

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

19. JAHRGANG.

BERLIN, DEN 14. OKTOBER 1922.

No. 16

Eisenbeton-Rippendecke, 22×22 m freitragend, über einem Hochspannungs-Versuchsfeld

Von Professor Dr.-Ing. Kögler, Bergakademie Freiberg i. Sa.
(Schluß).

Herstellung der Decke.



a die Unterkante der Rippen in 12,80 m Höhe über dem Fußboden des Versuchsfeldes liegt und da das Gerüst ferner sehr hohe Belastung zu tragen hatte, so war eine besonders sorgfältige Durchbildung des Gerüsts geboten. Es ist in Abb. 3, S. 113 dargestellt und besteht in seinem unteren Teil aus vollkantigem, tadellos abgebandertem Holz. Auf die Arbeitsbühne in 10 m Höhe über dem Fußboden setzt sich die eigentliche Eisenbetonrüstung und -schalung auf, die nichts Besonderes bietet, wenn man von der großen Höhe der Rippen absieht. Einen Blick auf die fertige Schalung von oben her zeigt Abb. 8, S. 117; die Wölbung der ganzen Dachfläche ist deutlich zu erkennen. Abb. 9 gibt ein gleiches Bild nach Auflegung der Eiseneinlagen. Es wurden gestampft: Der Randbalken im Mischungsverhältnis 1 : 6, die untersten Lagen der Rippen in 1 : 4, die darüber folgenden Schichten in 1 : 5, die Deckenplatte wieder in 1 : 4, und zwar der Randbalken und die Rippen in etwa 6 Tagen ohne Unterbrechung, die Deckenplatte in etwa 3 Tagen, nachdem vorher ihre Eiseneinlagen verlegt worden waren. Die Ausführung erfolgte in der Zeit vom 6. bis zum 21. Oktober bei trockenem Wetter. Am letzten Tage der Betoneinbringung setzte Regenwetter von etwa acht Tagen ein, das die Decke ausgezeichnet feucht hielt; dann folgte Frost, der bis zur Ausrüstung anhielt. Während des Stampfens hatte sich das Lehrgerüst um 6 mm zusammengedrückt.

Die Ausrüstung ging am 5. Dezember 1921 in der Weise vor sich, daß vom Mittelpunkt der Decke aus nach außen hin fortschreitend die Keile gelockert wurden. Es war Vorsorge getroffen, daß mittels eines Senkungsmessers und eines Nivellements die Durchbiegung festgestellt werden konnte; außerdem waren an den beiden mittleren Rippen nahe ihrem Kreuzungspunkt Spannungsmesser angesetzt, die die Dehnungen des Betons und natürlich auch der Eiseneinlagen an einer Meßlänge von 40 cm durch mechanische Übersetzung in einer 130—140fachen Vergrößerung wiedergeben und aufschreiben, sodaß einem Ausschlag von 1 mm eine Spannung im Eisen von 40 kg/cm² entspricht. Außerdem waren an der Deckenoberfläche Martens'sche Spiegelapparate auf eine Meßlänge von 15 cm eingesetzt, die die Dehnung des Betons bekanntlich durch optische Vergrößerung wiedergeben.

Leider war die auf die Beschaffung und Anbringung der Apparate verwendete Mühe nahezu vergeblich; die Decke trug ihre Last, d. h. ihr Eigengewicht, zum allergrößten Teile schon selbst, obwohl alle Stützen noch festsaßen und die Keile erst durch

kräftige Hammerschläge gelockert werden mußten. Es zeigte sich eine Senkung der Decke beim Ausrüsten von nur etwa 1,5 mm; die Spannungen im Eisen wurden gemessen mit im Durchschnitt 95 kg/cm², die im gedrückten Beton mit 2,3 bis 3,9 kg/cm², je nachdem man die Elastizitätszahl des Betons mit 150 000 oder mit 250 000 kg/cm² annimmt. Legt man einen Mittelwert zu Grunde von 3,1 kg/cm², so zeigt sich deutlich, daß die hier gemessenen, wenn auch geringen Spannungen genau im gleichen Verhältnis stehen, wie die errechneten Werte $\frac{3,1}{95} = \frac{1}{31} = \frac{39}{1200}$. Was die Ursache dieses Selbstaustrüstens gewesen sein mag, läßt sich natürlich nicht angeben; ob die Deckenplatte, die während ihres Abbindens und Erhärtens durch den Regen sehr feucht gehalten worden ist, sich etwas ausgedehnt hat, oder ob die Haupttrageisen in den schmalen Rippen infolge des scharfen Frostes sich mehr als der Beton der Druckzone zusammengezogen haben, darüber kann man nur Vermutungen anstellen.

Die Ausführung der Decke lag in den Händen der Deutschen Baugesellschaft, G. m. b. H., Gera-R.; der Entwurf stammt vom Verfasser dieses Aufsatzes; der großzügigen Auffassung der Bauleitung der Porzellanfabrik Freiberg, die Reg.-Bmstr. Wiesinger ausübte, ist es zu danken, daß eine so leichte und elegante Konstruktion zustande kommen konnte. —

Statische Berechnung.

Der statischen Berechnung liegen folgende Belastungen zu Grunde:

1. Das Eigengewicht der eigentlichen Tragkonstruktion, berechnet gemäß den Vorschriften aus einem Raumgewicht von 2400 kg/m³.
2. Die Dachdeckung aus dreifacher Lage von Dachpappe mit einer Schutzlage von 3 cm Bimsbeton, und eine zwischen die Rippen der Eisenbetondecke gespannte Rabitzdecke, deren jede mit etwa 50 kg/m² Eigengewicht geschätzt ist; zusammen 100 kg/m²
3. Eine über die ganze Dachfläche gleichmäßig verteilte Nutz- oder Schneelast von 75 .
zusammen: 175 kg/m²
4. Als Kranlasten wirken gemäß der Eintragung in Abb. 1 S. 114 am Träger III—III und an einer Schienenschleife unter den Trägern 1'—1' und 2'—2' je 3 Kranlasten von je 1,5 t.
5. Außerdem trägt jede der beiden Durchführungen eine Gesamtlast von 10 t, von der das infolge der Durchbrechung entfallende Eigengewicht der Deckenplatte nicht abgezogen worden ist.

1. Platte. Die quadratische Platte ist unter entsprechender Berücksichtigung der Kontinuität berechnet worden.
Stützweite $1_a = 1_b = 3,77$ m.
Belastung: Eigengewicht 0,10 · 2400 = 240 kg m²
Dachdeckung und Rabitzdecke = 100 .
Schneelast = 75 .

p = 415 kg/m²

Infolge des quadratischen Grundrisses ist $p_a = p_b = 208 \text{ kg/m}^2$
Die Momente betragen für einen Streifen von 1 m Breite:

In Feldmitte:

$$M = \frac{p_a \cdot l_a^2}{12} = \frac{p_b \cdot l_b}{12} = \frac{208 \cdot 3,77^2}{12} = 246 \text{ mkg.}$$

Somit erforderlich nach Weese mit $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_b = 30 \text{ kg/cm}^2$, $h - c = 8,0 \text{ cm}$, $h = 10 \text{ cm}$; $f_e = 3,72 \text{ cm}^2$.
Gewählt 9 Rundisen von $8 \text{ mm} = 4,52 \text{ cm}^2$ in jeder Richtung.

Über der Stütze:

$$M = -\frac{p_a \cdot l_a}{8} = -\frac{p_b \cdot l_b}{8} = -\frac{208 \cdot 3,77^2}{8} = -370 \text{ mkg.}$$

Erforderlich nach Weese wie oben: $h - c = 13,0 \text{ cm}$, $h = 15 \text{ cm}$, $f_e = 3,22 \text{ cm}^2$. Gewählt 9 Rundisen von $8 \text{ mm} = 4,52 \text{ cm}^2$ in jeder Richtung.

II. Deckenträger (vergl. Abb. 1 in Nr. 15). Für die Berechnung der den ganzen Raum von $22 \times 22 \text{ m}$ lichter Grundrißfläche überspannenden quadratischen Rippenplatte ist vollständig freie Auflagerung vorausgesetzt. Die Stützweite ist in beiden Richtungen $l = 22,64 \text{ m}$.

1. Vollbelastung der ganzen Deckenfläche durch Eigengewicht und Schneelast.

Platte $0,10 \cdot 2400 \dots = 240 \text{ kg/m}^2$

Rippen $\frac{1,60 \cdot 0,20 \cdot 2400 \cdot 282,8}{23,28^2} \dots = 320 \text{ ,,}$

Dachdeckung, Rabitzdecke und Schneelast = 175 ,,
 $p_0 = 735 \text{ kg/m}^2$

$$p = 3,77 \cdot p_0 = 2800 \text{ kg/m} \quad p' = \frac{p}{2} = 1400 \text{ kg/m};$$

$$P = p' \cdot l = 1400 \cdot 22,64 = 31700 \text{ kg.}$$

Zu der Ermittlung des als mittlere Rippenhöhe eingesetzten Maßes von $1,60 \text{ m}$ ist folgendes zu bemerken: Die Rippen haben die Form eines Halbparabelträgers, ihre größere Mittenhöhe H macht sich im Biegemoment bemerkbar. Nennt man die Endhöhe einer Rippe h , so setzt sich das Biegemoment zusammen aus dem der gleichmäßig verteilten Belastung h und dem der parabolischen Belastung mit dem Mittenstich $H-h$. Es ist $M = 0,125 \cdot h \cdot l^2 + 0,104 (H-h) \cdot l^2$. Will man nun das tatsächliche Eigengewicht der Rippe ersetzen durch ein gleichmäßig verteiltes von der Höhe h_0 , das dasselbe Biegemoment in Trägermitte erzeugt, so ist auch $M = 0,125 h_0 l^2$. Daraus folgt $h_0 = h + 0,832 (H-h)$. Errechnet man diese Werte für alle Rippen und berücksichtigt deren verschiedene Anzahl, so ergibt sich als Mittelwert der ganzen Decke $h_0 = 158,4 \text{ cm}$. Gerechnet ist mit $h_0 = 160 \text{ cm}$.

Fall a.

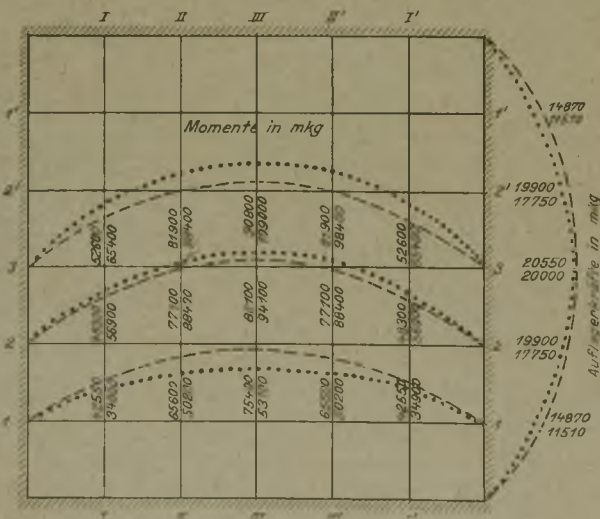
System von 10 sich kreuzenden Rippen.

Erläuterung des Rechnungsganges siehe oben. Es ergibt sich:

$$X_{12} = 0,073 \cdot P, \quad X_{13} = 0,106 \cdot P, \quad X_{23} = 0,025 \cdot P.$$

Damit wird für

Träger 1-1, 1'-1', I-I und I'-I': $A = B = 0,374 P = 11510 \text{ kg}$. $M_{11} = 0,0487 \cdot P \cdot l = 34900 \text{ mkg}$, $M_{12} = 0,070 \cdot P \cdot l = 50200 \text{ mkg}$, $M_{13} = 0,074 \cdot P \cdot l = 53100 \text{ mkg}$.



Biegemomente u. Auflagerkräfte aus gleichmäßig verteilter Belastung.
..... Fall a, - - - - - Fall b

Abb. 10.

Träger 2-2, 2'-2', II-II und II'-II': $A = B = 0,56 P = 17750 \text{ kg}$, $M_{21} = 0,0792 \cdot P \cdot l = 56900 \text{ mkg}$, $M_{22} = 0,123 \cdot P \cdot l = 88400 \text{ mkg}$, $M_{23} = 0,131 P \cdot l = 94100 \text{ mkg}$.

Träger 3-3 und III-III: $A = B = 0,631 P = 20000 \text{ kg}$, $M_{31} = 0,0912 P \cdot l = 65400 \text{ mkg}$, $M_{32} = 0,137 P \cdot l = 98400 \text{ mkg}$, $M_{33} = 0,152 P \cdot l = 109000 \text{ mkg}$.

In der beigegebenen Abb. 10 sind die Momente und Auflagerkräfte eingetragen und zwar für Fall a punktiert.

Fall b. Berechnung nach Marcus.

Nach Armierter Beton 1919, S. 248 ergeben sich die Momente und Auflagerkräfte aus den dortigen Abb. 22 und 22a (Abb. 4. und 5 in Nr. 15); hierbei ist:

Träger 3-3 = III-III

2-2 = 2'-2' = II-II = II'-II'

1-1 = 1'-1' = I-I = I'-I'

weil die Platte quadratisch und gleichförmig vollbelastet ist.

Aus Abb. 22 findet man z. B. das Moment im Schnittpunkt des Trägers 3-3 mit III-III:

$$M_{\max} = 0,2535 \cdot p \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2 = 0,2535 \cdot 2800 \cdot \frac{22,64^2}{4} = 90900 \text{ mkg.}$$

Die weiteren Momente siehe in der folgenden Zusammenstellung:

Momente aus Eigengewicht und Schneelast nach Marcus:

	Auflagerkräfte kg	Momente im Schnitt mit		
		I-I mkg	II-II mkg	III-III mkg
Träger 1-1	14870	42550	65600	75400
2-2	19900	48300	77100	86100
3-3	20550	52600	81900	90800

Die Auflagerkräfte ermitteln sich in gleicher Weise; sie sind, ebenso wie die Momente, in Abb. 10 gestrichelt verzeichnet. Bildet man aus den Momenten und Auflagerkräften für die beiden Fälle a) und b) die Mittel, so erhält man folgende Werte:

Mittelwerte der Momente und Auflagerkräfte aus Eigengewicht und Schneelast:

	Auflagerkräfte in kg	Momente in mkg im Schnitt mit Träger		
		I-I	II-II	III-III
Träger 1-1	13200	38700	57450	65300
2-2	18800	52550	82700	90200
3-3	20800	58900	90200	99900

2. Einzellasten (vergl. Abb. 1 in Nr. 15).

Die 3 Kranlasten wurden stets in der ungünstigsten Stellung angenommen, z. B. für den Träger III-III so, daß $3 \cdot 1,5^t$ an einer Stelle wirken, für den Kreuzungspunkt von Träger III-III mit 2'-2' sogar $6 \cdot 1,5^t$ an einer Stelle. Da die Einzellasten (insgesamt $6 \cdot 1,5 + 2 \cdot 10 = 29^t$ verhältnismäßig gering sind gegenüber der Gesamtlast der Decke, auch wenn man nur deren ruhendes Gewicht rechnet ($0,60 \text{ t/m}^2 \cdot 23,28^2 = 325^t$), so ist es durchaus zulässig, ihren Einfluß angenähert zu ermitteln. Die Kranlast wurde deshalb, wenn sie zum Beispiel im Schnittpunkt der Träger I-I und 2-2 steht, auf diese beiden zu gleichen Teilen verteilt, die Mitwirkung der übrigen Träger aber außer acht gelassen. Dasselbe gilt für den Kreuzungspunkt des Trägers III-III mit dem Träger 2'-2'. Es wurde also sehr sicher gerechnet. Die Belastung von je 10^t an den Durchbrechungen ist auf die 4 Eckpunkte des die Durchbrechung einschließenden Plattenfeldes gleichmäßig verteilt und ihre Aufnahme dort durch die 2 sich kreuzenden Träger genau wie vorstehend angenommen. Für den Schnittpunkt des Trägers 2-2 mit III-III ist der ungünstigste Belastungsfall aus diesen Einzellasten in der Übersichtsskizze (Abb. 1 Nr. 15) eingezeichnet; man beachte, daß die Lasten in den Knotenpunkten sich stets auf 2 Träger verteilen. Das Biegemoment für die Trägermitte berechnet sich nun folgendermaßen:

Auflagerkraft:

$$A = \frac{1}{2} \cdot \frac{2,5 \cdot 4 + 4,5}{2} = 3,625^t,$$

$$M_{2III} = (A \cdot 3 - \frac{1}{2} \cdot 2,5 \cdot 3) \cdot \frac{l}{6} =$$

$$(3,625 - 1,25) \cdot \frac{l}{2} = 2,375 \cdot 11,32 = 26400 \text{ mkg}$$

Die übrigen Werte finden sich, sinngemäß ebenso errechnet, in der folgenden Zusammenstellung.

Momente und Auflagerkräfte aus Einzel- lasten

		Momente in mkg im Schnitt mit Träger					Auflager- kräfte kg
		I-I	II-II	III-III	II'-II'	I'-I'	
Träger	1-1	14 170	21 870	26 400	21 870	14 170	3625
	2-2	14 170	21 870	26 400	21 870	14 170	3625
	3-3	4 240	8 480	12 720	8 480	4 240	1125
	2'-2'	11 320	19 780	25 440	19 780	11 320	1875
	1'-1'	8 480	8 480	8 480	8 480	8 480	1875
		1-1	2-2	3-3	2'-2'	1'-1'	kg
Träger	I-I	9 910	15 620	15 990	16 360	8 180	3125
	II-II	9 910	15 620	15 990	16 360	8 180	3125
	III-III	9 900	19 960	21 200	22 600	21 200	5250
	II'-II'	9 910	15 620	15 990	16 360	8 180	3125
	I'-I'	9 910	15 620	15 990	16 360	8 180	3125

Bei der Bildung der Summen der Momente aus gleichmäßig verteilter Belastung und Einzellasten sind nur die Größtwerte addiert worden, da jeder Träger in sich symmetrisch ist und die gleichliegenden Träger als eine Gruppe in sich gleich ausgebildet werden sollen.

3. Summen der Momente und Auflagerkräfte aus Eigengewicht, Schnee- und Einzellasten.

		Momente in mkg im Schnitt mit Träger			Auflager- kräfte in kg
		I-I	II-II	III-III	
Träger	1-1	52 870	79 320	91 700	16 825
	2-2	66 720	104 570	116 600	22 425
	3-3	80 100	112 800	121 200	26 500

4. Dimensionierung.

Zur Ermittlung der Abmessungen dienen die ausgezeichneten Formeln von Löser über Plattenbalken, Taschenbuch für Bauingenieure, 4. Aufl., S. 978 und die von Stock, ebenda, S. 480. Die Träger 3-3 und III-III ferner 2-2, 2'-2', II-II und II'-II', sowie endlich 1-1, 1'-1', I-I, I'-I' sind unter sich gleich ausgebildet worden. Nutzbare Breite $b = 16 \cdot d = 16 \cdot 10 = 160$ cm. Den Rechnungsgang im Einzelnen vorzuführen ist entbehrlich; die Spannungen sind in allen Querschnitten nach den üblichen Formeln mit Hilfe von α und J noch nachgeprüft worden. Sie stehen in der folgenden Zusammenstellung verzeichnet und überschreiten nirgends das zulässige Maß.

Abmessungen, Berechnungen und Spannungen in den Plattenbalken.

		Biege- moment M	Sta- tische Höhe $h-c$	Volle Höhe h	Be- we- rung f_e	Spannung im	
		mkg	cm	cm	cm ²	Beton σ_b	Eisen σ_e
Träger 1-1	I-I	52 870	127	135	49,8	26,8	887
	II-II	79 320	152	160	56,9	31,4	970
	III-III	91 700	157	165	56,9	38,4	1002
Träger 2-2	I-I	66 270	152	160	49,8	27,1	917
	II-II	104 570	177	185	56,9	33,9	1092
	III-III	116 600	182	190	56,9	37,2	1180
Träger 3-3	I-I	80 100	157	165	49,8	28,7	995
	II-II	112 800	182	190	56,9	36,0	1139
	III-III	121 200	187	195	56,9	37,2	1214

Brückenbauten der Württembergischen Straßen- und Wasserbauverwaltung.

(Hierzu die Abbildungen S. 127).



brems kürzlich erschienenen Geschäftsbericht für die Rechnungsjahre 1919/1920*) gibt die dem Württembergischen Ministerium des Innern unterstellte Straßen- und Wasserbau-Verwaltung Beschreibungen bei von schon vor dem Kriege ausgeführten Brückenbauten im Zuge von Staatsstraßen, die teils durch ihre glückliche Einpassung in das Städtebild bzw. die Landschaft, teils durch ihre technische Durchbildung von Interesse sind. Wir geben nach der genannten Quelle die Bauwerke in einigen (verkleinerten) Abbildungen mit kurzen Erläuterungen hier wieder.

*) Württembergisches Ministerium des Innern. Bericht der Straßen- und Wasserbauverwaltung über ihre Tätigkeit in den Rechnungsjahren 1919 und 1920 (enthaltend: Straßenbau, Wasserbau, elektrische Anlagen) Stuttgart 1922. Druck von Strecker & Schröder.

Als Bewehrung sind gewählt 4 Rundeisen von 30 mm + 5 dgl. von 27 mm = 56,9 cm².

Die Berechnung der Schubspannungen im Beton und des Querschnitts der aufzubiegenden Eisen erfolgt ebenfalls in der üblichen Weise; es ist mit den bekannten Bezeichnungen für das Auflagerende des Trägers 3-3: $\alpha = (h - c)$

$$-x + y; \alpha = 0,333(h - c) = 36 \text{ cm}, y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)}$$

$$= 36 - 5 + 0,3 = 31,3 \text{ cm}, \alpha = 107 - 36 + 31,3 = 102,7 \text{ cm}$$

Somit wird $\tau_e \cdot b_1 = \frac{Q}{\alpha} = \frac{26 500}{102,7} = 258 \text{ kg/cm}$.

Jede Rippe ist in ihren 4 inneren Feldern 20 cm, in den beiden äußeren dagegen 24 cm stark. Hier hat man also $b_1 = 24$ cm zu setzen, unten dagegen den Mittelwert für die ganze Rippenlänge, $b_1 = 21$ cm. Somit wird:

$$\tau_0 = \frac{Q}{\alpha \cdot b_1} = \frac{258}{24} = 10,75 \text{ kg/cm}^2$$

Hiervon sind dem Beton $\tau_b = 2 \text{ kg/cm}^2$ zugewiesen, den Rest nehmen aufgebogene Eisen auf; die Bügel werden nur zur Sicherheit und zur Herstellung einer guten Verbindung zwischen Zug- und Druckzone eingelegt.

Der Inhalt Z des Schubkraft-Dreiecks der aufzubiegenden Eisen ergibt sich zu $Z = \frac{1}{2} \cdot (\tau_0 - \tau_b) \cdot b_1 \cdot 803 = \frac{1}{2} \cdot \frac{\tau_0 - \tau_b}{\tau_0}$

$$\cdot (\tau_0 - \tau_b) \cdot b_1 \cdot 803 = \frac{1}{2} \cdot \frac{(10,75 - 2)^2}{10,75} \cdot 21 \cdot 803 = 60 000 \text{ kg} = f_e \cdot \sigma_e$$

$$\text{woraus folgt: } f_e = \frac{Z}{\sigma_e} = \frac{60 000}{1200} = 50,0 \text{ cm}^2$$

Vorhanden sind an aufgebogenen Eisen 4 Eisen von 30 mm + 2 von 27 mm, dazu als Zulage 2 Eisen von 25 mm, in Summa 49,5 cm².

Eine Berechnung der Haftspannungen erübrigt sich, da sämtliche Eisen zu sehr kräftigen Haken umgebogen und diese noch um Quereisenstücke herumgeführt sind.

Nachrechnung der Momente nach Hager:

Die Hager'sche Formel liefert zunächst nur die Trägerabmessungen, nicht aber die zugehörigen Momente. Es ist aber möglich, aus ihr rückwärts das Moment zu errechnen. Mit den Hager'schen Bezeichnungen lautet die Gleichung:

$$h - c = 4l_1 \cdot \sqrt{\pi x \cdot C_1} \cdot \sqrt{\Sigma f(A, \mu)}$$

Stellt man daneben noch die bekannte Formel

$$h - c = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}, \text{ so läßt sich } M \text{ ohne weiteres berechnen.}$$

Hierbei ist $l_1 = l = 2264$ cm, $\pi x = p_0 = 735 \text{ kg/m}^2 = 0,0735 \text{ kg/cm}^2$, $C_1 = \alpha$, $\sqrt{\Sigma f(A, \mu)}$ = einem Hager'schen Tabellenwert = 0,0582.

Es wird somit das Moment für einen Streifen von 1 m = 100 cm Breite $M = 16 \cdot b \cdot l_1^2 \cdot \pi x \cdot \Sigma f(A, \mu) = 16 \cdot 100 \cdot 2264^2 \cdot 0,0735 \cdot 0,0582^2 = 2 047 000 \text{ cmkg} = 20 470 \text{ mkg}$.

Für 3,77 m Breite ist dann $M = 77 300 \text{ mkg}$.

Dieser Wert ist sogar noch kleiner als der oben zur Mittelbildung benutzte kleinere Wert von Marcus; er liegt zwischen den beiden Fällen b_1 und b_2 nach Marcus genau in der Mitte.

I. Aspacher Brücke über die Murr in Backnang.

Die genannte Brücke bildet in der Staatsstraße Ludwigsburg—Backnang das Schlußstück und genügte schon seit längerem dem Verkehrsbedürfnis nicht mehr. Das alte Bauwerk war eine malerische, tief über dem Wasserspiegel liegende steinerne Bogenbrücke, deren steile Fahrtrampen und geringe Breite ohne Gehwege den Verkehr mehr und mehr in unzulässiger Weise beengten und gefährdeten. Im Jahre 1911 wurde daher an ihren Umbau herangetreten.

Die Aufgabe bot keine besonderen technischen Schwierigkeiten; Rücksichten auf das städtische Straßennetz und das Städtebild waren vielmehr in erster Linie maßgebend für die Durchbildung des Bauwerkes, und eine dringend notwendige Verbesserung des Hoch-

wasserabflusses sprach außerdem auch mit. Eine Verlegung war wegen der dichten Bebauung auf beiden Seiten nicht möglich, ebenso wenig aber ein einfacher Umbau durch Schaffung einer neuen Bogenbrücke, da dann eine Verbesserung des Längsprofils nicht zu erreichen war. Es war also der Ersatz der alten Brücke nur durch eine Balkenbrücke möglich. Schon aus Gründen des Heimatschutzes fiel dabei die Wahl auf ein Eisenbetonbauwerk.

besonders abgedeckten kleinen Öffnung mit durchgeführt. Die neue Brücke hat eine nutzbare Breite von 9 m erhalten, wovon auf die Fahrbahn 6 m, auf die Bürgersteige je 1,5 m entfallen. Letztere sind größtenteils ausgekragt und haben einen Estrich erhalten, während die Fahrbahn mit Granitkleinpflaster befestigt ist. Die Einzelheiten des Überbaues gehen im übrigen aus den Abbildungen klar hervor. Die Steigung der Brücke konnte dabei so verringert werden, daß sie

Langenschnitt in der Brückenaxe

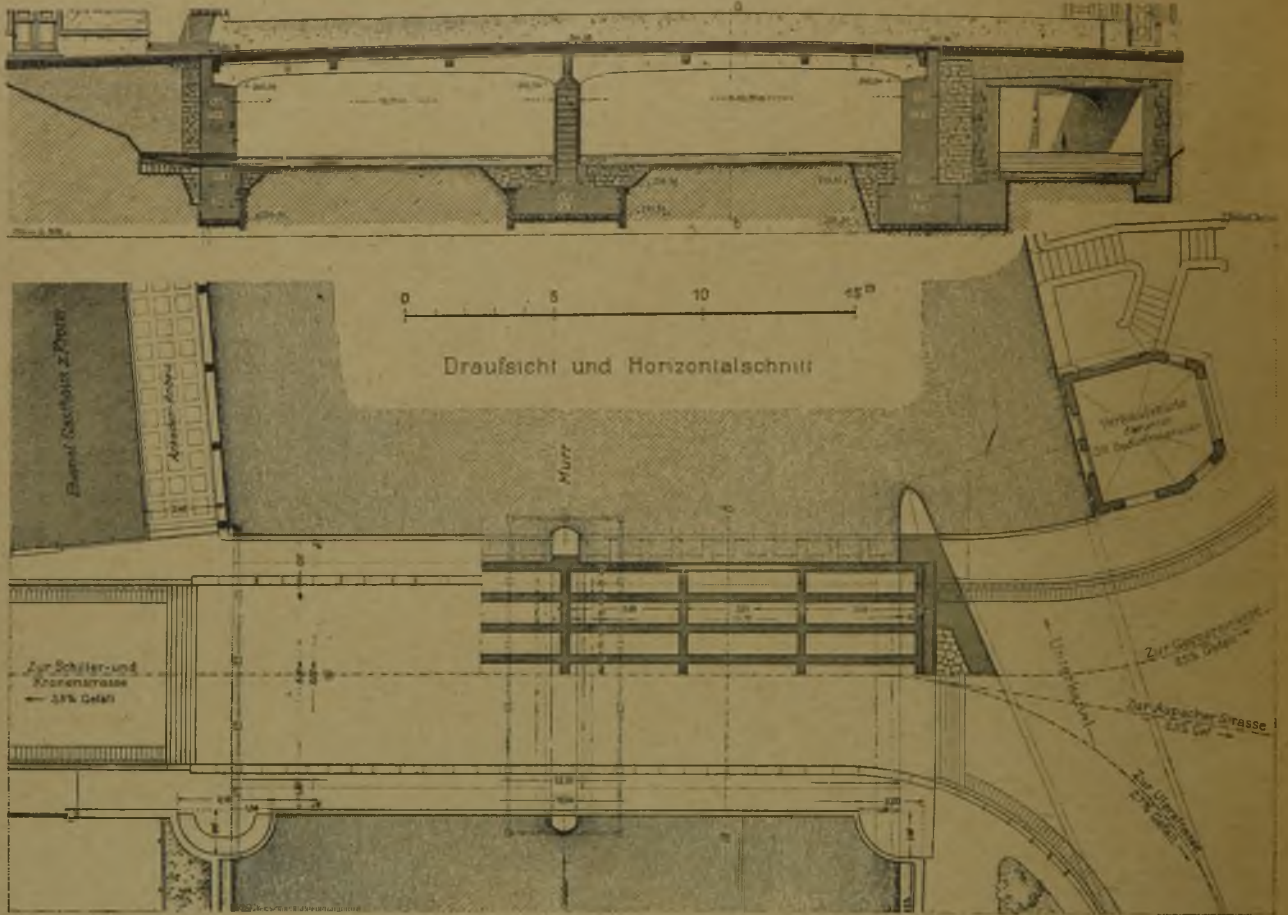
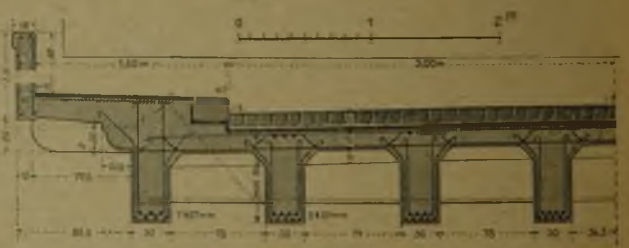


Abb. 1—4. Aspacher Brücke über die Murr in Backnang. Erbaut 1911.



Halber Brückenquerschnitt.
Brückenbauten der württembergischen Straßen- und Wasserbau-Verwaltung.

Unter künstlerischer Mitwirkung von Prof. Heinrich H enes in Stuttgart entstand nach diesen Hauptgesichtspunkten das in den Abbildungen 1—4 hierüber im Lageplan, Grundriß, Längs- und Querschnitt, sowie in Abb. 5, S. 125, in seiner Wirkung in der Umgebung dargestellte Bauwerk nach den Plänen der Ministerial-Abteilung für Straßen- und Wasserbau.

Wie die Abbildungen erkennen lassen, stellt das Bauwerk eine Plattenbalken-Konstruktion mit einem Zwischenpfeiler im Flußbett dar, sodaß zwei Hauptöffnungen von je 10,7 m Weite entstehen. Außerdem wird der Unterkanal einer am rechten Ufer liegenden Mühle unter der Brücke in einer mit Eisenbetonplatte

über 3,8 v. H. (1 : 26,4) nicht hinaus geht. Durch eine kleine Schwenkung der Brückenachse sind die Verkehrsverhältnisse weiter verbessert.

Da für Pfeiler und Widerlager guter Baugrund auch mit langen Pfählen nicht zu erreichen war, ist die Bodenpressung durch kräftige Fundamentverbreiterung mit Eiseneinlagen auf 0,9 kg/cm² ernäßigt.

Die Gesamtkonstruktion der Brücke ist in Beton bzw. Eisenbeton hergestellt, das gleiche gilt von den anschließenden Ufermauern. Die sichtbaren Flächen wurden dabei rauh bearbeitet; die Ausführung ist von den ortsansässigen Unternehmern Fritz Müller, Wilh. Gläser, Friedr. Freitag bewirkt worden.

Wie schon erwähnt, ist das Bauwerk weniger bemerkenswert durch seine konstruktive Ausbildung, wie durch seine geschickt durchgeführte Anpassung an das Stadtbild. Durch Brückenhäuschen am linken Ufer und eine Arkadenanlage vor dem alten Gasthof zur Krone am rechten Ufer ist das Bauwerk mit der Umgebung in Beziehung gebracht, und Baumpflanzungen sollen das Bild später noch abrunden. Diese Ausgestaltung ist vom Bezirksausschuß für Natur- und Heimatschutz gebilligt worden. Hat man so auch das

brücke Verkehrsrücksichten zum Opfer fallen, so handelt es sich im vorliegenden Fall in erster Linie um eine durchgreifende Umgestaltung der Wasserverhältnisse im Flußlauf, vor allem aus gesundheitlichen Rücksichten. Dabei ließ sich gleichzeitig durch Ersatz einer alten baufälligen hölzernen Jochbrücke, die bisher die einzige fahrbare Verbindung zwischen der Stadt und der Vorstadt links der Donau bildete, durch eine neue Brücke eine wesentliche Verbesserung der städtischen Verkehrsverhältnisse herbeiführen. Beide Rücksichten



Abb. 5. Aaspacher Brücke über die Murr in Backnang. Erbaut 1911.

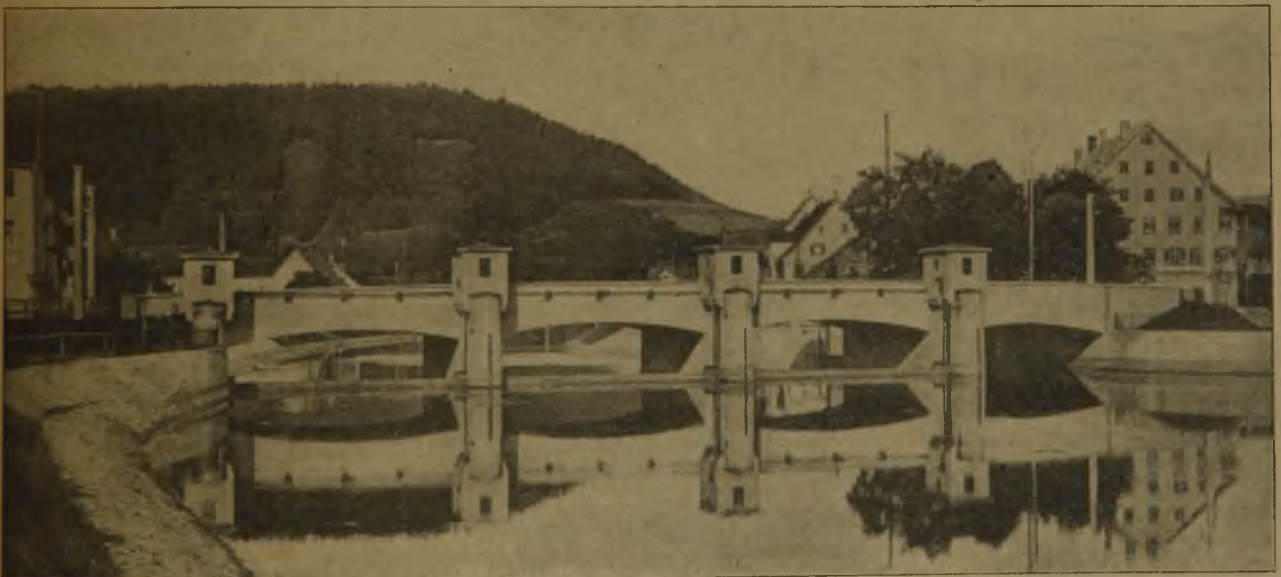


Abb. 12. Donaubrücke in Tuttlingen in Verbindung mit Wehr. Ansicht von oberhalb.

alte, malerische Bild der Steinbrücke und den alten Charakter nicht erhalten können, so ist doch, wie unsere Abb. 5 erkennen läßt, eine Anlage geschaffen worden, die auch ihren Reiz hat.

Die aufgewendeten Mittel sind der guten alten Zeit entsprechend bescheiden. Insgesamt sind 80 000 M. ausgegeben worden, davon 37 000 M. für die eigentliche Brücke, 17 000 M. für die Zufahrtstraßen und 26 000 M. für die Uferbauten. —

II. Donaubrücke in Tuttlingen in Verbindung mit Wehranlage.

Mußte bei dem erst geschilderten Beispiel ein malerisches Stadtbild umgestaltet werden, eine alte Stein-

brücke ließ sich durch Verbindung der Brücke mit einer Wehranlage in zweckmäßiger Weise befriedigen.

Oberhalb Tuttlingen, zwischen den badischen Orten Möhringen und Immendingen, vollzieht sich bekanntlich der eigenartige Vorgang der Donauversinkung, durch den infolge von Rissen und Spalten im Flußbett Donauwasser dem Rheingebiet zugeführt wird. Während die Donau selbst zu Zeiten der Wasserklemme noch 4 cbm/sek führt, fällt das Donaubett durch diese Versinkungen an bis zu 180 Tagen im Jahre unterhalb Möhringen völlig trocken, was unleidliche, für Tuttlingen in gesundheitlicher Hinsicht gefährliche Zustände zur Folge hat. Außerdem werden durch diese Wasserverluste der Be-

trieb vorhandener Mühlenanlagen am rechten Donauufer beeinträchtigt, denen durch ein schräg das ganze Flußbett durchziehendes Stauwehr von rd. 122 m Länge das Wasser der aufgestauten Donau und der oberhalb Tuttlingen zufließenden Elta zugeführt wird. Verhandlungen zwischen Württemberg und Baden wegen der Beseitigung der Versinkungen haben bisher zu keinem Erfolg geführt, da sich hier die beiderseitigen Interessen entgegenstehen.

Um den geschilderten Übelständen abzuweichen, wurde die Schaffung von Stauseen oberhalb und unterhalb des Wehres ins Auge gefaßt, die durch geschlossene Führung der Donau und Elta in engerem, befestigtem Bett gebildet und im Falle der Versinkung der Donau von der Elta allein wieder aufgefüllt oder wenigstens aufgehöhrt werden sollen. Die Verunreinigung der Donau durch Abwässer soll ferner gehindert werden. Zur Erfüllung dieser Aufgaben sind wasserbauliche Anlagen, die Tieferlegung der Donausohle und Befestigung der Ufer unterhalb der Stadt und ebenso Befestigungen des Mühlkanals im Stadtteil Wöhrden, Abfangung der Schmutzwässer durch beiderseitige Parallelkanäle zur Donau, Beseitigung des festen Überfallwehres und Verbindung desselben in Gestalt eines beweglichen Schützenwehres mit der neu zu erbauenden und zu verbreiternden Brücke nötig.

Aus diesen Forderungen heraus ist das in den Abbildungen 6—11, S. 127, in Grundriß, Längsschnitt und Ansicht, Querschnitten und Einzelheiten der Hauptträger, sowie in Abb. 12, S. 125 in seiner äußeren Erscheinung und in der Landschaft, von oberhalb gesehen dargestellte Brückenbauwerk entstanden, das hier allein näher besprochen werden soll.

Die ganz in Eisenbeton erstellte Brücke überschreitet den regulierten, hier etwas gekrümmten Stromlauf normal, unmittelbar an der Abzweigung des Mühlkanals an alter Stelle. Sie hat drei gleiche Öffnungen von je 11,5 m Lichtweite und eine für den Mühlkanal von 9,5 m. Sie hat im Interesse des städtischen Verkehrs eine gesamte Nutzbreite zwischen den Geländern von 12 m erhalten, wovon 8,5 m auf den Fahrdamm und je 2 m auf die beiderseitigen Bürgersteige entfallen, die hier nicht ausgekragt, sondern ebenso wie die Fahrbahn von Längsträgern gestützt sind. Letztere sind in einer Zahl von 11 angeordnet und laufen auf die ganze Brückenlänge durch; sie ruhen auf den Zwischenpfeilern auf Gleitlagern und sind des guten Ausschens wegen im Untergurt nach einem flachen Stiehbogen von 0,8 m Pfeil gekrümmt. Sie haben über den Pfeilern 1,49, in der Mitte 0,69 m Höhe und werden durch eine Brückentafel von 17 cm Stärke verbunden, die noch durch Querträger gestützt ist. Die Stirn der Außenträger geht ohne Gesims in das Eisenbetongeländer über, dessen Deckplatte erst den gesimsartigen Abschluß bildet.

Die Fahrbahnplatte der Brücke hat einen 1,5 cm starken Zementglattstrich und darüber zwei verklebte Lagen von Asphaltfilz erhalten. Die Fahrbahn selbst ist mit Basalt-Kleinpflaster befestigt, die Bürgersteige sind asphaltiert, die Randsteine bestehen aus Granit.

Berechnet ist die Tragkonstruktion für eine Verkehrslast durch eine 16 t schwere Dampfwalze umgeben von 400 kg/m² Menschengedränge. Zugelassen sind 1000 kg/cm² Eisenspannung, 40 kg/cm² Betondruckspannung über den Stützen und 25 kg/cm² in der Mitte der Balken, 4,5 kg/cm² Schub- und Haftspannungen. Bei 326 cbm Betoninhalt beträgt das Eisengewicht 42,7 t

Vermischtes.

Belastungsproben mit jungem Beton aus hochwertigem Zement. In Nr. 38 der Zeitschrift „Zement“ berichtet Dr. Paul Hänsel, Tschichkowitz, in einem Artikel „Hochwertige Zemente und grüner Beton“ über Versuche, die mit sogenanntem „Standard“portlandzement der sächsböhm. Portland-Zement-Fabrik A.-G., Dresden, hergestellt in dem Werk in Tschichkowitz bei Lobositz in Böhmen, angestellt worden sind, mit dem Zweck: festzustellen, ob mit solchem Zement ausgeführte gewöhnliche Eisenbetondecken mit voll ausgenützte Eisen und nicht vollkommen

oder 131 kg auf 1 cbm Beton. Die Bewehrung der Hauptträger, die für den Längsschnitt eines mittleren Fahrträhners S. 127 dargestellt ist, beansprucht davon 55 v. H. Der Beton war im Mischungsverhältnis von 1 Raumteil Portland-Zement zu 1 Rtl. alpinem Sand, 1 Rtl. Weiß-Jura-Quetschsand, 3 Rtl. Weiß-Jura-Quetschschotter von 20—70 mm Korngröße gemischt. Alle sichtbaren Teile wurden mit einem 8 cm starken Vorsatz-Beton aus 1 Rtl. Portlandzement, 4 Rtl. alpinem Sand, Weiß-Jura-Grus und Basaltgrus zu gleichen Teilen gemischt, versehen. Die Sichtflächen wurden nachträglich rau gespitzt bzw. an den Brüstungen gestockt.

Die Pfeiler sind sämtlich bis auf den festen Fels hinabgeführt, der 4,3—5,2 m unter der alten Flußsohle unter Geröllschichten ansteht. Vorhandene Spalten und Löcher mußten dabei zunächst durch Feinbeton abgedichtet werden. Der Beton der Pfeiler besteht im Fundament aus 1 Rtl. Portlandzement zu 3 Rtl. Weiß-Jura-Quetschsand zu 7 Rtl. Weiß-Jura-Quetschschotter von 7—50 mm Korngröße. Für das aufgehende Mauerwerk ist die Mischung 1 Zement, 1½ alpiner Sand, 1½ Weiß-Jura-Quetschsand, 5 Weiß-Jura-Quetschschotter von 7 bis 30 mm. Auch die Sichtflächen der flachen der Widerlager und der Ufermauern sind mit Preolith bestrichen.

Das bewegliche Wehr ist flußaufwärts an die Brücke derart angegliedert, daß die 4,15 m vor der Brückenstirn vorspringenden Brückenpfeiler auch gleich die Wehrpfeiler bilden und kleine Eisenbetonhäuschen für die Windwerke der Wehrschützen tragen. Vgl. die Querschnitte auf S. 127. Bezüglich der Ausbildung des Wehres sei nur erwähnt, daß der feste Wehrrücken auf Flußsohle liegt. Die Wehranlage besteht aus drei eisernen Gleitschützen von je 11,5 m Lichtweite und 2,35 m Höhe und zwei Grundabläßfallen von je 4,5 m Lichtweite. Die Schützen bewegen sich in mit Winkel-eisen bewehrten Pfeilernischen. Da es hier darauf ankommt, bei NW jeden Wasserverlust zu vermeiden, sind die Schützen seitlich durch federnde Kupferbleche abgedichtet. Aus Raummangel, und um hohe, unschön wirkende Aufbauten zu vermeiden, ist das Gewicht der Schützen nicht durch Gegengewichte ausgeglichen. Sie werden von den schon erwähnten Windwerken mit Zahnstange angetrieben. Auf ein näheres Eingehen auf den Wehrbau muß an dieser Stelle verzichtet werden.

Die Kosten der Brücke einschließlich der Wehrpfeiler und des Wehrunterbaues, die eng mit der Brücke zusammenhängen, sowie einschließlich des Abbruchs der alten Brücke, der Herstellung einer Notbrücke, des Grunderwerbs und der Entschädigungen haben 136 254 M. betragen. Die Ausführung wurde im August 1913 in Angriff genommen und die Eröffnung der Brücke konnte Anfang Juli 1914 erfolgen. Die ganzen mit dem Bau zusammenhängenden Arbeiten wurden erst Juni 1915 beendet. Die Arbeiten wurden dadurch stark verzögert, daß während der Bauzeit die Donauversinkungen sich nur verhältnismäßig schwach, dafür aber Hochwässer mehrfach stark bemerkbar machten.

Entwurf und Ausführung erfolgte unter staatlicher Aufsicht. An der architektonischen Gestaltung haben die Architekten Ob.-Brt. Eisenlohr und Pfennig in Stuttgart mitgewirkt. Die Bauausführung wurde durch das Baugeschäft H. Faulhaber in Rottweil bewirkt, während die bewegliche Wehranlage von der Masch.-Fabrik Eßlingen geliefert wurde. —

Fr. E.

ausgenützte Beton bereits nach 48 Stunden ausgeschalt und belastet werden können und ob solcher frischer oder „grüner“ Beton nicht von den sonst üblichen Erfahrungen abweichende, schädliche Eigenschaften aufweist.

Die Fabrik gewährleistet für solchen Zement in der Normenmischung 1 : 3 die Einhaltung aller Normenvorschriften und die nach 28 Tagen vorgeschriebene Festigkeit schon nach 2 Tagen, wenn die Probekörper 1 Tag im feuchten Kasten, den zweiten Tag im Wasser gelagert werden. Das gilt auch für die deutschen Normen. Dieser Zement entspricht, wie der als „hochwertiger Spezial-

Zement¹⁴ bisher in Österreich bezeichnete in seiner chemischen Zusammensetzung durchaus den Normen, ist lang-

leisteten. Die Decke war für 250 kg/m² Last berechnet, wobei die Fundamente der Traßmauern so verbreitert

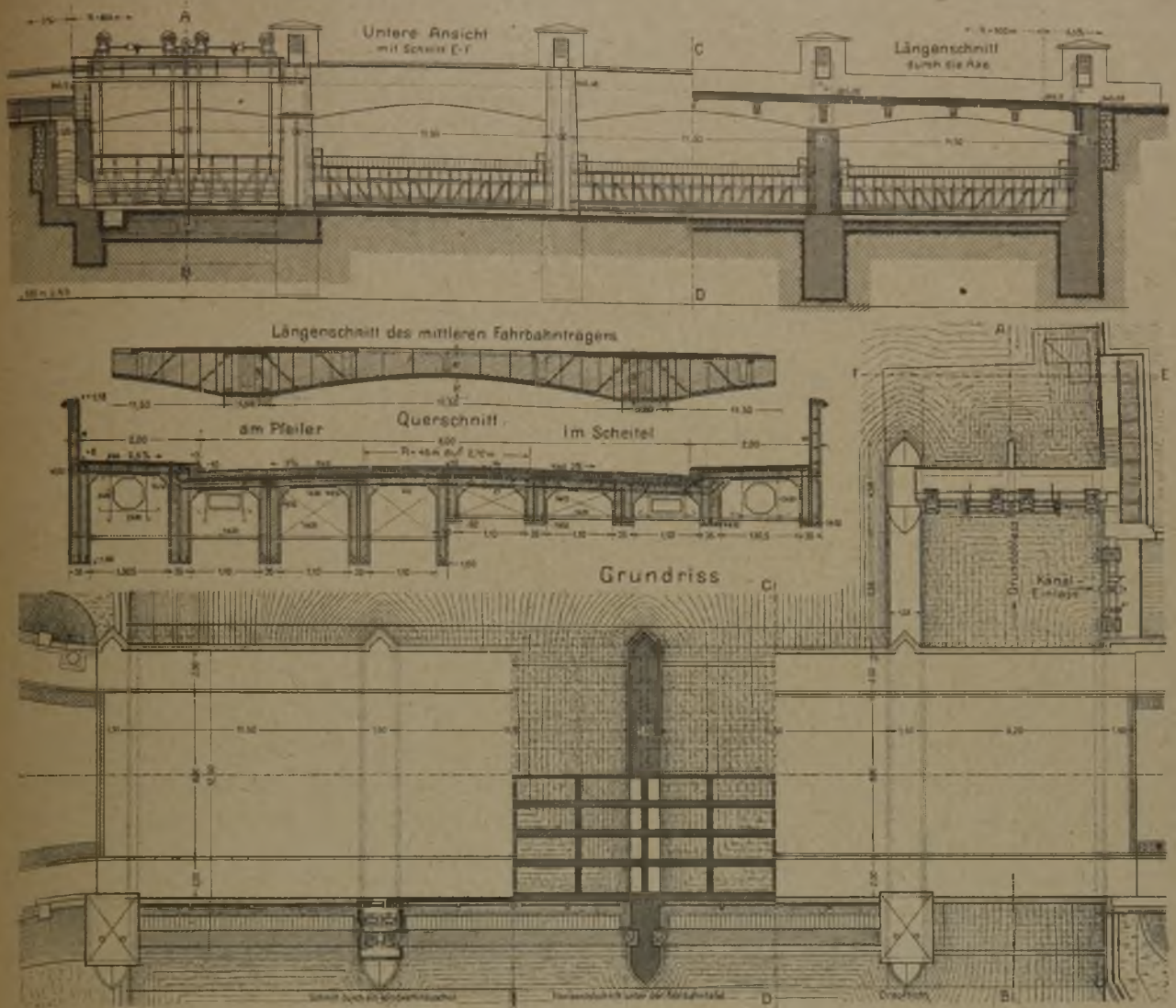
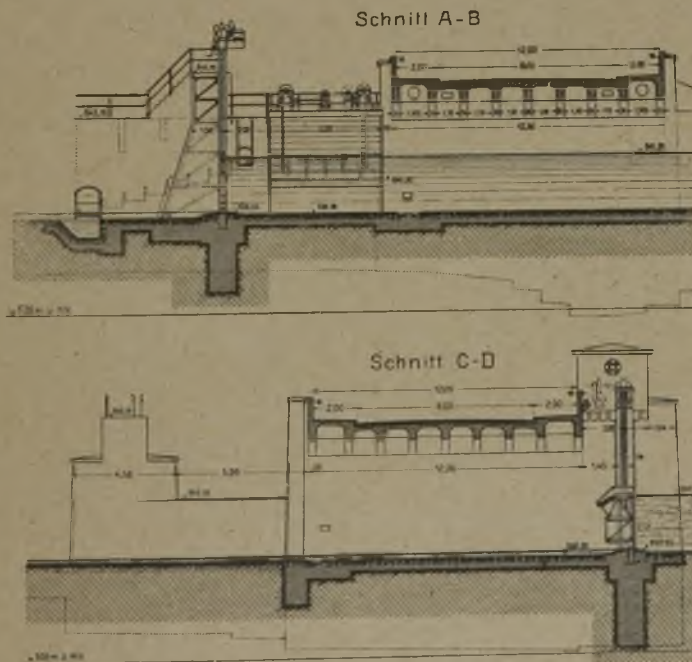


Abb. 6-11 Donau-Brücke in Tuttingen in Verbindung mit Stauwehr. Erbaut 1913-1914.

sam bindend und völlig raumbeständig. Es wird angegeben, daß er auch bezüglich der Nachhärtung nach den bisherigen Erfahrungen der Norm entspricht. Die Erhärtung setzt hier also auch wie bei gewöhnlichem Zement einige Stunden nach dem Anmachen ein, aber der weitere Erhärtungsvorgang drängt sich dann nach dem Beginn des Abbindens auf wenige Stunden zusammen.

Die Versuche wurden nach Angabe und unter der Leitung von Professor Dr. Ing. A. Nowak, von der Dtsch. Techn. Hochschule Prag, ausgeführt und zwar mit Probedecken von 6 m Stützweite, 3,20 m Breite, die aus einer 7 cm starken Platte bestanden, die in der Längsrichtung symmetrisch zur Achse durch 2 je 23 cm hohe, 16 cm breite Rippen in 53 cm Abstand vom Rande verstärkt waren. Über den Auflagern auf kleinen Mauern sind 15 cm starke Querrippen gleicher Höhe angeordnet. Die Auflagern wurden so ausgestaltet, daß sie eine freie Auflagerung gewähr-



Brückenbauten der württembergischen Straßen- und Wasserbau-Verwaltung.

waren, daß die Boden-
 druckung 1 kg/m² bei 6-
 facher Nutzlast nicht über-
 schreitet. Der Beton ent-
 hielt 350 kg „Standard“
 Portlandzement auf 1 cbm
 loses Gemenge von Sand
 und Kies, also eine
 Mischung von rund 1:4.
 Die Eisen-Bewehrung war
 so bemessen, daß bei der
 Belastung die Proportio-
 nalitäts-Grenze des Eisens
 bei 2 1/2 bis 3facher Nutz-
 last erreicht wird, so daß
 dann die ersten Haar-Risse
 eintreten müssen. Die Aus-
 führung erfolgte baumäßig
 mit plastischem Mörtel.

Die Untersuchung wur-
 de nicht nur auf das Tra-
 gen der Nutzlast nach 48
 Stunden, sondern auch auf
 die unelastische Durch-
 biegung ausgedehnt, da
 die Decke zwar ersterer
 Aufgabe genügen, trotz-
 dem aber unzulässige
 Durchbiegungen erfahren
 kann. Zu diesem Zweck
 wurde die Decke wieder-
 holt mit, der einfachen

Nutzlast belastet und wieder entlastet und dabei wurden die elastischen und die bleibenden Durchbiegungen gemessen. Um Vergleiche mit alterem Beton zu gewinnen,

wurde gleichzeitig eine 7 Tage alte Decke derselben Art geprüft, ferner auf einer 48 Stunden alten Decke die einfache Nutzlast 10 Tage belassen und dann nochmals diese Decke auf Durchbiegung bei mehrfacher Ent- und Belastung untersucht.

Aus den Versuchsergebnissen ist zu erwähnen, daß bei allen Decken (die Zahl der Versuchsstücke ist nicht angegeben) die ersten haarfeinen Längsrisse bei 3-facher Nutzlast eintreten; daß die erstmalige bleibende, also unelastische Durchbiegung nach Aufbringung und Wiederentfernung der 1-fachen Nutzlast bei der 48 Stunden alten Decke $2,25 \text{ mm} = 12650$, bei der 7 Tage alten $1,65 \text{ mm} = 13600$ der Stützweite betrug, während die elastischen Durchbiegungen $3,7$ bzw. 3 mm waren. Nach 4-maliger Aufbringung und Entfernung der 1-fachen Nutzlast auf die 48 Stunden alte Decke zeigte diese durchweg dieselbe unelastische, also bleibende Durchbiegung von $2,8 \text{ mm} = 1/2100$ der Stützweite. Nunmehr wurde die 1-fache Nutzlast 10 Tage auf dieser Decke belassen und dann 3 mal aufgebracht und wieder entfernt. Die unelastischen Durchbiegungen der Decke nahmen dabei nicht zu, die elastische war $2,15 \text{ mm}$. Damit ist nach Ansicht des Verfassers der Beweis geliefert, daß solche Decken bereits nach 48 Stunden ohne Gefahren entschalt und in Benutzung genommen werden können.

Der Mitteilung sind Prüfungsergebnisse des Zementes von verschiedenen amtlichen Material-Prüfungsanstalten beigegeben in bezug auf die verschiedenen Normenforderungen und Festigkeiten nach 2, 7 und 28 Tagen und bei Anfertigung der Probekörper nach verschiedenen Methoden. Bei Wasserlagerung liegen die beobachteten Werte der deutschen Versuchsanstalten zwischen $25,9$ und $28,5 \text{ kg/cm}^2$ Zugspannung nach 2 Tagen, $30,9$ und $36,9 \text{ kg/cm}^2$ nach 7 Tagen. Bei kombinierter Lagerung wurden nach 28 Tagen $46,4 \text{ kg/cm}^2$ Zugfestigkeit festgestellt. Die Druckfestigkeiten lagen bei Wasserlagerung zwischen $250,3$ und 267 kg/cm^2 nach 2 Tagen, $425,5$ und 464 kg/cm^2 nach 7 Tagen, und erreichten 596 kg/cm^2 nach 28 Tagen. Bei kombinierter Lagerung lagen die Werte zwischen $582,8$ und 633 kg/cm^2 nach 28 Tagen.

Es sind weitere Versuche in Aussicht genommen mit überbewehrten Decken, bei denen also der Bruch durch Zerdrücken des Betons eintreten muß, ferner mit massigen Körpern, um das Verhalten des Zements im Inneren größerer Betonmassen zu studieren, und Versuche mit Stahlbewehrung, um die Eigenschaften des hochwertigen Zementes durch Ersparnis an Bauhöhe ausnutzen zu können.

„Ciment fondu“. In früheren Mitteilungen, in den Nummern 8 und 10, haben wir auf dieses, zuerst in Frankreich hergestellte Erzeugnis mit hohem Tonerde-Gehalt hingewiesen, das, im Schmelzofen hergestellt, sich durch seine rasche Erhärtung auszeichnet, sowie durch hohe Anfangsfestigkeit. Wir stützten uns dabei z. T. auf Angaben in dem „Bulletin Technique de la Suisse Romande“. Dieselbe Zeitschrift enthält in ihrer Nummer 14 vom 8. Juli d. Js. weitere Angaben über diesen Zement, der bereits 1908 von dem französischen Chemiker und Ingenieur M. J. Bied erfunden worden ist, aber erst in neuerer Zeit praktische Bedeutung gewonnen hat. Dieser Zement wird jetzt auch (vgl. die Notiz in gen. Zeitschrift über „Ciment alumineux électrique“) in der französischen Schweiz erzeugt in den Fabriken „Fonte électrique“ in Bex und hat in der Schweiz auch schon mehrfach vorteilhafte Anwendung gefunden. So haben die Rhätischen Eisenbahnen ihn in ihren Tunneln angewendet, in denen z. T. mit sich blühendem Anhydrit-Gestein zu kämpfen war, dessen Druck die Beton-Auskleidung nicht standgehalten hat. Es wurden nun Auskleidungen in Granit mit fettem Mörtel aus „geschmolzenem“ Zement eingebaut, ohne den Verkehr dabei zu behindern.

Die Mitteilung gibt folgende Festigkeits-Zahlen für in Bex erzeugten Zement nach Versuchen der Mat.-Prüfungs-Anstalt Zürich an:

Druckfestigkeit von 7 cm-Würfeln der Mischung 1:3.

	nach 1 Tag kg/cm ²	nach 2 Tag. kg/cm ²	nach 3 Tag. kg/cm ²	nach 7 Tag. kg/cm ²	nach 28 Tag. kg/cm ²
Mindestwert .	586	703	706	782	735
Höchstwert	602	—	720	817	1010
Mittelwert . .	594	—	718	800	872

Zugfestigkeit an den üblichen Ser-Körpern.

Mindestwert .	36,1	46,7	40,5	44,9	44,6
Höchstwert .	46,2	—	45,3	45,4	—
Mittelwert . .	41,1	—	42,9	45,2	—

Die Festigkeit nach 2 Tagen entspricht also der Wochenfestigkeit von Spezialzement und überschreitet erheblich die Höchstfestigkeit vollständig erhärteten Portlandzements.

Die Herstellungskosten sind allerdings noch sehr hoch, dafür bringt der Zement aber infolge rascherer Ausschaltungsmöglichkeit durch Ersparnis an Holz wieder Vorteile, ebenso durch Ersparnis von Masse infolge der hohen Festigkeit des Betons. —

In derselben Zeitschrift in Nr. 17 vom 19. August findet sich außerdem ein Auszug aus Verhandlungen der Gesellschaft der französ. Ziv.-Ingenieure über diese Frage, bei denen folgende Vorsichtsmaßregeln bei Verwendung von „Ciment fondu“ als unumgänglich notwendig bezeichnet wurden:

Die Anwendung des Zementes erfordert besondere Vorsichtsmaßregeln. Man darf vor allem nicht zu trockenen Mörteln verwenden und mehr noch als bei anderem Zement ist darauf zu achten, daß der Erhärtungsprozeß nicht unter Trockenheit leidet. Neuer Beton darf nicht eher aufgebracht werden, als bis der darunter liegende Beton bis zu einem gewissen Grade abgebunden hat, damit er nicht dem frischen Beton das Wasser entzieht. Er muß auch selbst vorher noch angehaßt werden. Das ist auch zu beachten bei Inangriffnahme der Arbeit an jedem neuen Arbeitstag, bei Ausbesserung und Erweiterung eines Werkes. Die alten Oberflächen müssen mit saurehaltigem oder kohlenstoffsaurem Natron enthaltendem Wasser abgebeizt werden, wobei man sich eines langhaarigen Pinsels zu bedienen hat. Diese Flüssigkeiten müssen bis zur Grenze der Aufsaugfähigkeit aufgetragen werden. Vor allem aber ist jede Mischung mit auch nur den geringsten Mengen von Kalk oder anderen Zementen zu vermeiden. Mischmaschinen, Geräte und Werkzeuge dürfen daher nur nach sorgfältiger Reinigung für die Bereitung und Verarbeitung von „Ciment fondu“ verwendet werden.

In Nr. 20 vom 30. September d. Js. werden schließlich Äußerungen des Erfinders M. J. Bied selbst angeführt. Die Schmelzung ist danach zwar, um gleichmäßiges Material zu erhalten, und da die Verklüftung des an Tonerde reichen Zementes schwierig ist, eine Notwendigkeit der Fabrikation, aber die besonderen Eigenschaften dieses hydraulischen Erzeugnisses rühren nicht etwa von dem Schmelzvorgang her. Die Bezeichnung „Ciment fondu“ sei daher eigentlich irreführend, man solle dieses Erzeugnis „Ciment a haute teneur en alumine“, d. h. tonerderiche Zemente nennen, wobei der Zusatz „fondu“ oder „electrique“ nur das Herstellungsverfahren näher kennzeichnet. Von den beiden bisher zur Anwendung gekommenen Verfahren des „Water Jacket“ und des elektrischen Schmelzofens, wobei im ersten Fall Bauxit mit kohlenstoffsaurem Kalk, im zweiten mit gewöhnlichem Kalk zusammengebracht wird, gibt er dem elektrischen Schmelzofen den Vorzug aus technischen und wirtschaftlichen Gründen. Außerdem wird nach seiner Meinung bei dem zweiten Verfahren ein Zement erzeugt, der etwas langsamer abbindet, sich daher leichter verarbeiten läßt und auch geringere Schwindung zeigt, da diese im allg. proportional der Erhärtungsgeschwindigkeit ist. Im gleichen vorteilhaften Sinne wirkt auch der geringere Kalkgehalt beim Schmelzofen, was auch zur Erhöhung des Widerstandes des Zementes gegen Zersetzung beiträgt. Im übrigen seien neuerdings Patente darauf genommen, tonerderiche Zemente auch im Drehrohrofen zu verarbeiten. Wenn sich die dabei auftretenden Schwierigkeiten überwinden lassen, die namentlich in der Herstellung eines genügend widerstandsfähigen Futters liegen, so kann hier geschmolzener Zement in guter Gleichmäßigkeit erzeugt werden, und das Verfahren würde zu einer wesentlichen Verbilligung des Erzeugnisses führen können und damit seine Absatzmöglichkeiten erweitern.

Zum Schlusse führt Bied noch aus, daß der tonerderiche Zement im Gegensatz zu den sonstigen Zementen seine Erhärtung von innen heraus beginnt, sodaß er im Inneren schon vollständig abgebunden sein kann, während er außen noch eine weiche Haut besitzt. Man brauche also bei solchen Zementen nicht ein solches Gewicht auf den Zeitpunkt zu legen, an dem eine nur wenige Millimeter starke Haut vollständig abgebunden hat. —

Inhalt: Eisenbeton-Rippendecke, $22 \times 22 \text{ m}$ freitragend, über einem Hochspannungs-Versuchsfeld. (Schluß). — Brückenbauten der Württembergischen Straßen- und Wasserbauverwaltung. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H. in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
W. Büxenstein Druckereigesellschaft, Berlin SW.