

DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 14. April 1933

Heft 16

Alle Rechte vorbehalten.

Eisenbetonfahrbahnplatten auf stählernen Brücken.¹⁾

Von Regierungsbaurat Wedler, Berlin.

Zur unmittelbaren Unterstützung der eigentlichen Fahrbahn stählerner Straßenbrücken werden in neuerer Zeit in steigendem Maße neben Belag-eisen und Buckelblechen Eisenbetonplatten verwendet. Eisenbetonfahrbahn- tafeln auf stählernen Brücken finden sich schon bald nach der Einführung der Eisenbetonbauweise, und zwar in der Form gewölbter Kappen²⁾ oder als Eisenbetonplatten mit Hauptbewehrung in einer Richtung³⁾.

Vereinzelt sind außer der eigentlichen Fahrbahnplatte auch die Längs- träger stählerner Straßenbrücken aus Eisenbeton hergestellt worden⁴⁾. Sie bilden dann mit der Fahrbahnplatte einen Plattenbalken. Der Anschluß der Eisenbetonlängsträger an die stählernen Querträger bietet bei be- schränkter Bauhöhe gewisse Schwierigkeiten. Bei Deckbrücken und über- haupt bei unbeschränkter Bauhöhe läßt sich der Anschluß der Eisenbeton- längsträger an die stählernen Querträger meist einfacher lösen⁵⁾.

Fahrbahnplatten mit kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten sind in Deutschland meines Wissens auf stählernen Straßenbrücken bisher nicht ausgeführt worden. Bei Eisenbetonbrücken sind dagegen kreuzweise bewehrte Fahrbahnplatten mit sehr beachtlichen Stützweiten schon mehr- fach angewandt worden⁶⁾.

Fahrbahnplatten mit Eisenbetonplatten sind im allgemeinen schwerer als solche auf Belag-eisen oder Buckelblechen. Bei schwerem Verkehr ist man mit Rücksicht auf die dynamischen Einflüsse der schweren Verkehrs- mittel aber auch bei Fahrbahnen mit stählernen Unterstützungen zu schwereren Fahrbahnen übergegangen. Die Fahrbahnen neuerer stählerner Straßenbrücken in Berlin mit Buckelblechen wiegen einschließlich des Fahrbahnrostes bei der

- Charlottenbrücke über die Havel in Spandau . . . rd. 0,95 t/m²
- Kronprinzendammbücke über die Ringbahn und Eugen-Kleine-Brücke in Steglitz . . . rd. 1,00 t/m²
- Schloßbrücke über die Spree in Charlottenburg und Jannowitzbrücke⁷⁾ . . . rd. 1,10 t/m².

Demgegenüber wiegt eine Fahrbahn mit Kleinpflaster auf Belag-eisen, wie sie häufig für Landstraßenbrücken ausgeführt wird, etwa 0,75 t/m² einschließlich des Fahrbahnrostes.

Ausschlaggebend für die Wahl der Fahrbahnunterstützung ist die Wirtschaftlichkeit im ganzen, also einschließlich der Unterhaltung, ferner technische Gesichtspunkte, z. B. die verfügbare Bauhöhe.

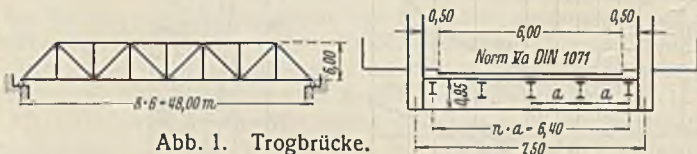


Abb. 1. Trogbrücke.

Um ein Bild über die Wirtschaftlichkeit zu gewinnen, sind für zwei Brücken mittlerer Stützweite verschiedene Fahrbahnausführungen unter- sucht worden. Gewählt ist eine Trogbrücke nach Norm VIa DIN 1071 mit 6 m Fahrbahnbreite und 48 m Stützweite (Abb. 1). Diese Abmessungen

¹⁾ Nach einem Vortrag in der Arbeitsgruppe „Eisenbeton in Verbindung mit Stahlkonstruktionen in der Fachgruppe Konstruktiver Ingenieurbau der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen“.

²⁾ Z. B. Swinemünder Brücke über den Bahnhof Gesundbrunnen in Berlin (1905) mit 17 cm dicken und 6 m weit gespannten Kappen, Z. f. B. 1922, S. 178 ff.

³⁾ Eine der ältesten Brücken dieser Art ist die im Jahre 1902 erbaute Mohrabrücke im Zuge der Reichsstraße Troppau—Ostrau, Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Auflage, VI. Band, Balkenbrücken, S. 462. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

⁴⁾ Z. B. bei der 1925 erbauten Hellerstraßenbrücke über den Bahnhof Mochberg bei Breslau, ebenda S. 474; vgl. auch Kayser: Fahrbahn- tafeln in Eisenbeton bei eisernen Brücken, Bauing. 1922, S. 325.

⁵⁾ Schlachthofbrücke Dresden, Bautechn. 1932, S. 613; 1933, S. 157.

⁶⁾ Z. B. die neue Seebrücke Lindau mit Platten von 4,5/4,75 bis 5,5/7,2 m Plattenstützweite, B. u. E. 1929, S. 84; die neue Illerbrücke in Wiblingen mit Platten von rd. 5,5/5,5 m, B. u. E. 1930, S. 97; neue Dillinger Donaubrücke mit Platten von 4,5/5,5 m, Bauing. 1927, S. 181; Donaubrücke Großmehring mit Platten von 3,8/4,0 m, Ztrbl. d. Bauw. 1931, S. 123.

⁷⁾ Stahlbau 1931, S. 277.

entsprechen etwa den Landstraßenbrücken über unsere neuen Schiffahrt- kanäle. Ferner ist eine Deckbrücke nach Norm Va DIN 1071 ebenfalls mit 6 m Fahrbahnbreite, aber vollwandigen Hauptträgern untersucht worden. Die Hauptträger laufen bei dieser Brücke über vier Stützen durch (Abb. 2).

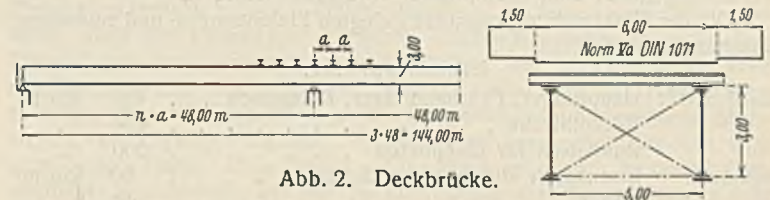


Abb. 2. Deckbrücke.

Als Verkehrslast sind bei beiden Brücken die Regellasten der Klasse I DIN 1072 berücksichtigt. Die Berechnung ist nach DIN 1073 und 1075 durchgeführt.

Untersucht sind die in Abb. 3 dargestellten Fahrbahnen, und zwar Kleinpflaster auf Belag-eisen, ferner Kleinpflaster und Asphalt auf Buckel- blechen, auf Eisenbetonplatten mit Hauptbewehrung in einer Richtung und auf kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten.

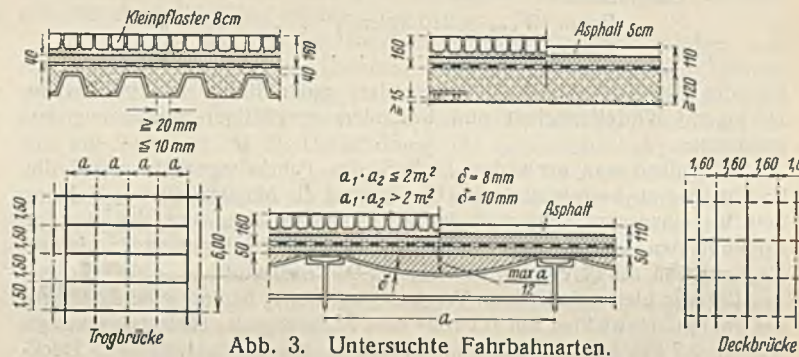


Abb. 3. Untersuchte Fahrbahnarten.

Außer dem Fahrbahnbelag und der unmittelbaren Fahrbahnunterstützung sind auch die Abstände der die Fahrbahnplatte unmittelbar unter- stützenden Fahrbahnträger veränderlich gewählt. Bei der Trogbrücke (Abb. 1) sind der Querträgerabstand von 6 m und der Abstand der äußersten Längsträger von 6,4 m als unveränderlich angenommen. Ver- änderlich ist hier der Abstand a bzw. die Zahl der mittleren Längsträger, und zwar ist der Abstand zwischen 1,07 und 6,4 m, die Zahl der Längs- träger also zwischen 7 und 2 ver- ändert worden.

Bei der vollwandigen Deck- brücke (Abb. 2) liegen die Quer- träger unmittelbar auf den Haupt- trägern. Ihr Abstand a ist zwis- chen 0,8 und 6 m verändert wor- den. Längsträger sind hier nur bei der Anordnung mit Buckel- blechen vorgesehen.

Bei den Fahrbahnen mit Buckelblechen (Abb. 3) ist bei der Trogbrücke der Abstand der Zwischenquerträger, bei der Deck- brücke der Abstand der Längs- träger fest zu 1,5 bzw. 1,6 m an- genommen.

Ermittelt wurden die Fahr- bahngewichte einschließlich der Quer- und Längsträger, ferner so- genannte Vergleichswerte für die Kosten. Beides ist auf 1 m² Fahrbahn bezogen.

In Abb. 4 ist an dem Beispiel der Fahrbahn mit Asphaltbelag auf

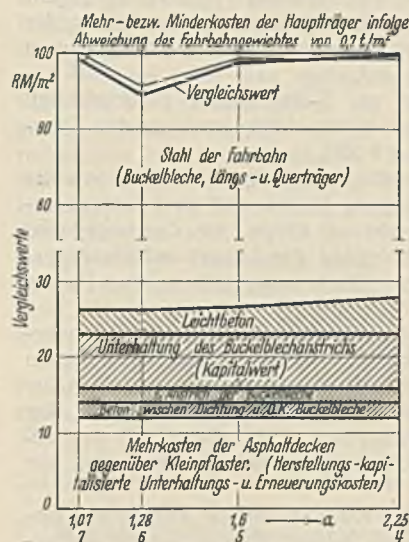


Abb. 4. Zusammensetzung der Vergleichswerte für Asphaltdecke auf Buckelblechen bei der Trogbrücke.

Buckelblechen die Zusammensetzung der Kostenvergleichswerte zeigt. Bei allen Vergleichswerten sind diejenigen Kostenanteile unberücksichtigt gelassen, die bei allen Ausführungen etwa gleich sind, das sind besonders die Kosten der Dichtung nebst Schutzschicht und des Anstriches des Fahrbahnrostes. Ferner ist unberücksichtigt geblieben, daß bei Eisenbetonfahrbahnplatten und Buckelblechen unter Umständen ein besonderer Windverband entbehrlich ist.

Bei den Kosten der Fahrbahnbefestigung ist nur der Unterschied zwischen den Gesamtkosten von Kleinpflaster und Asphalt berücksichtigt. Dieser ergibt sich aus dem Vergleich der notwendigen Kapitalaufwendungen für Ausführung, Unterhaltung und Erneuerung. Als Lebensdauer sind nach Berliner Erfahrungen bei Kleinpflaster 30 Jahre, bei Asphalt 15 Jahre angenommen, für die Unterhaltung von Kleinpflaster 0,07 RM, bei Asphalt 0,50 RM je Jahr und m². Der Zinssatz ist zu 5% angenommen. Daraus ergibt sich für Ausführung, Unterhaltung und Erneuerung des Kleinpflasters ein Kapitalbedarf von rd. 12 RM/m² und für den Asphaltbelag rd. 24 RM/m². Mit dem Unterschied von 12 RM ist der Asphaltbelag in den Vergleichswerten gegenüber dem Kleinpflaster vorbelastet (Abb. 4).

Die der Untersuchung zugrunde gelegten Einheitspreise und zulässigen Spannungen sind:

Einheitspreise.	
Stahl St 37:	Hauptträger, Fahrbahnträger, Belageisen . . . 400 RM/t
	Buckelbleche 420 "
	Rundisen für Eisenbeton 300 "
Beton:	Eisenbeton einschließlich Schalung 60 RM/m ³
	Beton 40 "
	Leichtbeton 40 "
Pflaster:	Kleinpflaster 8 cm einschließlich Sandbett . . 8 RM/m ²
	Rauh Asphalt 5 cm 9,50 "
Anstrich: 1,80 "

Zulässige Spannungen.

Stahl St 37	1400 kg/cm ²
Eisenbeton:	
Beton ($W_{b28} \geq 210$ kg/cm ²)	60 "
Eiseneinlagen	1200 "

Für die Eisenbetonplatten ist besonders guter Beton mit mindestens 210 kg/cm² Würfelfestigkeit und besonders sorgfältiger Ausführung angenommen.

Schließlich war noch der Einfluß des Fahrbahngewichtes auf die Hauptträger zu berücksichtigen. Um hierbei die Möglichkeit von Fehlern tunlichst einzuschränken, sind in die Vergleichswerte nur die Beträge aufgenommen, um die die Hauptträger teurer oder billiger werden, wenn die Fahrbahn schwerer oder leichter als 0,7 t/m² wird.

Bei der hier untersuchten Trogbücke (Abb. 1) bedingt eine Änderung des Fahrbahngewichtes um 0,1 t/m² eine Änderung der Hauptträgerkosten von rd. 2,7 RM bezogen auf 1 m² Fahrbahn, bei der vollwandigen Deckbrücke (Abb. 2) sind es 1,6 RM. Mit wachsender Stützweite steigt natürlich der Einfluß des Fahrbahngewichtes auf die Kosten der Hauptträger, bei abnehmender Stützweite fällt er. Bleibt das Verhältnis der Netzhöhe zur Stützweite gleich und ebenfalls die Neigung der Streben, so wachsen die Mehrkosten der Fachwerkhauptträger je m² Fahrbahn infolge einer bestimmten Vergrößerung des Fahrbahngewichtes etwa geradlinig mit der Stützweite. Sie würden beim Fachwerkträger mit 100 m Stützweite etwa 5,5 RM für 100 kg betragen.

In dem Beispiel in Abb. 4 ist die Fahrbahn bei 7 bis 5 Längsträgern etwas leichter als 0,7 t/m². In diesem Bereich wird also der Beitrag der Hauptträger zu den Vergleichswerten negativ. Erst bei 4 Längsträgern steigt das Fahrbahngewicht über 0,7 t/m².

Als Längs- und Querträger sind nur I-Regelprofile berücksichtigt. Bei den Längsträgern sind sogenannte Kontinuitätsplatten an den Querträgern angenommen (vgl. DIN 1073 § 8 Ziff. 1).

Die Belageisen und Eisenbetonplatten mit Hauptbewehrung in einer Richtung sind als frei drehbar gelagerte Balken auf zwei Stützen berechnet⁸⁾. Diese Berechnungsart ist vielfach üblich, um den ungleichen Stützensenkungen infolge der Durchbiegung der Längs- und Querträger in einfacher Form Rechnung zu tragen. Die kreuzweise bewehrten Platten sind überschlägig berechnet.

Abb. 5 u. 6 zeigen die Schaulinien für die verschiedenen Fahrbahnausbildungen bei der Trogbücke (Abb. 1). Bei den Gewichten stehen an der Spitze die einachsige bewehrten Eisenbetonplatten; es folgen der Reihe nach die kreuzweise bewehrten Platten und die Buckelbleche. Am leichtesten sind Fahrbahnen auf Belageisen. Fahrbahnen mit Asphaltbelag sind natürlich bei allen Ausführungen leichter als solche mit Kleinpflaster.

Bei den Vergleichswerten für die Kosten ist die Reihenfolge umgekehrt. Am teuersten sind bei diesem Beispiel Fahrbahnen auf Buckel-

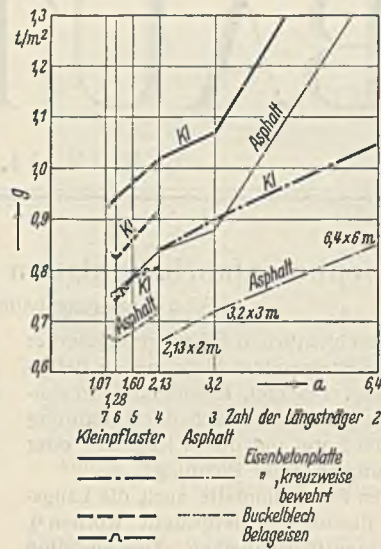


Abb. 5. Fahrbahngewichte der Trogbücke einschließlich der Längs- und Querträger.

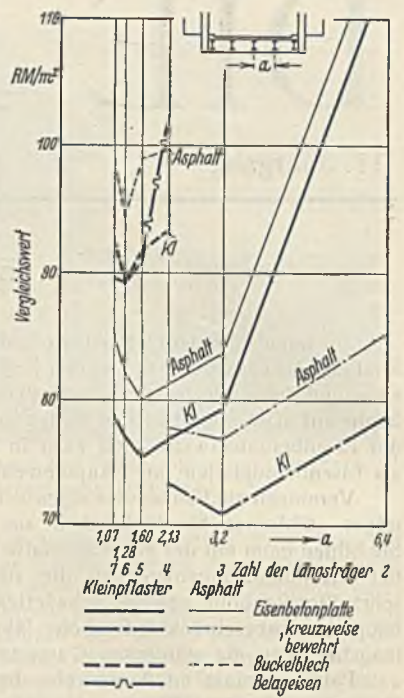


Abb. 6. Vergleichswerte für die Trogbücke.

blechen; es folgen der Reihe nach Fahrbahnen auf Belageisen, Eisenbetonplatten mit Hauptbewehrung in einer Richtung, kreuzweise bewehrte Platten. Fahrbahnen mit Asphaltbelag sind wegen der teureren Unterhaltung und kürzeren Lebensdauer trotz ihres geringeren Gewichtes bei allen Ausführungen teurer als solche mit Kleinpflaster. Wegen ihrer Fugenlosigkeit geben sie allerdings bei guter Unterhaltung den geringsten Anlaß zu unmittelbaren Erschütterungen.

Der wirtschaftliche Vorsprung der Eisenbetonplatten z. B. vor den Fahrbahnen mit Belageisen nimmt mit zunehmender Stützweite der Hauptträger ab, weil dann der Einfluß des größeren Gewichtes der Fahrbahnplatte auf die Kosten der Hauptträger wächst (siehe oben). Doch würden die Vergleichswerte für beide Fahrbahnausbildungen erst bei Stützweiten von mehr als 100 m gleich werden.

Außer dem gegenseitigen Verhältnis der Kosten lassen die Schaulinien Abb. 6 noch erkennen, bei welchem Abstände der Längsträger die Kosten für die einzelnen Fahrbahnarten einen Kleinstwert ergeben. Bei der kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatte ist der günstigste Längs-

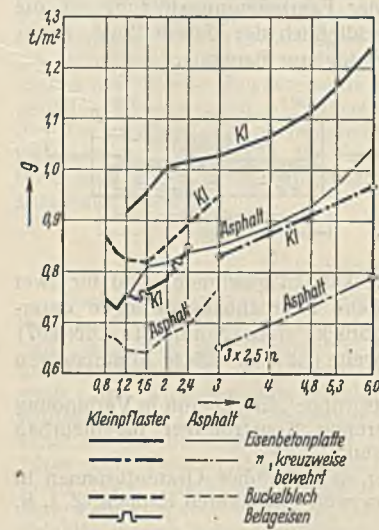


Abb. 7. Fahrbahngewichte der Deckbrücke einschließlich der Längs- und Querträger.

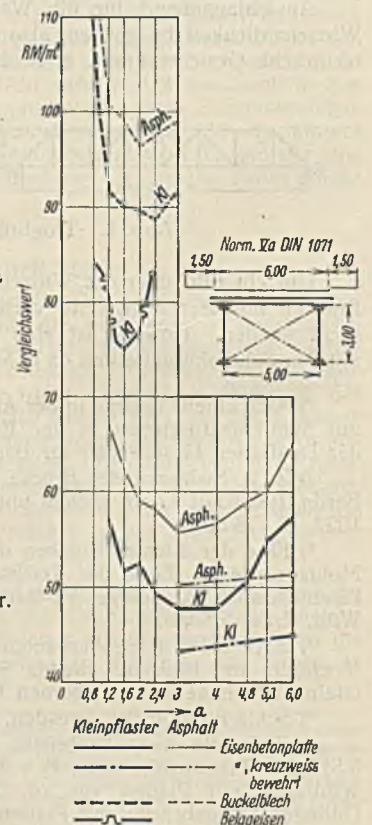


Abb. 8. Vergleichswerte für die Deckbrücke.

trägerabstand 3,2 m. Hier muß ein Zwischenquerträger eingeschaltet werden, so daß sich Platten von 3,2/3,0 m Seitenlänge ergeben. Bekanntlich ist die Plattenwirkung bei quadratischen und nahezu quadratischen Platten am günstigsten.

Abb. 7 u. 8 zeigen die entsprechenden Werte für die Deckbrücke mit

⁸⁾ Vgl. Fr. Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, S. 346 ff. Berlin 1924, Julius Springer.

vollwandigen Hauptträgern. Die Reihenfolge ist bei den Gewichten und Vergleichswerten dieselbe wie bei der Trogbrücke, nur sind hier die Unterschiede in den Vergleichswerten und der Vorsprung der Eisenbetonplatten erheblich größer. Bei diesem Beispiel ergeben sich die günstigsten Verhältnisse für die kreuzweise bewehrte Platte bei Seitenlängen von 2,5/3,0 m.

Bei den Eisenbetonplatten mit Hauptbewehrung in einer Richtung, die bei der Trogbrücke in der Fahrtrichtung gespannt sind, wirken sich in diesem Beispiel besonders günstig die Bestimmungen über die Lastverteilung bei Einzellasten aus (vgl. DIN 1075 § 6). Abb. 9 zeigt links in der oberen Kurve II deutlich das geringe Anwachsen der erforderlichen Plattendicke für die Querträgerabstände von 2,4 bis 4,8 m. Danach dürfte es vielleicht auch wirtschaftlich sein, bei Trogbrücken mit Querträgerabständen bis zu 3 m oder sogar 4 m die Eisenbetonfahrbahnplatte mit Hauptbewehrung in einer Richtung unter Fortfall der Längsträger unmittelbar auf die Querträger zu lagern.

Will man mit Rücksicht auf die dynamischen Einflüsse eine schwere Fahrbahn haben, so erreicht man dies, wie die Abbildungen zeigen, im allgemeinen billiger mit einer Fahrbahn auf Eisenbetonplatte als z. B. mit einer Fahrbahn auf Buckelblechen.

Mit der Haltbarkeit der Belageisen, deren gebogene Stege sehr dünn sind, sind vielfach schlechte Erfahrungen gemacht worden, ganz besonders bei Angriff durch Rauchgase. Man hat sich daher manchenorts grundsätzlich von ihnen abgewandt. Der dauernde Wechsel zwischen Stein und Stahl bietet besonders günstige, schwer zu unterhaltende Angriffstellen für den Rost. Der geringe Querschnitt ist bei Stoßbeanspruchungen wenig günstig, vor allem bei geringer Überdeckung der Belageisen. Buckelbleche sind den Belageisen erheblich überlegen, aber auch noch teurer als diese.

Eisenbetonplatten sind gegen Rauchangriff nur unempfindlich, wenn die Eiseneinlagen ausreichend durch Beton überdeckt sind und wenn der Beton möglichst dicht und wasserundurchlässig ist. Es dürfte überhaupt bei Eisenbetonfahrbahnplatten technisch zweckmäßig und wirtschaftlich sein, für den Beton eine möglichst gute Kornzusammensetzung und eine ausreichende Zementmenge zu verwenden und dabei Würfelstärken von mehr als 210 kg/cm² zu erreichen. Diese Würfelstärke gestattet es, die höchste zulässige Spannung von 60 kg/cm² auszunutzen, die die Berechnungsgrundlagen für massive Brücken vorsehen. Voraussetzung für ihre Anwendung ist allerdings noch die Erfüllung genau festgelegter Bedingungen für eine besonders gute Ausführung (DIN 1075 § 14 Ziff. 1).

Als Bewehrung der Eisenbetonplatten kommt auch das geschweißte Baustahlgewebe mit hoher Streckgrenze in Betracht. Die in Preußen und einigen anderen Ländern für diese Bewehrung im Hochbau zugelassenen sehr hohen Spannungen von 2400 bzw. 2600 kg/cm² dürften meines Erachtens für stark dynamisch beanspruchte Bauteile, wie es die Fahrbahnplatten von Brücken sind, nicht ohne weiteres anwendbar sein.

Die Eisenbetonfahrbahnplatte ist so anzuordnen, daß die Unterhaltung des Stahltragwerkes möglichst nicht beeinträchtigt wird⁹⁾. Im allgemeinen empfiehlt es sich, die Eisenbetonplatte auf die Obergurte der Stahlträger zu lagern und die Einbettung von Teilen der Stahlträger ganz zu vermeiden; denn an den Einbettungsstellen treten leicht Risse auf. Diese Lagerung bedingt eine größere Bauhöhe, die vielfach nicht zur Verfügung steht. Will man auch bei beschränkter Bauhöhe Eisenbetonfahrbahnplatten verwenden, so sollte man die Längsträger möglichst auch dann nicht in den Beton einbetten und von den Querträgern nur die Obergurte einbetonieren. In solchen Fällen muß für die Platte ein besonderes Auflager, z. B. in Gestalt eines durchlaufenden Winkels geschaffen werden.

Werden die stählernen Fahrbahnträger in besonderen Fällen vollständig mit Beton umhüllt, so ist es erforderlich, ein Ablösen des Betons von den Stahlträgern durch besondere Maßnahmen zu verhindern¹⁰⁾.

Liegen Eisenbetonfahrbahnplatten mit Hauptbewehrung in einer Richtung auch auf Stahlträgern auf, die gleichlaufend zu der Haupt-

bewehrung der Platte liegen, so empfiehlt es sich dringend, über diesen Stahlträgern besondere Eisen in der Platte etwa nach Abb. 10 anzuordnen (vgl. Eisenbetonbestimmungen 1932 A § 25 Ziff. 5, Abb. 17); denn an solchen Trägern ergibt sich immer eine gewisse Einspannung ähnlich wie bei den kreuzweise bewehrten Platten. Die Oberkante der Eisenbetonplatte muß immer so hoch gelegt werden, daß die über den Querträger hinweggeführten Rundisen überall ausreichend mit Beton umhüllt werden können.

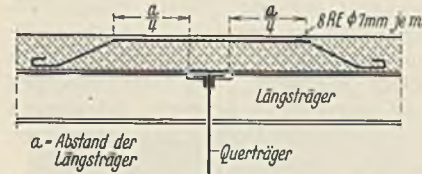


Abb. 10. Eiseneinlagen über den Querträgern.

Sind bei Eisenbetonplatten, die wie z. B. bei Trogbrücken in der Zugzone der Hauptträger liegen, besonders große Dehnungen zu erwarten, und will man ihren Einfluß ausschalten, so kommt in Betracht, in der Eisenbetonfahrbahn zunächst einige Querfugen zu lassen und hier, wenn nötig, auch die Längsträger zunächst längsverschieblich anzuschließen. Diese Fugen sind erst nach dem Aufbringen des überwiegenden Teils des Eigengewichts zu schließen; denn der Hauptteil der Hauptträgerbelastung von Straßenbrücken rührt bei mittleren und größeren Stützweiten vom Eigengewicht her. Bei sehr weit gespannten Brücken wird man einige Fugen offen lassen. Um Risse möglichst hintanzuhalten, empfiehlt es sich auch, bei der Querbewehrung der Platten nicht zu sehr zu sparen. Nach den Berechnungsgrundlagen für massive Brücken DIN 1075 § 6 Ziff. 1 wird mindestens eine Querbewehrung verlangt, die etwa zwischen 10 und 30% der Hauptbewehrung schwankt, je nach der angenommenen Verteilungsbreite für die Einzellasten. Auch hier sind die kreuzweise bewehrten Platten im Vorteil, die wegen ihres besonders guten Querschnitts als besonders geeignet für Fahrbahnplatten erscheinen. Bei ihnen kann man sich meines Erachtens auch am ehesten mit einer geringen Dicke der Verteilungsschicht begnügen, wie sie z. B. bei Asphaltbelägen ergibt.

Neuerdings hat man bei Brücken mit Asphaltbelag mehrfach auf eine besondere bituminöse Dichtung und auf die zugehörige Schutzschicht verzichtet¹¹⁾ und damit eine Gewichtsparsnis von etwa 0,1 t/m² erzielt. Es erscheint aber gerade bei stählernen Brücken zweifelhaft, ob dies mit Rücksicht auf die Unterhaltung und Lebensdauer allgemein vertretbar ist. Wenn es auch gelingen sollte, Risse im Asphaltbelag in der ersten Zeit zu vermeiden, so ist doch zu befürchten, daß solche Risse und Undichtigkeiten nach längerer Zeit infolge der Abnutzung und der Einwirkung von Hitze und Kälte doch eintreten. Ein schwacher Punkt bleibt meines Erachtens auch der dichte Anschluß des Asphaltbelags an die Bordschwelle, an einer Stelle also, wo sich infolge des Quergefälles am stärksten das Wasser sammelt.

Für Eisenbetonfahrbahnplatten auf stählernen Brücken sind die Berechnungsgrundlagen für massive Brücken maßgebend (vgl. DIN 1073 § 19). Bei der Überarbeitung dieses Normblattes, die durch die Herausgabe der neuen Eisenbetonbestimmungen 1932 notwendig geworden ist, sollen voraussichtlich die Sonderfragen der Eisenbetonfahrbahnplatten auf stählernen Brücken besonders behandelt werden. Hier wird unter anderem zu fordern sein, daß die ungleiche Einsenkung derjenigen Stahlträger, die die Eisenbetonplatte unmittelbar stützen, bei der Berechnung der Platte berücksichtigt wird. Führt man hierfür keine genaue Rechnung durch, so wird es im allgemeinen genügen, die Feld- und Stützenmomente der Platte dem Größtmoment eines frei drehbar gelagerten Plattenfeldes auf zwei Stützen von derselben Stützweite gleichzusetzen.

Ähnliches wird man vielfach auch bei den kreuzweise bewehrten Platten¹²⁾ zu beachten haben. In manchen Fällen wird man sich hier auch mit einfacheren, aber auf der sicheren Seite bleibenden Näherungsrechnungen begnügen können¹³⁾. Bei den Plattenstützweiten, die nach den vorstehenden Untersuchungen als besonders wirtschaftlich in Betracht kommen, wird im allgemeinen die ungünstigste Stellung der Verkehrslast dann gegeben sein, wenn die Vorderwalze oder die Hinterachse der Dampfwalze in Plattenmitte steht. Bei der Anordnung der Bewehrung ist zu beachten, daß diese Verkehrslast nach allen Richtungen wandern kann. Man wird daher die für die Plattenmitte errechnete Bewehrungsstärke bis nahe an die Auflager beibehalten müssen.

Bei der Untersuchung der Stahlträger, die die kreuzweise bewehrten Platten tragen, empfiehlt es sich zur Vereinfachung im allgemeinen, die zweiachsige Verteilung der Lasten, besonders der Verkehrslasten, durch

¹¹⁾ Z. B. bei der Illerbrücke Wiblingen und bei mehreren Entwürfen des Wettbewerbs für die Rheinbrücke Basel.

¹²⁾ Über die Berechnung kreuzweise bewehrter Platten s. Marcus, Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten. Berlin 1929, Julius Springer, und Gehler, Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Auflage, VI. Band, Balkenbrücken, S. 320 ff. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

¹³⁾ Vgl. Mörsch, Der Eisenbetonbau, 5. Auflage, II. Band, 2. Teil, S. 89. Stuttgart, Konrad Wittwer.

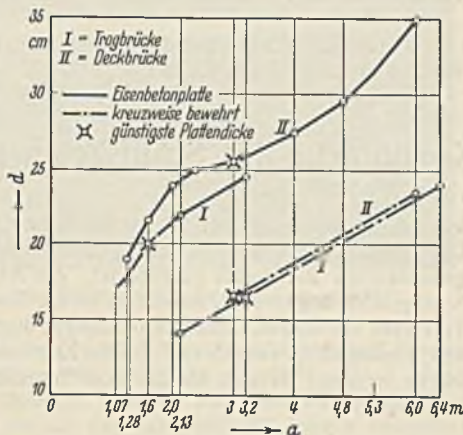


Abb. 9. Dicke der Eisenbetonplatten bei Kleinpflasterdecken.

⁹⁾ Vgl. z. B. Internationaler Wettbewerb für eine Straßenbrücke über den Rhein in Basel, Bautechn. 1931, H. 17, S. 246, Abb. 9.

¹⁰⁾ Vgl. Mörsch, Der Eisenbetonbau, 5. Auflage, II. Bd., 2. Teil, S. 90. Stuttgart, Konrad Wittwer.

die Plattenwirkung unberücksichtigt zu lassen und die Größe der auf diese Träger entfallenden Lastanteile entsprechend DIN 1072 § 3 Ziff. 3 unter der Annahme zu berechnen, daß die Platte in der jeweils in Betracht kommenden Richtung frei drehbar auf zwei Stützen gelagert ist.

Die vorstehenden Untersuchungen ergaben eine erhebliche wirtschaftliche Überlegenheit der Eisenbetonplatten als Fahrbahnplatten für stählerne Straßenbrücken mittlerer und kleiner Stützweite. Die Untersuchungen gelten streng genommen nur für die untersuchten Beispiele, Belastungen und Preise. Es ist aber zu erwarten, daß die Verhältnisse bei anderen Beispielen ähnlich liegen.

Es erscheint daher berechtigt, daß beim Entwurf stählerner Brücken noch mehr als bisher Eisenbetonfahrbahnplatten und besonders kreuzweise bewehrte Platten zum Vergleich neben anderen Arten herangezogen und

auf ihre Wirtschaftlichkeit im Einzelfalle geprüft werden. Auch die fortgeschrittenen Kenntnisse der Baustoffeigenschaften des Betons und die zunehmende Verbreitung und Anwendung dieser Erkenntnisse dürften zur ausgedehnteren Anwendung der Eisenbetonplatte als Fahrbahnplatte ermutigen.

Unter den Eisenbetonplatten ist die kreuzweise bewehrte Platte wegen ihres guten Querschnitts, ihrer hohen Tragfähigkeit und Rissicherheit¹⁴⁾ als Fahrbahnplatte besonders geeignet. Sie dürfte daher der Eisenbetonplatte mit Hauptbewehrung in einer Richtung auch dann vorzuziehen sein, wenn die Kosten beider Ausführungen gleich sind.

¹⁴⁾ Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 70, Versuche mit kreuzweise bewehrten Platten. Berlin 1932, Wilh. Ernst & Sohn.

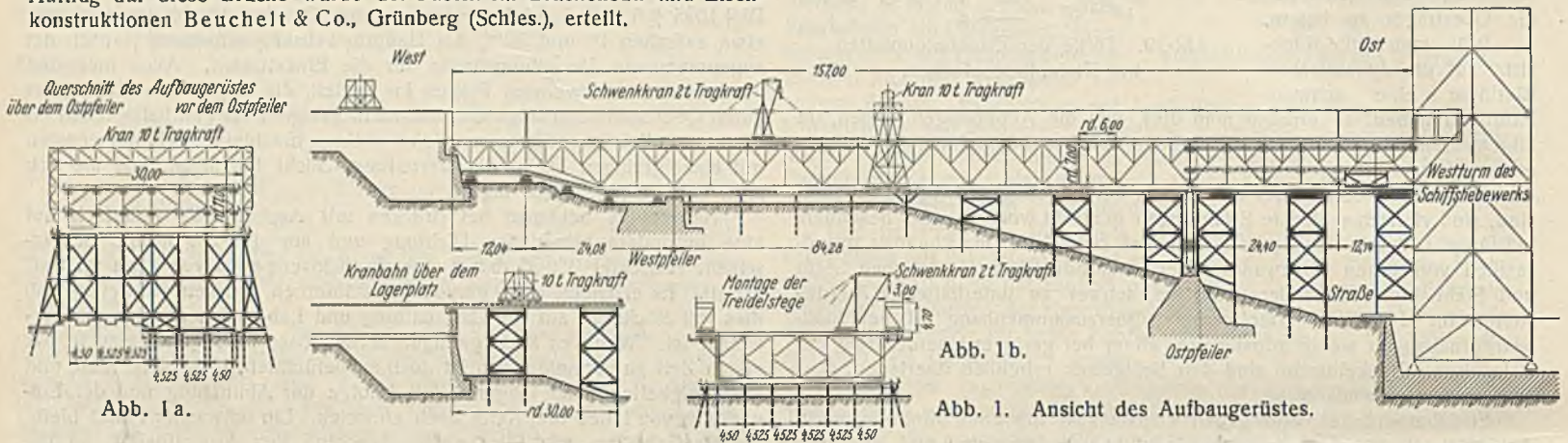
Aufbaugerüst und Baustelleneinrichtung für die Kanalbrücke des Schiffshebwerks Niederfinow.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. R. Heinen, zur Zeit Niederfinow.

Die Kanalbrücke bildet einen Teil des zur Zeit in der Ausführung begriffenen zweiten Abstiegs des Großschiffahrtsweges Berlin—Stettin. Sie dient zur Verbindung der oberen Haltung des Hebewerks mit dem Oberhafen. Die stählerne Brücke hat eine Länge von rd. 157 m, eine Breite von rd. 34 m und besteht aus sieben Hauptträgern mit darüber angeordnetem Trog aus Stahlblechen¹⁾. Die Hauptträger sind als Gerberträger ausgebildet und auf zwei Zwischenpfeilern gelagert (Abb. 1). Der Auftrag auf diese Brücke wurde der Fabrik für Brückenbau und Eisenkonstruktionen Beuchelt & Co., Grünberg (Schles.), erteilt.

von einer Kranbahn zur Aufnahme eines Aufbauportalkrans (Abb. 1a). Die Kranbahn, deren Oberkante genau so hoch liegt wie das Gerüst, ist grundsätzlich wie dieses ausgebildet. Zur Aufnahme der Seitenkräfte sind Schrägpfähle angeordnet, außerdem ist die Kranbahn mit dem Gerüst durch Traversen verbunden. Diese Verbindungen dienen ebenfalls der Seitensteifigkeit, Lasten sollen vom Gerüst auf die Kranbahn oder umgekehrt nicht übertragen werden, da sich Gerüst und Kranbahn verschieden stark setzen.



1. Das Gerüst.

Für die Aufstellung der Brücke, die zur Zeit im Gange ist, wurden verschiedene Möglichkeiten erörtert. Da etwa auf die halbe Brückenlänge der Höhenunterschied zwischen Konstruktionsunterkante und dem Gelände nur wenige Meter beträgt, so lag der Gedanke nahe, die Hauptträger auf dieser Strecke auf dem Erdboden zu montieren, später zu heben und die zweite Hälfte, von der Stelle ab, wo das Gelände sich allmählich zum Hebewerkgrundbau senkt, frei vorzubauen. Dazu wäre am Knickpunkt des Geländes etwa in Brückenmitte ein Hilfspfeiler erforderlich geworden zur Aufnahme des Auflagerdrucks aus dem frei vorgebauten Ende. Mit Rücksicht auf diesen großen Auflagerdruck und unter Beachtung der schlechten Untergrundverhältnisse wäre jedoch der Hilfspfeiler so teuer geworden, daß sich diese Art der Montage nicht lohnte. Eine weitere Möglichkeit bestand darin, die Hauptträger in der Achse der Brücke hinter dem Widerlager zusammenzubauen und nach Fertigstellung längs einzuschleppen. Die Gestalt des Geländes und die Tatsache, daß der Oberhafen bereits mit Wasser gefüllt war, ließen jedoch auch dies nicht ratsam erscheinen. Nach Durcharbeitung weiterer Möglichkeiten entschied man sich schließlich dahin, die Brücke vollkommen auf festem Gerüst herzustellen.

Die Anordnung des Gerüsts ist aus Abb. 1 zu ersehen. Unter jedem Hauptträger befindet sich ein Rüstträgerstrang aus I-Eisen zur Aufnahme der Arbeitsplattform. Die Rüstträger sind auf hölzernen Pfählen gelagert, diese haben eine Entfernung von 9 bzw. 6 m. Unter jedem Auflagerpunkt der Rüstträger befindet sich ein Pfahl, der mit den benachbarten durch hölzerne Zangen verbunden ist. Jeder Aufsatzpfahl wiederum gibt seine Last mit Hilfe einer kurzen U-Eisen-Traverse an zwei Rammfähle ab. Das größte Joch hat eine Höhe von rd. 20 m, in der westlichen Brückenhälfte liegen infolge des geringen Höhenunterschiedes die Rüstträger auf den Köpfen der Rammfähle auf. Über dem Ostpfeiler befindet sich in der oberen Plattform eine durchgehende Öffnung zum Einbau der eisernen Stützen. Das Aufbaugerüst wird beiderseitig umfaßt

¹⁾ Eilerbeck, Entwurfsarbeiten für das Schiffshebwerk Niederfinow, Bautechn. 1927, Heft 23, S. 333, Plarre, Vorarbeiten für das Schiffshebwerk Niederfinow, Ztrbl. d. Bauv. 1930, Heft 14, S. 275, ferner Plarre u. Contag, Sonderentwürfe für die Gestaltung des Schiffshebwerks Niederfinow, Stahlbau 1930, Heft 18, S. 205.

Der Berechnung des Gerüsts wurden nur die Lasten aus den Hauptträgern nebst Verbänden zugrunde gelegt, da der Trog erst nach dem Freisetzen der Hauptträger aufgebracht wird. Jeder Aufsatzpfahl erhält eine Last von rd. 35 t, jeder Rammpfahl also die Hälfte. Es wurden Rundhölzer von 35 cm Durchm. für die Aufsatzpfähle und von 30 cm Durchm. für die Rammfähle verwendet. Bei Ausführung der Rammarbeiten ergab sich, daß die Pfähle wegen des schlechten Baugrundes tiefer gerammt werden mußten, als ursprünglich vorgesehen; die meisten Pfähle stecken 7 bis 8 m im Erdboden. Nach dem Aufbringen der Belastung zeigten sich nur geringe Setzungen der Rammfähle, auch die Zusammendrückung des Aufsatzgerüsts hielt sich in den üblichen Grenzen. Bei der Kranbahn liegen die Belastungsverhältnisse ähnlich wie beim Gerüst, so daß hier überall dieselben Profile verwendet werden konnten. Durch Verdübelung am Kopf übernimmt der Schrägpfahl einen Teil der Last. Abb. 2 zeigt eine Teilaufnahme des Hauptgerüsts kurz vor Beginn der Montage.

Zum Abnieten des Obergurts und der Anschlußpunkte des Zwischenfachwerks dient ein Arbeitsgerüst, das an die Füllstäbe angeklemt ist. Da die gesamte Brückenbreite einschließlich der auskragenden Treidelstege größer ist als die Arbeitsbreite des Aufbaukrans, ist zum Einbau dieser Treidelstege ein besonderes Gerüst erforderlich, dessen Ausbildung aus Abb. 1b erkennbar ist. An den Bodenträgern des Troges hängt eine hölzerne Arbeitsplattform, die sich über mehrere Felder erstreckt und mit dem Fortschreiten des Einbaues umgesetzt wird. Zum Abnieten des obersten Laufsteges dienen fliegende Nietrüstungen.

Das Gerüst und die Kranbahnen enthalten insgesamt rd. 1000 fm Holz und 300 t Eisen.

2. Die Baustelleneinrichtung.

Für die Anfuhr der Stahlbauteile vom Werk zur Baustelle bestanden mehrere Möglichkeiten. Der Reichsbahnhof Niederfinow liegt etwa 3 km von der Baustelle entfernt. Eine im Zuge der Verbindungstraße liegende Brücke hat jedoch nur geringe Tragkraft, so daß von der Möglichkeit der Anfuhr mit Fuhrwerk nur beschränkter Gebrauch gemacht werden konnte. Der Bahnhof Niederfinow hat ferner Anschluß an den in der Nähe der Baustelle im Tale vorbeiziehenden alten Finow-Kanal, auf dem eine vom Auftraggeber eingerichtete Eisenbahnfähre für schwere Eisenbahnwagen verkehrt. Bei Ausnutzung dieser Verbindung hätte jedoch

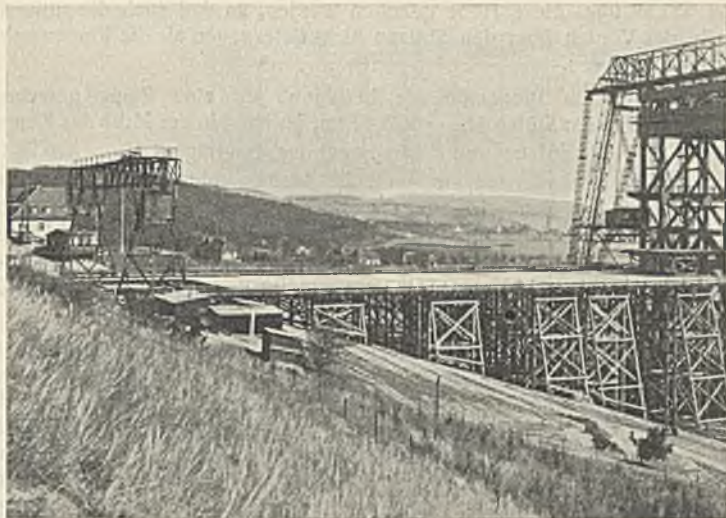


Abb. 2. Teilansicht des Gerüsts vor Beginn der Montage.

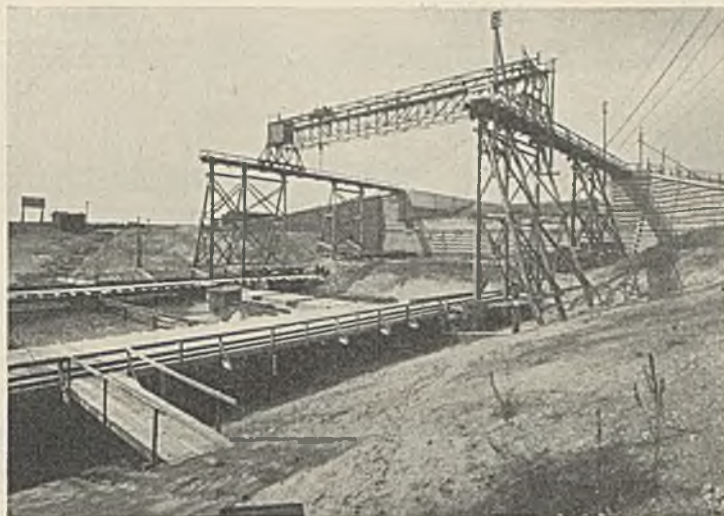


Abb. 3. Lagerplatz mit Entladekran.

noch ein längeres Normalspurgleis bis zur Brückenbaustelle verlegt werden müssen, und außerdem hätte man sämtliche Bauteile durch einen besonderen Aufzug 20 m hochziehen müssen, um die Rüstungsplattform zu erreichen. Mit Rücksicht darauf, daß der Oberhafen bereits benutzbar und an den im Betrieb befindlichen Großschiffahrtweg angeschlossen war, entschied man sich schließlich dahin, die Transporte im ersten Teil auf dem Bahnwege, im zweiten Teil auf dem Wasserwege auszuführen. Die in Grünberg (Schles.) beladenen Eisenbahnwagen werden in Neusalz (Oder) aufs Schiff übernommen. Diese Art des Antransports bietet den Vorteil, daß die Schiffe mittels der Niederfinower Schleusentreppe ins Oberwasser gehoben werden können, dessen Wasserspiegel etwa in Höhe der Brücke liegt. Jedes Schiff wird mit rd. 300 t beladen. In wasserarmen Zeiten gehen die Güter mit der Eisenbahn bis Niederfinow und werden dort auf kleinere Prahme übernommen.

Auf den seitlichen Abschlußmauern des Oberkanals läuft ein elektrisch betriebener Brückenkran von 30,8 m Stützweite und 10 t Tragkraft. Der Oberkanal findet seinen Abschluß im (westlichen) Landwiderlager der Brücke. In Verlängerung der Abschlußmauern wurde daher eine hölzerne Kranbahn von rd. 30 m Länge errichtet. Die mit Bauteilen ankommenden Schiffe fahren bis zum Widerlager, der Kran²⁾ nimmt die einzelnen Stücke und setzt sie auf dem Lagerplatz zwischen Widerlager und Westpfeiler ab. Die Anordnung ist aus Abb. 1 u. 3 zu ersehen.

Durch diese Art des Antransports ergibt sich die Richtung des Aufbaues von selbst. Damit sich Entlade- und Aufbaugeschäft nicht stören, mußte im Osten, also am Hebewerk, begonnen werden. Dadurch ergab sich auch der Vorteil, daß durch das bereits aufgestellte Hebewerkgerüst ein fester Punkt gegeben war, an den angeschlossen werden konnte. Der Aufbau schreitet also von Osten nach Westen vor. Der Transport der Stücke geschieht durch elektrisch betriebene Normalspurloren, die auf der Rüstungsplattform laufen. Das Beladen dieser Loren geschieht auf dem Lagerplatze durch den Entladekran, das Entladen an der Einbaustelle durch den Aufbaukran.

²⁾ S. a. Stahlbau 1932, Heft 17, S. 129.

Der Aufbaukran ist ein elektrisch betriebener Portalkran von 30 m Stützweite und 10 t Tragkraft (Abb. 1 a). Dieser Kran fügt die Hauptträger nebst Verbänden zusammen und verlegt das Material für den Trogboden. Nach Fertigstellung all dieser Teile beginnt der Einbau der auskragenden Treidelwegkonstruktion und seitlichen Wandbleche mit Hilfe von zwei

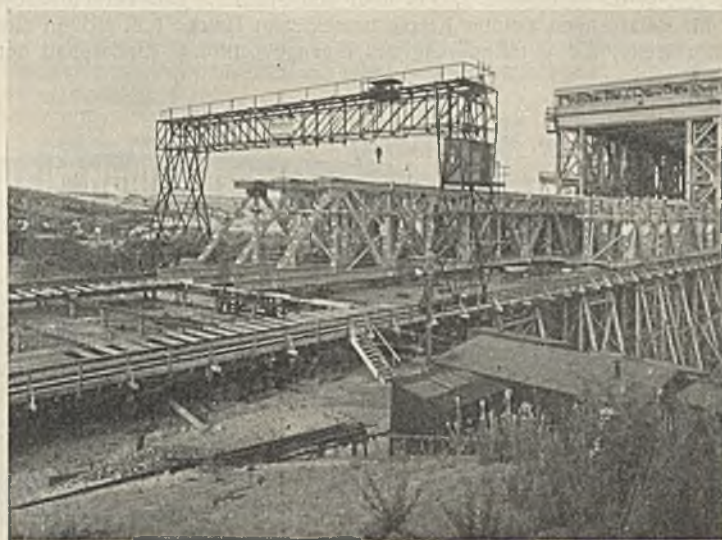


Abb. 4. Aufbau der Hauptträger.

leichteren eisernen Schwenkmasten, die auf dem Trogboden verfahren werden.

Abb. 4 zeigt eine Aufnahme der Baustelle während des Aufbaues der Hauptträger.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Grenzbrücke in Radkersburg (Steiermark).

Von Regierungsoberbaurat Dr. techn. Jos. Krebitz, Graz.

Vorgeschichte.

Schon im Jahre 1910 war der Bauzustand der Murbrücke in Radkersburg so mangelhaft, daß ein Neubau in Aussicht genommen wurde. Die Stadtgemeinde Radkersburg erwarb damals die am linken Brückenkopfe gelegene alte Gerberei Benko, die wenigstens zum Teil abgetragen werden sollte, um die Straßenauffahrt am linken Ufer zu erleichtern. Der Ausbruch des Weltkrieges verhinderte die Verwirklichung des Bauvorhabens, und nach Friedensschluß lagen die Siedlungen am linken und rechten Murofer in zwei verschiedenen Staaten. Allmählich lebten die alten wirtschaftlichen Beziehungen zwischen hüben und drüben wieder auf, und die beidersseitige Grenzbevölkerung wurde gewahr, daß die Zeit an der Murbrücke nicht ohne Spuren vorübergegangen, daß das Holzbauwerk baufällig geworden und von jedem Triftgut führenden Hochwasser mit dem Einsturze bedroht war, so daß es nur noch mit Lasten bis 1000 kg Höchstgewicht befahren werden durfte. Abhilfe konnte nur durch eine vollständige Erneuerung in Holz oder durch einen Neubau mit beständigerem Baustoffe geschehen.

Nach längeren Bemühungen kam es am 21. Juni 1927 zu einer zwischenstaatlichen Besprechung an Ort und Stelle, bei der grundsätzlich

der Neubau der Brücke zu Lasten Österreichs und Jugoslawiens beschlossen wurde. Das steiermärkische Landesbauamt übernahm die Aufstellung eines Entwurfes und die Leitung der Bauausführung.

Auf Grund der Verhandlungsergebnisse wurde, dem Wunsche Jugoslawiens und der Grenzbevölkerung entsprechend, von drei Wahlentwürfen ein Entwurf in Eisenbeton zur Ausführung bestimmt, der sich übrigens auch im Preise um ein geringes niedriger stellte als die mit Eisentragwerken.

Entwurf.

Die neue Grenzbrücke (Abb. 1) überquert den Murfluß, abweichend von der Achse der alten Brücke, senkrecht zur Stromrichtung. Sie hat eine gesamte Lichtweite von 85,5 m, die sich auf zwei Seitenöffnungen von je 26,5 m l. W., eine Mittelloffnung von 29,6 m l. W. und zwei Zwischenpfeiler von je 1,6 m Breite verteilt (Abb. 2). Als Tragwerk dient ein als Eisenbeton-Plattenbalken ausgebildeter Gerberträger, dessen über der Mittelloffnung liegender Kragteil eine Stützweite von 31,2 m mit je 4,8 m ausladenden Kragarmen aufweist, während die Auflagerentfernung der über den Seitenöffnungen angeordneten Koppelträger je 23,1 m mißt. Diese Stützweiten liegen, wenn man außergewöhnlich überhöhte und un-

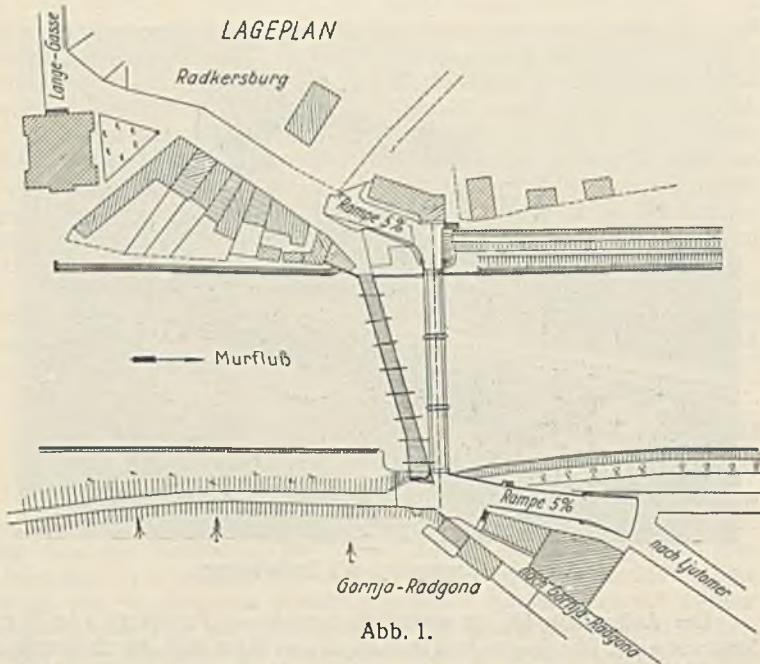


Abb. 1.

förmliche Stützenquerschnitte vermeiden will, nach den alten österreichischen Bestimmungen schon an der Grenze für die Anwendungsmöglichkeit von mit St 37 bewehrten Eisenbetonbalken und erforderten eine Tragwerkhöhe von 2,30 m im Felde und 2,55 m über den Stützen. Die Verkehrsfläche der für Belastungen zweiter Klasse bemessenen Brücke teilt sich in eine 5,50 m breite, zur Verminderung des Eigengewichtes in Gußasphalt her-

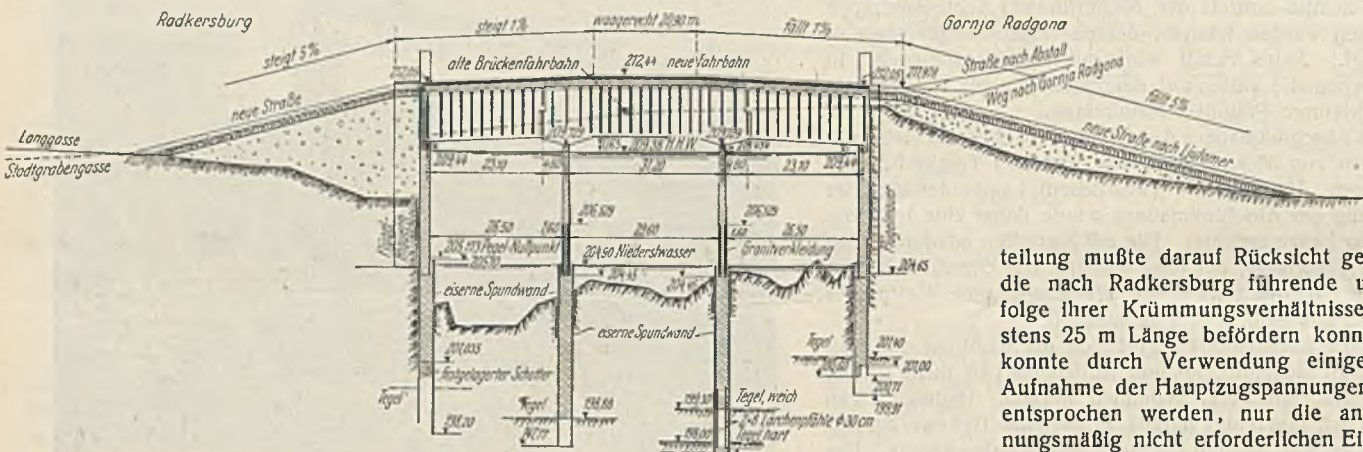


Abb. 2.

gestellte Fahrbahn und in beiderseitige asphaltierte Gehwege von je 1,25 m Breite (Abb. 3). Sie steigt aus Schönheitsgründen und wegen der besseren Oberflächenentwässerung von den Ufern gegen die Flußmitte unter 1% an. In Brückenmitte wurde eine Waagerechte von 20,9 m Länge eingeschaltet. Durch diese Anordnung konnte überdies die neben den Widerlagern um 30 cm über dem Spiegel des Katastrophenhochwassers von 1670 m³/sek liegende Unterkante der Tragwerkrippen in Flußmitte

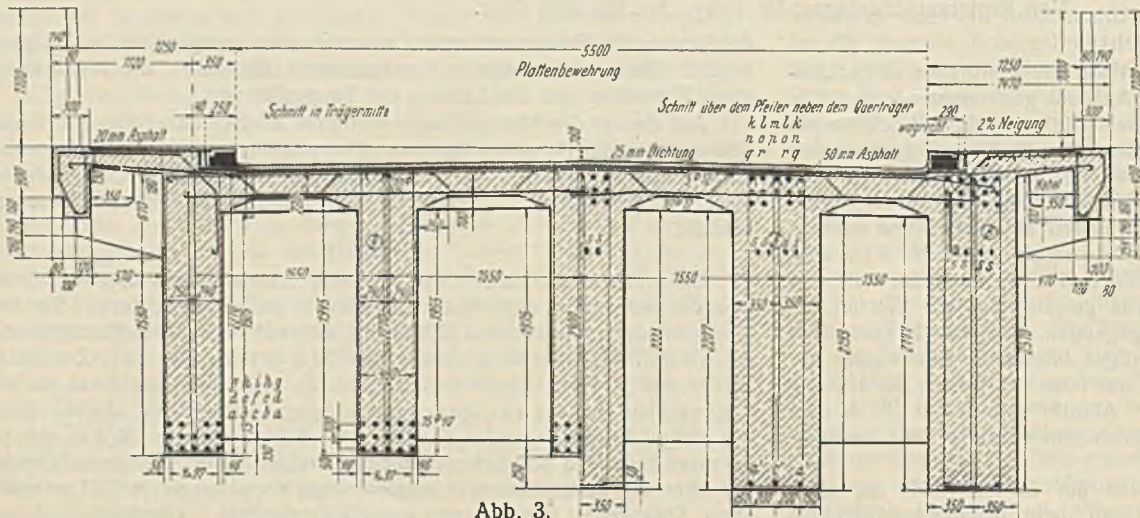


Abb. 3.

um 65 cm über diese Höhe gehoben werden, so daß auch die untersten Teile der Vouten über den Stützen nicht tiefer ragen als die Rippen neben den Widerlagern.

Die größten Biegemomente betragen, auf eine Rippe gerechnet: Moment über der Stütze $M_{st} = 325,42$ tm, Moment in der Mitte des Koppelträgers $M_i = 323,61$ tm und Feldmoment des Kragträgers $M_l = 316,78$ tm, wichen also im äußersten nur um 2,65% voneinander ab. Die wirklichen Spannungen beliefen sich über der Stütze auf: $\sigma_b = 39,01$ kg/cm², $\sigma_e = 926,1$ kg/cm², in Feldmitte des Koppelträgers auf: $\sigma_b = 38,57$ kg/cm², $\sigma_e = 946$ kg/cm². Die Beanspruchungen in Feldmitte des Kragträgers sind, dem kleineren Momente entsprechend, geringer als beim Koppelträger.

Von dem größten Biegemomente des Koppelträgers entfallen 57,07 tm auf Nutzlasten und 266,54 tm auf ständige Lasten, so daß eine Erhöhung der Nutzlasten um 10% nur eine Steigerung der Beanspruchung des Betons um 0,68 kg/cm² und des Eisens um 16,1 kg/cm² zur Folge hätte. Nach den zur Zeit der Bauinangriffnahme in Geltung gelangten neuen österreichischen Eisenbetonbestimmungen ergibt sich für Belastungen einer Straßenbrücke erster Klasse beim Koppelträger ein Verhältnis der ständigen zur Nutzlast von 4,50 und daher ein Stoßzuschlag von 0,05, so daß sich das zu berücksichtigende Größtmoment der Verkehrslast erster Klasse auf insgesamt 69,26 tm stellt. Die Gesamtspannung berechnet sich dann für den Beton zu 40,04 kg/cm², für die unterste Eiseneinlage zu 981 kg/cm² und im Schwerpunkte der beiden äußeren Eisenreihen zu 946 kg/cm². Die Erhöhung der Spannungen über den Stützen unter den Belastungen erster Klasse ist ebenso gering wie in Feldmitte des Koppelträgers. Da nach den neuen Bestimmungen bei Beton von $W_{b28} = 150$ kg/cm² für Plattenbalken im Felde eine Druckspannung von 40 kg/cm², über den Stützen eine solche von 50 kg/cm² bei Eisenspannungen von 1000 bzw. 1200 kg/cm² zugelassen wird, genügt die Brücke tatsächlich den

Belastungen erster Klasse vollkommen; der Stützenquerschnitt hätte sogar noch wesentlich schwächer gehalten werden können.

Bei der aus Abbild. 4 zu entnehmenden Materialver-

teilung mußte darauf Rücksicht genommen werden, daß die nach Radkersburg führende untere Muraltbahn infolge ihrer Krümmungsverhältnisse nur Eisen von höchstens 25 m Länge befördern konnte. Dieser Bedingung konnte durch Verwendung einiger Zulageeisen für die Aufnahme der Hauptzugspannungen ohne Schwierigkeiten entsprochen werden, nur die an der Stoßstelle rechnungsmäßig nicht erforderlichen Eisen *a* des Kragträgers wurden zur Vermeidung von Rissen im Beton in der aus Abb. 5 ersichtlichen Weise miteinander verbunden. Die Querkräfte werden durch Hauptzugeisen und vierschnittige Bügel von 30 mal 5 mm Querschnitt voll aufgenommen.

Als Gelenke der Koppelträger und als festes, auf dem linken Mittelpfeiler liegendes Auflager des Kragträgers dienen zwei, mit etwas verschiedenen Halbmessern zylindrisch gebogene Bleche nach Abb. 6, wobei im unteren Bleche mehrere Löcher von 30 mm Durchm. zur Ermöglichung eines satten Vergusses angeordnet wurden. Abb. 7 u. 8 zeigen die beweglichen Lager auf dem rechten Mittelpfeiler und auf den Widerlagern, deren Lagerplatten und Rollen aus Gußstahl von 7500 kg/cm² Zugfestigkeit und 10% Dehnung herzustellen waren. Die Rollenhalbmesser sind so gewählt, daß die größte Hertzsche Pressung unter 7500 kg/cm² bleibt.

Die Mittelpfeiler haben eine Kronenstärke von 1,40 m und weisen bis zur Mittelwasserhöhe einen schwachen Anzug auf. Das zwischen NNW und MW liegende Pfeilerstück ist 1,60 m stark und mit Granitquadern verkleidet. Vor- und Hinterkopf enden in einer rechtwinkligen Schneide und sind bis über Tragwerkunterkante hochgezogen, wodurch die Lagerausbildung in der Ansicht unsichtbar bleibt. Die Grundbaukörper wurden 2,60 m breit und 11 m lang vorgesehen und waren mittels eiserner

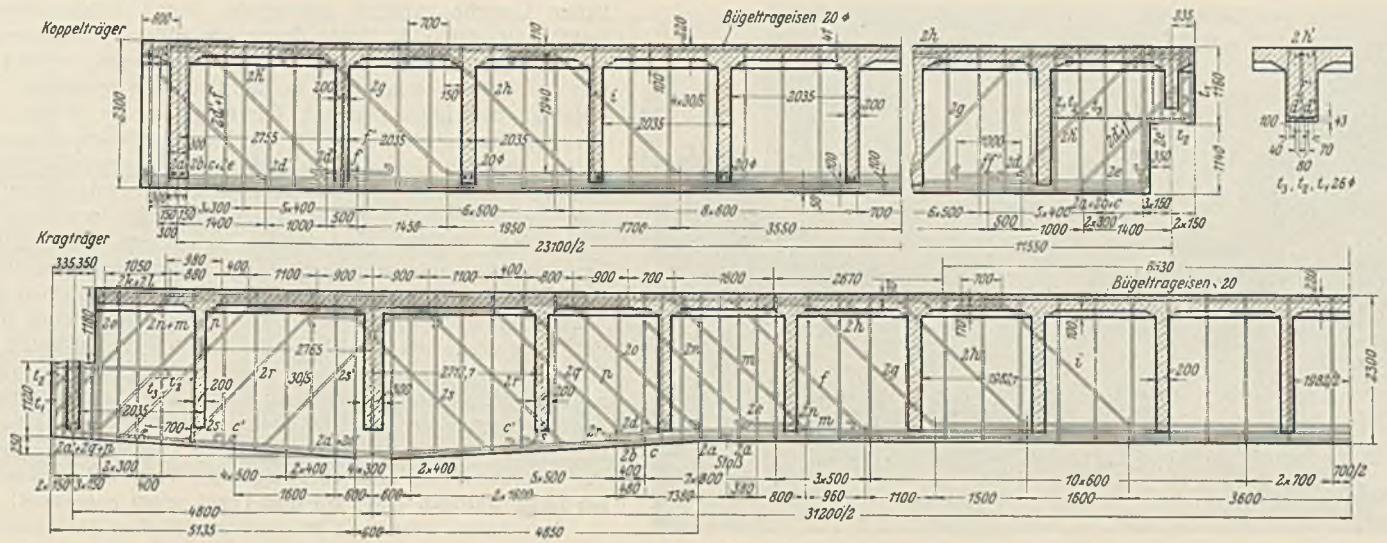


Abb. 4.

Spundwände in offener Baugrube auf dem durch Probebohrungen in einer Tiefe von durchschnittlich 6,5 m unter Nullwasser festgestellten blauen Tegel aufzusetzen. Die hierbei auftretende größte Bodenpressung beträgt 4,38 kg/cm².

Die Widerlager sind so ausgebildet, daß die Auflagerbank in der Aufsicht durch rd. 50 cm starke Blindmauern gedeckt ist. Die Grundbaukörper sind, wie bei den Mittelpfeilern, 2,60 m breit, jedoch nur 9,80 m lang und waren gleichfalls unter Verwendung eiserner Spundwände bis zu dem hier etwas höher liegenden Tegel in offener Baugrube abzutiefen. Durch die gegenüber dem Widerlageraufbau stark außermittige Anordnung des Grundbaukörpers (Abb. 9) wurden in sparsamer Weise die Bodenpressungen auch für den Fall ganz außergewöhnlicher Belastungen in Grenzen

Hinterfüllung und Widerlagerkörper bei NNW und einem bis 5 m unter NNW reichenden Kolk an der Wasserseite. Die Randspannungen in einer Tiefe von 5 m unter Grundbaukrone rechnen sich für diese beiden, praktisch wohl auszuschließenden Grenzfälle mit 6,40 bzw. 6,49 kg/cm², erscheinen sonach unbedenklich, wiewohl die tatsächlich auftretenden Bodenpressungen den für die Mittelpfeiler errechneten Größtwert kaum erreichen werden.

Das Geländer auf der Brücke und über den Rampenmauern war in Eisen vorgesehen und besteht aus lotrechten Stäben mit oben abgerundetem, 10 cm breitem Holm.

Sämtliche an beiden Ufern zur alten Brücke führenden Wege wurden teils unmittelbar, teils mittels Treppen an die neuen Brückenköpfe angeschlossen; für die Hauptverkehrsrichtungen nach Radkersburg links und

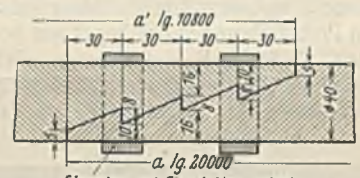
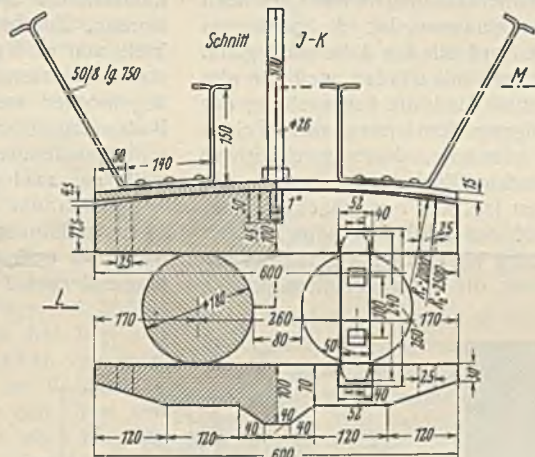
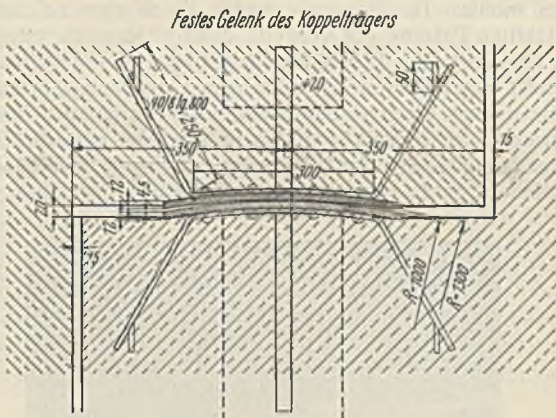


Abb. 5.

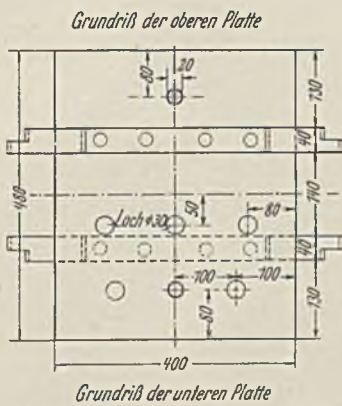


Abb. 6.

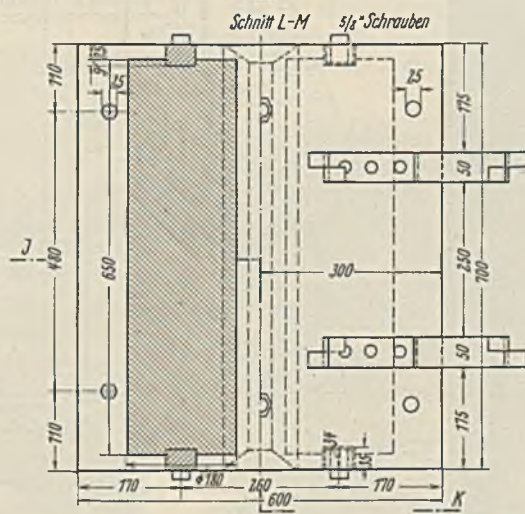


Abb. 7.

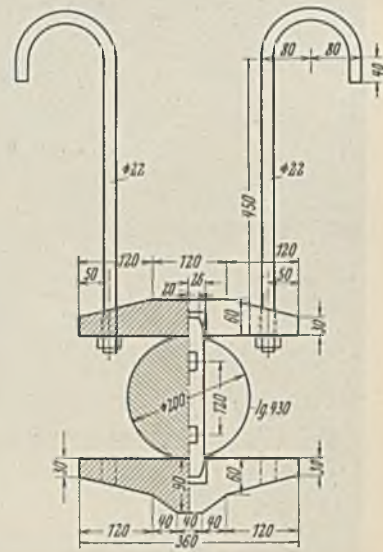


Abb. 8.

gehalten, denen der Tegel noch zweifellos gewachsen ist. In Abb. 9 sind die äußersten möglichen Lagen der Stützlinie im Grundbaukörper eingetragen. Stützlinie I gilt für den Fall, daß das Widerlager ohne Hinterfüllung schon mit dem Tragwerk belastet ist, wobei der Grundbaukörper land- und wasserseitig ganz im Bodenschotter steckt. Stützlinie II ergibt sich unter der ungünstigen Annahme eines waagrecht wirkenden Erddruckes, d. h. unter Außerachtlassung der Reibung zwischen

nach Ljutomer rechts mußten mit Schotterfahrbahnen versehene Rampen unter 5% angeordnet werden, die beträchtliche Anschüttungen (zusammen rd. 2500 m³) notwendig machten.

Bauausführung.

Februar 1929 waren die Mittel für den Neubau der Brücke in den beiden angrenzenden Staaten sichergestellt, so daß die Ausschreibung der



Abb. 10.

Bauarbeiten veranlaßt werden konnte. Wenige Tage später, am 11. März 1929, nahm ein durch plötzliches Tauwetter nach strenger Kälte verursachter Eisstoß die ersten zwei Joche auf österreichischer Seite samt drei Brückenfeldern mit sich (Abb. 10) und schnitt bis zu der am 6. April 1929 beendeten behelfsmäßigen Instandsetzung der alten Holzbrücke jede Fahrverbindung zwischen den beiden Ufern ab. Der Personenverkehr war während der Unterbrechung durch eine Kahnüberfahrt aufrechterhalten worden. Noch vorher war die Ausführung der durch die vorangegangenen Ereignisse wohl als dringend notwendig nachgewiesenen neuen Brücke auf Grund des Ergebnisses der Angebotverhandlung vom 25. März 1929, an der sich insgesamt elf Unternehmungen aus Österreich und Jugoslawien beteiligten, der AG für Bauwesen Ing. A. Spritzer in Wien übertragen worden, die schon am 8. April mit den Arbeiten begann.

Die Lage der neuen Brücke war so gewählt worden, daß die alte Holzbrücke als Notverbindung dienen konnte und die Freimachung der Baustelle für die neue nur eine Abschrägung des letzten alten Feldes am rechten Ufer, und zwar flußabwärts, erforderte. Nach Durchführung dieser Vorarbeit wurde die Baugrube des rechten Widerlagers, in der nach den Probebohrungen der Tegel am höchsten lag, mit 7 m langen Larsseneisen, Profil Nr. II, umschlossen. Während des Aushubes beim rechten Widerlager wurden die eisernen Spundwände für das linke gerammt, ein Bauzustand, der in Abb. 11 festgehalten ist, die außer der alten Brücke

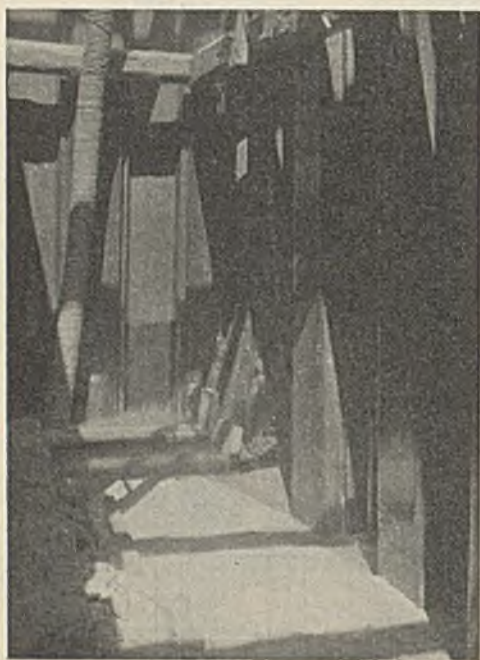


Abb. 12.

auch noch das am linken Ufer gelegene, flußabwärts schon zum Teil abgetragene alte Benkohaushaus zeigt. Während beim rechten Widerlager trotz eines allerdings erst im Bereiche des Tegels offenen Larssenschlosses (Abb. 12) der Aushub und das Einbringen des Grundbaubetons ohne Schwierigkeiten bewerkstelligt werden konnten, war die Bewältigung des Wasserzudranges in der Baugrube des linken Widerlagers aus einer ähn-

lichen Ursache zunächst unmöglich. Durch Sondierungen wurde festgestellt, daß eine Bohle durch ein außergewöhnliches Hindernis — wie später aus deren Narben geschlossen werden konnte, war es wahrscheinlich ein in die Baugrube reichender Fuß des während der jugoslawischen Besetzung Radkersburgs im Jahre 1919 von der alten Brücke in die Mur gestürzten Erzstandbildes Kaiser Josefs II. — sich innerhalb der Umspundung nach aufwärts gebogen hatte, wobei beide Schösser aufgerissen wurden. Um die Weiterarbeit zu ermöglichen, mußte man diese Bohle samt den unmittelbar benachbarten ziehen, um dann die Dichtung der Baugrubenumfassung durch neu zu rammende Spundwandisen durchführen zu können. Abb. 13 zeigt das beim Ziehen zum Teil wieder gerade gerichtete untere Ende der aufgebogenen Bohle. In der Annahme, daß das Hindernis von der beschädigten Larssenbohle beiseite geschoben worden sei, wurden die Ersatzisen erneut vorsichtig eingerammt und auch tatsächlich glatt bis in den Tegel vorgetrieben. Da bei dem nachfolgenden Aushube über dem Tegel sehr fest gelagerter Schotter angefahren wurde, wurde der Grundbaubeton zum überwiegenden Teile auf diesen und nur am flußabwärtigen Ende auf den Tegel selbst aufgesetzt.

Inzwischen waren die im durchschnittlichen Abstände von 4 m voneinander vorgesehenen Joche für das Lehrgerüst fertiggestellt worden, die in einer Höhe von rd. 1 m über Nullwasser abgekappt wurden und von vornherein derart ausgeteilt waren, daß die Böden für das Rammen der Spundwände sowie die Bühne für die sonstigen Gründungsarbeiten, das war: das Überstellen der Rammen, die Zufuhr des Betons usw., auf ihnen verlegt werden konnten. Es war daher nunmehr unschwer möglich, die Umschließungswände für die Grundbaukörper der Flußpfeiler einzubauen. Während sich die Gründung des linken, im Stromstrich gelegenen Mittelpfeilers glatt vollzog, ergaben sich bei dem auf einer Schotterbank angesetzten rechten Pfeiler beträchtliche Schwierigkeiten. Zunächst waren durch einige im Tegel feststehende, an der flußaufwärtigen Spitze in den Grundbaukörper reichende schräge Pfähle und durch etwas unvorsichtiges Rammen die Spundwandbohlen in der Wandrichtung so weit verzogen worden, daß beim Schließen der Umspundung zwei Schösser in einer Tiefe von rd. 5 m unter Nullwasser aufgerissen wurden und infolge des starken Wasserzudranges durch die Spalten der Aushub in dieser Tiefe abgebrochen werden mußte. Die Baugrube wurde durch eine auf den Boden abgestürzte kräftige Pölzung gut versteift, dann wurden insgesamt acht Spundbohlen ausgewechselt. Durch Einbringen einer an der Baustelle aus zwei passend zugeschnittenen Larsseneisen zusammengesetzten und durch ein aufgenietetes Blech verbundenen, nach unten sich um 30 cm keilförmig erweiternden Bohle (Abb. 14) wurde wieder eine dichte Baugrube erzielt und konnte der Aushub fortgesetzt werden. Überraschenderweise war jedoch der in etwa 6 m unter Nullwasser angefahrne

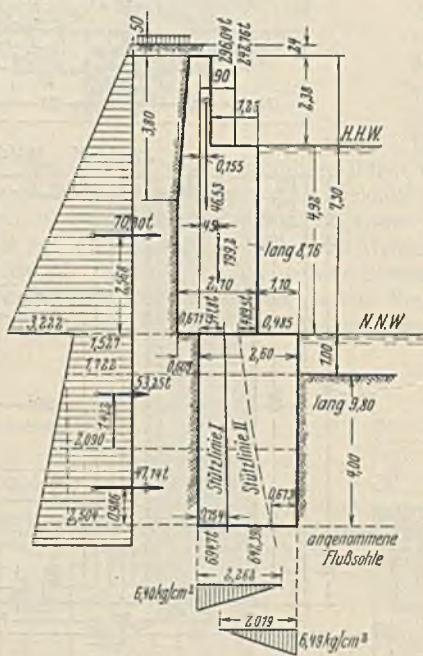


Abb. 9.

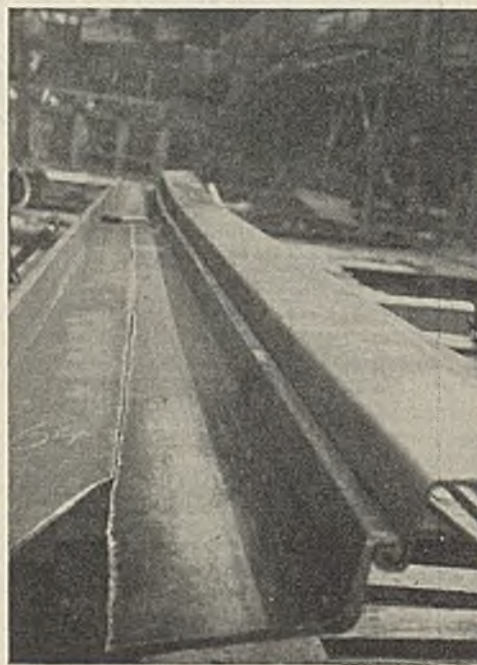


Abb. 14.

Tegel, im Gegensatz zu den übrigen drei Baugruben, oberflächlich ziemlich weich und zeigte sich erst in einer Tiefe von rd. 7 m unter Nullwasser hart. Wiewohl der größte Teil der mit 8,5 m langen Bohlen hergestellten Umspundung fast bis zu dem etwa 50 cm über Nullwasser liegenden Wasserspiegel nachgerammt wurde und somit 7,50 bis 8,00 m unter Pegelnullpunkt reichte, erschien der Abtrag der weichen Tegelschicht deshalb



Abb. 11.

gefährlich, weil die Verbindungsniete der Keilbohle durch das Nachrammen zum Teil abgeschert waren und ein Klaffen der Bohle im weichen Tegel zu befürchten war. Die Beseitigung der sehr dichten Oberflächenschicht des Tegels erwies sich übrigens als entbehrlich, da sie von den im Untergrunde festsitzenden Spundwandisen gut umschlossen war und unter der Pfeilerlast nicht ausweichen oder nachgeben konnte. Dennoch wurden zur Sicherheit noch 16 Pfähle aus Lärchenholz mit je 30 cm Durchm. bis in den harten Tegel eingerammt und auf diese dann der Pfeilergrundbau aufgesetzt. Damit war die Gründung des Unterbaues bis auf die aus Abb. 2 zu entnehmenden Tiefen beendet.

Gleichzeitig mit dem Aufbau der Widerlager und Pfeiler wurde das in den Feldmitten um je 6 cm überhöhte Lehrgerüst über den auf die Jochkappen aufgesetzten Böcken hergestellt, so daß Ende September an die Betonierung zunächst des über der Mittelloffnung liegenden Kragträgers geschritten werden konnte. Bei dem Einbringen des Betons wurde zur Ausschaltung nachteiliger Folgen der Lehrgerüstsetzungen zuerst von Feldmitte gegen die Pfeiler vorgegangen und der Beton in den Rippen unter dem der plastischen Konsistenz entsprechenden Böschungswinkel jeweils so hoch gezogen, daß gleich auch die Fahrbahnplatte hergestellt werden konnte. Nach Auffüllung von etwa zwei Dritteln der Feldweite wurde auch von den Enden der Kragarme gegen die Pfeiler zu Beton eingebracht und schließlich über den Pfeilern geschlossen. Dieser Vorgang war zur Vermeidung von Rissen über den Pfeilern, wie schon an anderer Stelle des näheren auseinandergesetzt wurde¹⁾, notwendig, und zur Begründung sei noch hinzugefügt, daß der Kragträger rd. 360 m³ Fertigbeton erforderte, die in ununterbrochener Folge in drei Tag- und drei Nachtschichten eingebracht wurden, wobei die Nacharbeit von vornherein etwas eingeschränkt war und hauptsächlich nur zur Vermeidung von Nähten diente. Zur Betonbereitung dienten zwei an den Ufern aufgestellte Mischmaschinen von 270 bzw. 540 l Becherinhalt, doch hing die jeweilige Leistung nicht von der Erzeugungsgeschwindigkeit der Maschinen,

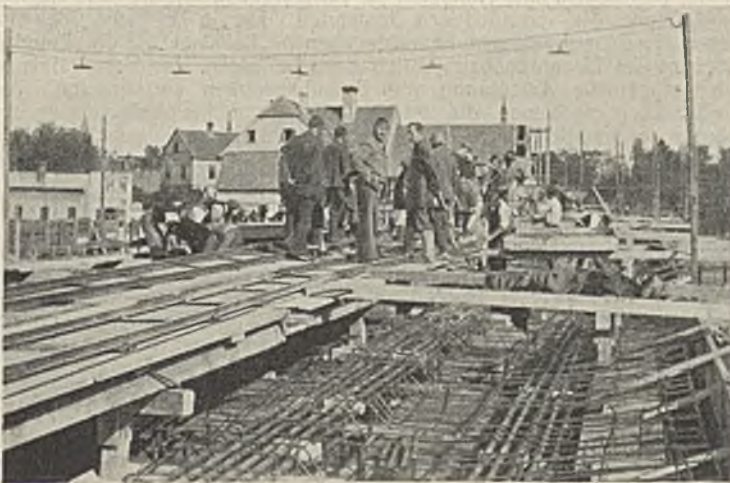


Abb. 15.

sondern von der Verarbeitungsmöglichkeit des angelieferten Mischgutes in den Schalungen ab. Sie betrug durchschnittlich in zehn reinen Arbeitsstunden am Tage 80 m³ Fertigmaß, in zehn Nachtstunden gerade die

¹⁾ Vgl. Bericht über den II. Internationalen Kongreß für Brückenbau und Hochbau in Wien, Diskussion über Rissebildung im Eisenbeton.

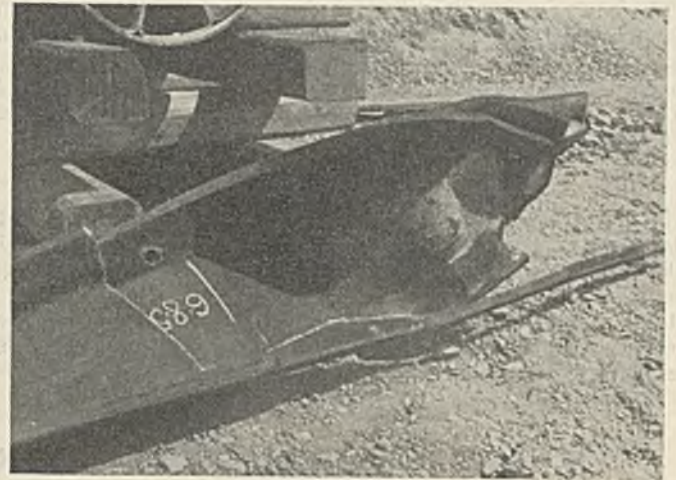


Abb. 13.

Hälfte. Trotz dieser ohne Beeinträchtigung der Arbeitsgüte kaum mehr zu steigenden Schichtleistung war demnach der erst eingebrachte Beton schon rd. zwei Tage alt, bevor die Last des letzten auf das Lehrgerüst kam. Hätte der Altbeton an einer Stelle gelegen, an der sich durch die nachträgliche Belastung noch größere Formänderungen eingestellt hätten, so hätte er sich diesen nicht mehr plastisch anpassen können, sondern wäre wegen seiner noch geringen Festigkeit gerissen oder zerdrückt worden. Eine solche Herabsetzung der Bauwerküte wurde durch den vorbeschriebenen Arbeitsvorgang, wie sorgfältige Nachprüfungen bestätigten, sicher vermieden.

Da bei Erhöhung des Stützenmomentes nicht nur wesentlich längere und stellere Vouten notwendig werden und hierdurch ein statisch einwandfreie Tragwerke liefernder Arbeitsvorgang wesentlich erschwert und in seinem Erfolge beeinträchtigt, ja ganz unmöglich gemacht wird, ferner infolge der sich über den größten Teil des Feldes erstreckenden Zugbewehrung an der Oberseite in die Vouten nur flüssiger Beton eingebracht werden kann (vgl. Abb. 15), halte ich den Versuch, auf diesem Wege durch eine einwandfreie Ausführung nicht berücksichtigende rechnermäßige Nachweise die Anwendbarkeit von Eisenbetonbalken für größere Stützweiten zu erzwingen, für unzweckmäßig und für die Eisenbetonbauweise nachteilig.

Zu bemerken ist noch, daß die von den Maschinen erzeugte Mischgutmenge um genau 20 % größer war als das Ausmaß des daraus hergestellten Fertigbetons.

Sobald die Kragarme so weit erhärtet waren, daß sie sich selbst ohne Rissgefahr tragen konnten — das war nach ungefähr zehn Tagen —, wurden nacheinander die beiden Koppelträger hergestellt, deren wesentlich geringere Betonmengen von je 192 m³ in entsprechend kürzeren Zeiten, von den Feldmitten ausgehend, gleichfalls ohne Unterbrechung eingebracht wurden.

Am 15. Januar 1930, d. i. also rd. neun Monate nach Bauinangriffnahme, konnte die Brücke der Probelastung unterzogen werden, wobei drei Lastkraftwagen von 8, 11 und 11,4 t Gesamtgewicht, ein Anhänger

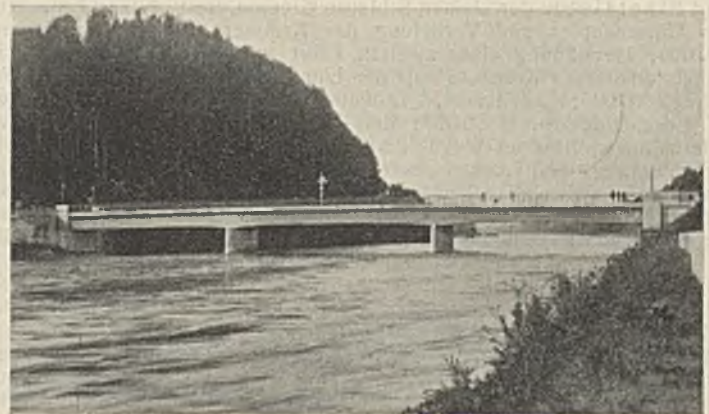


Abb. 16.

von 7,3 t und eine Walze von 7,5 t Gewicht der Reihe nach in die für jedes Feld ungünstigste Stellung gebracht wurden. Die mit insgesamt 20 Meßuhren und Fühlhebeln beobachteten Bewegungen der Tragwerke unter den aufgefahrenen Lasten blieben hinter den mit einer Dehnungsziffer von 210 000 kg/cm² errechneten Werten zurück, zeigten jedoch stets dem Sinne nach Übereinstimmung mit der Theorie.

Wenige Tage nach der Probelastung wurde die fertige Brücke, deren Ansichtflächen steinmetzartig bearbeitet sind, dem Verkehr übergeben. Das umstehende, vom linken flußabwärtigen Ufer aus aufgenommene Bild (Abb. 16) läßt erkennen, daß die gewiß wichtige Bauform sich den Abmessungen der Brücke gut anpaßt und einen schönheitlich befriedigenden Gesamteindruck ergibt.

Baustoffe und Sonstiges.

Der für den Brückenbau erforderliche Betonschotter wurde in einer Grube nächst Radkersburg gewonnen, wies jedoch zu hohem Gehalt an Feinkorn auf. Da die benötigte Menge für eine Aufbereitungsanlage zu gering war, blieb als Ausweg nur der stärkere Zusatz mit Zement. Obwohl auf 1 m³ Mischung 280 kg Zement der Marke „Titan“ aus Spalato beigegeben wurden, also auf 1 m³ Fertigbeton mehr als 320 kg Bindemittel entfielen, wurde die verlangte Würfestigkeit von 170 kg/cm² nur

von einigen Kontrollwürfeln erreicht, während mehrere Prüfungsergebnisse unter dieser Grenze blieben.

Die Stahlgußlager wurden von der Brüder Böhler AG in Kapfenberg, die rd. 103 t Einlageneisen vom Werke Donawitz der Alpinen Montangesellschaft geliefert. Die Granitverkleidungssteine der Pfeiler stammen aus den Brüchen von Gmünd.

Die Kosten des Neubaus beliefen sich einschließlich der Einlösung des am linken Ufer abgebrochenen Gebäudes auf 408 300 S, wovon 194 150 S das Königreich Jugoslawien, 107 070 S der Bundesstaat Österreich durch das Bundesministerium für Handel und Verkehr, 64 250 S das Land Steiermark und endlich 42 830 S der Bezirk Radkersburg trugen.

Die Planung des Bauwerks wurde im steiermärkischen Landesbauamt durch den Verfasser ausgeführt, wobei Ing. J. Trummer mitwirkte, dem auch die örtliche Bauaufsicht oblag.

Vermischtes.

Haus der Technik in Essen. Das neuerschlenene Vorlesungsverzeichnis für das Sommersemester 1933 enthält auch wieder Vorlesungen aus dem Gebiete des Bauwesens, u. a.:

Deutsche Ingenieurarbeit im Ausland, Gen.-Dir. Reg.-Baumeister Dr.-Ing. E. Vögler, Essen, 25. April, 19 bis 21 Uhr; — Schwingungen an Maschinen und ihre Untersuchung, Dr.-Ing. Ernst Lehr, Berlin, 5. Mai, 19 bis 21 Uhr; — Neuartige Dichtungs- und Befestigungsbauweisen im Wasserbau, Prof. Dr.-Ing. Kirschmer, Dresden, 31. Mai, 19 bis 21 Uhr; — Stahlbauelemente und Architektur, Prof. Dr.-Ing. H. R. Alker, Karlsruhe, 20. Juni, 19 bis 21 Uhr; — Probleme der Dauerfestigkeit, Prof. Dr.-Ing. Ernst H. Schulz, Dortmund, 30. Juni, 19 bis 21 Uhr.

Hörerkarten für die einzelnen Vorlesungen des Hauses der Technik sind in den bekannten Verkaufsstellen oder an der Abendkasse zu lösen. Preis je Vortragsabend 1,50 RM. Semesterkarten (zum Besuch sämtlicher Vorträge des Sommersemesters) kosten 5 RM.

Aus dem Haushalt der Reichswasserstraßenverwaltung 1933*).

Einmalige Ausgaben.

Ostpreußen. Regulierung der Krummen Gilge, 7. Teilbetrag 450 000. Odergebiet: Wiederherstellung besonders stark beschädigter Bühnen in der Oder unterhalb Ohlau und Lebus¹⁾; Bau eines Staubeckens im Tale der Klodnitz bei Sersno, 4. Teilbetrag 1 100 000; Bau eines Staubeckens an der Glatzer Neiße bei Ottmachau (Preuß. Gesetz vom 30. 6. 1913), 8. Teilbetrag 1 800 000; Bau eines Staubeckens an der Malapane bei Turawa 2 500 000; Verbesserung der Oderwasserstraße unterhalb Breslau (Preuß. Gesetz vom 30. 6. 1913), 13. Teilbetrag 700 000; Vergrößerung der Vorhöfen der Schleppzugschleuse Ransern bei Breslau und Abgrabung des linken Oderufers oberhalb des Ranserner Wehres²⁾; Ausführung verstärkter Baggerungen in der Mündungsstrecke der Warthe und in der Oder unterhalb der Warthemündung³⁾; Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder⁴⁾. Wasserstraßen zwischen Elbe und Oder: Neubau der Schleuse Neuburg (Elde-Wasserstraße) mit Ober- und Unterkanal, 1. Teilbetrag 450 000; Neubau der Warnowbrücke im Zuge des Mühlendamms in Rostock 110 000; Hohenzollernkanal (2. Abstieg bei Niederfinow), 13. Teilbetrag 2 300 000; Ausbau des Oder-Spree-Kanals 200 000; Ausbau des Ihle-Plaue-Kanals 300 000. Elbstromgebiet: Verbesserung der Stromstrecken der Elbe mit regelmäßig eintretendem schlechten und seichten Fahrwasser im Bezirke des Wasserbauamts Wittenberge von km 442,5 bis 502,5, 9. Teilbetrag 150 000; Verbesserung der Elbestrecke bei Barförde, km 563,3 bis 567,3, 2. Teilbetrag 400 000; Durchstich des „Kurzen Wurfs“ von km 248,7 bis km 252,5 der Elbmittellinie am Mazwerder⁵⁾. Gebiet zwischen Rhein und Elbe: Umbau der kleinen Schleuse Gleesen, Rest 140 000; Erneuerung des Unterhauptes und Vertiefung der Kammer der Schleuse Herbrum 300 000; Herstellung einer zweiten Fahrt im Zuge des Dortmund-Emskanals an dessen Kreuzung mit der Lippe und Stever bei Olfen, 6. Teilbetrag 2 000 000; Küstenkanal, 8. Teilbetrag 1 100 000; Neubau der Schleuse VI im Elisabethfehnkanal 50 000; Ems-Weser-Kanal, Ablösung der Mehrunterhaltungspflicht an Wege- und Rampenanlagen sowie Abgeltung von Verwässerungs- und Trockenschäden 200 000; Mittellandkanal von Hannover bis Peine mit Zweigkanal nach Hildesheim, Rest 182 000; Mittellandkanal östlich Peine einschl. des Südflügels 10 418 000; Instandsetzung der Strombauwerke zur Beseitigung von Gefahrenstellen in der Oberweser, Rest 50 000; Beseitigung von Gefahrenstellen in der Weser von km 171,9 bis 175,0 (Veltheimer Bucht), Ippisches Ufer, Rest 15 000; Neubau einer Schleppzugschleuse bei Hameln, Rest 105 000; Umbau des Weserwehres bei Dörverden, Rest 500 000; Bau einer zweiten kleinen Schleuse in Dörverden, 2. Teilbetrag 900 000. Rheingebiet: Regulierung des Rheins zwischen Kehl/Straßburg und Istein, 3. Teilbetrag 2 380 000; Beteiligung des Reiches an der Neckar-Aktiengesellschaft 3 040 000; Herstellung einer

eisernen Kammerspundwand mit Rückhaltewand an der Nordseite der Schleuse Mainkur, Rest 85 000; Umkanalisierung des Untermains, 8. Teilbetrag 5 000 000. Donau-Main-Gebiet: Beteiligung des Reiches an der Rhein-Main-Donau-AG 3 400 000; Beitrag des Reichs zu den Hochwasserdammbauten an der Donau, 1. Teilbetrag 803 350. Seewasserstraßen: Baggerungen für die weitere Vertiefung und Verbreiterung der Unterweser, 13. Teilbetrag 300 000; Arbeiten zur Wiederherstellung und Erleichterung der Unterhaltung des Fahrwassers der Unterelbe bei der Ostebank, 9. Teilbetrag 1 000 000; Regulierung der Unterelbe bei Pagensand, 6. Teilbetrag 1 800 000; Ausbau der Ufer der Lühe, 4. Teilbetrag 100 000; Ausbau der Ufer der Este, 2. Teilbetrag 100 000; Verbesserung der Schiffahrtstraße Stettin—Swinemünde 700 000; Inselfschutz: Ausbau des Buhnsystems auf Borkum, 1. Teilbetrag 600 000; Seezeichen: Ausrüstung der wichtigsten Feuerschiffe und Küstenpunkte der Ostsee mit Anlagen zur Ausführung von Richtungs- und Abstandbestimmungen für die Schiffahrt bei Nebel, Rest 190 000. Werften und Geräte: Verkabelung der Fernsprechleitungen des Kaiser-Wilhelm-Kanals, Rest 162 500; Ersatzbeschaffung abgängigen schwimmenden Geräts für den Betrieb und die Unterhaltung der Reichswasserstraßen 2 000 000; Beteiligung des Reichs an den Aufwendungen für die Aufrechterhaltung der Schnellschifflinie nach Ostpreußen 698 500.

Die 36. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V. fand am 28. und 29. März 1933 in Berlin in den Räumen des Zoologischen Gartens statt. Die dem geschäftlichen Teil der Tagung folgenden fachwissenschaftlichen Vorträge gaben vor allem einen Einblick in Entwurf und Ausführung einer Reihe bedeutender Beton- und Eisenbetonbauten, die neuerdings fertiggestellt oder noch im Gange sind.

Der einleitende Vortrag „Aus der Tätigkeit des Deutschen Beton-Vereins im Geschäftsjahr 1932“, den Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. Petry als geschäftsführendes Vorstandsmitglied hielt, ließ erkennen, in wie großem Umfange der Deutsche Beton-Verein an der Entwicklung aller Zweige der Beton- und Eisenbetonbauwerke beteiligt ist und mit welchen Fragen er sich im abgelaufenen Jahre vorwiegend befaßt hat. Ausgehend von den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom April 1932 und den damit erreichten Fortschritten wurden u. a. behandelt: Sonderstahlarten (geschweißte Baustahlgewebe, Isteg-Stahl), das Betonieren unter Wasser, die Verwendung von Stampfbeton, plastischem oder Gußbeton im Talsperrenbau und die klare Begriffsbestimmung der verschiedenen Betonarten. Die in Ergänzung der amtlichen Bestimmungen neu herausgegebenen „Leitsätze für die Bauüberwachung im Eisenbetonbau“ sollen dazu beitragen, das Verständnis für die sachgemäße Ausführung von Betonbauwerken zu vertiefen. Aufmerksamkeit verdienen die neueren Verfahren für Aufbereitung und Förderung von Beton, der fertig gemischt zur Baustelle angeliefert wird (Fertigbeton) und höchste Gewähr für Güte und Gleichmäßigkeit bieten kann. Über die Verwendungsfähigkeit von Dolomit-Gestein für Beton, der durchfeuchtet wird, sind Versuche ausgeführt worden. Die Frage der Erhöhung der Zugfestigkeit des Betons wird ihrer großen Bedeutung entsprechend geprüft und verfolgt. Über die Schallsicherheit bei Eisenbetonbauten ist ein Merkblatt in Vorbereitung. Im übrigen betätigt sich der Deutsche Beton-Verein laufend an den Arbeiten einer größeren Anzahl einschlägiger Körperschaften und Verbände. Wertvolle Erfahrungen über die hohe Widerstandsfähigkeit von Eisenbetonbauten gegenüber Explosionswirkungen konnten bei dem Unglück in Neunkirchen gemacht werden.

Über „Betongroßkonstruktionen für hohe Temperaturen“ berichtete Dr.-Ing. E. Mautner an Hand eines für die I. G. Farbenindustrie AG im Werk Bitterfeld ausgeführten Rauchgaskanals von etwa 100 m Länge und 100 m² Querschnitt. Um die geforderte Wirksamkeit und Betriebsicherheit dieses in seinen Abmessungen ungewöhnlichen Fuchses bei einer Temperatur der Rauchgase von 200 bis 250° C zu gewährleisten, war eine Reihe von Bedingungen und theoretischen Voraussetzungen zu erfüllen. Das als Eisenbetonrahmenkonstruktion ausgebildete Tragwerk hat eine besondere gemauerte Auskleidung erhalten, die so eingebaut ist, daß die Formänderungen der einzelnen Teile sich gegenseitig nicht beeinflussen. Besonderer Wert wurde auf die Auswahl geeigneter Baustoffe und die zweckmäßige Anordnung von Trennungsfugen gelegt. Die für dieses Bauwerk durchgeführten umfangreichen Untersuchungen lieferten wertvolle, allgemein verwendbare Erkenntnisse

*) Vom Reichsverkehrsminister am 22. 2. 1933 dem Reichs-Wasserstraßenbeirat zur Stellungnahme vorgelegt.

1) Mittel möglichst dem Unterhaltungsfonds zu entnehmen.

2) Für die Fortführung der Arbeiten 1933 reicht der Restbetrag aus 1932 aus.

3) Mittel (125 000 RM) möglichst dem Unterhaltungsfonds zu entnehmen.

4) Restarbeiten durch Einnahmen aus Pacht- und Mietbeträgen zu bestreiten.

5) Aus Mitteln des Arbeitsbeschaffungsprogramms zu fördern.

„Der Bau der Mole für den Vorhafen von Le Verdon (Gironde) bei Bordeaux“ wurde von Dipl.-Ing. Walther besprochen¹⁾. Da Schiffe mit einem Tiefgang von mehr als 8 m nicht regelmäßig bis nach Bordeaux verkehren können, wurde wenige Kilometer von der Küste entfernt ein Vorhafen in der Garonne-Mündung angelegt. Dieser besteht im wesentlichen aus einer 300 m langen und 38 m breiten Landemole, die durch einen in der Krümmung liegenden Zufahrtviadukt für Straßen- und Eisenbahnverkehr mit dem Festlande verbunden ist. Die Landemole mit Gleis- und Krananlagen sowie mittlerem Aufbau für Lager- und Fahrgasträume ist auf 96 ausbetonierten Hohlstützen aus Eisenbeton gegründet. Diese mit glockenartigem Fuß versehenen Säulen wurden liegend in einer Länge von 26,5 m an Land hergestellt, mittels Schwimmkranes an ihren Standort befördert, dort aufgerichtet und durch Auspumpen des Bodens mit Hilfe von Mampumpen bis auf eine etwa 21 m unter dem Wasserspiegel befindliche Tonschicht abgesenkt; nach dem Ausbetonieren erhielten sie besonders geformte, als Fertigbauteile hergestellte Säulenköpfe. Unter Verwendung eiserner und hölzerner Schalungen wurde der Über- und Aufbau aus Eisenbeton hergestellt. Ein längerer Film ließ die großen Schwierigkeiten, die bei der Bauausführung zu überwinden waren, deutlich hervortreten. (Fortsetzung folgt.)

Die Entwicklung der Ausführung der Amsterdamer Hafengebäuden. Nach einem Bericht in Dock Harbour 1931 (Bd. XI), Nr. 130 (Aug. st), S. 301 ff., lassen sich in der Entwicklung der Amsterdamer Hafengebäuden im wesentlichen drei Stadien unterscheiden.

Die älteste Art bestand darin, daß man auf den Teil, auf dem der Kai errichtet werden sollte, Sand aufschüttete und dann nach Planierung den Kai errichtete und die Zufahrtkanäle ausbaggerte.

Später ging man dazu über, zunächst in dem zu bebauenden Gelände Kanäle auszubaggern, und zwar auf die gewünschte Wassertiefe. Dann wurde zu Schiff die nötige Sandmenge angebracht und ausgeschüttet und dann nach Planierung der Bau begonnen.

Holzpfähle ebenfalls bis unter den Wasserspiegel eingeschlagen. Auf ihnen ruht eine durchgehende Betonplatte, auf der die Kai-mauer aufgebaut ist. In neuester Zeit wird, wie Abb. 5 erkennen läßt, so vorgegangen, daß die Holzpfähle, die bis zu 34 m lang sind, so weit eingerammt werden, daß sie nur eben unter dem Wasserspiegel stehen. Dann wird jeder Pfahlkopf mit einem Eisenbetonklotz versehen, der gerade über den Normalwasserspiegel reicht und als Bewehrung acht senkrechte Rundstäbe erhält, die durch ein spiralförmig gelegtes Rundisen am Umfange miteinander verbunden sind. Jeder dieser Betonköpfe besitzt Rippen, auf die Querverbindungshölzer aufgelegt werden, die untereinander durch Bolzen verbunden sind. Winkelrecht dazu werden die Köpfe der Pfähle durch einen Holzrahmen miteinander verbunden. Auf diesen Köpfen ruht der 30 cm hohe, aus Beton bestehende Kai-boden. Schmid.

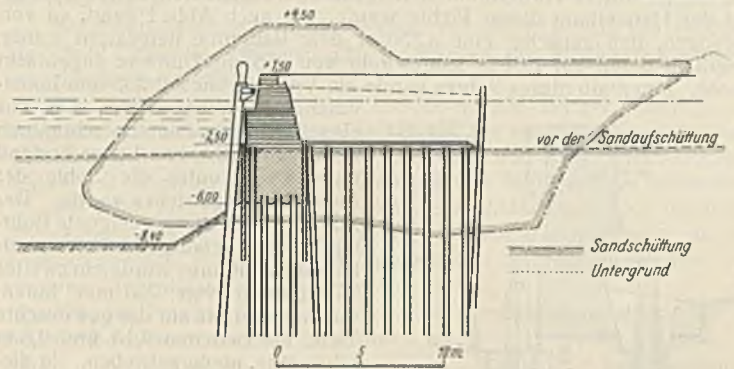


Abb. 1.

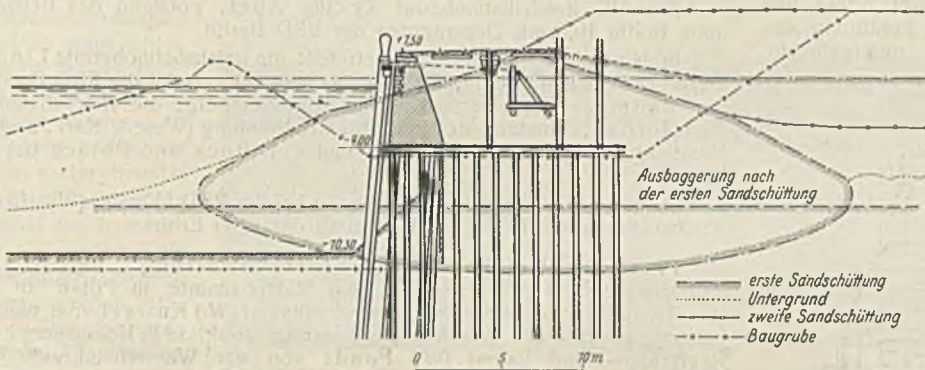


Abb. 2.

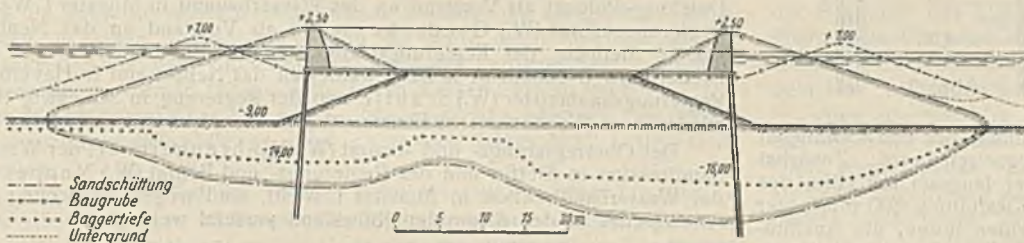


Abb. 3.

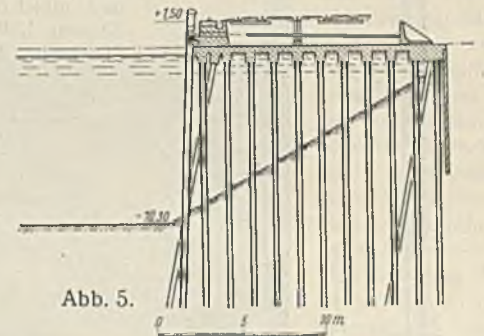


Abb. 5.

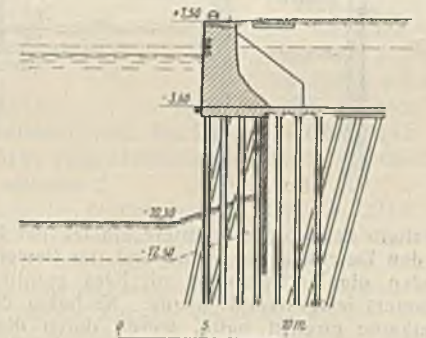


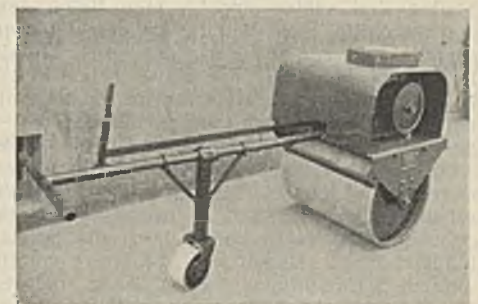
Abb. 4.

In neuester Zeit baggert man den gesamten Untergrund bis zu einer gewünschten Tiefe weg und füllt das Kai-gelände mit Sand auf, worauf dann der eigentliche Bau beginnt.

In allen Fällen dringt dabei der Sand entsprechend der Eigenart des außerordentlich ungünstigen Baugrundes ziemlich tief in den weichen Untergrund ein, so daß sich mit der Zeit ein verhältnismäßig festes Gemisch von Sand und schlammigem Untergrund bildet. In Abb. 1 ist einer der ältesten Kai-bauten dargestellt. Aus den skizzierten Angaben ist im wesentlichen die Art der Herstellung ersichtlich. Abb. 2 zeigt die Ausführung entlang dem Y-Kai. Wie aus der Abbildung ersichtlich, wurde zunächst ein Kanal gebaggert, von dem aus dann die Sandschüttung hergestellt wurde. Zum Schluß wurde die eigentliche Fahrinne ausgebaggert. In Abb. 3 ist die neueste Art der Errichtung der Bauten dargestellt. Zunächst wurde in der angedeuteten Weise der Grund ausgebaggert, und zwar gleich entsprechend den später zu erreichenden Wassertiefen in Abstufung. Die tiefste erbaggerte Wassertiefe betrug dabei 16 m. Dann wurden die Sanddämme geschüttet, der Raum zwischen ihnen aufgefüllt und schließlich die Fahrinnen fertiggestellt. Sämtliche Bauten nach Abb. 1 bis 3 ruhen auf Holzpfählen. Ursprünglich wurden, wie aus Abb. 1 ersichtlich, die Pfähle bis etwas unter HHW eingerammt und die vorderen Pfahlreihen oben abgeschnitten und zum Schutze mit einem Betonklotz versehen. Bei einer späteren Anlage (Abb. 4) sind die

Eine kleine Motorwalze. Zum Walzen kleiner Schotterwege oder für sonstige Arbeiten, die mit dem Straßenbau zusammenhängen, verwendet man im allgemeinen Handwalzen, die von zwei bis drei Leuten bedient werden. Heute sieht man sich jedoch veranlaßt, selbst kleine Arbeiten mit mechanischen Geräten auszuführen, um dadurch an Kosten zu sparen. Derartige kleine Maschinen können nun nicht etwa durch Verkleinern der Abmessungen mittlerer Geräte entstehen, denn bei ihnen ist vor allem die Einfachheit der Bauart und der Bedienung zu berücksichtigen. Ein Beispiel hierfür ist die kleine Motorwalze von U. Amman AG, Langenthal (s. Abb.).

Der Rahmen der Walze ist aus Stahlblech hergestellt und trägt einen kleinen Deutz-Rohölmotor von 2 PS Leistung, der in dieser Ausführung oft zum Antrieb kleinerer Baumaschinen verwendet wird und sehr niedrige Betriebskosten aufweist. Das Drehmoment des Motors wird auf den Walzenzylinder durch eine Kette übertragen. Die Bedienung der mit einer Ge-



¹⁾ Vgl. hierzu Lohmeyer u. Bolle: Die französischen Seehäfen, Bautechn. 1932, Heft 40, S. 525.

schwindigkeit von 1,5 bis 2 km/h arbeitenden Walze durch einen Mann beschränkt sich lediglich auf das Verstellen des Kupplungshebels und das Führen der Deichsel. Das Gerät wiegt ohne Wasser 550 kg und mit Wasserfüllung 750 kg. Der Walzenzylinder ist 800 mm breit und 630 mm im Durchm.

Die neue Gründung für eine Drehbrücke im Hafen von Glasgow wurde nach Dock Harbour 1932, Nr. 141, in der Weise vorgenommen, daß neben einer neu herzustellenden Pfahlgründung das alte Fundament verwendet wurde. Die Drehbrücke ruhte auf einem gemauerten Fundament, das seinerseits auf einem Pfahlrost gelagert war. Im Laufe der Zeit sind jedoch durch Senkungen des Fundaments die Laufbahnen wiederholt gebrochen. Es wurde infolgedessen ein neues Fundament errichtet, das aus 18 mittels Vortreibrohren hergestellten Eisenbetonpfählen besteht. Bei der Herstellung dieser Pfähle wurde, wie auch Abb. 1 zeigt, so vorgegangen, daß zunächst eine 3,350 m tiefe Baugrube hergestellt wurde, innerhalb deren ein 1,07 m langes Rohr von 355 mm Durchm. angebracht wurde. Innerhalb dieses Rohres wurde ein Vortreibrohr mit 305 mm Innendurchmesser vorgesehen, das aus einzelnen zusammengeschraubten Teilen von 1220 mm Länge bestand und 4,88 m unter die Sohle der Baugrube eingetrieben wurde. Der Boden wurde durch geeignete Bohrwerkzeuge herausgebracht. Innerhalb dieses Rohres wurde ein zweites Vortreibrohr von 250 mm Innendurchmesser bis auf die gewünschte Tiefe, die zwischen 9,15 und 9,5 m schwankte, niedergetrieben. In diesem Vortreibrohr wurden dann zwei 19 mm dicke Bewehrungsstähle und gleichzeitig zwei Rohre von 25 mm I. W. zur Zuführung des flüssigen Betons untergebracht.

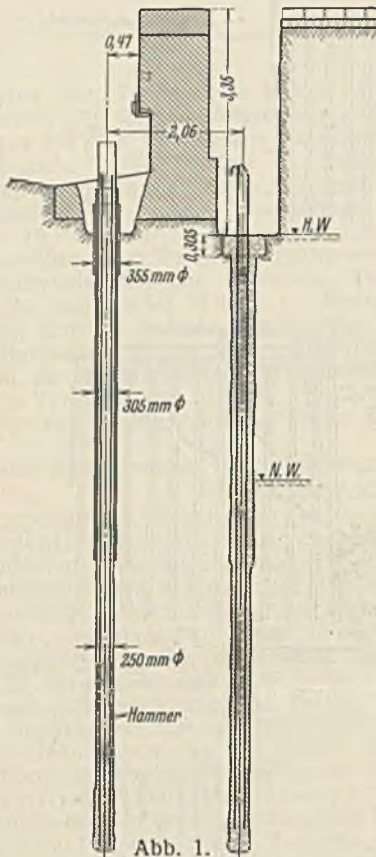


Abb. 1.

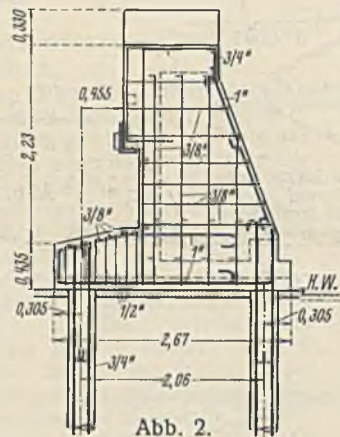
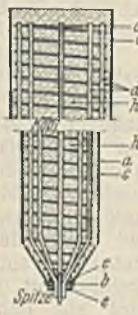


Abb. 2.

Innerhalb des Rohres arbeitete ein leichter Hammer, der vier Öffnungen für den Durchtritt der Rohre und der Bewehrungsstähle besaß. Zunächst wurden die Vortreibrohre mit Kies gefüllt, der langsam mit Hilfe des Hammers festgestampft wurde. Nachdem die Kiesfüllung 300 mm unter Oberkante erreicht hatte, wurde durch die beiden Rohre, die Ausflußöffnungen von 6 mm Durchm. hatten, der flüssige Beton mit einem Druck von 4,5 at eingepreßt. Nach Fertigstellung der Pfähle wurden dann auf diesen die eigentlichen Brückenfundamente, die aus Eisenbeton bestehen, in der aus Abb. 2 ersichtlichen Weise aufgebracht. Schmid.

Patentschau.

Verfahren zur Herstellung von Betonrammpfählen mit Isolierschicht zwischen Eisenbetonkern und äußerer Blechhülse. (Kl. 84c, Nr. 551 325 vom 13. 2. 1929 von Firma Carl Brandt in Berlin.) Um zu vermeiden, daß die als Säureschutz verwendete Pfahlhülse aus dünnwandigem Blech beschädigt wird und das Eindringen von Säure durch die schadhaften Stellen den später eingebrachten Beton zerstört, wird der säurefeste Pfahl bereits vor dem Einrammen fertiggestellt, und zur Sicherung des guten Eindringens wird ferner die innerhalb der Hülse befindliche Rundstahlbewehrung über die Hülsenspitze hinaus verlängert und dort zu einer geschlossenen Pfahlspitze zusammengeschweißt. Die an beiden Enden offene Blechhülse *a* wird zunächst innen mit einer Isolierung *c* gestrichen, dann der mit Rammspitze und oberem Abschlußring versehene Bewehrungskorb *d* so in die Blechhülse eingebracht, daß seine Spitze durch die Spitze der Hülse hindurchdringt. Darauf wird die Hülse mittels eines Deckels *b* und eines unteren Schweißringes *e* verschlossen und fest mit der Pfahlspitze verbunden und schließlich die Betonfüllung *h* eingebracht.



Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernann: zum Vizepräsidenten einer Reichsbahndirektion: Direktor bei der Reichsbahn Metzger, Abteilungsleiter der RBD Köln; zum Direktor bei der Reichsbahn: Reichsbahnoberrat Rump, Abteilungsleiter der RBD Halle (Saale); zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Leupold, Vorstand des Betriebsamts Glogau 2, Dr.-Ing. Rummel, Vorstand des Betriebsamts Liegnitz 1, Felix Müller, Vorstand des Betriebsamts Hannover 2, Karl Theodor Bauer, Vorstand des Betriebsamts Ludwigshafen (Rhein), und Doll bei der Gruppenverwaltung Bayern in München; zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbaumeister Berndt beim Betriebsamt Berlin 6, Jacobs-Hagen bei der RBD Berlin, Dr.-Ing. Rothe beim Betriebsamt Königsberg (Pr.) 1, Willy Schneider bei der RBD Königsberg (Pr.), Werner bei der RBD Stettin, Tremel bei der RBD München, Meid bei der RBD Nürnberg, Seibel und Dr.-Ing. Schramm bei der RBD Ludwigshafen (Rhein) und Dörr bei der RBD Stuttgart und der technische Reichsbahnoberrater Dressel, Vorstand des Betriebsamts Neuwied 2.

Versetzt: die Reichsbahnoberräte Mangold, Dezentern der Oberbetriebsleitung Süd in Würzburg, als Vorstand zum Betriebsamt Schweinfurt und Fruhmann, Vorstand des Betriebsamts Schweinfurt, als Dezentern zur RBD Augsburg; die Reichsbahnräte Zietz, Vorstand des Betriebsamts Worms, zum Betriebsamt Duisburg 1, Dr. phil. Grüb, Vorstand des Betriebsamts Bamberg, zur RBD München, Rochlitz, Vorstand des Betriebsamts Lauda, als Vorstand zum Neubauramt Freiburg (Breisgau), Finner, bisher bei der RBD Karlsruhe, als Vorstand zum Betriebsamt Lauda und Kirsch, Vorstand des Neubauramts Freiburg (Breisgau), als Vorstand zum Betriebsamt Wesel; Reichsbahnbaumeister Dannenberg, bisher bei der RBD München, zum Neubauramt Düsseldorf 1.

Überwiesen: Reichsbahnrat Martin Herrmann, bisher beim RZB in Berlin, zur RBD in Berlin und Reichsbahnbaumeister Weihe, bisher bei der RBD in Berlin, zum RZB in Berlin.

Bestellt: Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Apel, Vorstand des Betriebsamts Berlin 10, zum Dezentern der RBD Berlin.

In den dauernden Ruhestand getreten: die Reichsbahnoberräte Linow, Dezentern der RBD Berlin, Dr.-Ing. Jordan, Dezentern der RBD Breslau, und Baumgärtner, Dezentern der RBD Nürnberg; die Reichsbahnräte Karl Jordan, Vorstand des Betriebsamts Nienburg (Weser), Karl Jaeger, Vorstand des Betriebsamts Wesel, und von Bock und Polach bei der RBD Breslau.

Gestorben: Vizepräsident Sarrazin bei der RBD Münster (Westf.) und Reichsbahnoberrat Täniges, Dezentern der RBD Erfurt.

Preußen. Preussische Wasserbauverwaltung. Versetzt: der Regierungsbaurat (W.) Prengel vom Hafenbauamt in Pillau an die Wasserbaudirektion in Stettin, Regierungsbaurat (W.) Kuwert vom Wasserbauamt in Münster i. Westf. an die Wasserbaudirektion in Königsberg i. Pr., Regierungsbaurat (W.) Pundt von der Wasserbaudirektion in Königsberg i. Pr. an die Wasserstraßendirektion in Hannover, Regierungsbaurat (W.) Becker vom Neubauramt in Meppen als Vorstand an das Schleppamt Duisburg-Ruhrort, Regierungsbaurat (W.) Edner vom Schleppamt Duisburg-Ruhrort als Vorstand an das Wasserbauamt in Münster i. Westf., Regierungsbaurat (W.) Goedecke (beurl.) als Vorstand an das Neubauramt in Meppen, der Regierungsbaurat (W.) Eberhard Fischer von Niederfinow (Neubauramt in Eberswalde) an das Neubauramt in Havelberg, Regierungsbaurat (W.) Schutte von der Regierung in Schleswig nach Niederfinow (Neubauramt in Eberswalde).

Der Oberregierungs- und -baurat (W.) Niehrenheim bei der Wasserbaudirektion in Stettin und der Regierungs- und Baurat (W.) Mappes bei der Wasserbaudirektion in Münster i. Westf. sind wegen Erreichung der Altersgrenze in den dauernden Ruhestand versetzt worden.

Preussische Kulturbauverwaltung. Versetzt: der Regierungs- und Baurat (W.) Demont vom Landeskulturamt in Düsseldorf an die Regierung in Wiesbaden, der Regierungsbaurat (W.) Liczweski vom Kulturbauamt in Elbing an die Regierung in Königsberg i. Pr., Regierungsbaurat (W.) Mombert vom Kulturbauamt II in Düsseldorf an die Regierung in Koblenz, Regierungsbaurat (W.) Stracke vom Kulturbauamt I in Düsseldorf an die Regierung in Düsseldorf, als Kulturbaubeamte die Regierungsbauräte (W.) Semler vom Kulturbauamt in Minden i. Westf. nach Lipstadt, Röder von der Regierung in Trier nach Osterode (Ostpr.), Paulus vom Kulturbauamt in Koblenz nach Düsseldorf.

Überwiesen: der Regierungsbaurat (W.) Spener in Göttingen dem Kulturbauamt in Hildesheim, der Regierungsbaurat (W.) Otto in Meppen dem Kulturbauamt in Oppeln.

Der Oberregierungs- und -baurat (W.) Mierau bei der Regierung in Magdeburg und der Regierungs- und Baurat (W.) Wormit bei der Regierung in Königsberg i. Pr. sind wegen Erreichung der Altersgrenze in den dauernden Ruhestand versetzt worden.

INHALT: Eisenbetonfahrplanplatten auf stählernen Brücken. — Aufbaugerüst und Baustelleneinrichtung für die Kanalbrücke des Schiffshewerks Niederfinow. — Die neue Grenzbrücke in Radkersburg (Stetermark). — Vermischtes: Haus der Technik in Essen. — Aus dem Haushalt der Reichswasserstraßenverwaltung 1933. — 36. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins E. V. — Entwicklung der Ausführung der Amsterdamer Hafengebäude. — Eine kleine Motorwalze. — Neue Gründung für eine Drehbrücke im Hafen von Glasgow. — Patentschau. — Personalmeldungen.