

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang

BERLIN, 24. Juni 1927.

Heft 28

Der Umbau der Murgbrücke bei Rastatt, km 96,9 der Badischen Hauptbahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Knittel, Karlsruhe.

I. Einleitung.

Die Badische Hauptbahn verläuft von Heidelberg über Basel nach Konstanz dem Rheintal entlang und kreuzt eine größere Anzahl von Wegen und von Wasserläufen, die dem Rhein zufließen. Von diesen sind die bedeutendsten die Untere Murg und die Kinzig. Bei den zahlreichen Brückenumbauten und Verstärkungen, die in den letzten Jahren auf der

Jahren 1893/94 erbaut und im April 1894 in Betrieb genommen. Ihre Anordnung ist aus Abb. 1 zu ersehen. Sie trägt vier Gleise, die beiden Hauptbahngleise und westlich davon die beiden Gleise der Strecke Rastatt—Wintersdorf. Wie im Bahnhof Rastatt, so liegen auch auf der Brücke die Gleise in Bogen, konzentrischen Kreisbogen von je 4,5 m Abstand mit Halbmessern von 797,75 bis 811,25 m. Die beiden Bahn-

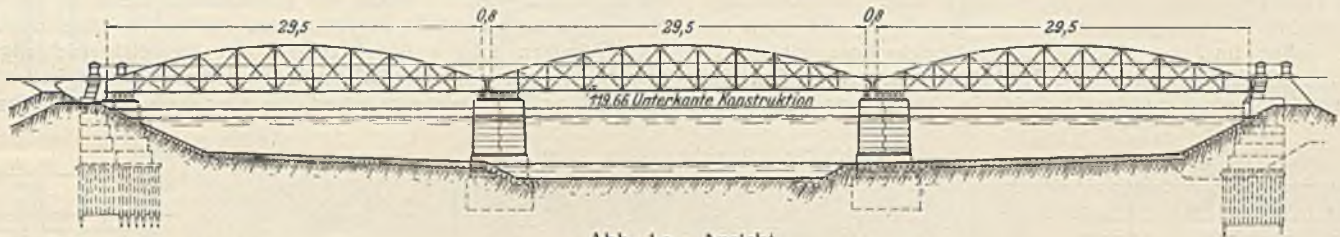


Abb. 1 a. Ansicht.

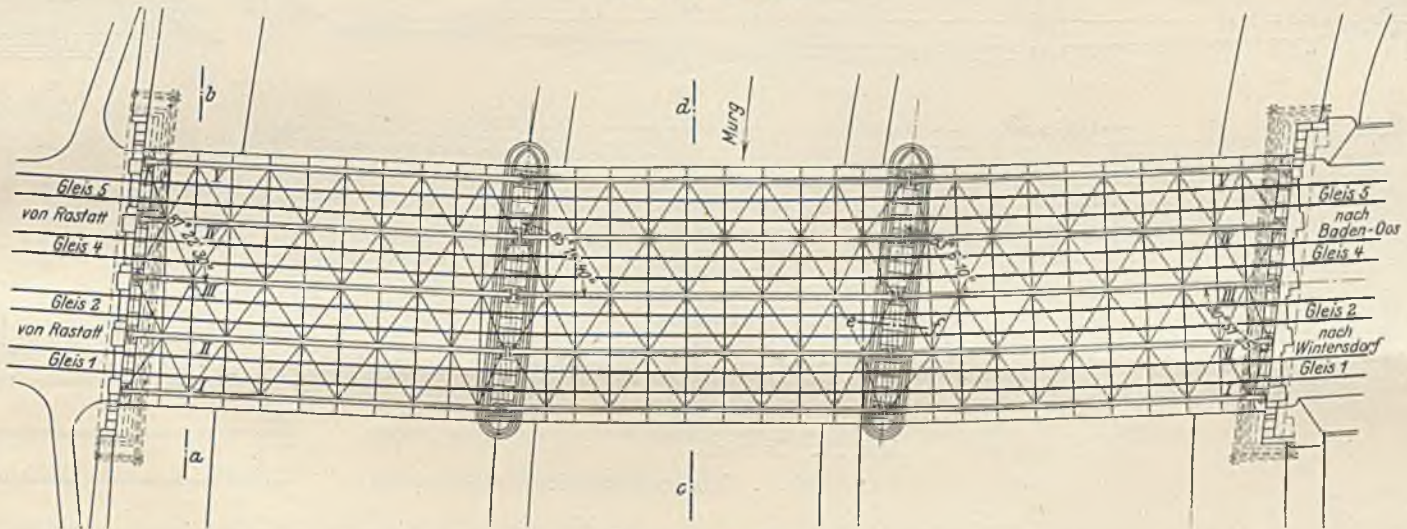
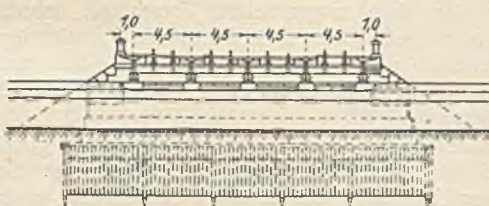
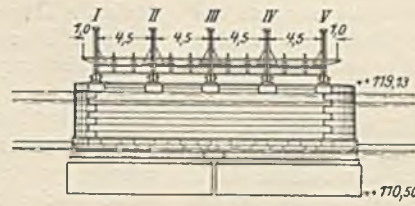


Abb. 1 b. Grundriß.

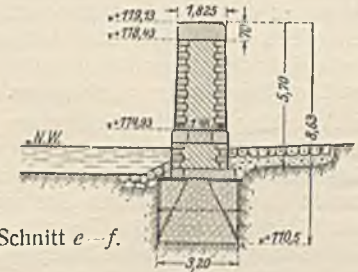


Schnitt a—b.



Schnitt c—d.

Abb. 1 c. Querschnitte.



Schnitt e—f.

Abb. 1. Ursprüngliches Bauwerk.

Strecke bis Basel nötig wurden, handelt es sich um kleinere Bauwerke, deren Umbau während des Betriebes nichtsdestoweniger manche schwierige Aufgabe stellte; nur die Murgbrücke und die Kinzigbrücke überspannen Wasserläufe von mehr als 60 m Durchflußweite.

Die im Jahre 1926 durchgeführte Verstärkung der Kinzigbrücke bei Offenburg, deren zwei eingleisige Überbauten von 64,5 m Stützweite aus dem Jahre 1883 stammen und von Engeßer entworfen sind, beschränkte sich auf die Streben, die Endrahmen und die Schwellenträger und wurde in herkömmlicher Weise unter jeweiliger Sperrung eines Gleises durchgeführt. Der Umbau der Murgbrücke bei Rastatt mit drei Öffnungen von 29,5 m Stützweite und vier Gleisen dagegen fällt durch die Besonderheiten des Bauwerks aus dem üblichen Rahmen heraus und soll daher näher dargestellt werden.

II. Geschichte und Anordnung des bisherigen Bauwerks.

Die alte Brücke wurde im Zusammenhang mit der Verlegung des Bahnhofes Rastatt, an den sie unmittelbar südlich anschließt, in den

achsen haben 800 und 809 m Halbmesser. Die Fluchten der Widerlager und die der beiden Zwischenpfeiler sind gleichlaufend und bilden daher mit den Tangenten der Gleisachsen verschiedene Winkel. Zwischen der Tangente der Bauwerkachse und den Widerlagerfluchten beträgt der Winkel auf der rechten Murgseite $87^{\circ} 22' 30''$, auf der linken Murgseite $80^{\circ} 57' 25''$. Jede Öffnung wird durch einen zusammenhängenden Überbau mit fünf gleichlaufenden, zwischen den Gleisen liegenden Hauptträgern von 4,5 m Achsenabstand und 29,5 m Stützweite überbrückt. Die fünf Auflager liegen jeweils auf einer zur Widerlager- bzw. Pfeilerflucht gleichlaufenden Geraden. Das Maß der Schiefe ist daher über jeder Öffnung ein anderes. Die Hauptträger sind als Fachwerkträger mit parabelförmig gekrümmtem Obergurt und gekreuzten Streben ausgebildet, deren Systemhöhe in der Mitte 3,5 m, an den Enden 0,8 m beträgt. Die Querträger laufen senkrecht zu den Hauptträgerachsen durch. Es konnten daher nur die drei in der Brückenachse liegenden Hauptträger symmetrisch ausgebildet werden. An den übrigen wurden die kleineren vollwandig ausgeführten Endfelder ungleich lang. Die Fahrbahn längsträger liegen

unmittelbar auf den Querträgern, die Schienen durch Vermittlung von keilförmigen Unterlagplatten, also ohne Querschwellen, auf den Längsträgern.

Die Gewichte der Überbauten betragen:
 606 t Schweißbeisen,
 20 t Gußeisen,
 4 t Flußstahl,
 zusammen 630 t.

Die Murgbrücke ist wohl eine der letzten Eisenbahnbrücken in Deutschland, die in Schweißbeisen ausgeführt wurden. Ausführende Brückenbauanstalt war die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Zweiganstalt Gustavsburg.

III. Gründe und Gesichtspunkte für den Umbau.

Die beschriebenen Überbauten genügen rechnermäßig im allgemeinen dem Lastzug H und bedurften daher vor Einführung der Lokomotive P 10 auf der Hauptbahn einer Verstärkung. Eine solche wäre für den Lastzug E nach einer vorläufigen Untersuchung ausführbar gewesen, hätte sich aber auf sämtliche Teile erstrecken müssen, insbesondere wäre eine vollständige Änderung der Fahrbahn nötig gewesen, deren Anordnung sich nicht bewährt hatte. Schon im Jahre 1898 wurden zahlreiche lose Niete festgestellt, im Jahre 1900 mußten bereits 1048 Niete erneuert werden. Im Jahre 1917 wurden Anrisse an den Gurtwinkeln der Schienenlängsträger

die inneren Gleise auf 3,5 m Achsabstand an die äußeren herangeschoben werden mußten, was ohne wesentliche Verschlechterung des Gleisplans möglich war.

Bei der geringen Pfeilerstärke wäre es erwünscht gewesen, die Hauptträger über die drei Öffnungen durchlaufen zu lassen und dadurch die Pfeiler nur in der Mitte zu belasten, zumal viel größere Auflagerdrücke aufzunehmen sind als bisher. Setzungen der Pfeiler waren bisher nicht beobachtet worden und sind wohl auch künftig nicht zu erwarten; aus diesem Grunde hätten daher keine Bedenken gegen durchlaufende Träger ohne Gelenke bestanden. Gegen solche Träger sprach aber die Notwendigkeit, die Temperaturverschiebungen über zwei Öffnungen hinweg durch bewegliche Lager auszugleichen und dabei die Hauptträger über den Auflagern im Grundriß mit Rücksicht auf die Gleiskrümmung zu knicken; die Verschiebungsrichtungen der beweglichen Lager wären daher auf jedem Widerlager und Pfeiler anders gewesen. Sie hätten wohl für gleichmäßige Temperaturänderungen bestimmt werden können; bei ungleichen Temperaturänderungen hätten sich aber Zwängungen ergeben, die durch die Einwirkung des Befahrens der gekrümmten Gleise in verschiedenen Richtungen noch verstärkt worden wären. Andererseits hätte die Anordnung von Gelenken infolge des Wechsels der Hauptträgerrichtung an den Übergangstellen von einer Öffnung zur anderen Schwierigkeiten gemacht, die wohl zu lösen gewesen wären, die aber doch die Entwurfbearbeitung

Abb. 2a. Ansicht.

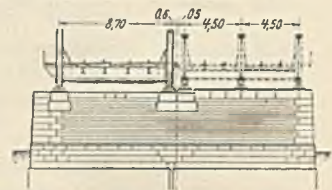
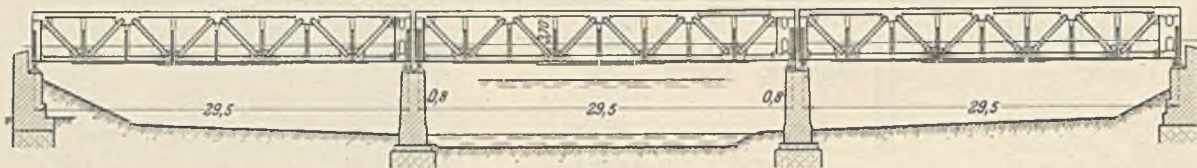


Abb. 2c. Querschnitt.

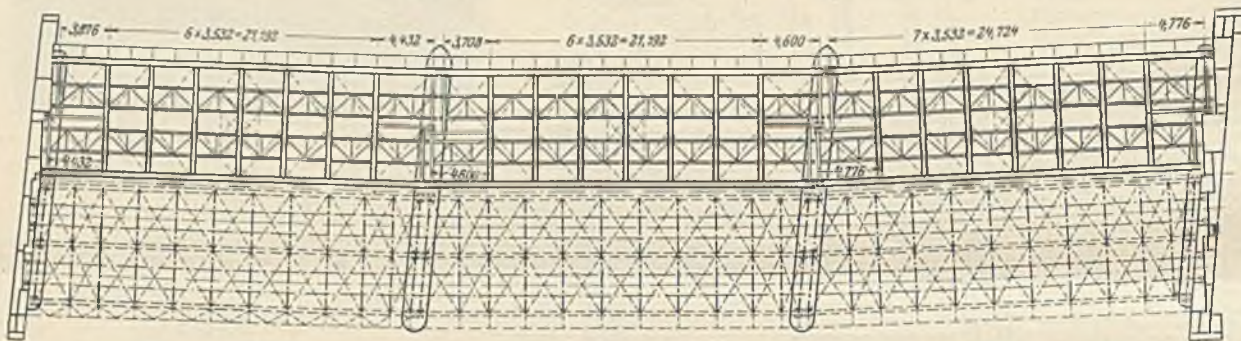


Abb. 2b. Grundriß.

Abb. 2. Jetziges Bauwerk.

Gleis 5
nach
Baden-Oos
Gleis 4

Gleis 2
nach
Wintersdorf
Gleis 1

an den Auflagerstellen festgestellt. Seitdem waren jährlich größere Ausbesserungsarbeiten erforderlich. In den letzten Jahren war monatelang eine Kolonne an der Arbeit, um Niete an der Fahrbahn zu erneuern und angerissene Teile zu decken oder auszuwechseln. Durch den vorübergehenden Verkehr der Lokomotive P 10 im Jahre 1924 nahmen die Schäden unter den Hauptbahngleisen erheblich zu.

Den Ausschlag für die Wahl einer vollständigen Erneuerung der Überbauten unter den Hauptbahngleisen an Stelle einer Verstärkung gab der geringe Abstand der Hauptträger, der zwischen den Achsen 4,5 m und zwischen den 36 cm breiten Gurtungen nur 4,14 m betrug, so daß infolge der Gleiskrümmung die Umgrenzung des lichten Raumes in einer Breite von 4 m nur gerade gewahrt blieb, die bei Neubauten frei zu haltenden Spielräume von 20 cm aber größtenteils durch die Hauptträger in Anspruch genommen waren. Bei dem Neubau sollten größere Änderungen an den Widerlagern und Pfeilern vermieden werden. Der Platz für die neuen Überbauten war dadurch sehr beengt, und das bisherige System der fünf zusammenhängenden Hauptträger mußte verlassen werden. Abgesehen von seinen sonstigen Nachteilen, hätte es einen Abstand zwischen den äußersten Hauptträgerachsen von mindestens $4 \times 4,9 = 19,6$ m, statt wie bisher $4 \times 4,5 = 18$ m beansprucht, für den die Länge der Pfeiler nicht ausgereicht hätte, und bei dem das Auseinanderziehen der äußeren Gleise große Schwierigkeiten und weitgehende und kostspielige Änderungen des Gleisplans im Bahnhof Rastatt verursacht hätte. Dieselben Gründe, nur in noch verstärktem Maße, verboten die an sich erwünschte Anordnung von selbständigen Überbauten für jedes Gleis. Es mußten daher zweigleisige Überbauten für jede Bahnstrecke gewählt werden, wobei sich unter möglichster Einschränkung der Breitenabmessungen Hauptträgerachsenabstände von 8,7 m innerhalb eines Überbaues und von 1,2 m zwischen den benachbarten Überbauten ergaben, also Abstände zwischen den äußersten Hauptträgern von $2 \times 8,70 + 1,20 = 18,60$ m. So konnten die äußersten Hauptträger gerade noch auf den Pfeilern untergebracht und größere Verschiebungen der äußeren Gleise vermieden werden, während

wesentlich verzögert hätten. Man entschloß sich daher, obwohl eine der am Wettbewerb beteiligten Brückenbauanstalten die Ausführung als durchlaufende Träger, freilich ohne ausgearbeitete Vorschläge, anbot, zu getrennten Überbauten für jede Öffnung in Form von Parallelträgern, die die einfacheren Werkstatt- und Aufstellungsarbeiten für sich hatten und bei denen sich auch spätere Änderungen, Hebungen oder Verschiebungen, leichter ausführen lassen.

Das äußere Aussehen der alten Brücke war durch die gleichen Abstände der flachgekrümmten Hauptträgergurte recht günstig. Sollte die neue Brücke in ihrer Umgebung einigermaßen befriedigen, so durfte sie nicht zu sehr hervortreten und mußte klar gegliedert sein, daher mußte die Höhe der Hauptträger in mäßigen Grenzen gehalten, und mußten gekrümmte Gurtungen vermieden werden; denn hierbei wären durch die Schiefe und die ungleichen Hauptträgerabstände sehr ungünstig wirkende Überschneidungen entstanden.

IV. Anordnung der neuen Überbauten.

Die Anordnung der neuen für den Lastzug N berechneten Überbauten ist in Abb. 2 u. 3 sowie in den Lichtbildern, Abb. 4 bis 7, dargestellt. Vorläufig sind nur die Überbauten unter den Gleisen der Hauptbahn ausgewechselt, die Überbauten der Strecke Rastatt—Wintersdorf werden bis auf weiteres beibehalten, da die Einführung schwererer Lokomotiven als der bisherigen verkehrenden G 12 auf dieser Strecke zunächst nicht beabsichtigt und der Verkehr nicht stark ist. Die geschilderten Schäden an der Fahrbahn sind hier in weit geringerem Maße aufgetreten als unter den stark befahrenen Gleisen der Hauptbahn.

Die neuen Überbauten, die 29,5 m Stützweite, wie die alten, 3,7 m Systemhöhe und 8,7 m Hauptträgerabstände erhielten, zeigen Besonderheiten im Querschnitt der Hauptträgerobergurte sowie in der Ausbildung der Endfelder und der Endrahmen.

Der Hauptträgerachsenabstand von 8,7 m konnte nur durch möglichst knappe Bemessungen der Breite des Obergurtes eingehalten werden. Um

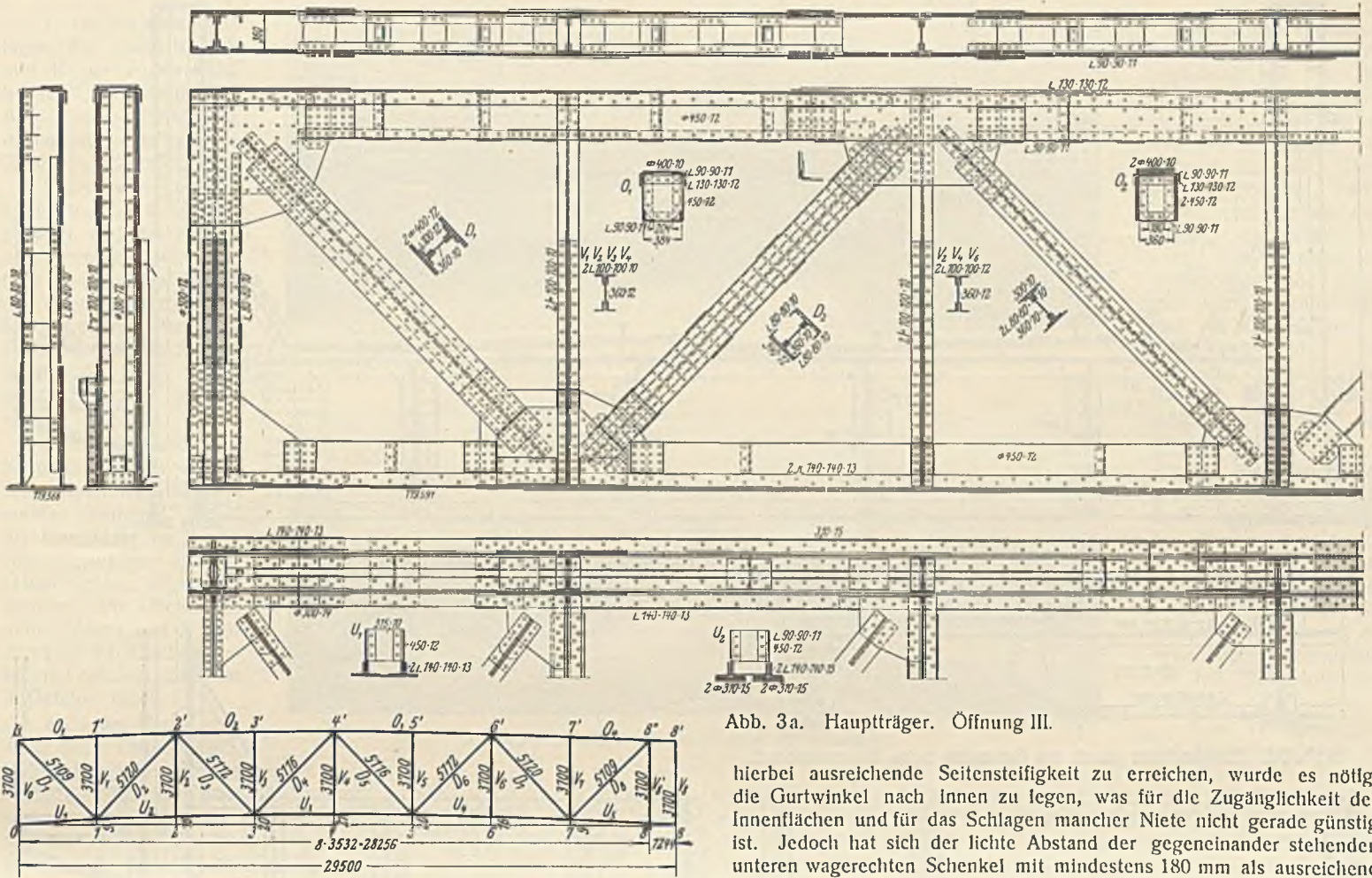


Abb. 3a. Hauptträger. Öffnung III.

hierbei ausreichende Seitensteifigkeit zu erreichen, wurde es nötig, die Gurtwinkel nach innen zu legen, was für die Zugänglichkeit der Innenflächen und für das Schlagen mancher nicht gerade günstig ist. Jedoch hat sich der lichte Abstand der gegeneinander stehenden unteren wagerechten Schenkel mit mindestens 180 mm als ausreichend erwiesen, um sämtliche Teile der Innenflächen erreichen und auch die ungünstigsten Niete schlagen zu können.

Die oberen Gurtwinkel wurden mit der Innenseite der Schenkel an die Außenseite der Stegbleche gelegt, um die bei der umgekehrten Anordnung entstehenden ungedeckten Fugen zwischen Stegblech und Winkel zu vermeiden. Damit die Fuge zwischen der Abrundung des Winkels und der Oberkante des Stegbleches zugänglich bleibt, wurde diese schräg nach innen abgehobelt.

Die Anordnung des Obergurtquerschnitts in üblicher Form wäre nach dem Vorschlag einer der am Wettbewerb beteiligten Brückenbauanstalten möglich gewesen, wenn die Systemhöhe statt zu 3,7 m zu rd. 5 m gewählt worden wäre, wobei die oberen Gurtungen über die 3,05 m über S.-O. liegende Ecke der Umgrenzung des lichten Raumes gekommen wären und in der Breite den nötigen Spielraum erhalten hätten. Diese große Systemhöhe erschien jedoch für die Rahmensteifigkeit der offenen Brücke und auch für das Aussehen nicht günstig. Zur Anordnung

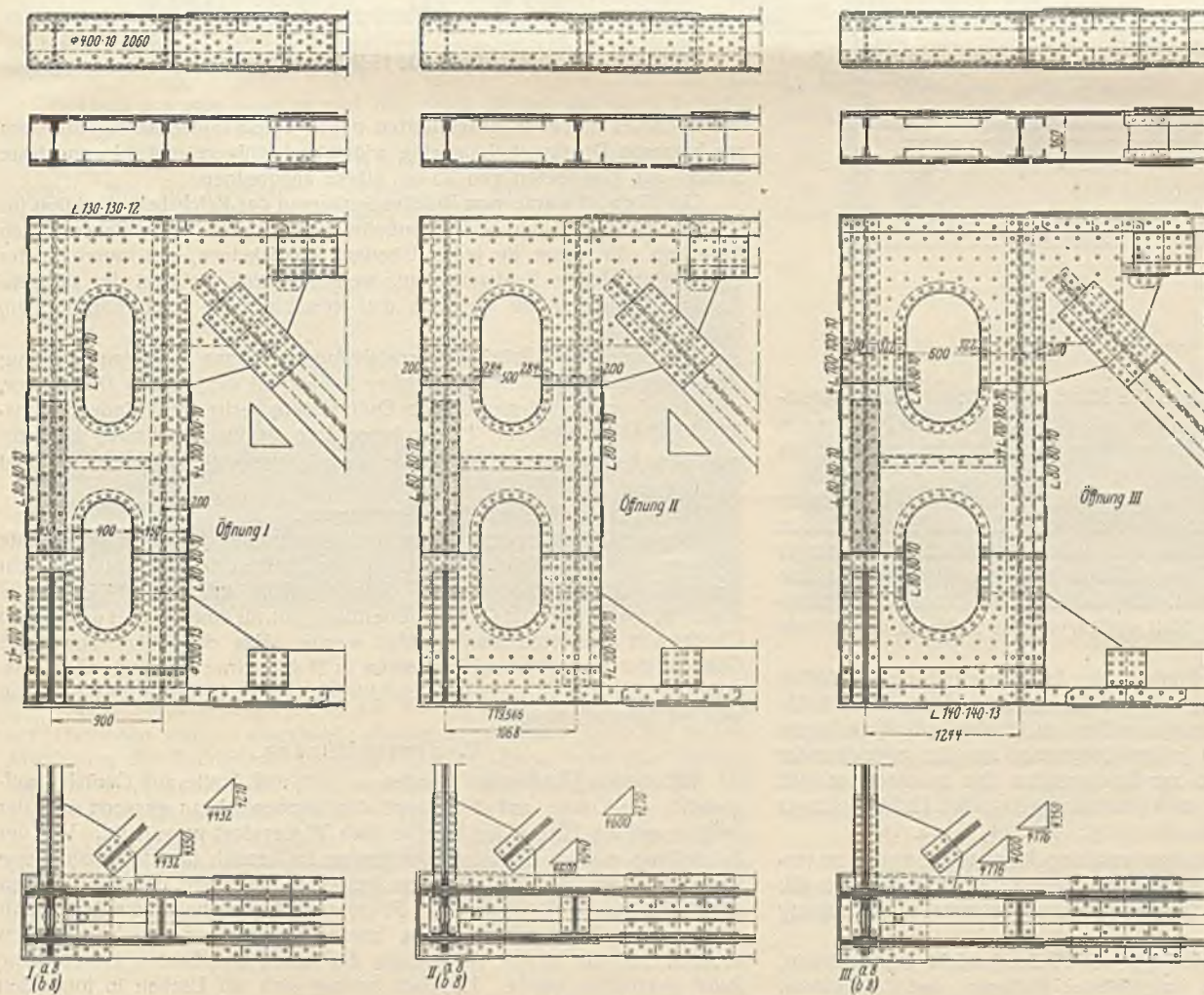


Abb. 3b. Rahmenförmige Endfelder.

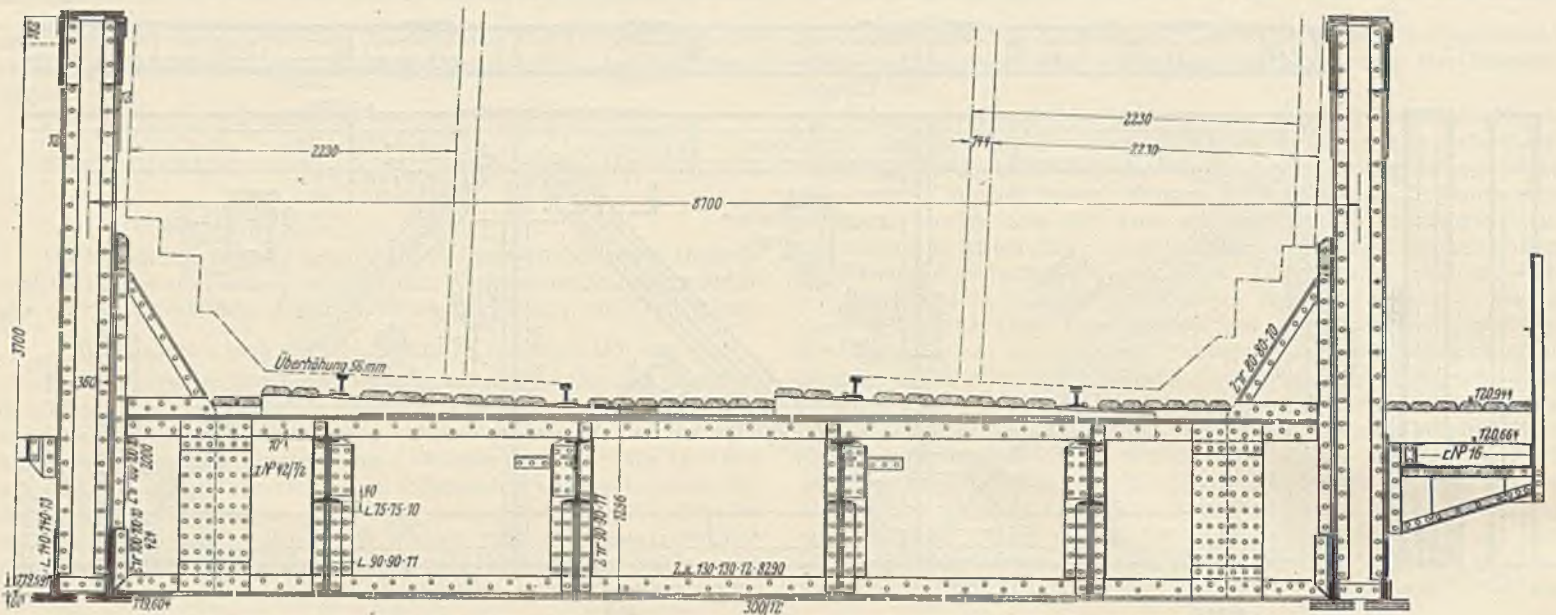


Abb. 3c. Querschnitt.

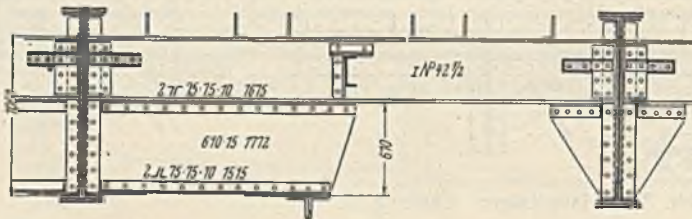


Abb. 3d. Längsschnitt durch die Fahrbahn beim Bremsverband.

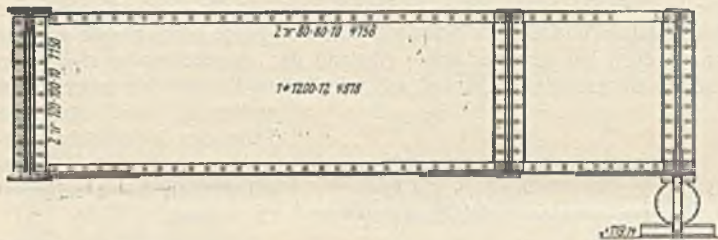
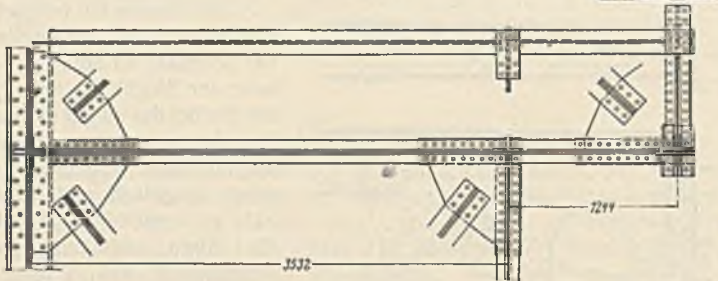


Abb. 3e. Endquerträger mit Hilfs längsträger.



den ebenfalls in Granit ausgeführten neuen 70 cm hohen Auflagerquadern zur besseren Druckverteilung eine widerstandsfähigere und biegungsfeste Schicht aus Eisenbeton von 75 cm Stärke anzuordnen.

Der Entwurf wurde vom Brückenbauverein der Reichsbahndirektion für Ausführung in Flußstahl St 37 bearbeitet und in allen wesentlichen Teilen festgelegt. Er nahm für jeden Überbau verschiedene, nur innerhalb der Überbauten gleiche Feldweiten an, weil hierdurch die Zahl der rahmenförmigen Endfelder auf sechs (in drei verschiedenen Ausführungsformen) beschränkt blieb.

Die ausführende Brückenbauanstalt August Klönne in Dortmund schlug statt dessen die Ausführung gleicher Felder auf der ganzen Brücke vor, wobei sich zehn rahmenförmige Endfelder in sechs verschiedenen Ausführungsformen ergaben. Ferner berechnete sie für Ausführung in hochwertigem Baustahl St 48 eine nicht unwesentliche Gewichtsersparnis und Verbilligung.

Beide Vorschläge wurden angenommen.

Wie groß die Ersparnis durch die Verwendung des St 48 ist, konnte nicht genau festgestellt werden, da der Entwurf in St 37 hierfür nicht genügend durchgearbeitet war. Sein Gewicht wurde zu 483 t St 37 ermittelt, wobei aber die Gewichtsermittlung nur für eine der drei ungleichen Überbauten annähernd durchgeführt wurde. Das endgültige errechnete Gewicht der ausgeführten Überbauten in St 48 betrug 401 t, die Gewichtsersparnis also rd. 17%. Die Gewichte der Lager betragen 21 t Stahlguß und 4 t Schmiedestahl.

V. Bauausführung.

Die neuen Überbauten wurden an Ort und Stelle auf Gerüsten aufgestellt; die Gleise auf der Hauptbahn wurden hierzu gesperrt und der Betrieb auf die Gleise der Strecke nach Wintersdorf umgelenkt. Vor der Aufstellung mußten die alten Überbauten im Bereich der Hauptbahngleise abgebrochen und die verbleibenden drei Hauptträger mit den zwei Gleisen der Strecke nach Wintersdorf um 50 cm seitlich verschoben werden, damit die neuen Auflagerquadern für die inneren Hauptträger eingebaut werden konnten und der für die Aufstellung der neuen Überbauten erforderliche Raum geschaffen wurde. Hiernach vollzog sich der Umbau in folgenden Stufen:

eines oberen Windverbandes hätten die Hauptträger etwa 7,5 m Systemhöhe und Streben über zwei Feldern mit Hilfsstreben erhalten müssen und wären dadurch mit ihren Abmessungen ganz aus dem Rahmen des Bauwerks herausgefallen.

Bei der für jede Öffnung verschiedenen Schiefe der Überbauten waren ungleiche Endfelder nicht zu vermeiden. Um die Werkstattarbeit möglichst zu erleichtern, wurden bei jedem der sechs Hauptträger acht Felder in gleicher Länge von 3,532 m mit abwechselnd fallenden und steigenden Streben ausgeführt. Die Endfelder wurden durch rahmenförmige Ausgleichfelder um das Maß verlängert, das sich aus der Schiefe ergab.

Von einer unmittelbaren Verbindung der Auflager durch einen schiefen Endquerträger wurde abgesehen, weil hierbei die Schwellen, deren lichte Abstände nicht unter 40 cm betragen sollten, nicht einwandfrei zu lagern gewesen wären. Es wurden von jedem Endpfosten aus die gegeneinander versetzten Querträger senkrecht zur Brückenachse bis zu einem seitlich der Brückenachse angeordneten und gesondert gelagerten Hilfs längsträger geführt und an diesen angeschlossen (vergl. Abb. 2 b, 3 e u. 7).

Um ungleich hohe Schwellenträger und eingekämmte Schwellen zu vermeiden und eine möglichst ruhige Schwellenlage zu erhalten, wurden die Schwellen der Überhöhung der äußeren Schienen entsprechend keilförmig gesägt.

Das alte Mauerwerk der Widerlager und Pfeiler besteht aus Sandstein, abgesehen von den in Granit ausgeführten Auflager- und Eckquadern, und ist sehr gut erhalten. Trotzdem erschien es ratsam, unmittelbar unter

1. Für die neuen Auflager der Hauptträger I und II der zu verschiebenden Überbauteile (vgl. Abb. 1 u. 2) wurden die Auflagersteine hergerichtet (5. bis 19. September 1925).

2. Die beiden inneren Gleise 2 und 4 wurden gesperrt und der Betrieb der Hauptbahn in Richtung Nord-Süd auf Gleis 1 der Strecke Rastatt—Wintersdorf übergeleitet. Der Betrieb dieser Strecke wurde auf Gleis 1 beschränkt (22. bis 25. September 1925).

3. Oberbau und Fahrbahn unter Gleis 4, zwischen Hauptträger III u. IV, wurden entfernt, wobei die Querträger im Brennschneideverfahren von den Hauptträgern abgetrennt wurden. Die Überbauten unter Gleis 1 und 2 wurden zum Verschieben vorbereitet (28. September bis 3. Oktober 1925).

4. In der Nacht vom 4. auf den 5. Oktober 1925, während auf der Strecke Rastatt—Wintersdorf der Güterverkehr gesperrt war und der Personenverkehr durch Kraftwagenbeförderung aufrecht erhalten wurde, wobei sich der Verkehr der Hauptbahn nur auf Gleis 5 vollzog, wurden die Überbauten unter Gleis 1 und 2 um 50 cm öffnungsweise in die neue Lage verschoben.

5. Die Auflagerquader für die künftigen inneren Hauptträger der Hauptbahn und die Hilfsquader für Hauptträger III wurden eingebaut (6. bis 31. Oktober 1925) und diese auf die neuen Auflagerquader abgesetzt (5. und 6. November 1925).

6. Gleis 5 wurde gesperrt und der ganze Betrieb auf Gleis 1 und 2 gelegt (6. November 1925).

7. Die Überbauten von Gleis 5 wurden um 2,5 m nach Westen verschoben und auf Holzstapel abgesetzt, die alten Auflagerquader abgebrochen (7. bis 10. November 1925).



Abb. 6. Ansicht vom linken Ufer flußaufwärts.

8. Die neuen Auflagerquader für die künftigen äußeren Hauptträger der Hauptbahn wurden eingebaut, ebenso die Auflagerquader für die zur Abstützung der Endrahmen dienenden Hilfslängsträger. Der alte Überbau des Gleises 5 diente hierbei zur Aufnahme eines Arbeitsgleises (10. November 1925 bis 2. Januar 1926).

9. Von der linken Murgseite beginnend, wurde der alte Überbau des Gleises 5 im Brennschneideverfahren abgebrochen. Die mit den abgebrochenen Teilen beladenen Wagen wurden gegen Bahnhof Rastatt abgezogen (2. bis 19. Januar 1926).

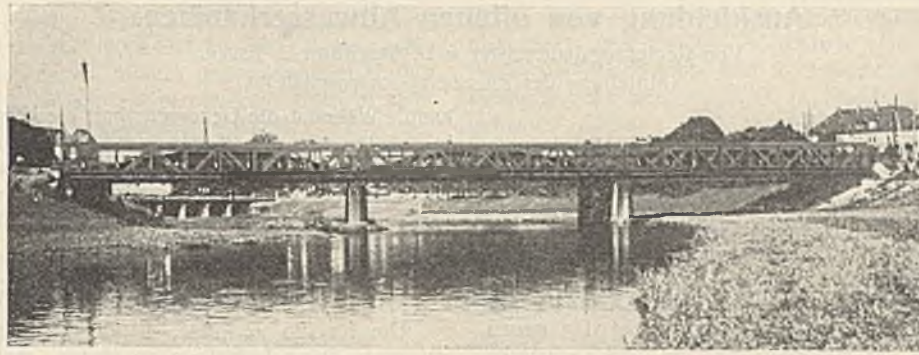


Abb. 4. Ansicht von Osten (flußaufwärts).



Abb. 5. Ansicht von Westen (flußabwärts).

10. Die neuen Überbauten wurden aufgestellt, beginnend mit der Öffnung auf der rechten Murgseite. Das Gerüst, das hier vorher für den Abbruch des alten Überbaues gedient hatte, wurde auch für die Aufstellung des neuen benutzt. Auf Verlangen der Wasserbaubehörde durfte gleichzeitig immer nur eine der drei Öffnungen eingerüstet werden. Die Baustoffe wurden vom Bahnhof Rastatt herbeigeführt (23. März bis 30. Mai 1926).

11. Die fertig aufgestellten neuen Überbauten wurden gestrichen, der Oberbau wurde verlegt und nach vorgenommenem Belastungsversuch der Betrieb der Hauptbahn auf die neue Brücke übergeleitet (29. Juli 1926 Inbetriebnahme).

Eine Verzögerung in der Herstellung von annähernd zwei Monaten

entstand dadurch, daß die zuerst gelieferten Breiteisen sich als unbrauchbar zeigten und neu gewalzt werden mußten. Sie zeigten vielfach Stellen, an denen der Stahl besonders hart und spröde war und sich schlecht oder gar nicht bearbeiten ließ. Mehrere Stücke zersprangen, an einer Reihe von Nietlöchern platzten beim Dornen die Lochränder ab. Die Härtungen konnten zwar durch Ausglühen beseitigt werden, doch entstanden hierbei Längenänderungen, infolge deren die Verwendung der schon abgelängten und gebohrten Stücke zu groben Ungenauigkeiten im Zusammenpassen der einzelnen Glieder geführt hätte. Es mußten daher sämtliche Breiteisen zurückgewiesen und neu gewalzt werden. Die neue Lieferung war, gleich wie die der Profileisen und Bleche, durchaus einwandfrei. Die genannten Erscheinungen, deren Ursache nicht sicher aufgeklärt werden konnte, sind, soweit dem Verfasser bekannt, bis dahin und seitdem bei dem hochwertigen Baustahl St 48 nicht beobachtet worden.¹⁾



Abb. 7. Ansicht in der Längsrichtung der neuen Überbauten.

Nachdem einmal einwandfreies Material geliefert war, hat die Brückenbauanstalt Klönne die Arbeiten ohne Zwischenfall in kürzerer Zeit, als ursprünglich vorgesehen, durchgeführt.

Die Leitung der Arbeiten an der Baustelle lag in den Händen der Bahnbauinspektion II Karlsruhe.

¹⁾ Vergl. hierzu „Dr.-Ing. Kommerell, Erfahrungen mit hochwertigem Baustahl St 48 und Silizium-Brückenstahl“. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 46, S. 686.

Alle Rechte vorbehalten.

Auskleidung von offenen Abwasserkanälen.

Von Regierungsbaumeister a. D. Steckhan in Essen.
(Mitteilung der Emschergenossenschaft.)

I. Einleitung.

In der „Bautechnik“ 1926 sind verschiedene Aufsätze erschienen, die sich mit der Auskleidung von Werkkanälen für Kraftwerke beschäftigen. Die ausführlichsten Angaben sind in den Veröffentlichungen von Oberregierungsrat Dr.-Ing. Kurzmann und Stadtbauamtmann Hartmann enthalten, die in der Hauptsache die bei den Bauten der bayerischen Großwasserkraftwerke gesammelten Erfahrungen wiedergeben.¹⁾

Während bei den älteren Kraftanlagen fast überall Erdkanäle mit trapezförmigem Querschnitt ausgeführt wurden, ist man bei den neuen Anlagen, besonders beim Ausbau der mittleren Isar-, Inn- und Lechwerke dazu übergegangen, die Werkkanäle mit Beton auszukleiden. Zweck der Betonauskleidung war:

- a) Schutz der benetzten Fläche gegen Ausspülungen infolge der großen Fließgeschwindigkeit;
- b) Verminderung der Rauigkeit und daher bessere Ausnutzung des Durchflußquerschnitts;
- c) Dichtung der wasserseitigen Fläche zur Verhütung des Wasserdurchtritts in das Gelände.

kann. Während die Genossenschaft die Klärung des häuslichen Abwassers in von ihr erbauten 28 genossenschaftlichen Kläranlagen selbst vornimmt, überläßt sie die Klärung der Industrieabwässer im allgemeinen den Werken. Nur in Fällen, wo die Klärung der Werke nicht genügt, findet eine nochmalige Behandlung in sogenannten Bachkläranlagen, durch die das ganze Bachwasser hindurchgeführt wird, statt.

II. Zweck der offenen Abwasserkanäle.

Um für die Vorfluter, die diese Abwässer aufzunehmen haben, die günstigste Querschnittsform zu finden, muß zunächst untersucht werden, welchen Zweck sie erfüllen sollen und welche Forderungen an sie gestellt werden. Zunächst müssen sie den auch für Werkkanäle maßgebenden beiden ersten Bedingungen — Schutz der benetzten Fläche gegen Ausspülung und Verminderung der Rauigkeit — genügen. Beides ist sogar bei den Abwasserkanälen noch von größerer Bedeutung, da hierbei mit stark wechselnden Wasserständen gerechnet werden muß, während die Werkkanäle eine gleichmäßige, aber ständig große Wasserführung haben. Die Böschungen der Abwasserkanäle sind daher auch gegen Angriffe des



Abb. 1. Lageplan des Emschergebietes.

Auf Grund der bisherigen Erfahrungen wird die erste Aufgabe — Sicherung gegen Wasserangriffe — als gut erfüllt angesehen. Bei der zweiten — Verminderung der Rauigkeit — kann dies noch nicht eindeutig entschieden werden, da hierzu längere Beobachtungen nötig sind. Bezüglich der dritten — der Dichtung — wird festgestellt, daß die Betonauskleidung an sich nicht dicht ist, sondern nur als Mittel zur Beförderung der Dichtung anzusehen ist.

Im Anschluß an diese Veröffentlichung wird von Interesse sein zu erfahren, wie sich die Betonauskleidung bei Kanälen, die anderen Zwecken dienen, den offenen Abwasserkanälen, wie sie in großem Umfange im Emschergebiet durch die E. G.²⁾ in Essen ausgeführt sind, bewährt hat.

Ziel und Aufgaben dieser Genossenschaft, die auf Grund des Preußischen Sondergesetzes vom 14. Juli 1904 als öffentlich rechtliche Körperschaft zum Zwecke der Regelung der Vorflut und Abwasserreinigung im Emschergebiet gebildet ist, werden als bekannt vorausgesetzt.³⁾ Zum Verständnis der nachstehenden Ausführungen sei nur folgendes kurz vorausgeschickt. Ihre erste Aufgabe, die Vorflutregelung, hat die E. G. dadurch erfüllt, daß sie durch die Regulierung der Emscher auf 75 km Länge und den Ausbau von 200 km Bachläufen als offenen Abwasserkanälen ein Entwässerungsnetz geschaffen hat, dem das Abwasser aus den städtischen und gewerblichen Betrieben des rheinisch-westfälischen Industriegebietes zugeführt wird (Abb. 1). Hinsichtlich der zweiten Aufgabe, der Abwasserreinigung, hat sich die E. G. darauf beschränkt, das Abwasser soweit zu reinigen, daß es nicht nur im eigenen Bezirk unschädlich abfließt, sondern auch vom Rhein, ohne dort Schaden zu verursachen, aufgenommen werden

Hochwassers gefährdet. Auch die Rauigkeitsverminderung spielt bei den verhältnismäßig kleinen Abwasserkanälen mit geringer Wasserführung bei Niedrigwasser eine weit größere Rolle, da man es nicht mit reinem Wasser, wie bei den großen Werkkanälen, sondern mit stark verschlammtem Abwasser zu tun hat. Zur Verhütung von Schlammablagerung in der Sohle und an den Ufern muß daher auf glatte Wandungen der benetzten Fläche größter Wert gelegt werden. Maßnahmen zur Erzielung der Dichtigkeit sind bei den Abwasserkanälen im allgemeinen nicht erforderlich, da sie fast immer im Einschnitt liegen. Ein Durchdringen des Wassers in das Gelände, wie es bei den meist im Auftrag liegenden Werkkanälen leicht eintreten kann, ist also nicht zu befürchten. In den meisten Fällen ist mit der Beschaffung der Vorflut auch eine Absenkung des Grundwasserstandes verbunden, so daß eine freie Verbindung des Vorfluters mit dem Grundwasserstrom erwünscht ist.

Als weitere Forderung kommt für die besonderen Verhältnisse im Bergbauggebiet hinzu:

Beweglichkeit zur Veränderung der Sohlenhöhe.

Bekanntlich entstehen durch den Abbau der Kohle in der Grube Hohlräume, die auch bei dem bergpolizeilich vorgeschriebenen Bergeversatz nicht vollständig ausgefüllt werden, sondern Senkungen der Geländeoberfläche zur Folge haben. Da diese Senkungen je nach den Lagerungsverhältnissen der Kohlenschichten ungleichmäßig auftreten, bilden sich an einzelnen Stellen Senkungsmulden, an anderen bleiben Bergrücken stehen. Hierdurch wird natürlich der das betreffende Abbauggebiet durchziehende Vorfluter ungünstig beeinflusst, und die Sohle wird in Wellenlinien verlaufen, die den Abfluß des Wassers hemmen und Schlammablagerung in den gesunkenen Bachstrecken herbeiführen (Abb. 2).

Um dies zu verhüten, muß die Bachsohle nach einiger Zeit wieder in eine gleichmäßige Lage gebracht werden. Meist geschieht dies durch Vertiefung des Vorfluters unterhalb der gesunkenen Strecke, zuweilen auch durch Hebung der gesunkenen Strecke selbst. Man muß also die Befestigung des Bachlaufs so einrichten, daß sie leicht verändert werden

¹⁾ Dr.-Ing. Kurzmann: Die Betonauskleidung der Werkkanäle, „Die Bautechnik“ 1926, Heft 4 u. 5, sowie Otto Hartmann: Erfahrungen an Kanalanlagen für Kraftwerke, „Die Bautechnik“ 1926, Heft 11.

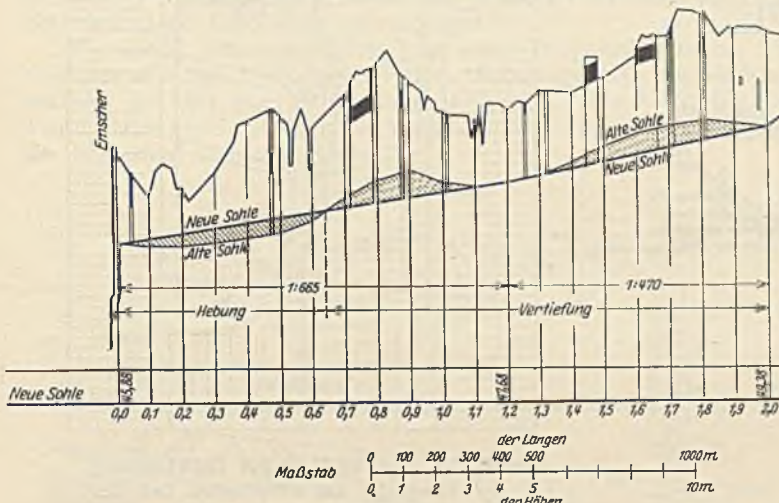
²⁾ E. G. = Abkürzung für Emschergenossenschaft.

³⁾ Eine ausführliche Darlegung enthält die im Selbstverlage der Emschergenossenschaft 1925 erschienene Jubiläumsschrift „25 Jahre Emschergenossenschaft“. Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 41, S. 592.

kann. Diese Überlegung hat dazu geführt, die Wasserläufe, nicht wie sonst üblich, als geschlossene Kanäle, sondern in der Regel als offene Abwasserkanäle auszuführen, da hierbei eine Hebung oder Senkung der Bachsohle natürlich mit viel einfacheren Mitteln und geringeren Kosten möglich ist. Auch ist ein offener Wasserlauf in baulicher Hinsicht nicht so durch Senkungen gefährdet wie ein geschlossener Kanal.



Längenschnitt eines gesunkenen offenen Abwasserkanals.



Wirkung der Bodensenkungen auf einen offenen Abwasserkanal mit Dreiecksquerschnitt.

Abb. 2.

Als weitere technische Forderung muß die Widerstandsfähigkeit der Auskleidung gegen Frost und chemische Einflüsse, besonders säurehaltiger Wässer, genannt werden. Hierauf wird in der Folge noch näher eingegangen werden.

Neben diesen technischen sind auch hygienische und ästhetische Forderungen an die Abwasserkanäle zu stellen. In erster Linie sind dies

1. Frischhaltung des Abwassers durch Verhütung von Schlammablagerung bis zur Kläranlage,
2. Verhinderung von üblen Gerüchen und häßlichem Anblick,
3. Verhütung der Ausbreitung ansteckender Krankheiten.

Die Erfüllung der ersten beiden Bedingungen wird bei dem offenen Wasserlauf dadurch begünstigt, daß das Wasser gut belüftet und dem Licht ausgesetzt wird. Unter dem Einfluß von Luft und Licht setzt eine starke Selbstreinigungskraft des Wasserlaufs ein. Die organisch faulnisfähigen Stoffe werden mit Hilfe des Sauerstoffes auf biologischem Wege abgebaut.

III. Form und Befestigung des Querschnitts.

Wie muß man nun diesen Querschnitt ausbilden, damit er seinen Zweck in technischer und hygienischer Hinsicht am vollkommensten erfüllt?

Für die Abführung des Abwassers hat sich bei Bachgebieten bis zu 200 km² als günstigste Querschnittform das Dreiecksprofil mit schwach ausgerundeter Sohle erwiesen. Man erreicht hierbei schon bei kleineren Wassermengen eine möglichst große Wassertiefe und ausreichende Geschwindigkeit, um den Schlamm und Sand durch die Schleppkraft des Wassers mitzuführen.

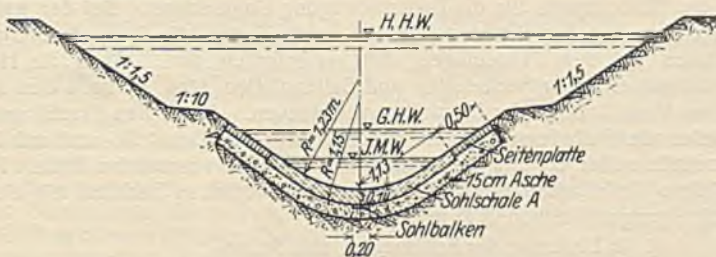


Abb. 3. Regelquerschnitt eines mit Betonsohlschalen und Seitenplatten ausgelegten offenen Abwasserkanals. Oberhalb der Platten ist zur Erleichterung der Unterhaltungsarbeiten eine schmale Berme angeordnet. Die Platten werden in der Längsrichtung mit stumpfem Stoß verlegt und können bei Vertiefungen oder Aufhöhungen des Bachbettes leicht herausgenommen und wieder verwendet werden.

Die Überlegenheit des Dreiecksquerschnitts gegenüber anderen Profilen ist in der demnächst im Gesundheitsingenieur erscheinenden Doktor-dissertation von Dr. Ing. v. Bülow „Die Leistungsfähigkeit von Fluß-, Bach- und Werkkanal- und Rohrquerschnitten unter besonderer Berücksichtigung der von E. G. in Essen zu künstlichen Wasserläufen ausgebauten Emscher und ihrer Nebenbäche“ ausführlich nachgewiesen (Abb. 3).

Der in (Abb. 3) dargestellte Querschnitt ist zuerst im Jahre 1906 bei den Bachausbauten der E. G. ausgeführt und seitdem in unveränderter Form für die Befestigung der Bachläufe beibehalten worden⁴⁾.

Die ersten Versuche, die Sohle mit Pflaster auszulegen, zeigten, daß die Wandungen zu rau waren, um schlammiges Wasser gut abzuleiten. Deshalb wurde an Stelle des Pflasters Beton gewählt. Der untere Teil bis etwa zur Höhe des Sommerhochwasserstandes wird mit zwei in Nut und Feder aneinanderstoßenden gekrümmten Sohlenschalen aus Beton ausgekleidet, an die sich je eine ebenfalls genutete Seitenplatte von 0,50 bis 1 m Länge anschließt. Darüber werden Böschungen und Bermen in der Regel mit Rasen bekleidet. Bermen werden angeordnet, damit von ihnen aus der untere Bachquerschnitt unterhalten und nötigenfalls geräumt werden kann. Sie werden möglichst hoch gelegt, daß sie bei eintretenden Senkungen noch lange begehbar bleiben, aber nicht höher als 1,50 m über den normalen Wasserstand, um die notwendigen Unterhaltungsarbeiten ohne Behinderung vornehmen zu können. Die Bachläufe werden zu beiden Seiten mit Einfriedigungen und lebenden Hecken versehen, um das Publikum, besonders die Kinder, von dem Abwasser fernzuhalten und eine Ansteckungsgefahr zu verhüten. Die Platten müssen solche Abmessungen erhalten, daß sie der Wirkung der im Abwasser mitgeführten Stoffe genügenden Widerstand entgegensetzen. Auch müssen sie so geformt sein, daß sie dem Erddruck und Frost sicher standhalten. Sie werden in den natürlichen Böschungswinkel entsprechend in die Neigung 1:1,5 gelegt. Um die Platten für den Transport auf der Bahn und auf der Baustelle nicht zu schwer zu machen, werden sie in Stücken von 0,80 m Baulänge hergestellt. Die Anfertigung geschieht in der Fabrik, da nur so die erforderliche Festigkeit und Gleichmäßigkeit des Materials gewährleistet werden kann. Die Platten an Ort und Stelle einzustampfen, hat sich nach einzelnen Versuchen aus verschiedenen Gründen nicht bewährt. Die Platten werden in der Regel im Mischungsverhältnis 1:2:4 nach Raumteilen angefertigt. Es wird ein Festigkeitsnachweis von 250 kg/cm² nach 28 Tagen verlangt⁵⁾.

IV. Ausführung.

Die Platten werden auf einer 15 cm starken Bettung von Kesselschlacken oder Kies mit 1 cm starken offenen Fugen verlegt. Unter der Stoßfuge der Sohlenschalen wird ein hölzerner Sohlbalken von etwa 6/16 cm Stärke in Längen von 4 bis 5 m gelegt, um ein gleichmäßiges Auflager beim Verlegen zu erhalten. Durch die Aschebettung wird erreicht, daß das seitlich zuströmende Grundwasser leicht abfließt, die Platten also trocken liegen, was besonders wegen der Frostgefahr wichtig ist. Für das Verlegen der Sohlenschalen ist die Trockenhaltung der Baugrube von besonderer Bedeutung. Bei gutem Untergrund und nicht zu starkem Wasserandrang läßt sich die Befestigung ohne besondere Schwierigkeiten einbringen. Es muß nur dafür gesorgt werden, daß das sich unter den Platten ansammelnde Grundwasser nach einem tiefliegenden Pumpensumpf abfließt. Ist der Wasserandrang stärker, wird eine Drainageleitung aus Ton- oder Zementrohr unter die Sohlbalken gelegt, die das Wasser aufnehmen und zur Pumpe führen kann. Schwieriger wird das Plattenlegen bei ungünstigem Boden, besonders im Fließsand, den man im Emschergebiet fast überall über dem das Kohlengebirge überdeckenden Mergel antrifft. Oft liegt die Bachsohle gerade in den Fließschichten, die sich wegen des feinen Kornes und des Tongehaltes schwer entwässern lassen. In diesem Fall machte das Einbringen der Sohlenschalen im Fließ anfangs außerordentliche Schwierigkeiten. Schon die Herstellung und Trockenhaltung der Baugrube war ohne besondere Maßnahmen nicht zu erreichen, da beim Ausschachten des mit Wasser gesättigten Bodens die ausgehobene Grube sich mit dem nachdrängenden Boden sofort wieder anfüllte. Trotz Aufstellung starker Pumpen wurde das Grundwasser meist nicht soweit abgesenkt, daß die Baugrube trocken wurde. Auch Grundwasser-Abenkungsanlagen mit Filterbrunnen hatten nicht den gewünschten Erfolg oder erforderten außerordentliche Kosten. Zunächst versuchte man es mit den üblichen Hilfsmitteln, Faschinen, oder wenn diese nicht genügten, Spundwänden, die zu beiden Seiten der Platten in Höhe der Fließschicht eingeschlagen wurden. Auch hiermit wurde in vielen Fällen das Ziel nicht erreicht, vielmehr durch den dichten Abschluß der Spundwände das Grundwasser seitlich aufgestaut und infolge des Überdruckes

⁴⁾ Vergl. Dr. Imhoff, „Offene Abwasserkanäle, Wasser und Abwasser“, Bd. I, 1909.

⁵⁾ Näheres siehe v. Bülow, „Die Verwendung von Betonwaren beim Ausbau der Vorfluter im Emschergebiet“, Deutsches Bauwesen, Zeitschrift des Verbandes deutscher Arch. u. Ing. 1925, Nr. 15.

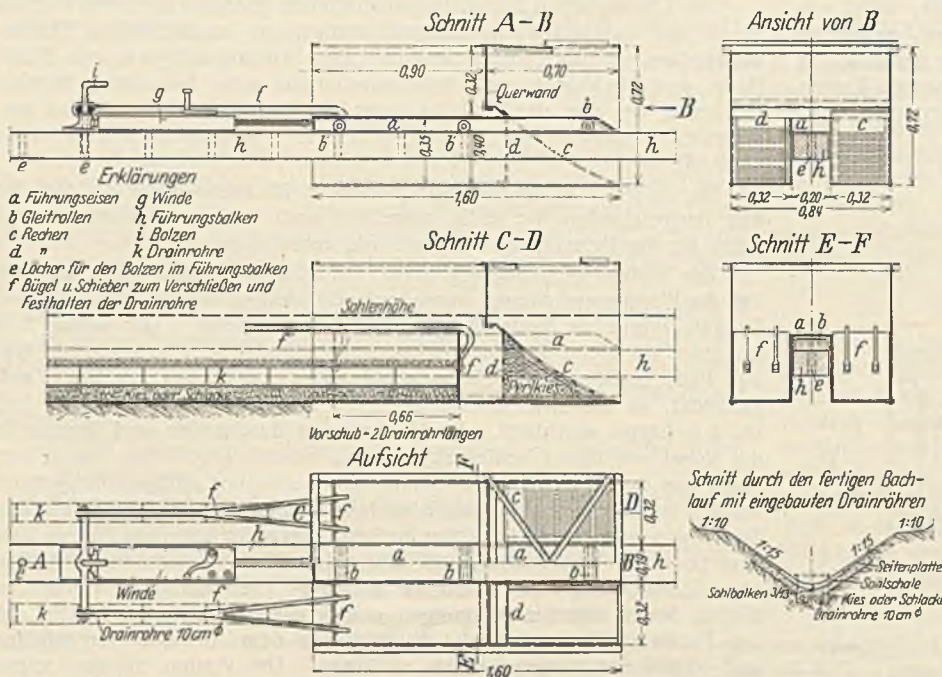


Abb. 4. Fliebschild.

ein starker Auftrieb in der Baugrube erzeugt. Abgesehen von den hohen Kosten, die diese Arbeitsweise erforderte, waren die Leistungen sehr gering, da nur in ganz kurzen Abschnitten vorgegangen werden konnte. Um den Fließsand zu bewältigen, wurden daher noch verschiedene andere Mittel versucht, z. B. Blechtafeln von etwa 1 m² Fläche, die in Abständen von rd. 50 cm von der Achse zu beiden Seiten eingeschlagen wurden. Im Schutze dieser Tafeln wurde dann der zwischenliegende Boden ausgehoben und sofort durch grobe Kesselasche ersetzt. Auf diese Weise gelang es, wenn auch meist mit großer Mühe, eine feste Unterlage für die Sohlplatten herzustellen, auf der man die Sohlbalken verlegen konnte. Diese Arbeitsweise führte zu der Überlegung, ob es nicht möglich sei, die Eisenplatten als geschlossenen Kasten auszubilden, vorn mit einer Schneide zu versehen, um den Fließboden seitlich zu verdrängen und im Schutze dieses Kastens die Drainage und Aschebettung einzubringen. Dieser Gedanke wurde verwirklicht durch das von dem Ingenieur der E. G. Staschen erfundene sogenannte Fliebschild, dessen Konstruktion aus Abb. 4 zu ersehen ist. Das Schild besteht aus einem aus Eisenblech und Winkleisen zusammengenieteten rechteckigen Kasten von 0,72 m Höhe, 0,84 m Breite und 1,60 m Länge, der oben offen und in der Mitte durch eine senkrechte Querwand abgeteilt ist. Der Boden des Kastens ist mit einem Längsschlitz von 0,20 m Breite und 0,30 m Höhe versehen, in dem ein Holzener Führungsbalken liegt. Auf diesem Balken ruht der Kasten mit drei Gleitrollen und kann durch eine einfache Wagenwinde bewegt werden. Die Wirkungsweise ist kurz folgende: Im Schutze einer kurzen seitlichen Spundwand wird zunächst der Führungsbalken in Tiefe der künftigen Sohlplatten-Unterkante eingebracht und das Fliebschild mit dem vorderen Schnabelende bachaufwärts gerichtet darauf gelegt. Das hintere Ende des Schildes bis zur Querwand wird durch einen doppelten Drainagestrang an einen genügend tiefliegenden Pumpensumpf angeschlossen. Nach diesen Vorbereitungen wird mit dem Vortriebe des Schildes auf zwei Rohrlängen durch die Winde begonnen und nach jedem Vortrieb zwei weitere Drainagerohrlängen eingelegt und der Zwischenraum bis zur Oberkante des Führungsbalkens mit Schlacke oder Kies verfüllt. Sobald das Fliebschild bis zur Spitze des Führungsbalkens vorgefahren ist, wird der Balken mit der Winde für den nächsten Vortrieb vorgeschoben, und derselbe Arbeitsvorgang wiederholt sich. Während des Vortriebes muß der mit der vorderen Schneide verdrängte Boden durch einen Arbeiter seitlich herausgeworfen werden. Das von oben zufließende Grundwasser wird durch enge Roste des Schnabels aufgenommen und durch die fertigen Drainageleitungen zum Pumpensumpf weitergeleitet. Auf diese Weise gelang es, selbst bei stark schwimmendem Boden, in den meisten Fällen die Baugrube hinter dem Schilde trocken zu halten und die Sohlenbefestigung ohne Schwierigkeit einzubringen. Das Fliebschild ist bei einem Bachausbau auf 2,5 km Länge mit gutem Erfolg verwendet. Der tägliche Vortrieb schwankte zwischen 15 und 30 m je nach der Schwere des durchfahrenen Bodens. An Arbeitskräften waren fünf Mann erforderlich, dazu kamen noch zwei Hilfsarbeiter für das Heranschaffen der Baustoffe. Natürlich ist der Fortgang der Arbeiten sehr von der Geschicklichkeit und Geübtheit der dabei beschäftigten Arbeiter abhängig. Weniger eignet sich das Gerät bei stark tonhaltigem Fließboden, da es sich hierbei leicht festsaugt und dann zur Fortbewegung besondere Hilfsmittel

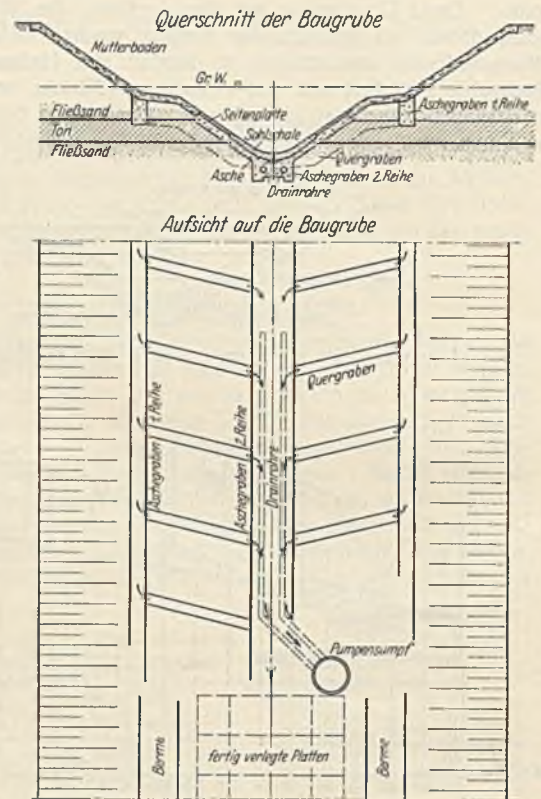


Abb. 5. Aschegräben zur Entwässerung der Baugrube im Fließboden bei der Herstellung der Sohlenbefestigung.

nötig sind. In solchen Fällen wurde in den letzten Jahren folgende Arbeitsweise angewendet, die sich sehr gut bewährt hat. Sobald bei der Ausschachtung eine Fließschicht angeschnitten wird, werden auf beiden Seiten des Profils, dort wo die Böschungskanten die Fließschicht anschnitten, Gräben von etwa 40 cm Breite und 50 bis 60 cm Tiefe, möglichst bis zur wasserundurchlässigen Schicht, senkrecht ausgehoben und sofort mit grober Kesselasche ausgefüllt (Abb. 5). In diesen Aschegräben wird das aus den Fließschichten nachdrängende Wasser zurückgehalten, durch die Ascheschicht aufgenommen und durch seitliche Quergräben nach der Mitte des Einschnittes abgeführt. Von hier aus fließt es zunächst oberirdisch ab und gelangt dann durch die Drainageleitung in den Pumpensumpf. Ein Abrutschen der Böschungen, wie es früher fast immer vorkam, kann also nicht mehr eintreten, und im Schutze dieser Gräben läßt sich die Plattenbefestigung mühelos anbringen. Schneidet die Bachsohle in weitere Fließschichten ein, so wird erforderlichenfalls ein zweites Paar von Aschegräben unterhalb der ersten angelegt. Hiermit gelingt es in allen Fällen, die Baugrube trocken zu halten und die Platten genau wie im normalen Baugrunde zu verlegen. Diese Arbeitsweise, die bei sehr vielen Bachläufen im Emschergebiet angewendet wurde, ist unter diesen Verhältnissen jedenfalls die einfachste und billigste. Gegenüber den Spundwänden, die früher vielfach von nicht erfahrenen Unternehmern verwendet wurden, ist die Kostenersparnis bei Aschegräben ganz bedeutend; sie erfordern nur etwa den fünften Teil der Kosten von Spundwänden.

Noch einige Angaben über die Kosten der Befestigung mit Betonplatten! Die Kosten des Ausbaues eines Bachlaufes sind in erster Linie abhängig von den Bodenverhältnissen und der zur Trockenhaltung der Baugrube erforderlichen Wasserhaltung. Gewöhnlich werden diese Kosten in den Einheitspreis für die Bodenbewegung eingerechnet. Bei den nachfolgenden Angaben ist vorausgesetzt, daß Kosten für besondere Maßnahmen bei dem Plattenlegen nicht erforderlich sind. Auch die Herstellungskosten der Sohlplatten und Seitenplatten sind je nach den örtlichen Verhältnissen der Baustellen verschieden. Außer den Frachtkosten spielen die Beförderungskosten vom Bahnhof zur Baustelle und auf der Baustelle selbst bis zur Verwendungsstelle eine wesentliche Rolle. Für mittlere Verhältnisse betragen die Kosten für 1 lfd. m Bachlauf mit einer Befestigungsbreite von 3,35 m

- a) für Lieferung der Sohlplatten und Seitenplatten einschließlich Transport 19,50 R.-M.
- b) für Lieferung der Sohlbalken 1,00 "
- c) für Lieferung der Aschebettung 2,50 "
- d) Verlegen der Platten 9,00 "

Zusammen 32,00 R.-M.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Über Binder von Lokomotiv- und Güterschuppen.

Von Reichsbahnrat Fahl, Salzwedel.

Bei den ringförmigen Lokomotivschuppen wird der Winddruck bisher meist durch massive Pfeiler in der Fensterwand aufgenommen. Nach den für die Deutsche Reichsbahn maßgebenden Richtlinien ist eine Mittelstütze zulässig, die in einer Entfernung von etwa $\frac{1}{3}$ der Lichtweite von der Torwand entfernt stehen soll. Das ergibt Konstruktionen etwa nach Abb. 1.

Die Zulässigkeit einer Mittelstütze ergibt nun die Möglichkeit, den Winddruck durch die Mittelstütze nach unten zu übertragen. Dadurch kommt der schwere Pfeiler in der Fensterwand in Fortfall. Das hat den Vorteil, daß an Mauerwerk gespart, entsprechend Platz gewonnen und die Beleuchtung verbessert werden kann, indem dort, wo sonst der Pfeiler ist, Fenster angeordnet werden, die dort gerade für die Beleuchtung der Seitenwände der Lokomotive günstig liegen.

Der Binder besteht nach Abb. 2 aus einem Dreigelenkbogen mit drei Gelenken *d*, *e* und *f*, der nach Art eines Gerberträgers bis zum Punkte *c* auskragt und dort einen Schlepptträger *b-c* trägt. Die Ausbildung der Fensterstütze ergibt sich aus der Forderung, daß über der Fensterwand der Rauchkanal durchzuführen ist.

zuführen ist. Bei einer Erweiterung würde dann der zwischen zwei Bindern liegende Abschnitt der leichten Fensterwand im ganzen verschoben werden.

Die Konstruktion der Binder wird wohl günstiger, wenn die Mittelstütze, soweit angängig, nach der Mitte verschoben wird. In Abb. 3 ist die Binderform dargestellt, die sich bei einer Stellung der Stütze in der Mitte des Schuppens ergeben würde.

Um den Rauchkanal durch die Binderkonstruktion auch im Fall einer Erweiterung des Schuppens hindurchführen zu können, ist die Binderkonstruktion so gestaltet, daß in dem Viereck *egih* keine Strebe notwendig ist.

Zum Tragen des Rauchkanals wird zweckmäßig eine Konstruktion nach Art des Sprengwerkes gewählt (Abb. 4). Indem diese Konstruktion sich dem Profil des lichten Raumes anpaßt, wird sie trotz geringer Konstruktionshöhe verhältnismäßig leicht. Sie dient gleichzeitig zur seitlichen Versteifung der Binderfüße.

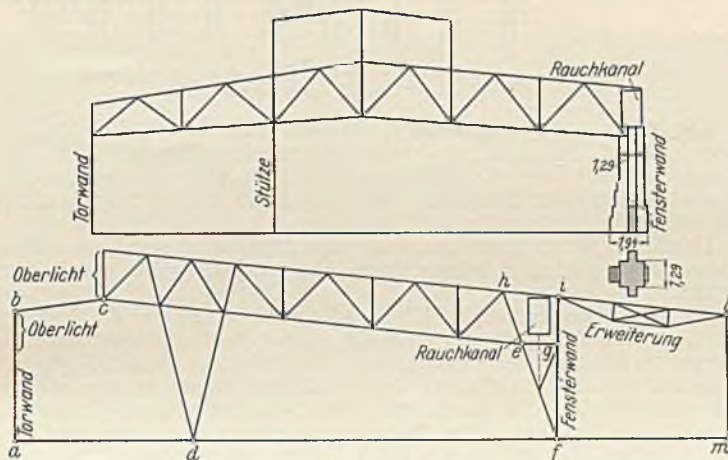


Abb. 1 u. 2.

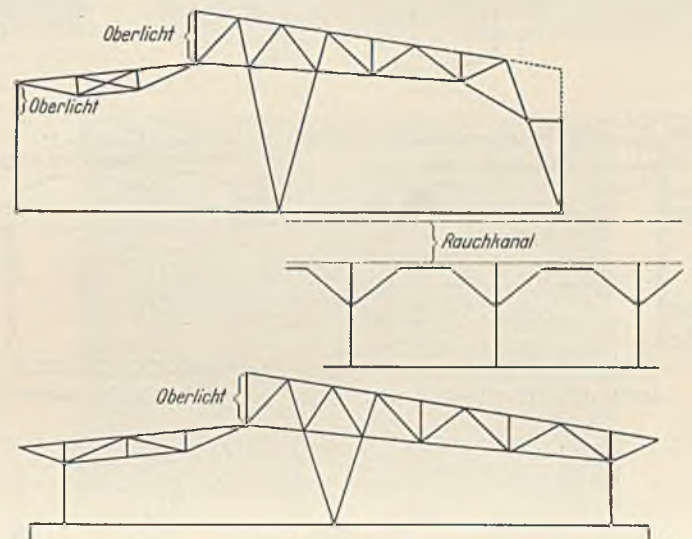


Abb. 3 bis 5.

Bei der Konstruktion ist ferner auf die Möglichkeit einer leichten Erweiterung des Schuppens in der Längsachse der Stände Rücksicht genommen. Wenn eine solche Erweiterung auch bei Verwendung der schweren Verstärkungspfeiler möglich ist, so ist es doch vorteilhafter, wenn bei einer Erweiterung statt der massigen Pfeiler leichte Holzstützen vorhanden sind, besonders auch mit Rücksicht auf die Beleuchtung. Die Fensterwand wird zweckmäßig als eine Eisenbetonkonstruktion in der Weise ausgeführt, daß die unter den Fenstern liegende Betonkonstruktion die Fensterwand zwischen zwei Bindern freitragt und sich auf die Fundamente der Binder stützt, also selbst kein Fundament erhält, was bei dem geringen Gewicht, da die Wand zum größten Teil aus Fenstern besteht (die Wand reicht nur bis zur Unterkante des Rauchkanals) leicht aus-

Bei der Konstruktion der Binder von besonders breiten Güterschuppen lassen sich gleiche Konstruktionsgrundsätze anwenden, wie oben für Lokomotivschuppen entwickelt, indem statt der Benutzung der Seitenwände zur Übertragung des Winddrucks nach unten, was kräftige Verstärkungspfeiler bedingt, die Mittelstütze zu diesem Zweck verwendet wird. Abb. 5 zeigt einen Binder für einen Güterschuppen, der aus dem Lokomotivschuppenbinder (Abb. 3) abgeleitet ist.

Bei der Ausbildung der Binder ist angenommen, daß sie in erster Linie als Holzkonstruktionen, aber auch als Eisenkonstruktionen ausgeführt werden können. Die Skizzen sollen nur das allgemeine Konstruktionsprinzip veranschaulichen, die Ausbildung der Binder im einzelnen kann natürlich beliebig geändert werden.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 20. Juni erschienene Heft 12 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Eberhardt Lucan: Eine neuzeitliche Maschinenbauhalle in Bochum i. W. — Baurat Dr. Josef Krebitz: Die günstigste Form statisch unbestimmter Bogen. (Schluß). — Dr. Fritz Emperger: Die Vorschriften über Schubspannungen in Deutschland und Österreich. — Mag.-Oberbaurat Dr. Herrmann: Die Siebnormung und ihr Einfluß auf die Begriffe Steinmehl, Sand und Kies.

Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken. Nachdem bereits in den Normenblättern DIN 1071 und 1072 Normen für die Breitenabmessungen und Belastungsannahmen an Straßenbrücken veröffentlicht sind, gibt der Deutsche Normenausschuß nunmehr mit Einspruchsfrist bis zum 1. August d. J. als Vorstandsvorlage das vom Arbeitsausschuß für Straßenbrücken bearbeitete Normblatt DIN 1073 über die Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken in der „Baunormung“ Nr. 4/5 bekannt. Das Blatt enthält die allgemeinen Vorschriften für Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen, die zulässigen Spannungen, Berechnung von Druckstäben und oben offenen Brücken, Durchbiegung und Überhöhung der Hauptträger. Einspruchszustchriften sind in doppelter Ausfertigung an die Geschäftsstelle des Deutschen Normenausschusses, Berlin NW 7, Dorotheenstraße 47, zu richten. Ls.

Eiserne Spundwände bei Behebung von Hochwasserschäden. Während der letzten Sturmflut in Florida wurde nördlich der Miami-Bai ein schmaler Verbindungsarm zwischen der Biscayne-Bai und dem Ozean

an der Ausmündung in den letzteren durch das Hochwasser auf mehr als 450 m verbreitert und die End-Widerlager einer Betonbogenbrücke mit drei Öffnungen völlig weggespült. Wie die aus Eng. News-Rec. vom



Abb. 1. Aufnahme der Durchbruchstelle mit freistehender Brücke.

28. April 1927 entnommene Abb. 1 zeigt, steht die Brücke, die an sich nicht nennenswert gelitten hat, völlig im Wasser; die durch sie vermittelte Verbindung zwischen Miami Beach, Hollywood, Fort Lauderdale usw. ist

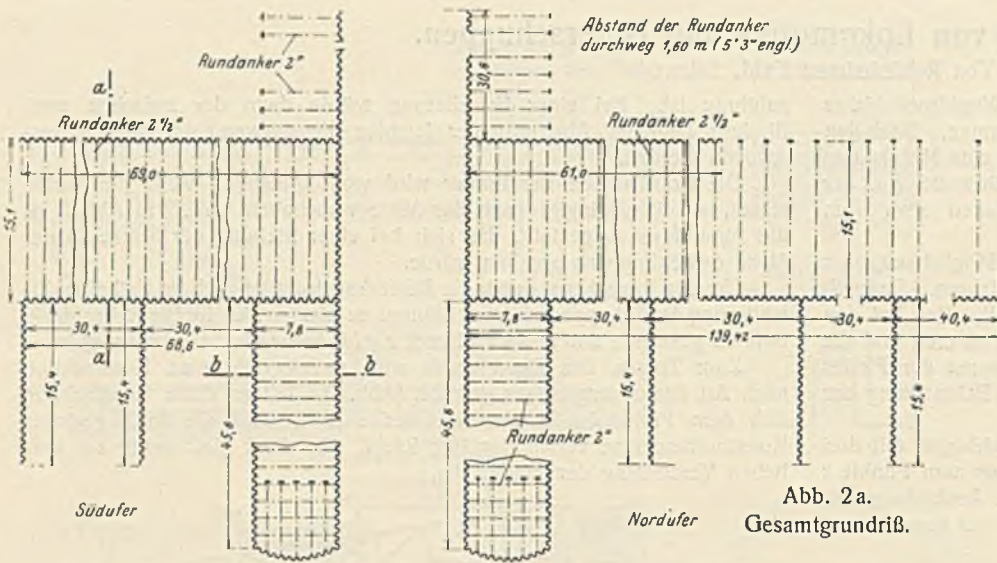


Abb. 2a. Gesamtgrundriß.

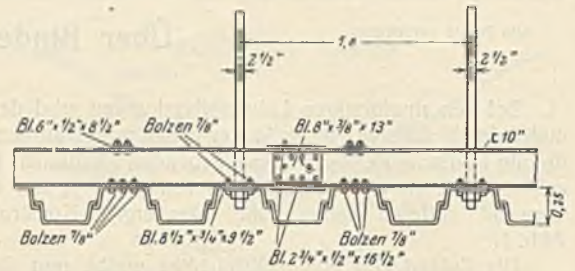


Abb. 3. Aufsicht auf die Spundwand.

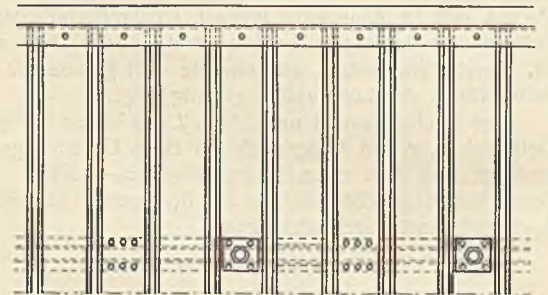


Abb. 4. Vordersicht der Spundwand.

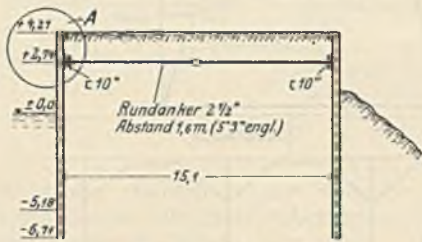


Abb. 2b. Schnitt a—a durch den Hauptfangedamm.

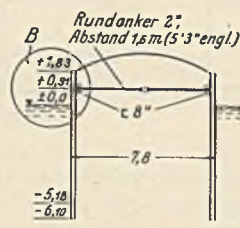


Abb. 2d. Schnitt b—b durch die Bunnien.

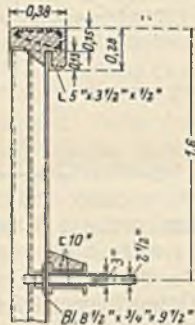


Abb. 2c. Einzelheit zu Abb. 2b. Punkt A.

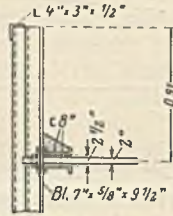


Abb. 2e. Einzelheit zu Abb. 2d. Punkt B.

Abb. 2a bis 2e. Eisenspundwand-Fangedämme für die Wiederherstellung der Widerlager und Uferanschlüsse.

unterbrochen. Eine ursprünglich vorhandene kurze, in die See vorspringende Buhne aus Steinschüttung zwischen eisernen Spundwänden war gleichzeitig mit den Uferdämmen verschwunden.

Für die möglichst rasche Wiederherstellung der zerstörten Anfahrten und die Beschränkung des Wasserlaufs auf sein ursprüngliches Bett wurde folgender Entwurf aufgestellt: Im Abstande von 15 m und parallel zur Brückenachse sollen zwei eiserne Spundwände (Abb. 2b) geschlagen, durch 2 1/2 zöllige Rundanker gegeneinander versteift und mit Sandschüttung verfüllt werden. Eben solche Doppelspundwand-Dämme sind als Bunnien nach Abb. 2d an jedem Widerlager in 45 m Länge und 7,6 m Breite mit 2 zölligen Rundankern vorgesehen, außerdem — parallel zu ihnen — auf beiden Seiten landeinwärts einfache eiserne Spundwände in Abständen von 30 m.

Tragfähiger Felsen ist in etwa 4,85 bis 5,15 m Wassertiefe festgestellt, was bei einer Straßenhöhe von 4,25 m über NW eine Gründungstiefe von etwa 9 bis 9,40 m ergibt, zu der nach den Untersuchungen eine Eindringungstiefe der Spundbohlen von mindestens 0,60 bis 0,90 m hinzutritt. Wo der Boden aus weichem Korallengestein besteht, ist die Eindringungstiefe natürlich beliebig größer.

An der südlichen Anfahrt ist für die Spundwand an der Seeseite ein Querschnitt von 211 cm²/lfd. m und eine Versteifung durch Pfähle von 135 cm²/lfd. m Querschnitt sowie eine Ausdehnung von zunächst 225 m vorgesehen, deren spätere Verlängerung vorbehalten bleibt. Der Abstand der Anker beträgt 1,60 m von Mitte zu Mitte. Die landseitige Spundwand ist nur mit 120 m Länge angenommen, worauf einzelne Pfähle von 7,60 m in 2,40 m Abstand zur Verankerung der noch auf weitere 105 m gegenüberliegenden Spundbohlen an der Seeseite dienen (Abb. 2a).

Die Ausführung auf dem Nordufer ist ähnlich gedacht, nur wird hier die Länge der seeseitigen Spundwandreihe auf etwa 135, die der landseitigen auf 60 m beschränkt. Verwendet werden sollen Larssenbohlen Nr. 2 und 3, Einzelheiten der Ausführung sind in Abb. 2 bis 4 dargestellt.

Ki.

Fugeneisen mit ineinandergreifenden Verzahnungen. Dr.-Ing. Heinrich Leitz, München, hat in seiner Abhandlung „Zur Berechnung des Betonstraßenoberbaues“ (s. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 44) nachgewiesen, daß die Kanten einer Belagfläche eine bedeutend höhere Beanspruchung erfahren als die übrigen Stellen.

Durch die Verstärkung der Tragkonstruktion oder der Unterbettung an den Fugen wird aber keine größere Abnutzungsfestigkeit des Belages erreicht.

Wenn nun die Belagschicht innerhalb der Flächen für die in Frage kommende Abnutzung gerade ausreicht, so ist die Fugenkante ohne besondere Verstärkung dieser Abnutzung nicht mehr gewachsen, weil die zusammenhängende, in sich geschlossene Fläche zweifellos eine größere Verbandfestigkeit als die Kante hat. Räder, die über die aus demselben Material wie die andere Oberfläche hergestellten Fugen hin- und herrollen, dürften die so ausgebildeten Kanten leicht abstoßen und die davor- und dahinterliegenden Flächen bald uneben machen.

Hierzu kommt ferner, daß in diesen Unebenheiten das Wasser stehen bleibt. Dieses Wasser ist nicht allein bei den Flächen, die ständig der Witterung ausgesetzt sind, des Frostes wegen schädlich, sondern auch deswegen, weil feuchter Beton weniger widerstandsfähig ist als trockener. Der feuchte Beton nutzt sich auch, wie bei Abschleifversuchen in Laboratorien festgestellt worden ist, fast doppelt so stark als trockener ab, so daß das in den Unebenheiten verbleibende Wasser mit in erster Linie daran schuld ist, wenn die Abnutzung hier an der schwächsten Stelle sehr schnell fortschreitet.

Um überall eine gleichmäßige Abnutzung zu erreichen, also den Kanten dieselbe Festigkeit zu verschaffen wie der zusammenhängenden Fläche, muß für die Herstellung der Kanten ein härteres, widerstandsfähigeres Material Verwendung finden als für die inneren Flächen.

Bei den mit meinen Fugeneisen (D.R.P.) eingefassten Flächen wird nicht nur eine Verstärkung der Tragkonstruktion erreicht, so daß die sonst erforderlichen Eiseneinlagen wegfallen können, sondern es werden dadurch auch die Fugenkanten so geschützt, daß sie nicht beschädigt werden können.

Wie Abb. 1 zeigt, sind die Fugeneisen so ausgebildet, daß sie wechselseitig zahnartig ineinander greifen; sie werden so eingebaut, daß sie mit der anschließenden Oberfläche in einer Ebene liegen. Durch die wellenförmigen Vorsprünge der gegenüberliegenden Kanteneinfassungen werden die darübergehenden Räder dauernd gestützt und können so schädliche Schläge auf die andere Kante nicht ausüben; denn wenn das Rad auf der einen Seite bis zur Fuge kommt, wird es durch den Vorsprung von der anderen Seite her schon gestützt, findet somit keine Fuge vor und beansprucht daher diese Stelle genau so in bezug auf Abnutzung wie die daran anschließenden Flächen.

Die Fugeneisen sind bereits versuchsweise in Straßen von Berlin verlegt, und zwar in der Königin-Augusta-Straße unmittelbar vor dem Reichsmarineamt in einer ganzen Reihe von Fugen und auf dem Südwestkorso am Breitenbachplatz in einer Fuge, ferner in Fabrikräumen, Bahnsteighallen und Durchfahrten.

Wie die Fugen aussehen, wenn sie nicht mit Fugeneisen und wenn sie damit eingefasst sind, zeigen Abb. 2 bis 4, und zwar stellen

Abb. 2 u. 3 Stahlbetonstraßenflächen am Breitenbachplatz dar, die Ende des Jahres 1924 hergestellt sind:

Abb. 4 zeigt eine Stahlbetonstraßenfläche in der Königin-Augusta-Straße, die Juni 1925 hergestellt ist.

Die Aufnahmen sind im April 1927 gemacht worden.

Insbesondere zeigt Abb. 2 zwei zusammenstoßende Fugen ohne Fugeneiseneinfassung; diese Fugen sind stark abgebröckelt und ausgefahren.

Abb. 3 zeigt eine Fugeneiseneinfassung mit meiner patentierten Fugenausbildung; diese Fuge ist schon 3/4 Jahr nach ihrer Fertigstellung mit

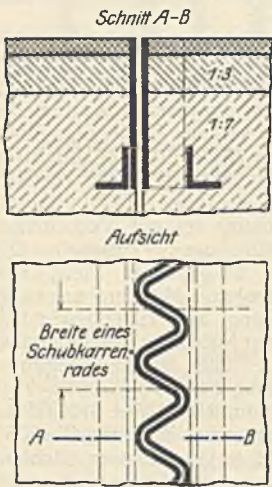


Abb. 1.

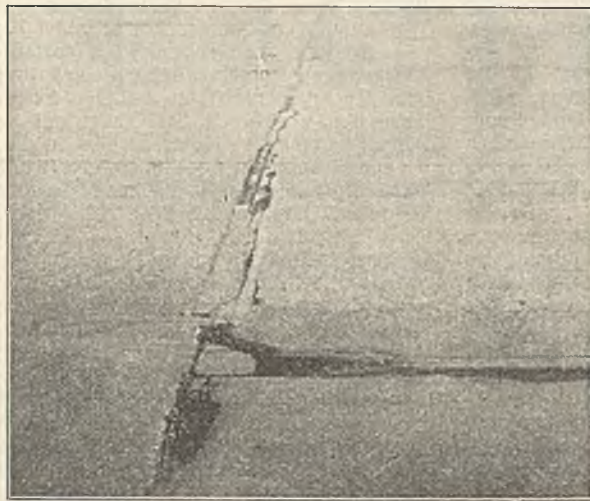


Abb. 2.

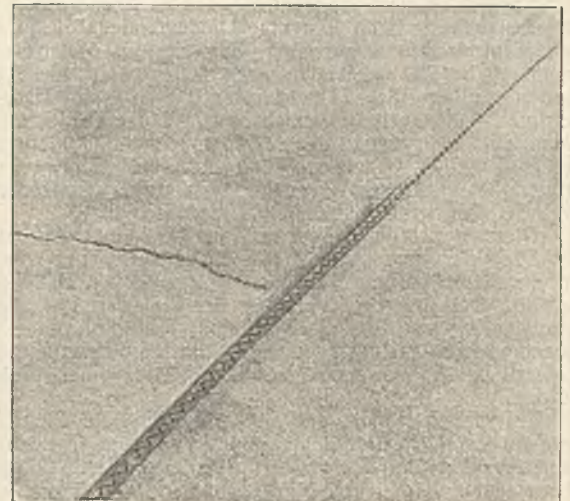


Abb. 3.

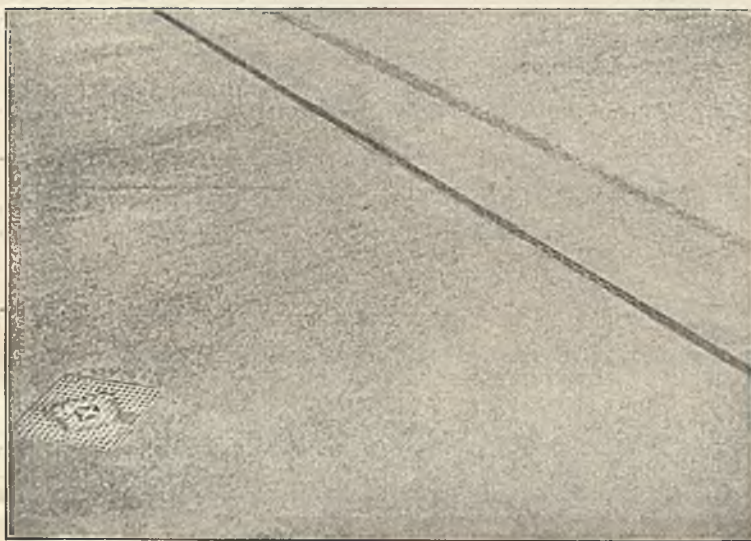


Abb. 4.

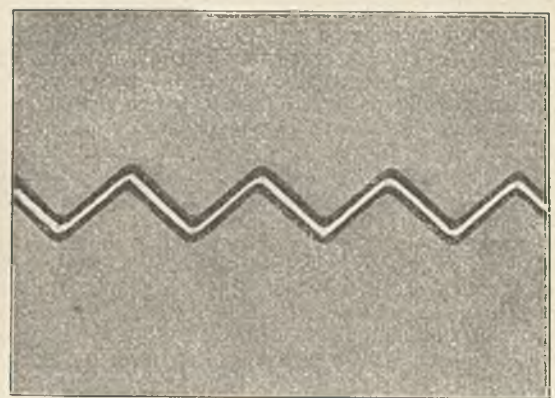


Abb. 5.

meinem Fugeneisen eingefaßt worden, weil sie vollständig abgebrockelt war. Die daran anstoßenden Flächen haben gut gehalten, Ausbesserungen sind bisher nicht nötig geworden. In der Mitte der 7,5 m breiten Straße sieht man einen Riß, bei Feldern von 5 m Breite hat sich kein Riß gezeigt.

Abb. 4 zeigt das in Mischung 1:2 hergestellte, an der Wasserseite liegende Feld zwischen der 6. und 7. Fuge,¹⁾ das bisher nicht ausgebessert zu werden brauchte. Auch zeigt dieses Feld im Innern keine Risse, im Gegensatz zu den Feldern am Breitenbachplatz, die durchweg gerissen sind, weil dort Felderflächen von 50 m² geschaffen sind, während in der Königin-Augusta-Straße nur Feldergrößen von $5 \times 3,75 = 18,75$ m² vorkommen.

Das neue Fugeneisen (Abb. 1) hat gegenüber dem aus Z-Eisen hergestellten Fugeneisen den Vorteil, daß es nur mit einer Blechstärke von 1 mm in der Oberfläche liegt und sich daher mit den anschließenden Flächen gleichmäßig abnutzt. Da bei dieser Ausbildung eine Biegungsbeanspruchung des Fugeneisens durch irgend eine Belastung nicht eintreten kann, dürfte die Haftfestigkeit des Eisens im Beton vollständig ausreichen, so daß sich eine weitere Verankerung mit dem Unterbeton erübrigt: der Beton, der zwischen den Versteifungswinkeln und den gewellten Blechen eingestampft wird, dürfte eine hinreichende Verankerung ergeben.

Abb. 5 zeigt die Aufsicht auf eine mit dem neuen Fugeneisen ausgeführte Fläche.

Der Zwischenraum zwischen den Fugeneisen muß mit Asphaltbitumen ausgegossen werden; dieser bleibt auf die Dauer elastisch, während teerhaltige Stoffe unter Lufteinwirkung im Laufe der Zeit verspröden und dadurch unwirksam werden.

Regierungsbaumeister a. D. Schumann, Berlin-Tempelhof.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Die Delaware-River-Brücke zwischen Philadelphia und Camden. Zu diesem Aufsatz von Prof. Schachenmeier in der „Bautechnik“ 1926, Heft 55, bemerke ich, daß der Verfasser mit dem Rechnungsverfahren,

¹⁾ Vergl. Klose, Beton u. Eisen 1925: Eine Straßenversuchstrecke mit Stahlbeton in Berlin, ferner Riepert, Betonstraßenbau, Zementverlag, 1926, S. 95, und Petry, Deutsche Betonstraße 1925, S. 53.

das bei der Berechnung der Delaware-Brücke angewandt worden ist, nicht vertraut ist. Er stellt eine Behauptung auf, ohne mit den Tatsachen näher bekannt zu sein. Wohl nimmt die „Deflection-Theorie“ ihren Ausgang von den Melanschen Untersuchungen, aber das heißt noch keineswegs, daß die Delaware-Brücke nach dem Melanschen Rechnungsbeispiel berechnet wurde.

Die folgenden Ausführungen werden, wie ich hoffe, dazu beitragen, den Irrtum Prof. Schachenmeiers aufzuklären. Melan hat das große Verdienst, als Erster auf diese genauere Berechnung hingewiesen zu haben. In der zweiten Auflage (1886) seines Werkes „Theorie der Bogen- und Hängebrücken“, nachdem er die angenäherte Theorie vollständig behandelt hat, entwickelt er in Kürze die Gleichung des Biegemoments und bemerkt dann:

„Nach Gl. 151 (Momentengleichung) sind nun die auf den Versteifungsträger bei einer bestimmten Belastung entfallenden Momente in ihrer genauen Größe zu berechnen, wenn der Horizontalschub H bekannt ist. Da die Formänderungen der Kette im allgemeinen doch nur sehr gering sein werden, so wird, wie sich vorweg behaupten läßt, dieser Horizontalschub nur sehr wenig von jenem Werte verschieden sein, der sich nach den früheren Näherungsformeln (der Näherungstheorie) ergibt. Man kann sich daher zumeist damit begnügen, die Momente mit diesem angenäherten Werte des Horizontalschubes nach Formel 151 zu berechnen.“

Für den Fall, daß man genauer vorgehen wolle, entwickelt dann Melan eine Gleichung für den Horizontalschub, die angenähert durch numerische Versuche zu lösen ist. Tatsächlich benutzt er aber in einem Zahlenbeispiel einer Eisenbahnbrücke von 150 m Spannweite den Näherungswert des Horizontalschubes, wie er sich aus der Annäherungstheorie ergibt. Darin begeht er einen Fehler, der manchmal bedeutend werden mag.

In der dritten Auflage (1906) erweitert Melan seine Ausführungen etwas. Er wiederholt hier das erste Zahlenbeispiel und bringt noch ein zweites Beispiel, das einer Straßenbrücke von derselben Spannweite. Auch hier begeht er denselben Fehler.

In seinem Werke „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken“, 1924, in dem Kapitel „Der Einfluß der Formänderungen auf die Größe der inneren Kräfte bei Hängebrücken“ befaßt sich Fr. Bleich mit der „genaueren“ oder Deflection-Theorie. Er leitet unabhängig die Gleichungen für das Biegemoment und den wagerechten Schub ab für den einfachen Fall einer Brücke ohne Seitenöffnungen und geht dann zu Zahlenbeispielen über für die Voll- und Halbbelastung einer Kabelbrücke mit 200 m Spannweite. Er berechnet, korrekterweise, den Schub durch annähernde Versuche und vergleicht dann die berechneten Biegemomente mit denjenigen, die sich ergeben, wenn man die Näherungswerte aus der Elastizitätstheorie benutzt. Hiermit bringt er den Beweis, daß der Melansche Vorgang in den Zahlenbeispielen unrichtig ist.

Nun ist es nicht glaubwürdig, daß es irgend einem ernstem Ingenieur einfallen würde, beim Bau einer bedeutenden Brücke das Annäherungsverfahren für den wagerechten Zug, wie es Melan vorschlägt, zu verwenden. So hat es Melan auch selber wohl nicht gemeint. In der vierten Auflage der „Theorie der Bogen- und Hängebrücken“, 1925, korrigiert denn auch tatsächlich Melan seinen Fehler mit der Bemerkung: „Man kann aber wegen der Abhängigkeit der Größe c von H doch einen größeren Fehler begehen, wenn man die Momente nach Formel 145 (früher 151) mit diesem angenäherten Werte des Horizontalzugs berechnet.“ Er rechnet auch die Zahlenbeispiele danach um.

Diese Berichtigung scheint Prof. Schachenmeier unbekannt zu sein. Die hier aufgezählten Tatsachen sollen nur zur Aufklärung des Irrtums dienen, haben aber mit der eigentlichen Deflection-Theorie nichts zu tun. Bei den Berechnungen der Delaware-River-Brücke wurde der jeweilige wagerechte Zug unmittelbar bestimmt, ohne irgendwelche Benutzung der Elastizitätstheorie, und die Biegemomente sind dieselben, die sich bei irgend einer anderen Ableitung der Gleichungen ergeben würden.

Der Unterzeichnete hat die Zahlenbeispiele Bleichs nach den Gleichungen der Deflection-Theorie berechnet und in allen Fällen dieselben Zahlenwerte gefunden, sowohl für den wagerechten Zug als auch für die Biegemomente. Prof. Schachenmeier spricht von einem „nicht unbedenklichen Fehler, der auf einer unzulässigen Näherungslösung einer transzendenten Gleichung beruht“. Er ist im Irrtum. Die grundlegende Momentengleichung, die Melan entwickelt, kann auf verschiedenen Wegen abgeleitet werden und ist vollständig korrekt. Bleich kommt auch zu derselben Momentengleichung.

Die Ursachen der größeren Ersparnis bei Anwendung der Deflection-Theorie gegenüber der Elastizitätstheorie an Biegemoment und Scherkraft bei der Delaware-River-Brücke gegenüber den Beispielen bei Melan und Bleich sind die weitaus größere Spannweite der Brücke, ihr großes Eigengewicht und hohe Nutzlast. Bei Melan ist $l = 150$ m, bei Bleich $l = 200$ m, bei Delaware-River $l = 533,4$ m. Die von Melan und Bleich benutzten Beispiele sind im Vergleich mit der Delaware-River-Brücke kleine und steife Bauten.

Die Deflection-Theorie wurde von mir erweitert und für Hängebrücken mit Seitenöffnungen entwickelt und zuerst im Jahre 1903 bei der Berechnung der Manhattan-Brücke in New York angewendet. In dem Bericht Modjeski über diese Brücke im Jahre 1909 wurde sie, von Turneaure nachgerechnet, als korrekt gutgeheißen. Später habe ich diese Theorie bei der Verstärkung der Williamsbrücke in New York benutzt und zuletzt bei dem Entwurf und der Berechnung der Delaware-River-Brücke angewendet.

New York, 21. Februar 1927.

Leon S. Moisseiff.

Da in dem Aufsatz des Herrn Prof. Dr. Schachenmeier über die Delaware-Brücke wie auch in der vorstehenden Äußerung des Herrn Ingenieur Moisseiff wiederholt auf meine „genauere Theorie der versteiften Hängebrücken“ Bezug genommen und von Fehlern bei ihrer Anwendung gesprochen wird, so sei es mir gestattet, die nachstehende Aufklärung zu geben.

Bei einer Hängebrücke werden infolge der Durchbiegung η des Versteifungsträgers die auf ihn wirkenden positiven Momente um $H\eta$ verringert. Für die Größe dieser Verminderung ist der Wert $c^2 = \frac{H}{EJ}$ maßgebend, worin H den wagerechten Zug der Kette und J das mittlere Trägheitsmoment des Versteifungsträgers bedeuten. Die gewöhnliche, als Näherungstheorie bezeichnete Berechnung nimmt auf diese Korrektur $H\eta$ keine Rücksicht, was bei genügend steifen Trägern nur kleine, auf Seite der Sicherheit gelegene Fehler, bei biegsamen Trägern aber einen unwirtschaftlichen Mehraufwand an Baustoff zur Folge haben kann. Die Anwendung der genaueren Theorie erscheint daher im letzteren Falle berechtigt. Allerdings ist sie nur auf dem Wege wiederholter Annäherungsrechnung durchführbar. Die Größe c , die in der Gleichung für die Biegemomente auftritt, ist nämlich vom wagerechten Zug H abhängig, dieser selbst wird aber wieder durch die Biegsamkeit des Versteifungsträgers, also durch c beeinflusst. In den früheren Auflagen meines Buches „Theorie der Bogen- und Hängebrücken“ habe ich zwar die richtige Formel für H aufgestellt, aber in dem darin gerechneten Beispiel mich damit begnügt, den nach der Näherungstheorie ermittelten Wert von H einzuführen. Die Momente wurden dadurch etwas zu klein erhalten, doch war der Fehler bei den in dem Beispiel vorliegenden Verhältnissen nur gering. In der 1925 erschienenen letzten Ausgabe des Buches habe ich aber darauf hingewiesen, daß es notwendig ist, die Rechnung zu wiederholen, wenn sich zwischen dem nach der strengen Formel gerechneten Werte von H und jenem, der in c eingesetzt wurde, eine größere Abweichung ergibt. Dies wurde auch an einem Beispiel gezeigt. Ein anderes Verfahren zur strengeren Berechnung versteifter Hängebrücken mit biegsamen Versteifungsträgern ist mir nicht bekannt, und wenn bei der Berechnung der Delaware-Brücke so vorgegangen wurde, so kann von deren Unrichtigkeit nicht gesprochen werden.

J. Melan.

Zu den beiden vorstehenden Zuschriften bemerke ich, daß es mir fern lag, den hohen wissenschaftlichen Wert der zuerst von Melan gegebenen strengeren Theorie der versteiften Hängebrücke zu bezweifeln. Es mag sein, daß nicht, wie ich vermutete, jene Näherungslösung schuld ist an gewissen mir unwahrscheinlich vorkommenden Ergebnissen, sondern daß diese andere Ursachen haben. Aber daß ich nichts gegen die Melansche Theorie an sich, sondern nur gegen die Art der Anwendung und

Weiterbildung durch die Amerikaner etwas sagen wollte, geht aus dem Wortlaut meines Aufsatzes S. 838 klar hervor.

Ich gebe auch zu, daß ich anstatt von „Fehlern“ besser von Abweichungen gesprochen hätte; denn ich bin der Meinung, daß die „gewöhnliche Theorie“ nach der sicheren Seite, die „Deflection-Theorie“ aber nach der unsicheren Seite abweicht von den wirklichen Werten der Biegemomente. Meine Zweifel in die Richtigkeit der Zahlenergebnisse der amerikanischen Rechnungsweise wurden vor allem erweckt durch die Stelle in einer Veröffentlichung Moisseiffs im „Journal of the Franklin Institute“, Oktober 1925, Vol. 200, Nr. 4, S. 459, die etwa wie folgt lautet:

„Nehmen wir einmal an, die Mittelloffnung sei mit Verkehrslast belastet, die eine Durchsenkung in der Mitte um 5' erzeugt. Die verformte Kabelkurve hat dann einen um 5' größeren Pfeil, also bei ursprünglich 200' wird er jetzt 205' betragen. Mit dem ursprünglichen Pfeil betrug der wagerechte Kabelzug aus Eigengewicht $H = 25\,000\,000$ lbs; nach der Verformung wird der Kabelzug dagegen nahezu 2,5%, d. h. um 610 000 lbs kleiner sein. Nun ist das Biegemoment an irgend einer Stelle des Versteifungsträgers $M = \mathfrak{M} - Hy$.

Wenn man jetzt die Änderung von H , nämlich $\Delta H = 610\,000$ lbs multipliziert mit der neuen Ordinate der Kabelkurve, d. h. mit $f = 205'$, so erhält man ein Moment von 125 000 000 ft. lbs. Dieses Moment wirkt als Entlastungsmoment insofern, als es das Biegemoment im Versteifungsträger vermindert. Dasselbe gilt für die Verkehrslastwirkung H_p , die ihren Anteil zu der Stabilität des Polygons liefert und entsprechend das Moment im Träger vermindert. Der hohe Betrag des entlastenden Moments beleuchtet zur Genüge die wirtschaftliche Bedeutung dieser Theorie der Berechnung.“

Hiergegen habe ich folgendes einzuwenden:

1. Wenn H kleiner wird um ΔH , so wird das Moment nicht kleiner, sondern größer um ΔHy ; denn es ist $M' = \mathfrak{M} - (H - \Delta H)y = \mathfrak{M} - Hy + \Delta Hy = M + \Delta Hy$.

Von einer „Entlastung“ kann also wenigstens in diesem Zusammenhange keine Rede sein.

2. In der genauen Formel für das Moment, s. Melan, Handb. 1925, S. 56, Gl. 145; bzw. Bleich, S. 458, Gl. a oder Müller-Breslau II. 2. 1925, S. 294, Gl. 5, nämlich

$$M = \mathfrak{M} - H_p(y + \Delta y) - H_g \Delta y$$

kommt überhaupt nicht $\Delta H_g y$, sondern $H_g \Delta y$ vor, was keineswegs dasselbe ist.

Bei einer so unklaren und unzutreffenden Darstellung des Sachverhalts durch Herrn Moisseiff ist es nicht zu verwundern, wenn auch mein Zutrauen zu den Zahlenergebnissen seiner „Deflection-Theorie“ geschwunden ist. Jedenfalls handelt es sich hier um ein wichtiges und noch nicht völlig geklärtes Problem, dessen sachlich-kritische Behandlung in der Öffentlichkeit von Nutzen sein kann. Es wäre gut, wenn die „Deflection-Theorie“, die ja nach Moisseiff etwas ganz anderes ist als die Melansche Theorie, in vollem Umfange bekanntgegeben und zur Besprechung gestellt würde.

Der geringe mir zur Verfügung gestellte Raum gestattet es leider nicht, alles das auszuführen, was ich zur Sache noch zu sagen hätte. Vielmehr muß ich mir vorbehalten, bei anderer Gelegenheit in einem besonderen Aufsatz nochmals darauf einzugehen.

München, März 1927.

Dr. W. Schachenmeier.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Montag, Mitglied der R. B. D. Königsberg (Pr.), als Mitglied zur R. B. D. Erfurt, Hellwig, Mitglied der R. B. D. Erfurt, als Mitglied zur R. B. D. Berlin und Scheele, Mitglied der R. B. D. Stettin, als Mitglied zur R. B. D. Königsberg (Pr.), die Reichsbahnräte Dr. jur. Fehtkötter, Vorstand des R. V. A. Stargard (Pom.), als Mitglied (auftrw.) zur R. B. D. Stettin, Krischer, bisher bei der R. B. D. Köln, als Vorstand zum R. V. A. Osnabrück, Kadatz, bisher bei der R. B. D. Berlin, zur R. B. D. Essen, Brill, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Trier, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Nied, Hirn, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Nied, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Trier, Erich Müller, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Königsberg (Pr.), nach Berlin als Leiter der Versuchsabteilung für Bremsen beim R. A. W. Grunewald und Schwager, Leiter der maschinentechnischen Neubauabteilung beim R. A. W. Braunschweig, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Götha.

Überwiesen: die Reichsbahnräte Friedrich König vom R. B. A. Stuttgart 2 zur dortigen R. B. D. und Neußer von der R. B. D. Frankfurt (Main) zum R. B. A. 1 daselbst sowie der Reichsbahnmatr. Eberhard, Vorsteher der Bahnstation Stuttgart Hbf., zum R. B. A. Stuttgart 2.

Übertragen: den Reichsbahnräten Dr. jur. Karl Hermann in Altona, Rimrott in Halle (Saale), Dr. jur. Pischel in Breslau und Dr. jur. Wick in Elberfeld die Stellung eines Mitgliedes bei der dortigen R. B. D.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Buhtz, Vorstand des R. V. A. Frankfurt (Main) und die Reichsbahnräte Hülsner, bisher bei der R. B. D. Hannover, und Johannes Schröder, Vorstand des R. B. A. Eschwege.

INHALT: Der Umbau der Murgbrücke bei Rastatt, km 96,9 der Badischen Hauptbahn. — Auskleidung von offenen Abwasserkanälen. — Über Binder von Lokomotiv- und Ötterschuppen. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken. — Eiserne Spundwände bei Behebung von Hochwasserschäden. — Fugeneisen mit ineinandergreifenden Verzahnungen. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.