kontinuierlicher Eisenbetonträger mit Rücksicht auf die Wirkung der Vouten. Von Ing. Straßner, Frankfurt a. M. Verfasser geht davon aus, daß bei Berechnung kontinuierlicher Eisenbetonträger in der Regel die Annahme gemacht wird, daß die Trägheitsmomente gleich sind, daß es aber bei beschränkter Konstruktionshöhe zweckmäßig sein kann, die Feldmomente kleiner als die Stützenmomente zu machen und die größeren Stützenmomente durch Berücksichtigung der Vouten aufzunehmen. Ableitung der Berechnung. Anwendung auf ein Beispiel und Darstellung des Unterschieds gegenüber der üblichen Berechnungsweise. Beton u. Eisen 1911. Heft XX und 1912 Heft I.

Berechnung ebener rechteckiger Platten. Von Prof. Hager. Außerordentlich umfangreiche verwickelte Formeln für die allseits gelagerte quadratische Platte. Dtsch. Bztg. Mitt. 1912. Nr. 1.

Die Höhe des Plattenbalkens der geringsten Kosten. Von Ing. Martin Preuß, Breslau. Verfasser erläutert sein Berechnungsverfahren an einer Anzahl Beispiele. Beton u. Eisen 1912. Heft II.

Beitrag zur Lehre vom elastischen Bogen. Vereinfachte Einflußlinien für beiderseits eingespannte, parabelförmige Bogen; diese lassen sich mit Hilfe einer Tabelle ohne weiteres auftragen. Durchrechnung zweier Beispiele. Zentr. d. Bauv. 1911. Nr. 100.

Tables for use in determining earth pressure of retaining walls. Tabellen zur Ermittlung des Erddruckes auf Stützmauern mit senkrechter und geneigter Rückfläche bei horizontal abgeglichenen und bei ansteigender Hinterfüllung. Engg. News 1911. Bd. 65. Nr. 25.

Studio comparativo fra la struttura muraria e quella di cemento armato per le alte dighe dei laghi artificiali. Vergleichende theoretische Betrachtungen der Stand-

festigkeit von Sperrmauern aus Mauerwerk und aus Eisenbeton. Annali Soc. Ital. Ing. ed. Arch. 1911. Nr. 11.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Zerstörung von Mörtel. Von Alfred H. White. An zahlreichen Versuchsstäbchen hat Verfasser die Raumveränderung des Betons untersucht und gefunden, daß Beton, der an der Luft erhärtet und ständig trocken bleibt, sich stark zusammenzieht, wodurch ziemlich starke innere Spannungen entstehen, die gerade beim Eisenbeton für manche Einstürze verantwortlich zu machen sein werden. Die größte Raumveränderung des Betons zeigt sich bis zum Ablauf der ersten drei Monate, von da ab sind dieselben belanglos. Tonind.-Ztg. 1911. S. 146, 149, 152 u. 153.

Destruction of cement mortars and concrete through expansion and contraction. Ausführlicher Bericht über das Verhalten des Zements, Zementmörtels und Betons unter dem Einfluß des Trocken- und Feuchtseins. Schlußfolgerungen aus den Versuchsergebnissen. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 2. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 1.

Die Betonkontrolle beim Neubau des k. und k. Kriegsministerialgebäudes in Wien. Von k. u. k. Oberleutnant J. Kromus, Wien. Ausführliche Mitteilungen über die bei der Herstellung des Kriegsministerialgebäudes vorgenommenen Betonbalkenprüfungen, zuvor einige Angaben über das Gebäude selbst. Die Ergebnisse sind in umfangreichen Tabellen zusammengestellt und beziehen sich namentlich auch auf die Frostwirkungen auf den Beton. Mit Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft XIX u. 1912. Heft II.

A japanese test on a floor pond. Beschreibung der von Dr. Oyahiko Ishibashi in Yokohama vorgenommenen Belastungsprobe einer quadratischen Eisenbetondeckenplatte von etwa 4,2 m Seitenlänge. Abmessung und Bewehrung der Platte, Versuchsanordnung, Durchbiegungsdiagramme aus den Abb. ersichtlich. Engg. Rec. 1911. Bd. 63. Nr. 24.

Testing and manufacture of reinforced concrete trolley poles. Angaben über die Ausführung, Prüfung und Herstellungskosten von Eisenbetonleitungsmasten. Mit Abb. Engg. Rec. 1911. Bd. 63. Nr. 25.

Neue Versuche über die Feuersicherheit des Eisenbetons. Von Prof. Dr.-Ing. R. Saliger, Wien. Verfasser beschreibt und bespricht die Brandproben, welche 1910 in Großlichterfelde an Eisenbetonbauten ausgeführt worden sind, und kommt zu dem Ergebnis, daß richtig entworfene und ausgeführte Eisenbetonbauten

durch Feuersbrünste nicht zerstört werden. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 6.

Kalksteinschotter als Betonzuschlag. Durch Brandversuche an einem Versuchshäuschen wurde vom Kgl. Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde nachgewiesen, daß die Verwendung von Kalksteinschotter als Zuschlagstoff für Betonmischungen unbedenklich ist. Die Befürchtung, daß die Wärmeentwicklung ein Austreiben der im Kalkstein enthaltenen Kohlensäure bewirken und somit eine Umwandlung des Kalkes in Ätzkalk zur Folge haben würde, wobei dann bei Zutritt des Löschwassers ein Zerfall des Betons durch Bildung von Kalkhydrat eintreten müsse, zeigte sich nicht. Mit Abb. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 131.

IV. Leitsätze und Vorschriften.

Unfallstatistik für Eisenbetonbauten. Die Leitsätze des deutschen Ausschusses für Eisenbeton werden veröffentlicht. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 131.

Die zulässige Betonbeanspruchung und ihre technische und wirtschaftliche Bedeutung. Von Dr.-Ing. Färber, Frankfurt a. M. Verfasser wendet sich gegen die amtliche Forderung sechsfacher Sicherheit bei Eisenbetonkonstruktionen und im Zusammenhang damit gegen die übliche Festsetzung der zulässigen Betonspannung auf 40 kg/cm^2 und das zurzeit gebräuchliche Prüfungsverfahren. Von dem Grundsatz ausgehend, daß die Sicherheitskoeffizienten innerhalb derselben Konstruktion logischerweise gleich sein müssen, empfiehlt er, den für das Eisen der Verbundkonstruktionen zugelassenen Sicherheitsgrad auch für den Beton zuzulassen. Er entwickelt die sich hieraus ergebenden technischen und wirtschaftlichen Folgerungen, die in einer erhöhten Wettbewerbsfähigkeit des Eisenbetons bestehen würden. Die Zulassung höherer Betonbeanspruchungen müßte durch verbesserte Prüfungsverfahren (Balkenprobe) ausgeglichen werden. Beton u. Eisen 1911. Heft XVIII u. 1912. Heft II.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren, Bauunfälle.

Das Einbringen des Betons in die Schalung durch Rohrleitungen. Verfasser beschreibt das in Amerika jetzt vielfach gebräuchliche Verfahren, den Beton von einem hochliegenden Trichter aus der Verwendungsstelle in Rohrleitungen zuzuführen. Vorzüge dieses Verfahrens

werden auseinandergesetzt. Leider ohne Abb. Zentr. d. Bauv. 1912. Nr. 9.

Spundbohlen aus Eisenbeton. Von Ing. A. v. Horn, Altona. Beschreibung der Bewehrung und der Rammkopfausbildung nach einer Veröffentlichung in Nr. 33 des „De Ingenieur“ 1911. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft II.

Befestigung von Gegenständen an Betondecken. In vielen Abbildungen wird eine Reihe von sehr zweckmäßigen Befestigungsarten gezeigt, bei denen schon bei der Herstellung der Betondecken Vorkehrungen hierfür getroffen werden. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 128 u. 1912. Nr. 3.

2. Ausführungen im Hochbau.

Über die Verwendung eiserner Formen für Betonbauten. Von Ing. Hoffmann, Wien. Einige Mitteilungen darüber aus der amerikanischen Praxis. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft II.

Ein Tonlagerhaus. Von Ing. A. Burghardt. Der große Rohstoffschuppen aus Eisenbeton der Boizenburger Wandplattenfabrik wird in Entwurf, statischer Untersuchung und Ausführung beschrieben. Eigenartig sind die Zwischenwände, die als große Platten ohne Rippen ausgeführt werden mußten, um ein Festlagern des Tones zu vermeiden. Mit Abb. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 137.

Die Wandelhalle auf der Insel Borkum. Beispiel für die hervorragende Eignung des Eisenbetons zur Schaffung künstlerischer Bauten. Symmetrisch zur Mittelachse des Baues verläuft eine 8 m breite Promenade durch die ganze Länge der Halle. An 4 Stellen erweitert sie sich zu größeren Hallen. Die sichtbaren Außenflächen sind in Vorsatzbeton ausgeführt und zeigen reiche architektonische Gliederung. Die Ausbildung der verschiedenen Decken-, Trag- und Stützmauerkonstruktionen wird durch zahlreiche Abbildungen erläutert und die statische Untersuchung des Rahmenbinders in der Wandelhalle und der Stützmauer mitgeteilt. Beton u. Eisen 1912. Heft I.

Die Eisenbeton - Konstruktionen im Neuen Theater zu Frankfurt a. M. Von Obering. Neugeboren, Frankfurt a. M. Bemerkenswert sind die aus Eisenbeton hergestellten Rankonstruktionen, die in weit ausladenden Konsolen bestehen und eingehender erläutert werden. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft II.

Neuere Krag- und Hallenbauten in Eisenbeton. Dächer der Holstenbrauerei in Altona mit Auskragungen bis zu 9,30 m an verschiedenen Formen von Rahmenbindern. Die Bauweise selbst bietet nichts besonderes. Ferner ist eine Halle der städtischen Straßenbahnen in Düsseldorf

beschrieben. Gute Abb. Dtsche. Bauztg. Mitt. 1911. Nr. 21 u. 22.

Zwei Kirchturmfachwerke aus Eisenbeton. Zur Gewichtsverminderung wurde der 55 m hohe Turm der Liebfrauenkirche in Hamm im Westf. nicht massiv (Gewicht 3040 t), sondern im unteren, 35,3 m hohen Teile aus Eisenbetonfachwerk gebaut (Gewicht 1361 t). Rechteckiger Grundriß $10,8 \times 6,1$ m; 10 quadratische Säulen mit oben $25/25$ cm, unten $75/75$ cm Seitenlänge. Der Eisenbetonturm ist fünfgeschossig; die Balken der Geschosdecken sind in den Säulen natürlich eingespannt, nur im vorobersten Geschos ist eine Strebenversteifung vorhanden. Gründung auf einer Eisenbetonplatte. Ausführung in ähnlicher Weise bei der St. Simeonskirche in Minden i. W. Fachwerk von 27 m Höhe; 6,6 m Grundfläche, 4 Säulen. Mit Abb. Dtsche. Bztg. Mitt. 1912. Nr. 2.

Eisenbetonkonstruktionen der Kathedrale in St. Louis (Ver. St. v. Nordamerika). Die raumüberdeckenden Bauteile sind durchweg, andere zum großen Teile in Eisenbeton hergestellt. Beachtenswert ist die Hauptkuppel von 24 m Durchmesser, die nach unten zu in einen achteckigen Ring übergeht; dieser ruht auf vier großen Vierungsbögen, die wiederum von den vier Ecktürmen getragen werden. Beschreibung und Abbildungen der Gesamtanordnung und von Einzelheiten. Dtsche. Bztg. Mitt. 1912. Nr. 1 u. 2.

Freight station with equipment for mechanical handling of freight; Missouri, Kansas und Texas Ry; St. Louis, Mo. Beschreibung einer mit mechanischen Beförderungseinrichtungen versehenen Stückgutstation innerhalb St. Louis. Der dreigeschossige Güterschuppen bedeckt eine Fläche von etwa 130×80 m; im Keller liegen die Zuführungsgleise der Eisenbahn, im Erdgeschos der eigentliche Güterboden mit durchgeführten Ladestraßen, im Obergeschos die Bureauräume. Das Gebäude stellt eine Verbindung von Eisen- und Eisenbetonkonstruktionen vor, derart, daß das Haupttragwerk aus genieteten und gewalzten eisernen Trägern mit Betonumhüllung, die übrigen Teile, namentlich aber die das nahezu 7 m hohe Kellergeschos auf zwei Seiten umgebende Stützmauer aus Eisenbeton bestehen. Darstellung von Einzelheiten und der mechanischen Beförderungsanlagen in zahlreichen Abbildungen. Engg. News 1911. Bd. 65. Nr. 26.

Bäckereianlage in Eisenbeton. Von Ingenieur Ernst Schick. Mit Abb. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 3.

Amerikanische Siloanlage für Zement. Beschreibung einer großen Siloanlage aus Eisenbeton von 4 Kreiszellen von 9,75 m innerem Durchmesser und 24 m lichter Höhe. Mit Abb. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 134.

Wasserbehälter in Viktoria (Australien). Von Essling, C. E., Melbourne. Die eigenartige Form eines Trichters zeigt ein Wasserturm in Viktoria, Australien. Der oben offene Behälter aus Eisenbeton sitzt auf einem Unterbau aus Ziegelmauerwerk und hat bei 7,8 m oberem, 2,6 m unterem Durchmesser und rund 4,3 m Höhe, 90 cbm Fassungsvermögen. Konstruktionszeichnung und Photographie sind beigelegt. Beton u. Eisen 1912. Heft II.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Der Querverkehr auf Brücken. Meinungsäußerungen über die Notwendigkeit und Zweckmäßigkeit des Querverkehrs und der Querdurchsicht auf Brücken. Zentr. d. Bauv. 1911. Nr. 93 u. 104.

Wettbewerb zur Erlangung von Entwürfen für die neue Altstädter Brücke zu Pforzheim. Von Prof. H. Kayser, Darmstadt. Besprechung der mit Preisen ausgezeichneten und angekauften Entwürfe, die durchgängig als Baustoff Eisenbeton vorsehen. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft II.

A protected plate girder railroad bridge. Einige Angaben und Abbildungen über eine außergewöhnlich schiefe Brücke ($18^\circ 30'$) in Guymard, N. Y., zur Überführung einer Eisenbahn über eine andere. Das Tragwerk besteht aus genieteten Blechhauptträgern und dicht liegenden Querträgern aus I-Eisen, die ganze Konstruktion ist mit Beton umhüllt. Zwischen den senkrecht gemessen nur etwa 12 m voneinander entfernten Widerlagern ist ein Mittelpfeiler angeordnet, da die schiefe Länge der Brücke etwa 43 m beträgt. Engg. Rec. 1911. Bd. 63. Nr. 24.

Le pont de Montanges. Ausführliche Beschreibung mit guten Abbildungen. s. L. Febr. 1912. V, 3. S. 81. Le Génie civil 1911. Nr. 20.

Gerberträger aus Eisenbeton. Von Ing. Stoetzer u. Böhm, Wien. Kurze Mitteilung über einen größeren Straßenviadukt aus Eisenbeton in Gastein, der der besonderen örtlichen Verhältnisse halber als Gerberträger ausgebildet ist. Die Einzelheiten der Ausbildung, Bewehrung und Lagerung, sowie die Gesamtanordnung und Ansicht gehen aus den beigegebenen Abbildungen hervor. Beton u. Eisen 1912. Heft I.

Le pont en béton armé, en bow-string de Monthesquieu. Fachwerkbrücke aus Eisenbeton-, Halbparabelträger mit Ständern und Streben, dient zur Überführung einer Eisenbahnlinie von 1,00 m Spurweite über den Fluß Arize. Die Hauptträger haben in der Mitte 4,46 m Gesamthöhe und etwa $0,50 \cdot 0,50$ m Unter- und $0,50 \cdot 0,40$ m Obergurtquerschnitt. Die Brücke ist oben offen. Ausführliche Beschreibung mit guten Abbil-

dungen. Le Génie civil 1911. Nr. 14. — Annali Soc. Ital. Ing. ed Arch. 1911. Nr. 18.

Eisenbetonbrücken im bayerischen Hochland:

1. Straßenbrücke in Sonthofen: 2 Öffnungen von je 17 m l. W., mit 3 durchgehenden Trägern von 90 cm Höhe überspannt. Plattenstärke 0,15 m, Fahrbahnbreite 4,25 m i. L. Darstellung der Bewehrung und der Einrüstung. Mit Abb.
2. Tiefenbachbrücke in Polling für eine Straße von 7 m l. Breite. Bogen in Eisenbeton von 10 m l. W. und $\frac{1}{15}$ Stichverhältnis. Gewölbestärke im Scheitel 0,20 m, am Kämpfer 0,36 m. Ergebnisse der statistischen Berechnung sind mitgeteilt. Mit Abb.

Dtsche Bztg. Mitt. 1912. Nr. 1 u. 2.

Werrabrücke bei Heringen. Eisenbahnbrücke aus Eisenbeton, Bogen von rd. 55 m Stützweite mit angehängter Fahrbahn. Beschreibung mit Abb. Schweiz. Bztg. 1911. Nr. 20.

Eine Bogenbrücke mit aufgehängter Fahrbahn. Von Ing. Paul Frei, Brünn. Die Brücke besitzt 24,0 m Spannweite und dient der Überführung einer 5,50 m breiten Straße über den Jaispitzbach in Durchlaß (Bez. Znaim). Der geringen Konstruktionshöhe wegen mußte die Fahrbahn tiefgelegt werden. Als Tragkonstruktion wurden daher zwei stabförmige Bogenträger mit Zugband gewählt. Entwurfsanordnung, Ausführung und die fertige Brücke werden an der Hand von Abbildungen beschrieben. Beton u. Eisen 1912. Heft II.

Passerelle en béton de ciment fretté et armé au dessus des voies de la gare de Périgueux. Ein Fußgängersteg überschreitet in 169 m Länge und 1,50 m l. Breite die Gleise des Bahnhofes von Périgueux. Mit Recht hat man das unschöne Aussehen gerader Balken von großer Trägerhöhe in geringer Höhe über den Gleisen vermieden und dafür Bogenträger mit Zugband gewählt. 3 Hauptöffnungen von 30–33 m Spannweite. Ein Kostenvergleich, der für Eisenbeton eine etwas geringere Bausumme als für Eisen ergab, war für die Wahl des Baustoffes entscheidend; 1 lfdm 230 Frs. Trägerhöhe in der Mitte 4,0 m; das Zugband hat rechteckigen, der Druckgurt 8-eckigen Querschnitt; letzterer ist zum Teil umschürt; die Hängestangen, etwa aller 2,2 m angeordnet, haben 0,4 · 0,16 m Querschnitt. Die äußeren Lager der beiden seitlichen großen Öffnungen sind Rollenlager. Bei der Berechnung ist nach einem Vorschlage von Considère in den Annales des ponts et chaussées von 1905 die Steifigkeit des Zugbandes mit berücksichtigt und zur Aufnahme der Biegemomente mit herangezogen worden. Ausführliche Beschreibung der Gesamtanordnung, der Einzelheiten und des Bau-

vorganges; Kostenangaben. Mit guten Abb. Revue gén. d. Chemins de fer 1911. Sept.

Neue Straßenbrücke über die Donau zwischen Ulm und Neu-Ulm. Von Dr.-Ing. A. Kleinogel, Darmstadt. Kurze Mitteilung über die nahezu fertiggestellte Donaubrücke, die aus drei Dreigelenkbogen aus Stampfbeton mit Bleigelenken besteht, von denen der mittlere 28,5 m Spannweite zwischen den Gelenkmitteln und 4,04 m Pfeilhöhe, die seitlichen je 27 m und 3,6 m besitzen. Die Breite beträgt zwischen den Gewölbestirnen 15,60 m. Hervorzuheben ist, daß der Materialtransport durch eine Bleichertsche Drahtseilschwebbahn und das Stampfen des Betons durch mit Druckluft getriebene Eisenstampfer erfolgte. Bauunternehmung ist die Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Karlsruhe. Mit Photogr. d. Baustelle. Beton u. Eisen 1912. Heft II.

The Charles river bridge of the Boston elevated railway. Ausführliche Beschreibung eines Eisenbetonviadukts über den Charles-Fluß zwischen Boston und Ost-Cambridge. Die Brücke besitzt 11 Öffnungen von je etwa 43 bis 53 m Spannweite und dient der Überführung zweier Gleise mit seitlichen Betriebsstegen. Jede Öffnung wird überspannt von zwei Zweigelenkbogenträgern aus Eisenbeton, deren Mitten 9,6 m voneinander entfernt liegen. Die Fahrbanndecke wird durch Querträger auf die Bogenrippen übertragen, unter den Schienen befinden sich kräftige Längsträger. Angaben über Einzelheiten, über die Lehrgerüste und die Bauausführung mit vielen Abb. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 2.

L'élargissement du pont des Arches, à Liège. Verbreiterung einer Wölbbrücke in Lüttich, auf jeder Seite um 2 m, durch Auskrägung einer Eisenbetonplatte mit Rippen; die Vorkragung beträgt 2 m, die rückwärtige Länge (über dem Gewölbe) 3 m; außerdem sind die Rippen im Gewölbe verankert. Randbalken säumen die Platten an beiden Enden. Die Platten (5,05 × 1,61 m) wurden auf dem Werkplatz vorher fertiggestellt, zu Schiff unter die Brücke gebracht, dort mit einem Kran hochgewunden und verlegt; 73 Stück in 3 Tagen. Ausführliche Beschreibung des Bauvorganges mit guten Abbildungen. Ann. trav. publ. Belg. 1911. Nr. 5.

Kranbahngerüst in Eisenbeton im Duisburg-Ruhrorter Hafen. Nachdem man sich an einer Versuchsstrecke von 18 m Länge über die Brauchbarkeit des Eisenbetons zu diesem Zwecke überzeugt hatte, wurde eine weitere Länge von 70 m ausgeführt. Sie hat sich gut bewährt. Das Gerüst wird befahren von 2 Dampfkränen mit je 35 t Eigengewicht und 5 t Hubkraft, bei einer Ausladung des Hebearmes von 14 m. Die Stützen, Joche aus 2 Eisenbetonpfählen 40 · 40 cm, stehen aller 5,70 m und sitzen auf den Pitchpinepfählen

von 35·35 cm des alten hölzernen Gerüsts, deren Köpfe durch einen 60 cm im Geviert starken Eisenbetonbalken verbunden sind. Schrägstreben zwischen den Eisenbetonpfählen der Joche sorgen für die nötige Standfestigkeit. Dehnungsfugen aller 23 m. Mit Abb. Dtsche Bztg. Mitt. 1912. Nr. 1.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Precauzioni per l'impiego del cemento nelle opere marittime. Vortrag von Prof. L. Luiggi in Neapel. Der Berichterstatter gibt seine Meinung in folgender Zusammenfassung zum Ausdruck: Der Eisenbeton, der schon oft und mit bestem Erfolge zu Bauten im Süßwasser verwendet worden ist, kann auch — mit der nötigen Vorsicht und besonders unter Zusatz von Puzzolanerde — zu Bauten Verwendung finden, die dem Meerwasser ausgesetzt sind. Annali Soc. It. Ing. ed Arch. 1911. Nr. 3.

Reinforced concrete tanks and standpipes. Auszug aus einer Veröffentlichung des „Journal of the Association of Engineering Societies“ über: Das Entwerfen von Wasserbehältern aus Eisenbeton. Von Hiram B. Andrews. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 3.

Concrete covered reservoir for the town of Brookline. Von G. Stanley Whitehead. Zur Wasserversorgung von Brookline, Mass., ist ein großer Wasserbehälter aus Eisenbeton errichtet worden, der mancherlei bemerkenswertes bietet. Sohle, Wandung und Decke des kreisrunden Behälters von 60 m \varnothing und 6 m Höhe bestehen aus Eisenbeton. Die Decke wird durch Eisenbetonsäulen gestützt und ist nach dem Pilz- („mushroom“) system armiert. Mehrere Abb. veranschaulichen Entwurf und Ausführung. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 1.

La rupture du barrage d'Austin. Ausführliche Erörterungen über den Einsturz der Talsperre über den Freemans' Creek bei Austin in Pennsylvanien (N. A.). Mit Abb. Le Génie civil 1911. Nr. 26.

Über ausgeführte Gewölbe-Talsperren in Neusüdwales. Berechnung, Rißbildungen, Durchbiegungsmessungen. Von Baurat Ziegler, Clausthal. Mitteilungen über die Herstellung einer größeren Anzahl Gewölbe-Talsperren, die nach der Ringspannungsformel berechnet sind und außergewöhnlich dünne Querschnitte aufweisen. Der Querschnitt ist ein Dreieck, die Krone wird auf etwa 1,0 m verstärkt und mit einer Ausrundung in das theoretische Profil übergeführt. Es bestehen schwerwiegende Bedenken gegen die Berechnungsweise, weshalb sie nur da angezeigt erscheint, wo ein etwaiger Bruch der Mauer nennenswerten Schaden nicht anrichten kann. Weitere Angaben über Rißbildung und Durch-

biegungsmessungen. Mit vielen Abb. Beton u. Eisen. 1912. Heft I u. II.

Progress on dry dock Nr. 4, Brooklyn Navy Yard. In Brooklyn errichtet die amerikanische Marineverwaltung ein Trockendock ungewöhnlicher Größe — 234 m Länge, 37 m Breite und 12 m Tiefe über Sohle — zur Aufnahme von Schiffen von etwa 50 000 t Wasserverdrängung. Einige Angaben über die Ausführung dieses Riesenbauwerkes, bei welchem Beton in ausgedehntem Maße verwendet wird. Beschreibung und Abb. der Bauplatzanlage. Photogr. der Baustelle während des Baues. Engg. Rec. 1911. Bd. 63. Nr. 25.

Steel forms for concrete breakwaters or piers. Eiserne Rüstungen und Schalungen für den Bau von Wellenbrechern und Kaimauern. Die Stahlkonstruktion besitzt 4 Längswände, von denen je zwei etwa 1,2 m, die beiden Paare selbst 4,5 m von einander entfernt liegen. Die beiden 1,2 m breiten Zwischenräume werden mit Beton ausgestampft und in gewissen Abständen durch ebensolche Querwände versteift. Über der Wasserlinie setzt sich die eigentliche Kaimauer auf. Die Konstruktion ruht auf künstlicher Steinschüttung und dient zur Herstellung von Wellenbrechern und Landungs- oder Ladestegen. Mit Abb. Engg. News 1911. Bd. 65. Nr. 26.

Hafenbauten aus Eisenbeton in Norwegen. Die Stadt Kristiansand im südlichen Norwegen plant den Bau eines Piers von 150 m Länge und 25 m Breite bei 10 m Wassertiefe. Ein aus dem Wettbewerb siegreich hervorgegangener Entwurf sieht zwei Reihen von Eisenbetonkaisons vor, jeder 6,5 m breit, 20 m lang und 10,5 m hoch, die auf einer starken Sand-schüttung ruhen, selbst mit Sand ausgefüllt werden und die über Wasser die Ufermauer tragen. Querschnitt und Grundriß sind abgebildet. Beton und Eisen 1912. Heft I.

The improvement of the port of Antwerp, Belgien. Einige Angaben über die Erweiterungen des Antwerpener Hafens durch Aushebung neuer Hafenbecken und Errichtung von Kaimauern aus Beton. Bauplatzanordnung. Mischanlage. Mit Abb. Engg. Rec. 1911. Bd. 63. Nr. 23.

Ruderboot aus Eisenbeton. Mit Abb. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 6.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Road tests of oil-cement concrete, U. S. Office of public roads. Mitteilungen über den Sachstand der Versuche der Staatsstraßenverwaltung über die Verwendbarkeit und Bewährung von Zementbeton mit Ölzusätzen zur Herstellung

von Straßendecken. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 3.

The Paulding and Mace avenue subway New York. Beschreibung der Tunnelausbildung für eine 4gleisige Untergrundbahn in New York. Sie zeigt rechtwinkligen Querschnitt von etwa 30 m Breite und 8 m Tiefe. Decke und Seitenwände sind aus Beton, und werden gestützt von eisernen Rahmen in Abständen von etwa 1,5 m. Alle 6,0 m sind Zwischensäulen zur Stützung des in der Tunnelrichtung verlaufenden Unterzuges angeordnet. Mit Abb. Engg. Rec. 1911. Bd. 63. Nr. 25.

Novel methods in the Brooklyn fourth avenue subway construction, New York City. Von S. P. Brown. Interessante Mitteilungen über die Bauausführung der Untergrundbahn in der 4. Ave. zu New York. Angaben über im Zusammenhang damit stehende Umbauten an großen Schleusensammlern, über Ausführung der Erdarbeiten, Abstützung der Baugrube, Ausbildung des Bahntunnels u. a. m. Mit Abb. u. Photogr. der Baustelle. Eng. News 1911. Bd. 66. Nr. 3.

Der Kunstschluß im Tunnelgewölbe. Nach einem Rückblick auf die alten Verfahren des Kunstschlusses beschreibt Bauinsp. Gaber ein neues, bei dem Beton mittels einer Presse ein-

fachster Art (Eisenkasten mit Holzstempel) von unten in die Lücke im Gewölbescheitel eingepreßt wird. Auf diese Art erreicht man „einen sicheren Schluß des Gewölbes, eine zuverlässige Abdichtung der Rückenfläche und eine ordentliche Übermauerung und Verspannung des Gebirges.“ Die Herstellungskosten für den Kasten sind gering, der Arbeitsaufwand ist mäßig, und die Ausführung ist bequem und frei von Störungen oder Gefahren. Mit Abb. Dtsch. Bztg. Mitt. 1912. Nr. 2.

VI. Allgemeine Fragen.

Bericht über die Tätigkeit des Kgl. Materialprüfungsamtes zu Groß-Lichterfelde. West. Von A. Martens. Ausführlicher Jahresbericht über die Tätigkeit der verschiedenen Betriebszweige mit vielen interessanten Einzelheiten namentlich auch aus dem Gebiete der Zement-, Mörtel- und Betonuntersuchung. Mitt. d. Kgl. Materialprüfungsamtes 1911. Heft 7 u. 8.

Neuregelung des Verdingungswesens. Von Dr. Alfred Kubatz, Berlin. Kurze Mitteilungen über den Sachstand der Bestrebungen zur Erzielung größerer Einheitlichkeit auf dem Gebiet des Verdingungswesens. Beton u. Eisen 1912. Heft I.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48, Friedrichstraße 224.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

Patent-Anmeldungen.

80a. V. 9113. Vorrichtung zum gleichzeitigen Herstellen mehrerer Beton-Gußsteine beliebiger Dicke in Formkästen mit durch Kniehebel gemeinsam beweglichen Formkastenböden. Angelo Villa, Basel.

Patent-Erteilungen.

37a. 242 582 Verfahren zur Herstellung von Rippendecken aus Beton oder Eisenbeton auf einem durch abnehmbare Formstücke versteiften putzträgerartigen Gewebe. Maria Giese, geb. Michenfelder, Köln, Bottmühle 3. 23. 11. 10. G. 32 949.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

37a. 489 155. Schalplatte für Betonbalkendecken. Anton Wagenbach, Elberfeld, Reitbahnstraße 7. 22. 7. 11. W. 34 358.

37b. 489 273. Zement-Beton-Balken mit nagelbarer Einlage. Max Lippmann, Chemnitz, Planitzstr. 74. 20. 11. 11. L. 27 960.

37b. 489 274. Zement-Beton-Balken mit mehreren vereinigten Fachwerkrägern. Max Lippmann, Chemnitz, Planitzstr. 74. 20. 11. 11. L. 27 961.

37b. 491 013. Betonhohlkörper. C. Olbertz, Cöln-Lindenthal, Kerpenerstr. 67. 7. 12. 11. O. 6899.

37e. 489 758. Vorrichtung zum Aufhängen von Schalplatten für Betonbalkendecken. A. Wagenbach, Elberfeld, Karlstr. 54. 25. 11. 11. W. 35 293.

37f. 489 708. Betonfundament. Rudolf Beck, Trier, Maximinstr. 1. 21. 10. 11. B. 55 319.

80a. 490 137. Beton- und Mörtelmischmaschine, deren Achse durch zwei diagonal gegenüberliegende Ecken des prismatischen Mischbehälters geht, mit verschließbarem Auslauf an einer Ecke. Ferdinand Grobmann, Wolgast. 21. 11. 11. G. 29 071.

37d. 494 365. Fenster für Warmbeetkästen, Gewächshäuser, Werkstätten u. dgl. Paul Eichenbrenner, Waiblingen, Württ. 19. 12. 11. E. 16 711.

37e. 493 969. Rüsthaken. Jakob Stebler, Lengelsheim i. Lothr. 24. 2. 11. St. 14 546.

37e. 494 164. In jede Schräge verstellbarer eiserner Gerüstträger mit ausziehbarem Trägerarm. Martin Neuberth, Freiburg i. B., Runzstr. 52. 4. 1. 12. N. 11 545.

37e. 494 287. Vorrichtung zur Herstellung von Mauerbüchsen aus Zement. Emil Schärer, Zürich; Vertr.: Dr. S. Lustig, Pat.-Anw., Breslau 1. 4. 1. 12. Sch. 42 631.

37f. 493 889. Aufrichtevorrichtung für Maste u. dgl. mittels Feder. C. D. Magirus Akt.-Ges., Ulm a. D. 10. 8. 11. M. 39 208.

- 37f. 493 890. Festhalte- bzw. Auslösevorrichtung für Federn zum Aufrichten von Masten, Leitern u. dgl. C. D. Magirus Akt.-Ges., Ulm a. D. 10. 8. 11. M. 39 676.
- 80a. 493 823. Aussonderungswalze mit auswechselbarer Stahlbandspirale. Hofmann & Zinkeisen, Zwickau i. S. 13. 12. 11. H. 53 951.
- 80a. 494 027. Verbesserte Zementmauerstein-Form mit beweglichem Boden. Ernst Linke, Kreuz a. Ostbahn. 30. 12. 11. L. 28 248.
- 80a. 494 034. Plattenschneidmaschine. Aug. Mayer, Gotha. 4. 1. 12. M. 40 680.
- 80d. 494 239. Biberschwanz-Keilsteinschneider. Boleslaus Slomski, Budzyn b. Moschin. 2. 1. 12. S. 26 434.
- 37a. 493 661. Glaswand. Max Teschke, Berlin, Waßmannstr. 27. 11. 12. 11. T. 13 887.
- 37a. 494 154. Zwischen den Tragbalken von Gebäudedecken angebrachte Schutzdecke. W. Böcher, Wald, Rhld. 30. 12. 11. B. 56 264.
- 37a. 494 252. Freitragende Wand mit sich kreuzenden Eiseneinlagen. W. Klipp, Cassel, Johannesstr. 7. 20. 2. 11. K. 47 397.
- 37b. 493 695. Plattenträger mit veränderlicher Ausladung. Wilhelm Gottlob Ißler, Stuttgart, Militärstr. 104 und 104 a. 30. 12. 11. I. 12 264.
- 37b. 493 914. Bauanker mit aus ihm herausgestanzten Befestigungsspitzen. Erich Schöbel, Freiberg i. S. 19. 12. 11. Sch. 42 470.
- 37b. 493 915. Eiserner Bauanker-Splint. Erich Schöbel, Freiberg i. S. 19. 12. 11. Sch. 42 471.
- 37b. 494 159. Schraubverbindung für einen zerlegbaren Sockel für Straßenbahn- oder Bogenlichtmaste. Paul Scharlott, Leipzig, Thomasiusstraße 21. 2. 1. 12. Sch. 42 602.
- 37b. 494 260. Baustein. Emil Goltz, Linkehen b. Gr. Lindenau, Ostpr. 6. 12. 11. G. 29 209.
- 37b. 494 295. Hohlenschutzstein. Wilhelm Fink, Diez a. d. Lahn. 8. 1. 12. F. 26 113.
- 37c. 493 562. Vorrichtung zur Befestigung von Glastafeln auf Glasdachsprosseneisen. Façoneisen-Walzwerk L. Mannstaedt & Cie., Akt.-Ges., Kalk, 2. 4. 10. F. 22 037.
- 37c. 493 563. Glasdachsprosseneisen. Façoneisen-Walzwerk L. Mannstaedt & Cie., Akt.-Ges., Kalk. 2. 4. 10. F. 22 038.
- 37c. 493 665. Verstellbare Laufbrettstütze. N. Jungblut, Bonn, Endenicherstr. 35. 15. 12. 11. J. 12 238.
- 37c. 493 765. Dachbedeckung. Giorgio Chiogna, Samaden, Schweiz; Vertr.: Gustav A. F. Müller, Pat.-Anw., Berlin SW. 61. 22. 12. 11. C. 9133.
- 37c. 493 957. Heizbare Kieswalze für Kiespappdächer. Arthur Sundquest, Brandenburg a. H., Bauhofstr. 9. 5. 1. 12. S. 26 440.
- 37c. 494 121. Zweiteilige Glasdachspresse mit rinnenförmigem Querschnitt. Fa. J. Eberspächer, Ellingen. 16. 3. 11. E. 16 781.
- 37c. 494 163. Binder aus Holzlatten in Bogenform. Joh. Otto Lehnen, Godesberg. 4. 1. 12. L. 28 278.
- 37c. 494 303. Oberlichtverglasung mit über die Glasplatten umbiegenden Streifen aus weichem Metall. Fa. J. Eberspächer, Ellingen a. N. 20. 2. 11. E. 15 438.
- 37c. 494 356. Dachbedeckung. H. Christen, Rostock, Friedrich-Franzstr. 1. 24. 11. 11. C. 9054.
- 37d. 493 550. Wandbelag. Leguminperlen-Industrie, Berlin. 30. 12. 11. L. 28 239.
- 37d. 493 792. Vorrichtung zur Befestigung der Teile von Holzbekleidungen (Wandvertäflungen, Türverkleidungen u. dgl.). Albert Blum, Romanshorn, Schweiz; Vertr.: E. Utescher, Pat.-Anw., Hamburg 5. 2. 1. 12. B. 56 272.
- 37d. 493 934. Klebapparat zum Bestreichen von Papierstreifen mit Klebstoff. Friedrich Herlitz, Altona-Ottensen, Friedensallee 58. 28. 12. 11. H. 54 087.
- 37d. 493 942. Ventilationsvorrichtung für Schiebefenster. Edward Esender, Baltimore, V. St. A.; Vertr.: W. Bittermann, Rechtsanw., Berlin W. 9. 2. 1. 12. E. 16 774.
- 37d. 494 229. Elektrisch beleuchtetes Zierkreuz zum Auflegen auf Gräber u. dgl. Glühlampenwerk Eisenach Franz Hohmann, Eisenach. 27. 12. 11. G. 29 310.
- 37b. 495 088. Geformter Baublock. Léon Monnoyer et fils, Brüssel; Vertr.: L. Glaser, O. Hering u. E. Peitz, Pat.-Anwälte, Berlin SW. 68. 29. 12. 11. M. 40 643.
- 37b. 495 207. Fassadenmauersteine aus Beton mit farbiger, mit Kalkglasur versehener und fassonierter Schaufläche. Franz Moser, München, Steinheilstr. 15. 13. 1. 12. M. 40 802.
- 37c. 494 402. Regenwasserfänger. Hermann Opfermann, Friedelshausen, S.-M. 27. 12. 11. O. 6931.
- 37c. 495 202. Vorrichtung zum Befestigen von Metallbelägen auf Betonflächen, insbesondere Dächern u. dgl. Max Eberhardt, München, Haydnstr. 2. 13. 1. 12. E. 16 824.
- 37e. 495 065. Vorrichtung zur Befestigung der Tragkonsolen für Bau- und Putzgerüste. Reinhold Stoye. Radefeld b. Leipzig. 3. 4. 11. St. 14 700.
- 37f. 494 516. Eisenbetonbalken zur Herstellung von Fachwerken und Dachkonstruktionen. Carl Grähn, Pankow b. Berlin, Brehmestr. 2. 26. 7. 10. G. 25 313.
- 37f. 494 908. Fundament für Hochreservoir o. dgl. Gellendien & Haffner, Bernburg. 20. 6. 11. G. 27 883.
- 37f. 495 002. Gruft aus Eisenbeton. Ferdinand Francken, Breslau, Neue Matthiasstr. 2. 14. 12. 11. F. 25 991.
- 37b. 494 748. Allseitig geschlossener Doppel-Stein für Betondecken. Alfred Edelhoff jr., Dortmund, Arndtstr. 68. 12. 1. 12. E. 16 803.
- 19e. 495 474. Eisenbetonplatte zur Überhöhung der Bahnsteige über dem Gleise. Max Jerschke, Gleiwitz, O. S., Promenade 6. 29. 12. 11. J. 12 259.
- 84c. M. 44 657. Vortreibvorrichtung zur Herstellung von Betonpfählen im Erdreich nach Patent 235 037: Zus. z. Pat. 235 037. Heinrich May.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Zementausstellungen in den Vereinigten Staaten.

Die amerikanische Cement Products Exhibition Co. (72, West Adams Street, Chicago) veranstaltet im Jahre 1912 drei Zementausstellungen, und zwar vom 29. Januar bis 3. Februar in New York (Madison Square Garden), vom 21. bis 28. Februar in Chicago (Coliseum) und vom 14. bis 21. März in Kansas City (Convention Hall). Ausgestellt werden können „cement, cement products, cement and concrete machinery, reinforcing materials, coloring mixtures, waterproofing compounds, fireproofing systems, aggregates, publications and other articles pertaining to the use of Portland cement“. Der „Ständigen Ausstellungskommission für die Deutsche Industrie“, deren Geschäftsstelle (Berlin NW. 40, Roonstraße 1) die ausführlichen Drucksachen vorliegen, wird hierzu von zuverlässiger Seite berichtet:

Ob für die deutsche Zementindustrie eine Beteiligung an den Ausstellungen Vorteile bringen könnte, erscheint zweifelhaft. Wenn auch der dort erzeugte Zement — wohl vor allem infolge der geringeren Qualität des Rohmaterials (Kalksteingebilde) — nach sachverständiger Ansicht dem mittelrheinischen an Bindekraft nachsteht, so ist doch die Produktion jedenfalls sehr bedeutend, während der an sich schon nicht sehr erhebliche Import deutscher Zementfabrikate in den letzten Jahren ständig zurückgegangen ist.

Ziffernmäßig stellen sich Produktion sowie Import und Export nach der amerikanischen sich auf das jeweilige Fiskaljahr beziehenden Statistik wie folgt:

Zementproduktion und Wert derselben:

1905 6 40 Mill. Barrels (380 ab net.) i. W. v. 36 000 000 \$
1908/9 65 " " " " " 53 000 000 \$

Zement-Import:

1905 6 1 394 000 \$ hiervon aus Deutschland 757 000 \$
1909/10 753 000 \$ " " " " 376 000 \$

Zement-Export:

1905 6 1 165 000 \$ hiervon nach Deutschland nichts
1909/10 2 292 000 \$ " " " " "

Nach der Deutschen Reichsstatistik (Auswärtiger Handel), die sich auf das jeweilige Kalenderjahr bezieht, betrug Deutschlands Ausfuhr nach den Vereinigten Staaten in Zement usw.:

1909 . . 3 345 208 dz im Werte von 1 125 000 M
1910 . . 141 105 " " " " 496 000 "

Unter diesen Verhältnissen und bei dem hohen Zoll von 8 Cents für 100 Pfund Portlandzement erscheinen dem Gewährsmann der Ständigen Ausstellungskommission die Aussichten für die ausländische und insbesondere auch die deutsche Zement-Industrie nicht sehr günstig. Namentlich würde sich nach seiner Ansicht eine Beteiligung an den in Chicago und Kansas City stattfindenden Ausstellungen schon wegen der damit verbundenen hohen Bahnfrachten nicht empfehlen. Übrigens besagen die Ausstellungsbedingungen ausdrücklich, daß nur solche Zementfabriken als Aussteller zugelassen werden, die Mitglieder der „Association of American Portland Cement Manufacturers“ sind. Erwähnt sei noch, daß vom Vorsitzenden des Vereins Deutscher Portlandzement-Fabrikanten für das „International Bureau of Consultation for the Cement Industrie (Cementverkaufsstelle) ein Platz für die Ausstellung in New York belegt worden sein soll.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Berechnung der Tragwerke aus Eisenbeton oder Stampfbeton. Von Haberkalt und Postvanschitz. Zweite vollständig umgearbeitete Auflage. Mit 190 Textabbildungen und 12 Tafeln. Verlag Franz Deuticke in Leipzig. Geb. M. 12.— = Kr. 14.—.

Dieses in zweiter Auflage erschienene Buch bildet eine Ergänzung zu den österreichischen Vorschriften für Eisenbeton- und Stampfbetonbauten. Über die erste Auflage wurde in dieser Zeitschrift im Jahre 1908 eingehend berichtet. Die neue Auflage zeigt mit Rücksicht auf die in vielen Punkten geänderten und erweiterten neuen österreichischen Vorschriften eine Vermehrung des Stoffes gegenüber der ersten Auflage.

Bei der hervorragenden Stellung der beiden Verfasser zu den neuen österreichischen Vorschriften hat das Buch für die in Österreich wirkenden Eisenbetonkonstruktoren naturgemäß eine größere Bedeutung, weil sie dadurch in die Lage versetzt werden, die Auffassung der Behörden kennen zu lernen, besonders aber die Art und Weise der rechnerischen Annahmen besser verstehen zu lernen. Entsprechend den neuen Vorschriften finden sich auch neue Abschnitte über die Berechnung der sogenannten mittleren Haftspannungen. Ob die neue Berechnung einfacher und berechtigter ist, als die ältere, mag der Entscheidung der Fachkollegen überlassen bleiben. Ich möchte hier nicht meine persönliche Anschauung bei der Besprechung des wertvollen Buches zum Ausdruck bringen.

Eingehend befaßt sich das Buch auch mit den rahmenartigen Konstruktionen und durchlaufenden Trägern, für welche Näherungsmethoden angegeben sind. Eine große Anzahl von Beispielen vervollständigt die allgemeinen Angaben über den Rechnungsgang.

Vorteilhafter unterscheidet sich das Buch von manchen anderen Werken der Eisenbetonliteratur dadurch, daß es sich mit einer ganz bestimmten Aufgabe befaßt, die folgerichtig durchgeführt wird, nämlich mit der den österreichischen Vorschriften vom Jahre 1911 zugrunde gelegten Theorie des Eisenbetonbaues. Deshalb ist auch von einer Besprechung verschiedener Berechnungsweisen darin abgesehen worden. Wenn auch das Buch in erster Linie für österreichische Verhältnisse angepaßt ist, so kann es trotzdem auch in Deutschland von vielen Fachgenossen mit Erfolg als guter Berater herangezogen werden. In diesem Sinne soll es auch auf das beste empfohlen sein.

Dr.-Ing. E. Probst.

Die Eisenkonstruktionen des Hochbaues. Von Baurat Professor Walther Knapp. Mit 473 Abb. im Texte und zahlreichen Tabellen. Verlag von Carl Scholze in Leipzig 1911. Preis M 6,—.

Das oben genannte, für Studierende der Architektur der Hochschulen und Absolventen von Baugewerkschulen bestimmte Lehrbuch behandelt das gesamte Gebiet der Eisenkonstruktionen, soweit es der Hochbauer beherrschen muß, in durchaus genügender Weise; überall sind den theoretischen Erörterungen gut gewählte Beispiele aus der Praxis beigelegt. Mit besonderer Ausführlichkeit sind, und das wird dem Architekten nur angenehm sein, die Einzelheiten der Dachdeckung in Wellblech und Glas behandelt, wobei in anerkennenswerter Weise gerade die neuesten, gut bewährten Konstruktionen in den Vordergrund gestellt sind. Es ist nicht zu bezweifeln, daß das in seinem Preise bei der Fülle des gebotenen Stoffes als billig zu bezeichnende Werk, in den Kreisen, für die es geschrieben, sich bald eine große Anzahl von Freunden erwerben wird — namentlich auch bei den Studierenden der Baukunst.

Professor M. Foerster.

Statik und Festigkeitslehre. Band I/II. Von Fischer. Verlagsbuchhandlung von Hermann Meusser, Berlin, W. 35, Steglitzerstr. 58. Preis geb. M 18.—, broschiert M 16.50.

Wie bereits bei der ersten Auflage in einer Besprechung hervorgehoben wurde, ist dieses Buch nur für Techniker geschaffen, deren Grundlagen es ihnen nicht ermöglichen, die hervorragenden Werke, die über Statik bestehen, zu studieren. Es ist erstaunlich, mit welcher Geschicklichkeit der Verfasser verschiedene Fragen über Statik mit einfachen Mitteln dem minder vorgebildeten Techniker zu erklären sucht. Das Buch ist mit großem Fleiß zusammengestellt, und es ist dem Verfasser zu gönnen, daß es bereits in zweiter Auflage erscheinen konnte. Für Hilfstechner wird es jedenfalls zum Selbststudium sehr geeignet sein.

Vorlesungen über technische Mechanik. Von Dr. Aug. Föppl, Professor a. d. Technischen Hochschule in München, in 6 Bänden. Zweiter Band: Graphische Statik mit 209 Figuren im Text. Dritte Auflage. Leipzig und Berlin, Druck und Verlag von B. G. Teubner 1912. Preis gebunden M 8,—.

Der vorliegende zweite Band des ausgezeichneten Lehrbuches, in dritter Auflage erscheinend, unterscheidet sich nicht allzuwesentlich von der vor 9 Jahren herausgekommenen zweiten Auflage — kein Wunder, hat doch die Wissenschaft der graphischen Statik im letzten Jahrzehnte keine grundlegenden Umwälzungen erfahren oder erhebliche Neuerungen gezeitigt. Hervorhebenswert aber erscheint, daß neben manchen, nicht unangenehm empfundenen Kürzungen der Lehrstoff durch Aufnahme einer größeren Anzahl neuer Aufgaben aus der graphischen Statik — den Anforderungen der Praxis entnommen und bestens angepaßt — eine sehr erwünschte Bereicherung gefunden hat. Wie in dem Lehrbetriebe der graphischen Statik auf der Hochschule die Übungen den wichtigsten Teil bilden, so hat auch der Wert des vorliegenden Lehrbuches gerade durch die oben angeführte Vermehrung im Sinne solcher Übungsbeispiele erheblich gewonnen, und somit wird auch die neue Auflage sich der gleichen freudigen und verständnisvollen Aufnahme in den Kreisen der Fachkollegen wie ihre Vorgängerinnen erfreuen können.

Professor M. Foerster.

Eisen im Hochbau. Ein Taschenbuch mit Zeichnungen und Angaben über die Verwendung von Eisen im Hochbau. Herausgegeben vom Stahlwerks-Verband A.-G., Düsseldorf. Dritte Auflage. Verlag von Julius Springer, Berlin 1911. Geb. M. 2.40.

Das ursprünglich nur für die Abnehmer von Formeisen bestimmte, in den beiden ersten Auflagen im Selbstverlag des Stahlwerks-Verbandes erschienene Taschenbuch ist in der dritten Auflage auch dem Buchhandel zugänglich gemacht worden. — Neben den Lieferungsvorschriften, zahlreichen Profil-, Gewichts- und Tragfähigkeitstabellen einfacher und zusammengesetzter Profile, sowie gedrängten Angaben aus der Festigkeitslehre, enthält es eine umfassende Darstellung alles über die Berechnung und Konstruktion massiver Decken zwischen eisernen Trägern Wissenswerten. Gegen die vorige Auflage ist dieser Abschnitt wesentlich umgearbeitet und durch die Aufnahme der Berechnung eisenbewehrter Hohlsteindecken, sowie durch einen Bezugsquellennachweis für poröse Deckensteine erweitert worden. Neu ist auch der Versuch, die im Hochbau immer wiederkehrenden Trägeranschlüsse, stöße, -verbolzungen und -verankerungen zu normalisieren. — Daß die äußere Ausstattung im Einband, Papier, Druck und Abbildungen dem Inhalt nicht nachsteht, dafür haben Herausgeber wie Verleger Sorge getragen.

Gewölbe-, Rahmen- und kontinuierliche Berechnung von Eisenbeton- und Eisenkonstruktionen mit Anwendung auf praktische Beispiele. Von Pilgrim. C. W. Kreidels Verlag, Wiesbaden. M. 6,65.

Der Verfasser dieses Buches hat bereits vor einiger Zeit unter dem etwas vielversprechenden Titel „Vollständige theoretische und praktische Berechnung der Eisenbeton-

konstruktionen mit genauer Gewölbe- und Rahmenberechnung und ausführlichen Beispielen“ eine Arbeit herausgegeben, welche in der jetzigen Arbeit eine Fortsetzung findet. Was der Verfasser wollte, ist ohne weiteres einzusehen, fraglich ist nur, ob man das bei seiner Arbeit verfolgte Prinzip teilen kann, oder nicht. Er entwickelt Theorien von Mohr, Müller-Breslau, Weyrauch und Mörsch, d. h. mit andern Worten, er wendet deren Verfahren für einige praktische Beispiele des Eisenbetonbaues an.

So weit dies möglich ist, ohne daß man von fundamentalen Grundlagen des Eisenbetons abhängig wird, wird die Arbeit überflüssig, weil es ja bereits sehr gute und anerkannte Bücher auf diesem Gebiete gibt. Mit Recht sagt der Verfasser auch in seinem Vorwort, daß alle diese Anwendungen der Elastizitätslehre und die Entwicklungen auch für Eisenkonstruktionen gelten.

Aus diesem Grunde kann ich nur bei aller Anerkennung der geleisteten Arbeit nicht einsehen, warum es notwendig ist, für Eisenbetonkonstruktoren derartige Bücher zu schaffen. Viel wichtiger wäre es, sich über die Grundlagen des Eisenbetons klar zu werden und nicht, wie dies in den letzten Jahren üblich wird, der großen Menge von Eisenbetonkonstruktoren einen Wegweiser für verschiedene Berechnungen zu liefern, den sie, ohne nachzudenken, anwenden können und dabei für Eisenbeton Annahmen machen, die entweder nicht gerechtfertigt, oder noch gar nicht geklärt sind.

Dr.-Ing. E. Probst.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Bautechnische Mitteilungen des Stahlwerks-Verbandes Düsseldorf, Heft 1. Zur Förderung der Eisenbauweise. In zwangloser Reihenfolge in einer Auflage von 30 000. Sie werden kostenlos an Behörden, technische Vereine, Bauinteressenten, Architekten, Bauingenieure, Bauunternehmer und Maurermeister versandt. Inhalt des 1. Heftes: 1. Zur Einführung Einiges vom Wesen der literarischen Propaganda. 2. Eisernes Dachgestühl eines Geschäfts- und Wohnhauses. 3. Walzwerkhallen. 4. Zur Lebensgeschichte unserer Wohn- und Geschäftshäuser. 5. Massivdecken-Konstruktionen zwischen Trägern. 6. Brandkatastrophen und Feuersicherheit.

Karl Allitsch, Ing. Eisenbeton-Schaulinien. Druckerei und Verlags-Aktiengesellschaft vorm. R. v. Waldheim, Jos. Eberle & Co., Wien 1912.

Prof. Dr. H. Haberstroh. „Die Baustoffkunde.“ Mit 36 Abbildungen. Sammlung Götschen Nr. 506. G. J. Götschensche Verlagsbuchhandlung, Leipzig 1910. Preis M —.80.

Dr. S. Kasai. Portlandzement mit Puzzolanzusatz. Verlag der Tonindustriezeitung G. m. b. H., Berlin 1911. Preis geh. M 5.—.

The Concrete Institute. Transactions and Notes. Volume III. Published at the Offices of the Concrete Institute.

Setz. Das ABC des Eisenbetonbaues. Zweite verbesserte Auflage. Verlag von Georg Grandpierre, Idstein. Preis M 1.—.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechteiliger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.