

# DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang

BERLIN, 4. Oktober 1935

Heft 43

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Neubau der Fuldabrücke in Hann.-Münden.

Von Regierungsbaurat Rütjerodt, Hannover.

Die erste Brücke in Hann.-Münden über die Fulda ist in den Jahren 1880/81 als Ersatz einer Fähre gebaut. Seit dem Ausbau der Fuldatalstraße zwischen Münden und Kassel liegt sie im Zuge des Durchgangverkehrs Kassel—Göttingen (Abb. 1).

Sie überbrückt das gesamte Hochwasserbett der Fulda mit sieben Öffnungen von 20 bis 27,5 m Spannweite. Als Hauptträger sind in jeder Öffnung sechs einander gleiche Zweigelenk-Fachwerkbogen (Bogenzwickelträger) angeordnet; sie stehen in Abständen von 1,5 m und tragen mit ihrem Obergurt die quer durchlaufenden rd. 8 m langen Belagseisen.

Die geringe Fahrbahnbreite von 5 m und besonders die beschränkte Tragfähigkeit der Brücke genügen den heutigen Ansprüchen nicht mehr. Eine Verstärkung des alten Tragwerks kam nicht in Frage, weil die Zwischenpfeiler gegen einseitigen Bogenschub bei schwerer Belastung nicht zuverlässig sind.

Den Untergrund des Tales bilden Felsschichten des mittleren Buntsandsteins; sie sind im Bett der Fulda von durchschnittlich 2 m, im Vorlande von 4 bis 6 m Kies und Geröll überlagert. Die alten Pfeiler sind zwar auf die Felsoberfläche gegründet, es ist aber bei Bemessung ihrer Grundfläche (also bei der Wahl der zugelassenen Bodendrücke) nicht genügend berücksichtigt worden, daß die härteren Sandsteinbänke mit mürben Zwischenlagen und mit weichen Tonschichten durchsetzt sind. Bohrungen, die im Sommer 1933 vorgenommen wurden, bestätigten, daß der Baugrund in der Tiefe nicht mehr Tragfähigkeit als die überlagernde Kiesschicht besitzt. Außerdem ließen die Bohrungen im Bereich der Baustelle auf Verwerfungen schließen, die Anlaß zu Bodensenkungen geben könnten. Statisch unbestimmt gelagerte Bauwerke waren hiernach zu vermeiden.

Die verfügbare Bauhöhe hätte gestattet, die Bogenträger durch schubfreie Blechträger zu ersetzen, doch wäre ein solcher Umbau der Brücke nicht wirtschaftlich gewesen. An den alten, aus Bruchsteinen mit Quaderverblendung gemauerten Pfeilern wären außer der Herstellung neuer Auflagerbänke noch umfangreiche Instandsetzungen der Grundmauern nötig geworden. Wesentlich für die Entscheidung waren auch die hohen Kosten, die für die 180 m lange Notbrücke zur Umleitung des Verkehrs aufzuwenden gewesen wären.

Die alte Brücke ist deswegen durch einen vollständigen Neubau (Brückenklasse I) ersetzt. Hierbei ist das östliche Endwiderlager so dicht wie möglich an die alte Brücke herangerückt, die neue Brückenachse ist aber gegen die alte nach Norden verschwenkt, um die Einfahrt von der Stadt her übersichtlicher zu machen (vgl. Abb. 1). Infolgedessen hat die neue Brücke eine schräge Lage zum Stromstrich erhalten und ist mit 192 m Gesamtstützweite um 12 m länger als die alte geworden.

Sie hat fünf Öffnungen mit Stützweiten von 33,5 bis 45 m (Abb. 2, Längenschnitt). Die Hauptträger sind vollwandige Gerberträger; sie liegen mit ihrer Unterkante waagrecht, rd. 0,4 m über dem HHW und folgen mit ihrer Oberkante dem Fahrhängefalle, das nach Parabelsehen verläuft. Dabei überragen die Hauptträger die Fußwege und Schrammborde um rd. 0,95 m. Die Fahrbahn ist 6 m, die beiden Fußwege sind je 2,25 m breit. Der Hauptträgerabstand beträgt 7,4 m.

Die Widerlager und Pfeiler sind in Beton ohne Verblendung ausgeführt, sie sind zwischen eisernen Spundwänden (Larssen III, Resista-Stahl) in offenen Baugruben gegründet. Es gelang überall, diese Spundwände etwa 0,5 m tief in den festen Buntsandstein einzurammen. Beim Ausheben der Baugruben wurde nur an einer Stelle (Pfeiler II) eine Beschädigung festgestellt; hier lag im Geröll ein harter Quarzitblock auf der Felsoberfläche, außerdem wies die beschädigte und

dann aus dem Schloß gesprungene Bohle einen Walzfehler (Doppelung) auf.

Nur der Pfeiler II im Bett der Fulda ist bis auf den Felsen gegründet, alle übrigen Pfeiler stehen in dem Kies, der den Buntsandstein überlagert. Schädliches Grundwasser wurde nicht angetroffen.

Die vier Zwischenpfeiler haben die stromlinienähnliche Form, die an der Weser erstmalig 1932 beim Bau der Straßenbrücke in Höxter verwendet ist. Ihre stromauf liegende Kante ist als Eisbrecher schräg gestellt und mit einem 18 mm dicken, gebogenen Stahlblech bewehrt (Abb. 3).

Die größte Bodenpressung unter den Pfeilern beträgt 2,9 kg/cm<sup>2</sup>. Bei höheren Pfeilern wird sich empfehlen, die Grenze zwischen dem abgerundeten Pfeilerkopf und dem ebenflächigen Pfeilerschaft nicht in eine annähernd lotrechte Ebene, sondern in eine parallel zur Pfeilernase laufende schräge Ebene zu legen, so daß die waagerechten Schnitte durch den abgerundeten Pfeilerkopf einander ähnlich und im unteren Pfeilerteil nicht zu spitz werden.

Die Grundmauern der Widerlager (Abb. 4) sind in Breite und Länge auf das äußerste zulässige Maß beschränkt. Zum Ausgleich des Erdrucks haben sie an ihrer Rückseite eine vom Hinterfüllungsboden belastete Kragplatte erhalten. Die Flügelmauern der Widerlager sind außerhalb der Spundwände flacher gegründet und können sich unabhängig von den Widerlagermauern setzen. Damit sie sich hierbei nicht schiefe stellen, greifen Widerlager und Flügel mit einer lotrechten, gegen den vollen Erddruck bewehrten Rippe ineinander, die Berührungsflächen sind mit Bitumenpappe beklebt. Die Abdeckplatten der Flügelbrüstungen können bei Setzungen nachgehoben werden. Die Bodenpressungen unter den Widerlagermauern wechseln bei verschiedenen Auflagerdrücken und Wasserständen an der Vorderkante zwischen 1,5 und 3,5, an der Hinter-

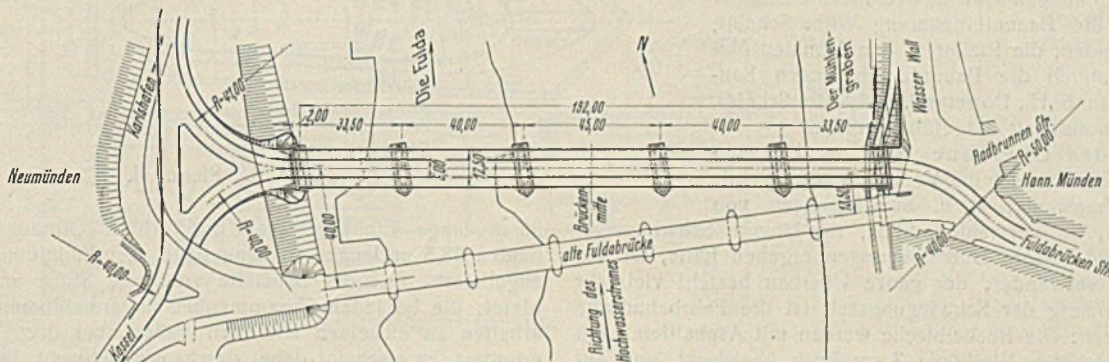


Abb. 1. Lageplan.

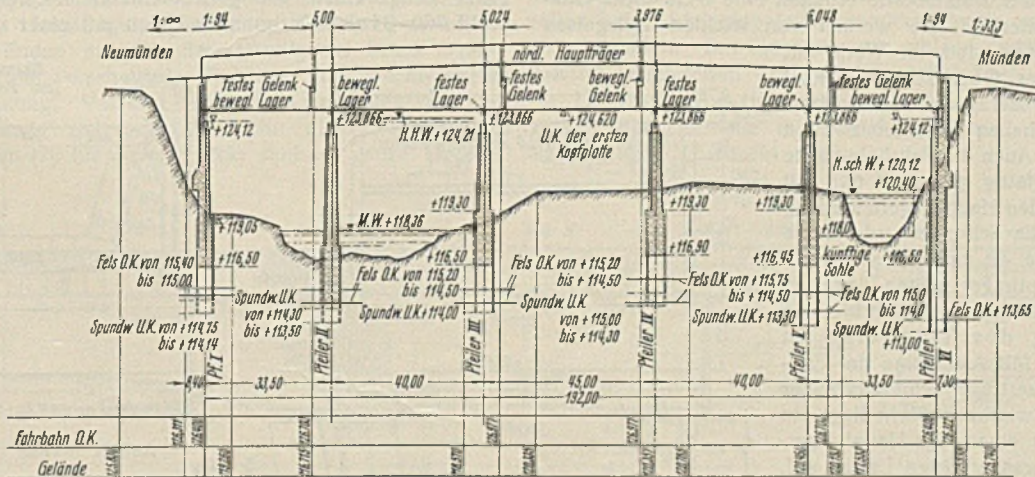


Abb. 2. Längenschnitt.

kante zwischen 0,5 und 3,5 kg/cm<sup>2</sup>; unter den Flügeln bleiben sie niedriger als 2 kg/cm<sup>2</sup>.

Alle Pfeiler und Widerlager sind in Sohle und Auflagerbank gegen Biegungsspannungen bewehrt, die sie bei ungleicher Nachgiebigkeit einzelner Bereiche der Gründungssohle erhalten können. Dabei ist angenommen, daß die Bodendrücke an der Kante von Bruchspalten nicht über 7 kg/cm<sup>2</sup> anwachsen. Außer dieser „Bergsenkungsbewehrung“ sind in die Auflagerbänke die nach der Reichsbahnvorschrift BE von 1934 geforderten Bewehrungen eingelegt. Im ganzen sind 67 t Bewehrungsseisen für die Pfeiler und Widerlager verwendet.

Die Grundmauern aller Pfeiler enthalten 300 kg Hochofenzement, die aufgehenden Mauern 300 kg Portlandzement und die Auflagerbänke 350 kg Portlandzement in 1 m<sup>3</sup> Beton. Der Beton wurde in weicher Mischung auf den hochliegenden Ufern bereitet und über leichte Fördergerüste nach den Einbaustellen gefahren. Sand und Kies wurden getrennt gemessen. Die 90-Tage-Festigkeiten betragen für den Beton mit 300 kg Hochofenzement i. M. rd. 370 kg/cm<sup>2</sup>, für den Beton mit 300 kg Portlandzement i. M. rd. 365 kg/cm<sup>2</sup> und für den Beton der Auflagerbänke i. M. rd. 380 kg/cm<sup>2</sup>.

Die Spundwanddrummungen sind in den Monaten Januar bis April 1934 durch die Bauunternehmung Wilh. Scheidt, Zweigstelle Hann.-Münden, die Pfeiler in den Monaten Mai bis September 1934 durch die Bauunternehmungen Baugesellschaft Hanebeck m. b. H., Dortmund, und Wilh. Scheidt, Herford, in Arbeitsgemeinschaft ausgeführt worden.

Beim Entwurf des Überbaues galt als Ziel, unzulässige, in den Frequenzbereich der Verkehrsstöße fallende Schwingungen des Tragwerks, d. h. Schwingungen von 0,3 bis 0,6 sek Dauer, zu vermeiden. St 52, der längere Schwingungsdauern als 0,3 sek und höhere Durchbiegungen ergeben hätte, ist aus diesem Grunde nicht verwendet, der ganze Überbau besteht vielmehr aus St 37. Zur Verkürzung der Schwingungszeit ist die Fahrbahndecke möglichst leicht gehalten: Die Buckelbleche werden mit Asphaltfeinbeton ausgefüllt, der die höchsten Nietköpfe 3 cm hoch überdeckt, und auf diesen Asphaltfeinbeton wird unmittelbar die 7 cm dicke Hartgußasphaltdecke aufgebracht (Abb. 5). Eine durchgehende Isolierung der Fahrbahn ist bei diesen wasserdichten Baustoffen nicht für erforderlich erachtet, lediglich zur Überdeckung der Nietreihen werden 0,4 bis 0,6 m breite Streifen von 0,2 mm dickem Kupferblech in den Asphaltfeinbeton in Höhe der Nietköpfe eingelegt. Da Bordschwellen in der dünnen Fahrbahndecke keinen Halt finden würden, sind an ihrer Stelle 15 mm dicke, nach dem Querschnitt von Bordschwellen gebogene Flachisen angeordnet und mit den Fahrbandrändern verschraubt. Der Raum zwischen diesen Bordisen und den Randträgern wird mit Bitumenmörtel wasserdicht ausgefüllt. Die Fußwege und Schrammborde erhalten eine 3 cm dicke Gußasphaltdecke auf Betonunterlage, sie werden von leichten Belagelisen getragen. Diese Belagelisen sind im Werk mit Sandstrahlbläse an ihrer Oberfläche von Rost und Walzhaut befreit und mit Bitumen gestrichen. Nach beendeter Montage haben sie einen zweiten Bitumenanstrich erhalten. Auch die Fahrbahnfläche ist nach der Montage sorgfältig gesäubert und mit Bitumen gestrichen. An den Hauptträgern entlang sind die Fußwege und die Schrammborde durch Saumwinkel begrenzt, die 40 mm Luftspalt freilassen, so daß die Hauptträger gegen Anrosten geschützt sind und für Anstriche zugänglich bleiben.

Die Felderteilung des Tragwerks ist aus Abb. 6 zu ersehen. Mit Ausnahme der Endquerträger stehen alle Querträger winkelrecht zur Brückenachse. Auf den Zwischenpfeilern liegt ein Querträgerende über dem einen der Hauptträgerlager, dieses nimmt die waagerechten Lasten auf. Am gegenüberstehenden Lager (in der freien Feldweite) sind die Zusatzspannungen berücksichtigt, die der Hauptträgeruntergurt aus der Querdehnung der Brücke erfährt, wenn sich Überbau und Pfeiler verschieden erwärmen und der Querträger sich unter den Verkehrslasten durchbiegt.

Die Hauptträger, die Querträger und die Fußwegkonsolen sind in den Werkstätten als Schweißkonstruktion (mit genieteten Stehblechstößen) hergestellt. Die Mehrzahl der Bauteile, darunter die Hauptträger, wurden auf dem Wasserwege nach der Baustelle befördert. Die 50 m langen Träger der zweiten und vierten Öffnung wurden in drei Stücken, der

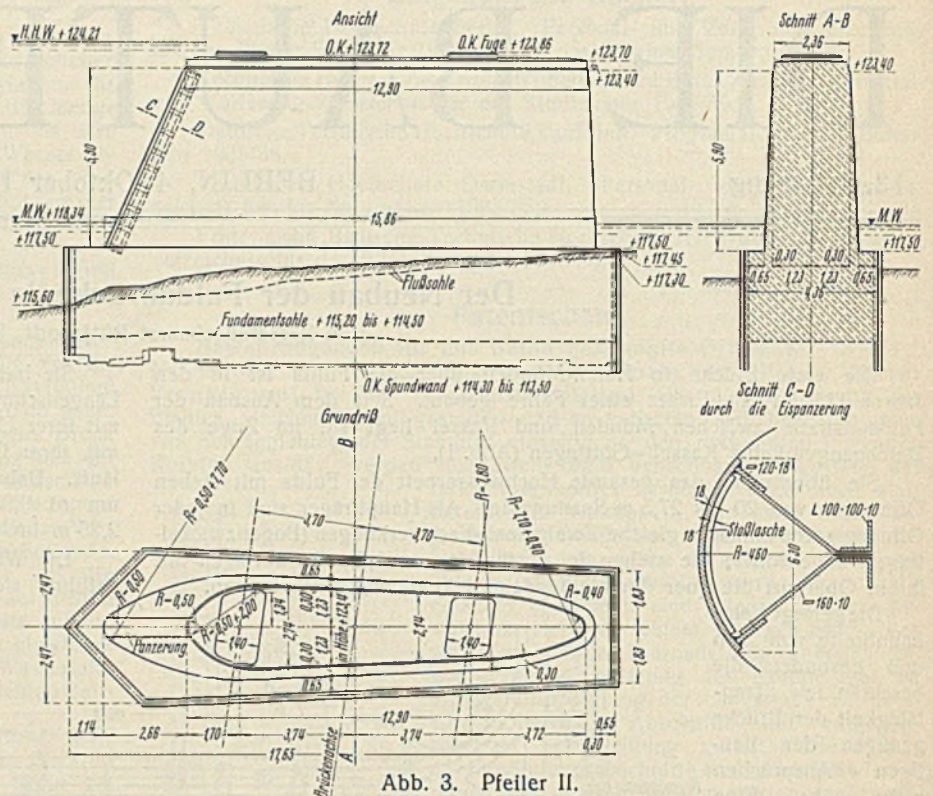


Abb. 3. Pfeiler II.

36 m lange Einhängeträger der dritten Öffnung in zwei und die beiden 28,5 m langen Einhängeträger der Endöffnungen in einem Stück angeliefert. Auf der Baustelle sind alle Stöße und Verbindungen genietet; die bei jedem Zusammenbau unvermeidbaren geringfügigen Nacharbeiten an einzelnen Bauteilen haben aber doch einige Schweißungen erfordert, es erscheint daher durchaus angebracht, beim Entwurf ähnlicher Bauwerke nicht auf unbedingte Vermeidung von Schweißverbindungen auf der Baustelle zu zielen, besonders dort nicht, wo mit verzögerten Anschlußflächen geschweißter Teile gerechnet werden muß.

Die Abmessungen der Hauptteile sind aus Abb. 5 u. 6 zu ersehen. Die Hauptträger haben 13 mm dicke Stege, ihre Höhe wächst von 3 m an den Brückenenden auf 3,5 m in Brückenmitte an; diese im Verhältnis zu den Spannweiten großen Höhen sind zwecks Verkürzung der Schwingungszeit gewählt worden. Zu demselben Zwecke sind die Hauptträger der zweiten und vierten Öffnung nur um eine Feldweite in die Nachbaröffnung übergekragt; außerdem haben diese Träger auf ihre ganze Länge Gurte von gleichbleibendem Querschnitt erhalten (Nasenprofil 360 · 34 der Dortmunder Union mit einer zweiten aufgeschweißten

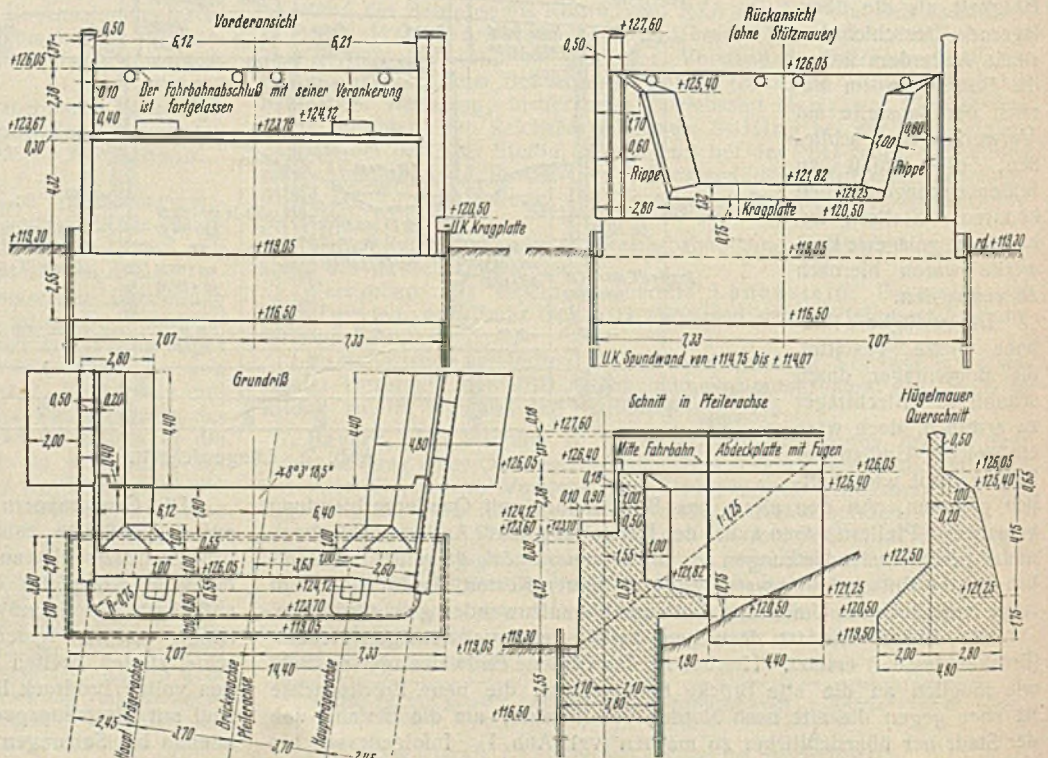


Abb. 4. Widerlager I.

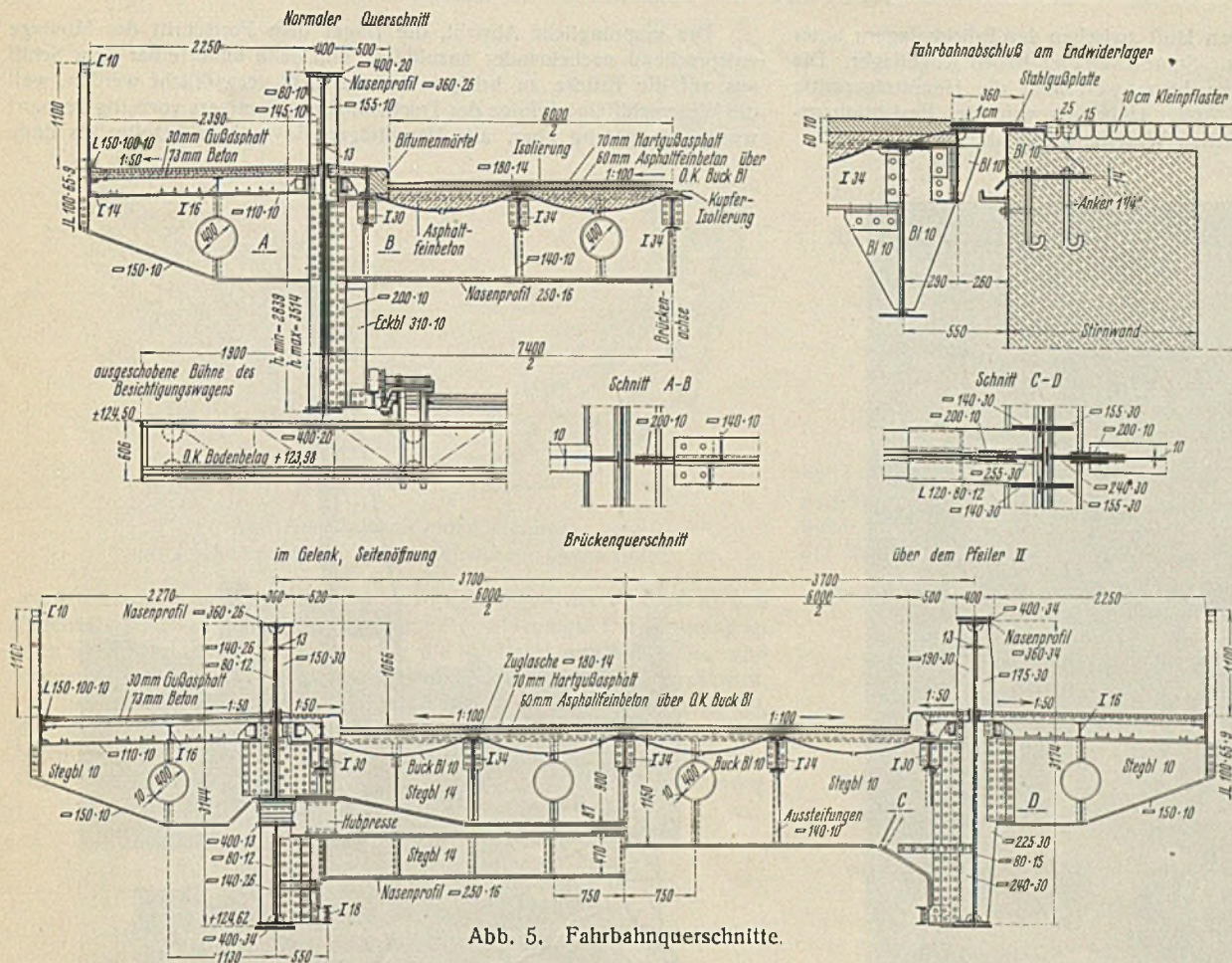


Abb. 5. Fahrbahnquerschnitte.

Platte 400·34). Bei den eingehängten Trägern sind dagegen die zweiten Kopfplatten (400·34 bzw. 400·26) dem Momentenverlauf entsprechend in den Endstrecken fortgelassen. Die Enden der zweiten Kopfplatten sind dabei auf 700 mm Länge bis auf einen Endquerschnitt von 140·10 mm zugeschärft.

Die Hauptträgeraussteifungen sind nach Bleich berechnet. Die äußeren und inneren Aussteifungen in den Feldern sind um 60 mm gegeneinander versetzt, sie haben je nach Größe der Querkraft Abmessungen von 155·10 bis 190·24 mm. An den Querträger- und Konsolanschlüssen sitzen die Aussteifungen auf der Außen- und der Innenseite in der gleichen Ebene, die aufliegenden sind aber mit einem 80 mm breiten Flacheisen unterlegt, so daß auch hier die Schweißnähte nicht in denselben Querschnitt des Hauptträgersteges fallen. Durchweg sind alle Aussteifungen an ihren Enden nur mit den ständig auf Druck beanspruchten Hauptträgergurten verschweißt; Zuggurte und Wechselgurte berühren sie ohne Verbindung. Vor den Nasen der Gurtplatten sind sie im allgemeinen bogenförmig ausgeschnitten. Nur die Aussteifungen über den Hauptträgerlagern (26 bis 30 mm dick) sind auf ganzer Grund-

fläche eingepaßt und verschweißt (vgl. Abb. 5).

Die Stehbleche der gewöhnlichen Querträger laufen bis an die 155 bis 190 mm breiten Hauptträgeraussteifungen heran und sind durch einreihig genietete Doppellaschen mit diesen Aussteifungen verbunden (vgl. Schnitt A—B der Abb. 5). Da sich bei Schweißbauten nicht erreichen läßt, daß die Aussteifungen stets genau winkelrecht zum Hauptträgersteg stehen, machen das Anpassen und das dichte Vernieten solcher Stöße mitunter Schwierigkeiten. Bequemer ist es, den Querträgeranschluß in größeren Abstand von den Hauptträgern zu legen und zweireihig zu nieten, dabei muß dann allerdings ein Verschnitt oder ein waagerechter Stoß der zum Anschluß zu benutzenden entsprechend breiteren Hauptträgeraussteifungen in Kauf genommen werden. Für den Anschluß der Querträger, die über den Lagern stehen, gilt das gleiche (vgl. Schnitt C—D der Abb. 5). Die zwischen den Haupt-

trägern und der Querträgeroberkante angeordneten Eckbleche waren schon in der Werkstatt auf die Querträger aufgeschweißt und haben ebenfalls einige Nacharbeiten erfordert.

Alle Querträger stehen lotrecht; ihre Oberflanschen sind nach dem Fahrbahngefälle geneigt.

Alle Brückenlager können zur Instandsetzung ausgebaut werden. Auf den Pfeilern werden hierbei die Hubpressen unmittelbar unter die Hauptträger gestellt. An den Gerbergelenken sind die Pressen unter den Querträgern anzusetzen (vgl. Abb. 5). Die Lagerflächen geschweißter Träger sind häufig nicht genau eben und sitzen nicht genau winkelrecht zur Stegebene; es empfiehlt sich deswegen, zwischen geschweißten Bauteilen keine Linienkipplager, sondern Punkt- oder Kugelzapfenkipplager zu verwenden. Das Einpassen der nötigen Zwischenlagen zum Ausgleich schiefer Lagerplatten wird hierdurch erleichtert.

Die Dehnungsfugen an den Brückenden und über den Gelenken sind in der Fahrbahn durch Stahlgußplatten, in den Fußwegen durch Raupenbleche überdeckt.

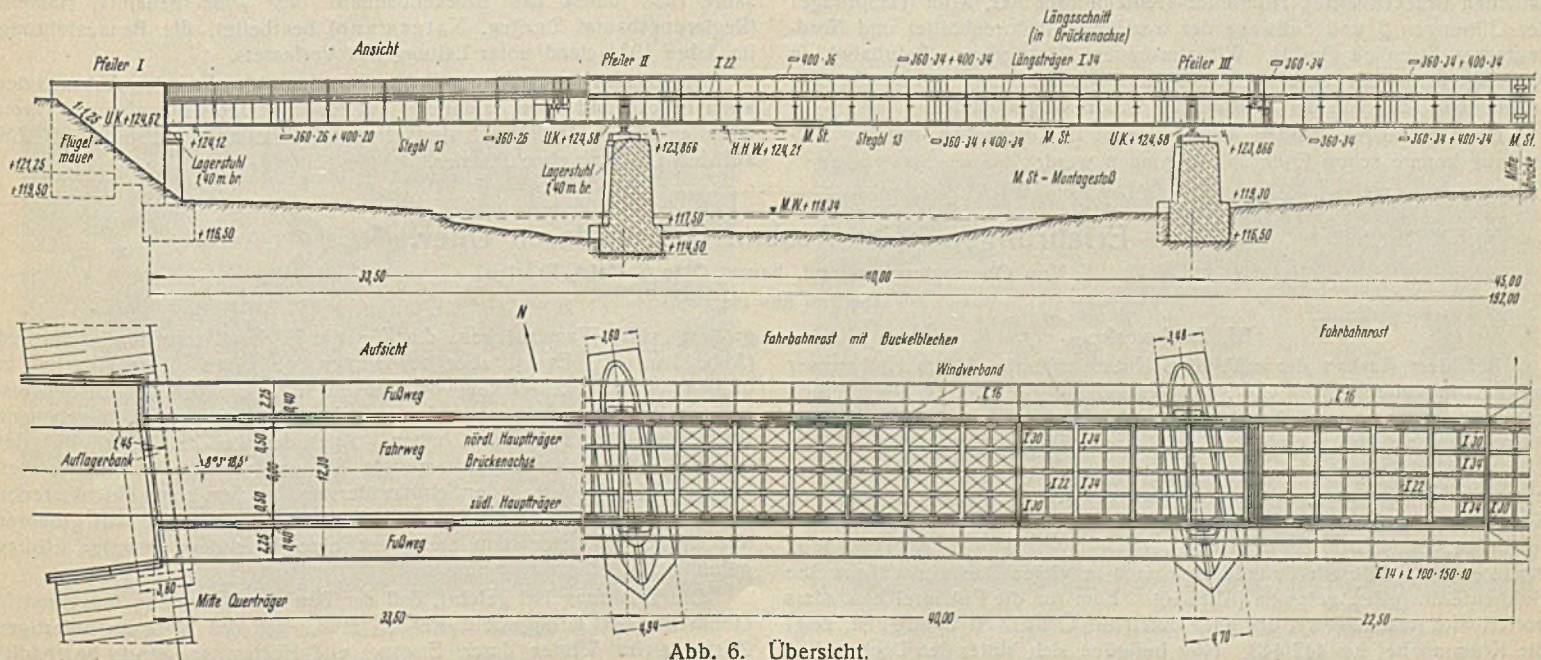


Abb. 6. Übersicht.

Der Besichtigungswagen läuft zwischen den Brückenlagern unter der ganzen Brückenlänge durch. Seine Laufräder haben Kugellager. Die Bühne kann nach beiden Seiten 1,9 m weit über die Hauptträgermitte hinaus ausgeschoben werden. Außer Gebrauch wird der Besichtigungswagen in eine Nische des östlichen Widerlagers gefahren.

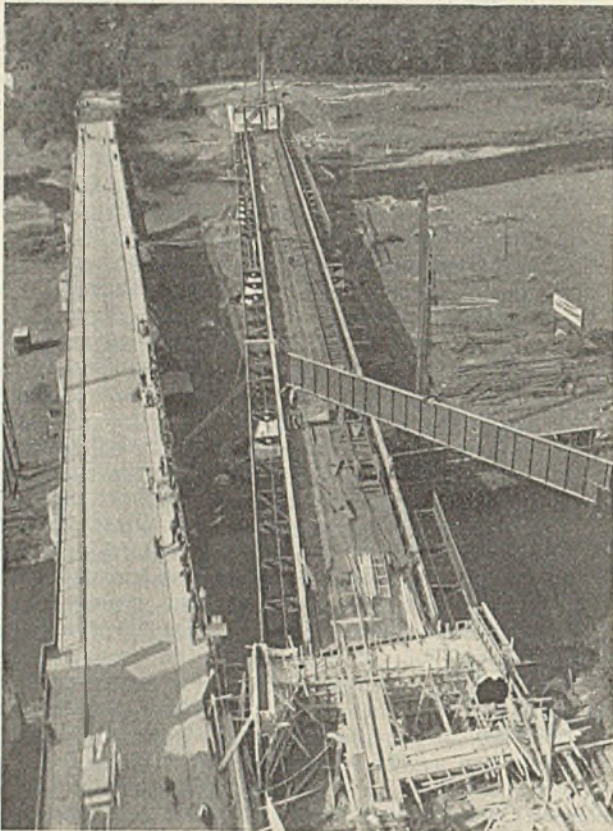


Abb. 7.

Die ursprüngliche Absicht, die Träger dem Fortschritt der Montage entsprechend nacheinander anzuliefern und dann unmittelbar vom Schiff aus auf die Brücke zu bringen, konnte nicht verwirklicht werden, weil die Weserschiffahrt infolge der Trockenheit des Sommers vorzeitig gesperrt wurde, es gelang aber, alle Hauptträgerteile noch rechtzeitig bis Ende

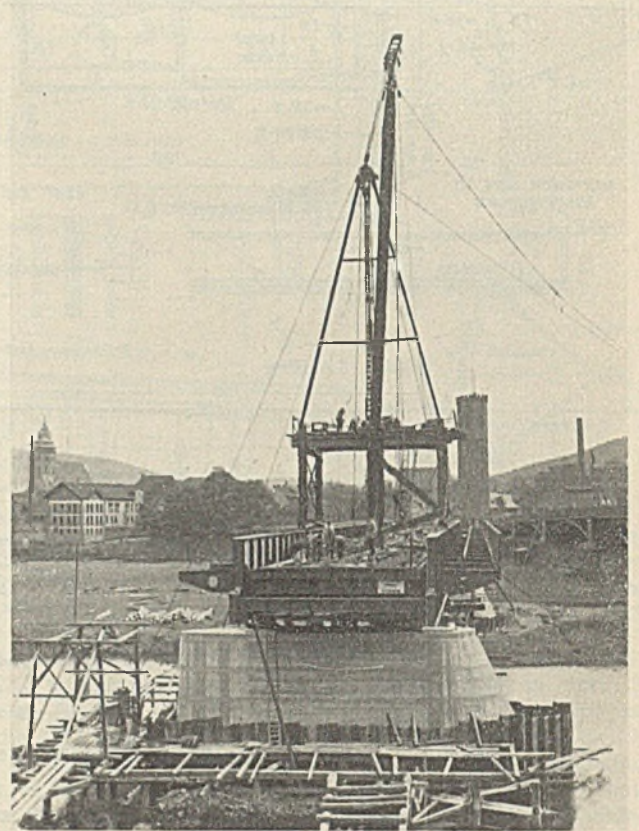


Abb. 8.

Der gesamte Überbau wiegt rd. 816 t, hiervon entfallen auf	
die Hauptträger . . . . .	322 t
die Lager . . . . .	16 t
die Fahrbahn (einschließlich 103 t Buckelbleche, 6 t Belageisen und 18 t Fahrbahnbord) . . . . .	340 t
die Fußwege (einschließlich 28 t Belageisen) . . . . .	93 t
die Fahrbahn- und Fußwegabschlüsse . . . . .	17 t
die Geländer . . . . .	22 t
und den Besichtigungswagen . . . . .	2,8 t.

Die gesamte Anstrichfläche beträgt rd. 10 700 m<sup>2</sup>, d. h. rd. 14,5 m<sup>2</sup>/t.

An den Lieferungen für den Überbau waren die Firmen Dortmunder Union Brückenbau AG (eingehängte Hauptträger der Öffnungen 1, 3 und 5), Aug. Klönne, Dortmund (Hauptträger der Öffnung 4 und Fußwege der östlichen Brückenhälfte), Humboldt-Deutzmotoren AG, Köln (Hauptträger der Öffnungen 2 und Fußwege der westlichen Brückenhälfte) und Norddeutscher Eisenbau GmbH, Wilhelmshaven-Rüstringen, (Fahrbahn) in Arbeitsgemeinschaft beteiligt. Die Entwurfbearbeitung sowie der Zusammenbau sind von der Dortmunder Union vorgenommen.

Die Lieferungen wurden Anfang Januar 1934 vergeben, mit der Aufstellung konnte schon Ende Juli begonnen werden.

August auf dem Wasserwege heranzuschaffen. Eine Zwischenlagerung auf der Baustelle mußte in Kauf genommen werden. Für eine Beförderung auf dem Bahnwege und die Anfuhr durch die Stadt wären die Hauptträgerteile zu groß gewesen.

Der Zusammenbau dauerte bis zum November, er verlief ohne Zwischenfall. Abb. 7 u. 8 zeigen den Bauvorgang.

Die Asphaltierung der Fahrbahn und Fußwege, sowie die Brückenanstriche wurden im Frühjahr 1935 ausgeführt. Es ist damit zu rechnen, daß die neue Brücke im Herbst 1935 dem Verkehr übergeben werden kann. Anschließend wird die alte Brücke abgebrochen werden.

Der Neubau ist im Auftrage des Preuß. Ministers für Wirtschaft und Arbeit als Arbeitbeschaffungsmaßnahme des Reinhardtprogramms ausgeführt worden. Die Voruntersuchungen und der Vorentwurf sind im Jahre 1933 durch das Brückenbaubüro des Wasserbauamts Hameln (Regierungsbaurat Dr.-Ing. Natermann) bearbeitet, die Bauausführung im Jahre 1934 stand unter Leitung des Verfassers.

Die Baukosten der neuen Brücke werden sich ohne den Abbruch der alten Brücke und ohne Bauleitung auf rd. 650 000 RM belaufen. Hiervon entfallen rd. 185 000 RM auf die Pfeiler und Widerlager und rd. 365 000 RM auf den Überbau ohne Pflaster.

Alle Rechte vorbehalten.

## Erfahrungen beim Ausbau der mittleren Oder.

Von Oberregierungs- und -baurat Otto Salfeld, Breslau.

(Schluß aus Heft 39.)

### III. Deckwerke.

Bei dem Ausbau der schärferen Krümmen unter 600 m Halbmesser sollten die einbuchtenden Ufer, die vorgeschoben werden, im allgemeinen mit Deckwerken statt mit Bühnen ausgebaut werden, um die Stromführung zu verbessern und das Durchfahren der Krümmen zu erleichtern. Wo auf Deckwerke verzichtet ist, geschah dies nicht nur der Kostenersparnis wegen, sondern hauptsächlich aus Rücksicht auf die Fischerei. Sie befindet sich an der Oder größtenteils noch in den Händen von Innungen, die durch Zufüllen der tiefen Bühnenfelder gute Fischgründe verlieren. Aus diesem Grunde sind auch in vielen Deckwerken einzelne Bühnenfelder offen gelassen (Abb. 10). Eine für die Fischerei besonders vorteilhafte Ausbaumweise, die aber durch die Örtlichkeit bedingt ist, zeigt die Krümme bei km 442/443. Hier befinden sich hinter den Deckwerken

größere stille Wasserbecken, die für die Fischerei sehr erwünscht sind (Abb. 11 u. 15). Es ist aber abzuwarten, ob diese offenen Flächen in und hinter den Deckwerken von Bestand sein werden, da nach den bisherigen Beobachtungen an anderen Stellen verschiedene offen gelassene Bühnenfelder sich verflacht haben. Auch der weitere Vorteil, daß das durch die Bergschleppzüge erzeugte Stauwasser seitwärts ausweichen kann und infolgedessen der Schiffswiderstand in dem sonst geschlossenen Querschnitt verringert wird, hat bei dieser Ausbaumweise mit größeren Wasserflächen hinter dem Deckwerk eine besonders günstige Lösung gefunden.

Die Erfahrung hat gelehrt, daß der Bau der Deckwerke möglichst in einem Baujahr fertiggestellt werden muß, weil das Werk im unfertigen Zustande im Winter durch Eisgang und Hochwasser stark beschädigt

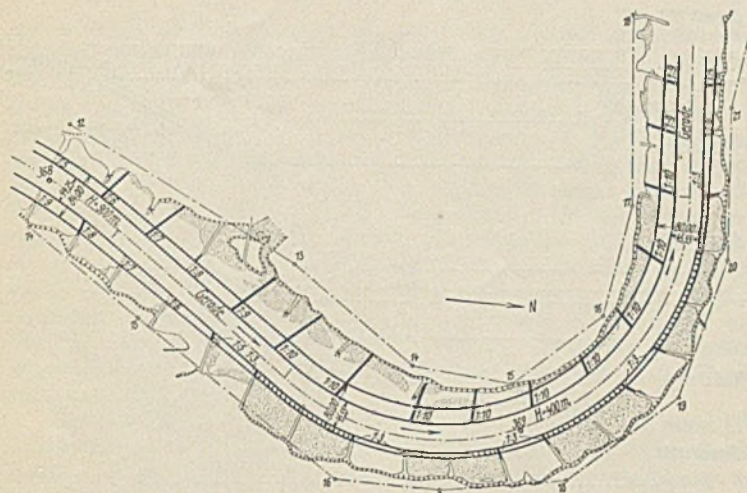


Abb. 10. Ausbau einer Krümme mit Deckwerken und unsymmetrischem Querschnitt.

werden kann; insbesondere entstehen Ausspülungen des Füllbodens und Beschädigungen an den Böschungen. Eine beschleunigte Durchführung ist auch erwünscht, damit die Störung für die Schifffahrt durch den Bau- und Baggerbetrieb im engen Fahrwasser auf möglichst kurze Zeit beschränkt wird.

In zwei Krümmen, wo, durch die örtlichen Verhältnisse begünstigt, die Strömung bei höheren Wasserständen besonders stark nach der Einbuchtung der hohlen Uferseite ablenkte, gab der Bau von Deckwerken Gelegenheit, auf ihnen Leitdämme anzulegen, die die Seitenströmung

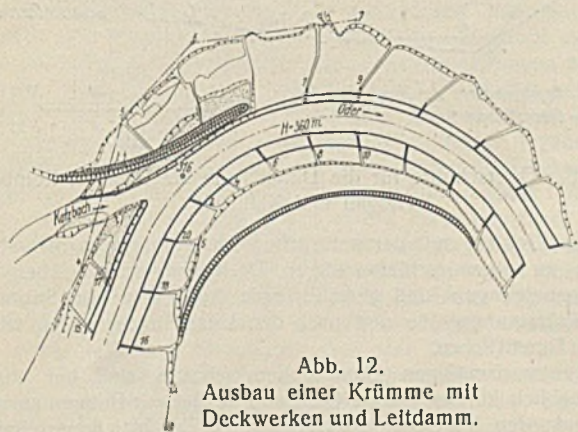


Abb. 12. Ausbau einer Krümme mit Deckwerken und Leitdamm.

abschneiden und die Schiffe vor dem Auflaufen auf die Deckwerke und die Bühnen der unteren Anschlußstrecke bewahren (Abb. 12).

Nachdem der frühere, vielfach üppige Weidenwuchs auf den Bühnen und Ufern bei dem weiteren Oderausbau beseitigt ist, hat sich die Notwendigkeit ergeben, den Stromlauf und seine Bauwerke in ausgedehnterem Maße als früher für die Schifffahrt zu bezeichnen. Zur Kennzeichnung

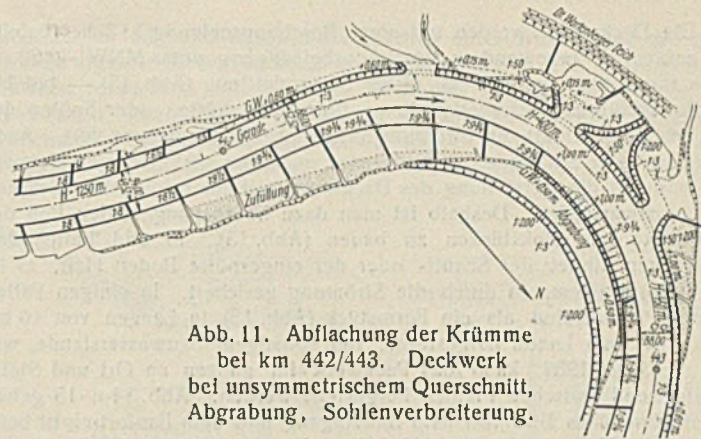


Abb. 11. Abflachung der Krümme bei km 442/443. Deckwerk bei unsymmetrischem Querschnitt, Abgrabung, Sohlenverbreiterung.

der Lage der bei Hochwasser nicht sichtbaren Oderufer sind da, wo natürliche Marken fehlen, größere Büsche gepflanzt. Die schon bei mäßig hoher Überströmung nicht mehr sicher erkennbaren Deckwerke sind an der Böschungskante mit Holzbovern und Tonnen ausgestattet, die fest

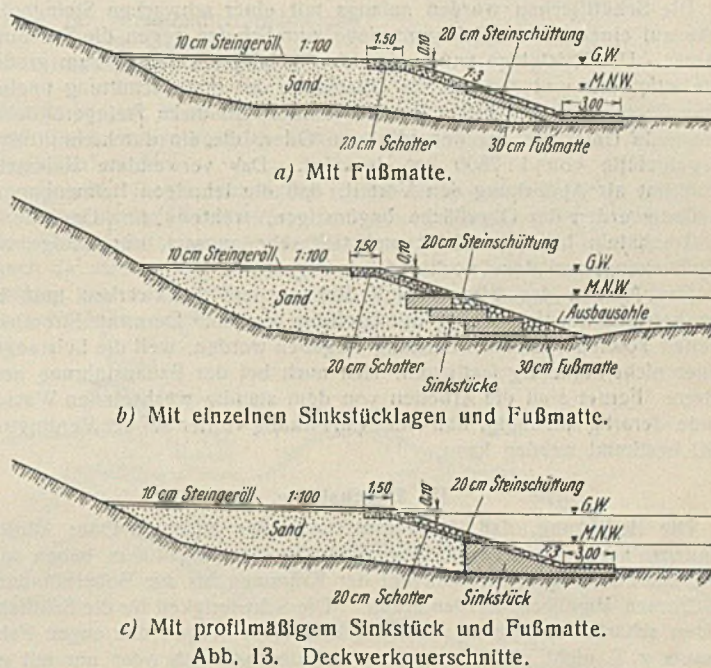


Abb. 13. Deckwerkquerschnitte.

verankert sind und bei Hochwasser aufschwimmen. An gewissen Stellen wurde es erforderlich, einzelne Bühnen oder auch eine Reihe von Bühnen ähnlich wie die Deckwerke mit Bobern oder Tonnen zu bezeichnen. Über Versuche, in die Bühnenköpfe einzelne Weidenstämmchen oder Weidenbüsche, ähnlich den größeren Büschen auf den Ufern, einzupflanzen, liegen noch keine genügenden Erfahrungen vor.

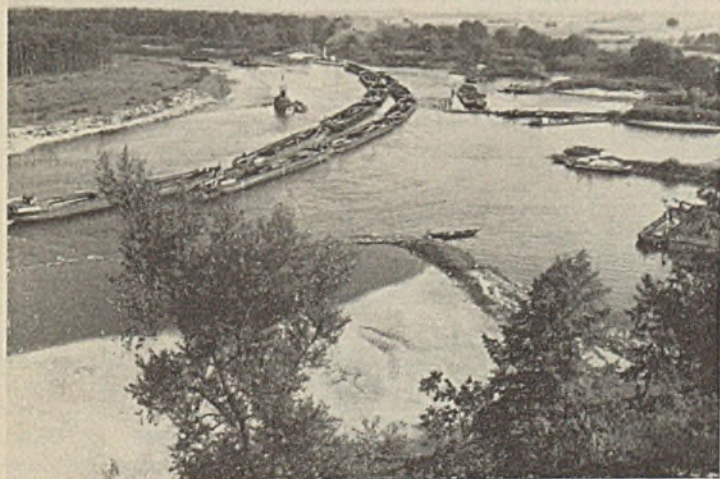


Abb. 14. Abflachung der Krümme bei km 442/443 am Weißen Berge bei Dammerau. (Bauzustand 20. 8. 1934).

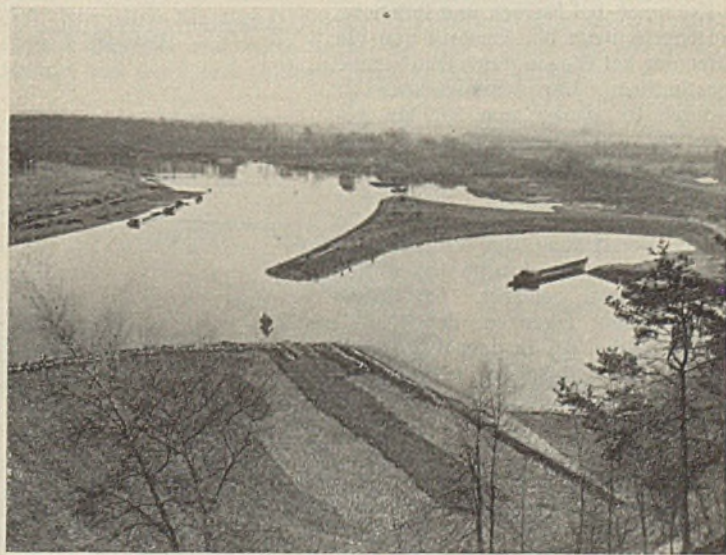


Abb. 15. Abflachung der Krümme bei km 442/443 am Weißen Berge bei Dammerau. (Bauzustand 1. 12. 1934).

Die Deckwerke werden mit einer Böschungsneigung 1:3 hergestellt. Die anfänglich angewendete Böschungsbefestigung unter MNW — 30 cm dicke Buschmatte mit 20 cm dicker Steinschüttung (Abb. 13) — bot bei der Bauausführung Schwierigkeiten. Beim Vorschütten oder Spülen des Baggerbodens nimmt die Strömung erhebliche Bodenmengen fort. Auch stellte sich der Spülboden unter Wasser mit einer viel flacheren Neigung ein, wodurch die Herstellung des Deckwerks mit einer dreifachen Neigung sehr erschwert wird. Deshalb ist man dazu übergegangen, den Fuß der Deckwerke aus Sinkstücken zu bauen (Abb. 13). In und hinter den Sinkstücken findet der Schütt- oder der eingespülte Boden Halt, er ist gegen Fortschwemmen durch die Strömung gesichert. In einigen Fällen ist der Packwerkfuß als ein Formstück (Abb. 13) in Längen von 10 bis 15 m auf dem Lande hergestellt. Bei günstigem Bauwasserstande, wie z. B. im Jahre 1934, kann das Packwerk im ganzen an Ort und Stelle schwimmend zwischen Pfählen hergestellt werden. Abb. 14 u. 15 geben ein anschauliches Bild von dem Bauvorgang und dem Baufortschritt beim Ausbau der Krümme bei km 442/443 am Weißen Berge bei Dammerau unterhalb Neusalz (vgl. Lageplan in Abb. 11). In Abb. 14 ist im Vordergrund links die Spülfläche des Deckwerks zu sehen; die Schüttsteine im Wasser davor geben die Lage des bereits versenkten Sinkstückes für den Böschungsfuß an, das den eingespülten Sandmengen den Halt bietet.

Die Schüttflächen wurden anfangs mit einer schwachen Steingerölldecke auf einer dünnen Reisigunterlage zum Schutze gegen die Strömung gedeckt. Die Reisiglage wurde jedoch durch die Strömung zum großen Teile aufgerollt und dadurch die Oberfläche der Bodenschüttung uneben und z. T. ausgekollt. Später hat sich eine 10 cm dicke Steingerölldecke ohne jede Unterlage an der mittleren Oder, die ein durchschnittliches Spiegelgefälle von 1:2800 hat, bewährt. Das verwendete Kalksteingeröll hat als Abdeckung den Vorteil, daß die lehmigen Beimengungen das Grünwerden der Oberfläche begünstigen, während eine Gerölldecke aus Granitstein tot liegenbleibt und sich sehr langsam, nur infolge von Aufschlickung, und dann noch spärlich begrünt.

Der Ausbau des Stromes mit Bühnen und Deckwerken muß im Eigenbetriebe der Verwaltung durchgeführt werden. Derartige Strombauarbeiten können nicht nach Leistung vergeben werden, weil die Leistungen vorher nicht eindeutig festliegen, sich auch bei der Bauausführung noch ändern. Ferner sind die Arbeiten von dem ständig wechselnden Wasserstande derartig abhängig, daß diese Einwirkung vorher bei der Verdingung nicht bestimmt werden kann.

IV. Durchstiche.

Die Bedingung, daß die Wasserstraße der mittleren Oder künftig möglichst keine kleineren Krümmungshalbmesser als 400 m haben soll, hatte zur Folge, daß die Mehrzahl der Krümmen bis zur Bobermündung bei Crossen abgeflacht werden mußte. Die Schwierigkeit für die Schifffahrt in den scharfen Krümmen, nämlich, daß diese wegen des engen Fahrwassers z. T. nicht gleichzeitig stromauf und stromab oder nur mit geteilten Schleppzügen befahren werden konnten, sind dadurch behoben. Dies war anzustreben, weil Durchstiche in größerer Anzahl das Gesamtgefälle des Stromes, seine lebendige Kraft und die Schleppwiderstände vergrößern und zu einer schädlichen Austiefung der Stromsohle und Senkung des Wasserspiegels führen. Der Bau von Durchstichen ist daher auf einige Ausnahmefälle beschränkt. Außer dem schon erwähnten Durchstich bei Rädnitz (Bezirk Crossen) sind die scharfen Krümmen bei Maltsch und Reinberg, die Doppelschleife bei Klautsch und die Krümmung bei Glogau durch Durchstiche abgeschnitten. Der Stromschlauch ist hierdurch im ganzen um 3,69 km gekürzt; bei einer Gesamtlänge der dem Ausbau unterworfenen mittleren Oder von Ransern bis Lebus mit 333 km beträgt die Kürzung nur 1,1%. Nachteile aus der Verstärkung des örtlichen Gefälles durch die Durchstiche haben sich nicht bemerkbar gemacht. Die Schifffahrtstreibenden erkennen den Vorteil der Durchstiche, der in dem Wegfall der früheren Schwierigkeiten beim Durchfahren der ungünstigen Krümmen bestand, voll an.

In Abb. 16 sind die Querschnitte von vier Durchstichen dargestellt: der Durchstich bei Maltsch, der zeitlich zuletzt ausgeführt wurde, ist im Querschnitt dem Durchstich bei Klautsch nachgebildet. Von dem trapezförmigen Querschnitt des Rädnitzer Durchstiches

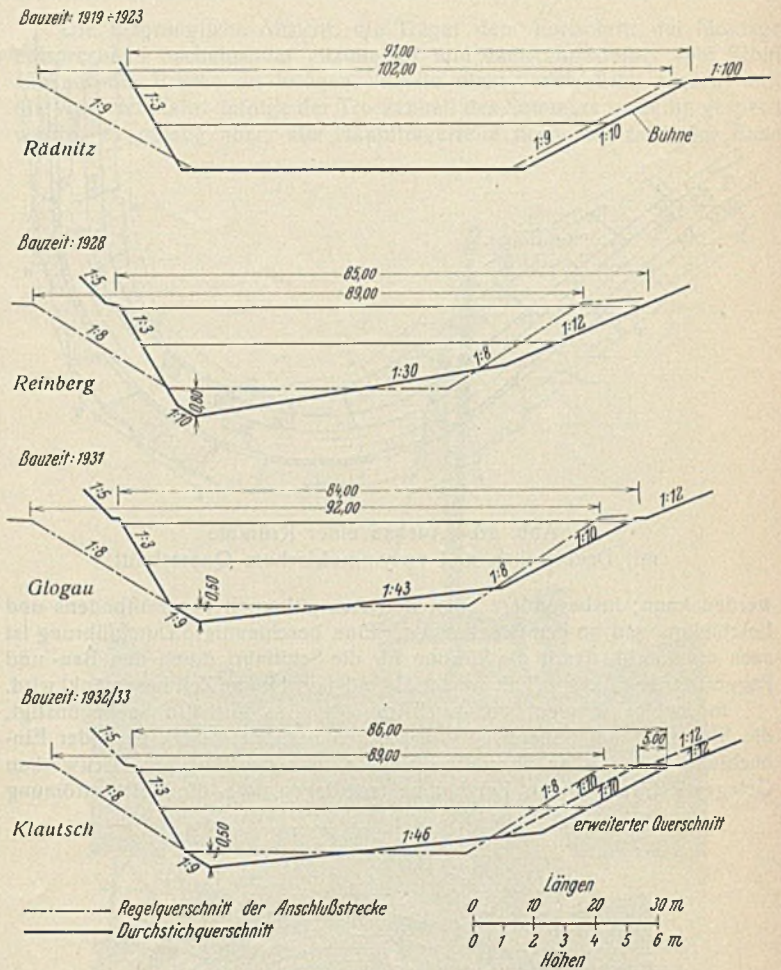


Abb. 16. Querschnitte für die Durchstiche bei Rädnitz, Reinberg, Glogau und Klautsch.

ist man im Einklang mit der natürlichen Ausbildung des Strombettes in Krümmen zu einem schiefwinkligen Dreieckquerschnitt übergegangen. Die Sohlenneigungen sind gewählt nach Aufnahmen in Stromstrecken gleicher Krümmungsgröße und nach den Erfahrungen in den schon ausgeführten Durchstichen.

Die entwurfsmäßigen Durchstichquerschnitte sind bei bordvollem Strom erheblich kleiner als die Querschnitte der mit Bühnen ausgebauten Strecken, da den im Gelände ausgehobenen Durchstichquerschnitten die breiten Absätze fehlen, die den Bühnen entsprechen. Infolgedessen werden die Durchstiche durch Hochwasser ausgespült; die Sohlenvertiefungen sind um so größer, je tiefer der Durchstich im Gelände liegt. Später füllen sich die Sohlen in den Durchstichen durch Geschiebe-

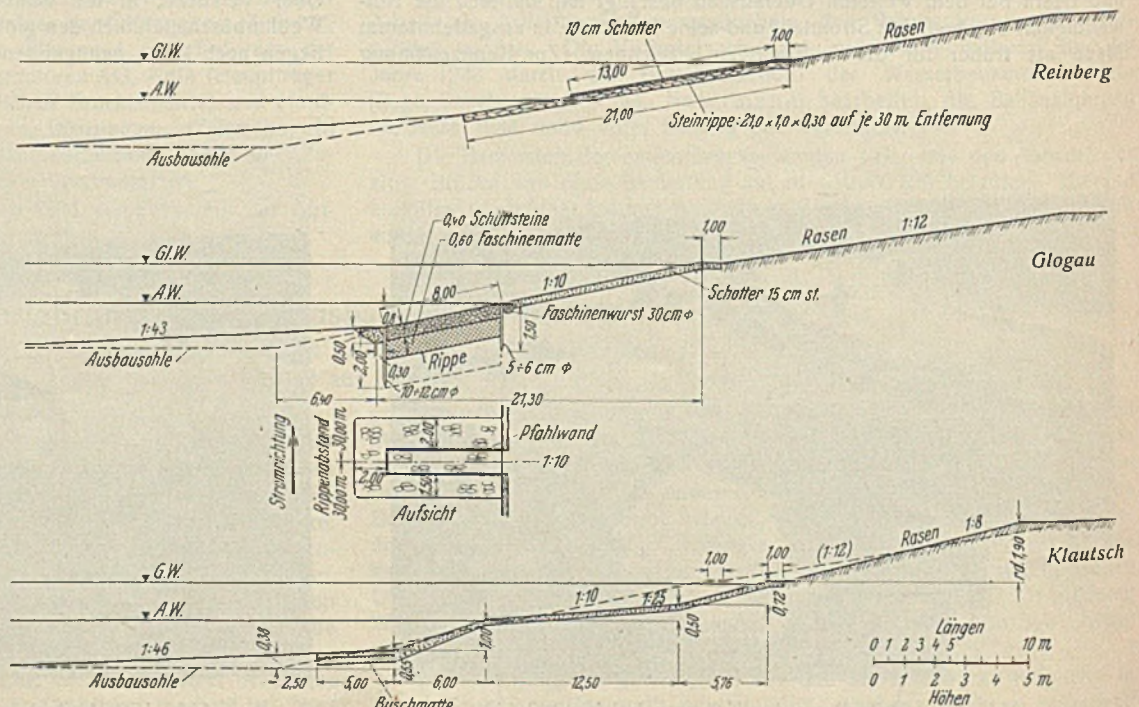


Abb. 17. Befestigung des vorspringenden Ufers in den Durchstichen bei Reinberg, Glogau und Klautsch

zutritt bis zu einem gewissen Grade wieder auf. In den Bühnenstrecken dagegen behält die Sohle im allgemeinen ihre Höhenlage, abgesehen von Geschiebeumlagerungen, die immer im Gefolge von Hochwasser entstehen. Die durch Hochwasser aus den Durchstichen ausgetriebenen Sandmassen stören ebenso wie das bei Hochwasser aus den Nebenflüssen zugeführte Geschiebe das Gleichgewicht in der Geschiebebewegung. Sie rufen auf der Talwanderung die Schiffahrtstörungen hervor. Der Durchstich bei Rädnitz trägt nach dem späteren Ausbau seines ausbuchtenden Ufers mit Bühnen den Abflußverhältnissen besser Rechnung als die übrigen Durchstiche. Um die Sohlentiefungen der Durchstiche und ihre Nachteile für die Geschiebebewegung in der Oder zu verringern, sind die Querschnitte der Durchstiche bei Klautsch und Maltch auf der einbuchtenden Seite erweitert. Außerdem ist geplant, den Hochwasserquerschnitt durch Geländeabgrabungen entlang den Durchstichen zu vergrößern.

Die Befestigung des einbuchtenden, 1:3 geböschten Ufers unter GW — bei Rädnitz 20 cm dicke Steinschüttung auf einer 30 cm dicken Buschmatte, bei den übrigen Durchstichen 25 cm dicke Steinschüttung auf 15 cm dicker Schotterbettung — hat sich gut gehalten. Die Rasendecke auf der 1:4 geneigten, über GW liegenden Böschung bei Rädnitz wurde allerdings durch Strömung und Eis zerstört und durch Schotter ersetzt. Bei den übrigen Durchstichen ist deshalb im Anschluß an eine 10 cm über GW liegende, 1 m breite Berme das 1:5 geböschte Ufer auf 4,5 m Breite mit einer 15 cm dicken Schotterlage abgedeckt.

Das ausbuchtende, flach geböschte Ufer glaubte man beim Durchstich Rädnitz, ebenso wie die flachen Ufer in den natürlichen ungeschützten Krümmen, auch unbefestigt lassen zu können. Der sandige, nur mit schwachen Letteschichten durchsetzte Boden hielt aber der Strömung nicht stand. Im Laufe von sieben Jahren ist ein etwa 18 m breiter Streifen des unbefestigten Ufers abgespült worden. Die Sandablagerungen in dem für niedrige Wasserstände zu groß gewordenen Querschnitt nötigten zum Einbau von Bühnen, um den Niedrigwasserquerschnitt der Wasserführung angemessen einzuschränken und Schiffahrtstörungen bei NW zu vermeiden. Auch die bei dem darauffolgenden Durchstich bei Reinberg ausgeführte Befestigungsart mit Steinrippen auf je 30 m Entfernung (Abb. 17) erwies sich auf dem vorspringenden Ufer als ungenügend und unvorteilhaft. Der Abbruch begann auf den ungedeckten Flächen zwischen den Steinrippen, ergriff aber auch die Steinrippen selbst. Sie mußten verstärkt, bis zur Sohle verlängert und die Zwischenflächen mit einer Schotterlage abgedeckt werden. Beim Durchstich Glogau ist deshalb das ausbuchtende Ufer vom AW-Wasserstand bis etwas über GW mit einer durchgehenden Schotterschicht von 15 cm Dicke abgedeckt, deren Fuß sich gegen eine Pfahlwand mit dahinterliegender Faschinenwurst stützt. Unter AW sind Steinrippen von der Bauart, wie in Abb. 17 ersichtlich, in Entfernungen von je 30 m angeordnet. Auch diese Steinrippen haben Ausspülungen des dazwischenliegenden ungeschützten Ufers nicht ganz verhindern können. Daher ging man bei den zuletzt ausgeführten Durchstichen bei Klautsch und bei Maltch zur Abdeckung der ganzen Böschung mit Schotter über; der Fuß der Schotterdecke ist durch eine Buschmatte gesichert (Abb. 17).

Der erste Durchstich ist im Eigenbetriebe nur mit Naßbaggern — Eimerbagger, Greifbagger und Spüler — ausgeführt, während der Bau der übrigen Durchstiche an Unternehmer vergeben war. Hierbei zeigte sich der Einsatz von Löffelbaggern mit Wasserhaltung für die schnelle und zuverlässige Durchführung der Bauarbeiten in einem Baujahre als besonders vorteilhaft. Gerade bei diesen durch Hochwasser bedrohten Bauten muß größter Wert auf beschleunigte Herstellung gelegt werden, damit der Strom noch vor Winter in das neue Bett geleitet und der bisherige Lauf noch abgeschlossen werden kann. Besonders begünstigt waren allerdings die Durchstichbauten im Unternehmerbetriebe durch niedrige Wasserstände während der Bauzeit. Auch für eine ordnungs- und sachgemäße Herstellung der Böschungen im Durchstich nach dem vorgeschriebenen Querschnitt ist eine Wasserhaltung, sei es streckenweise abgeteilt, sei es ungeteilt auf ganzer Durchstichlänge, fast unerlässlich. Ebenso war der Einbau der Steinrippen nach der beim Durchstich Glogau angewendeten Bauart nur unter Wasserhaltung möglich.

Für das Aufbringen von Schotterdecken auf

Böschungen oder auf waagerechte Flächen unter Wasser sind mit gutem Erfolge einfache Steinschüttvorrichtungen nach den in Abb. 18 dargestellten Skizzen verwendet. Die bis nahe über die Böschungen oder die Sohle reichenden, unten offenen Holzkasten ermöglichen es, die Schotterdecke gleichmäßig dick herzustellen. In die Kasten wird der Schotter von der Plattform aus mit Schaufeln geworfen. Hierbei können etwaige Ungleich-

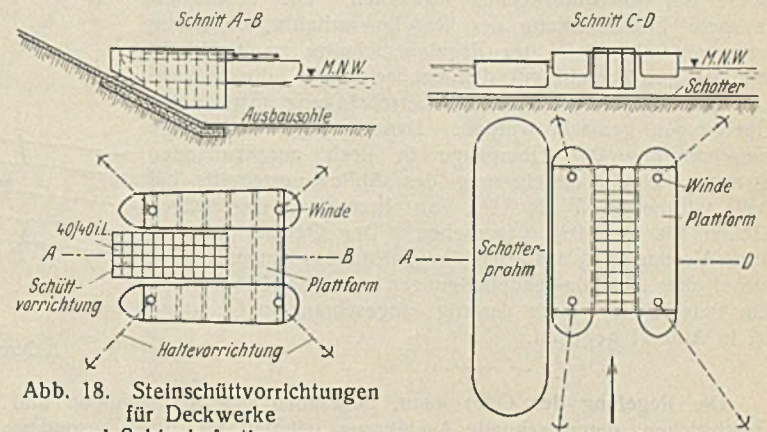


Abb. 18. Steinschüttvorrichtungen für Deckwerke und Sohlenbefestigungen.

heiten in der Böschung oder in der Sohle durch gleichzeitiges Peilen und durch entsprechendes Einfüllen von Schotter in die Kasten ausgeglichen werden.

Bei den Durchsticharbeiten fanden sich, stellenweise in großer Anzahl, sogenannte Wassereichen, von untergegangenen Wäldern stammend, zum Teil von 0,8 bis 1 m mittlerem Durchmesser und bis zu 18 m Länge. Auch die Beseitigung dieser Stämme wird bei Einrichtung einer Wasserhaltung sehr erleichtert. Um spätere Nachforderungen der Unternehmer zu vermeiden, empfiehlt es sich, bei der Vergebung der Arbeiten einen

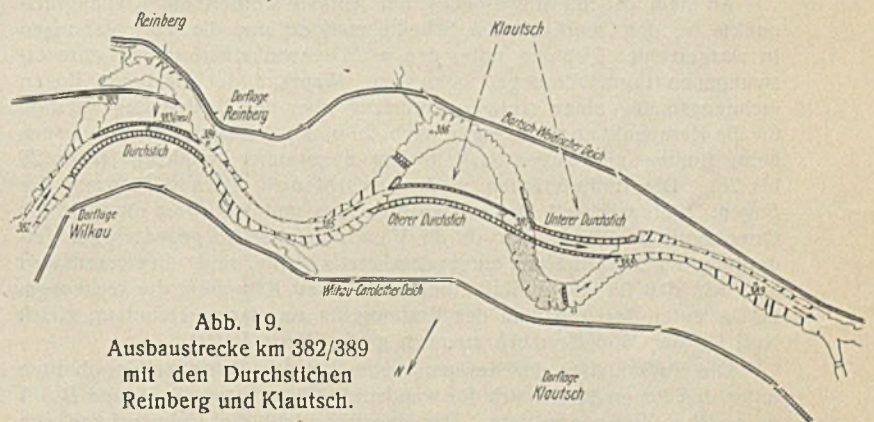


Abb. 19. Ausbaustrecke km 382/389 mit den Durchstichen Reinberg und Klautsch.

Einheitspreis für das Heben und Beseitigen von Baumresten zu vereinbaren, wenn sie eine bestimmte Menge überschreiten.

Der Durchstich bei Reinberg ist von der Bauunternehmung Julius Schallhorn in Glogau, der Glogauer Durchstich von der Firma Leymann in Bremen, der Doppeldurchstich bei Klautsch von den zu einer Arbeitsgemeinschaft zusammengeschlossenen Baufirmen Grün & Bilfinger und Julius Schallhorn, und endlich der Durchstich bei Maltch von der Firma Gottlieb Tesch in Berlin ausgeführt.

Der Übersichtsplan in Abb. 19 gibt die Ausbaustrecke von km 382 bis 389 mit den Durchstichen bei Reinberg und Klautsch wieder. Abb. 20 zeigt den Durchstich bei Glogau mit dem unteren Leitwerk und dem Altarm.

Über die Notwendigkeit, bei dem weiteren Oderausbau die Regelquerschnitte in den Übergängen einzuschränken, was schon beim ersten Ausbau und in den Probestrecken geschehen war, bestand kein Zweifel. Fraglich war nur das Maß der Einschränkung. Aus einer großen Zahl von Beobachtungen in den noch

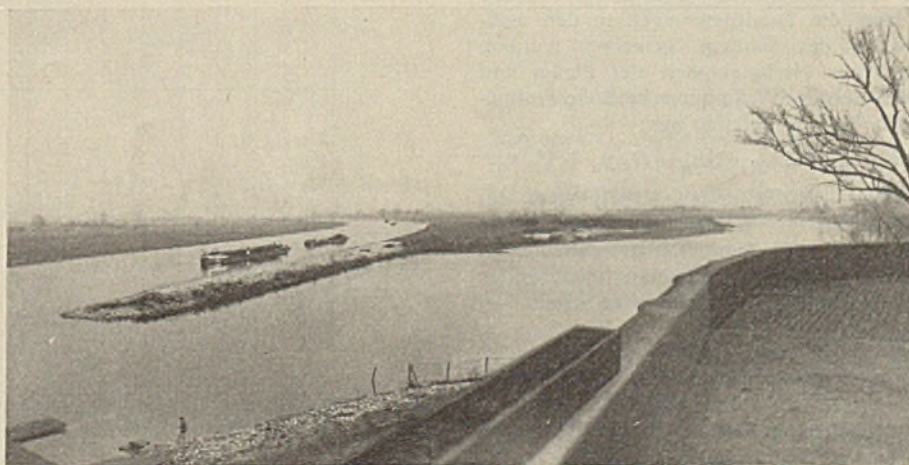


Abb. 20. Durchstich bei Glogau mit dem unteren Leitwerk und dem Altarm.

nicht weiter ausgebauten Strecken konnten bestimmte Beziehungen zwischen der Grundrißform der Übergänge sowie der an sie anschließenden Krümmen und der Beschaffenheit der Sohlswellen in den Übergängen nach Lage und Höhe nicht gefunden werden. Es ergab sich nur, daß die Sohlswellen eine mittlere Höhe von 0,23 bis 0,33 m über der Sohle der Anschlußstrecken erreichten. Die daraus errechnete Einschränkung des Regelquerschnitts, die nötig war, um die Tiefe des Regelquerschnitts zu erreichen, stimmte gut überein mit den Beobachtungen, die in zwei zum Versuch mit verschiedener Einschränkung ausgebauten Übergängen gemacht wurden. Danach ist als vorläufige Einschränkung der Übergänge in noch auszubauenden Strecken eine Verkleinerung des Abflußquerschnitts bei AW von etwa 7 bis 8%, an besonders ungünstigen Stellen bis zu 10% vorgesehen. Der Querschnitt wird durch Verringerung des Streichlinienabstandes eingeschränkt, wobei aber die Bühnenkopfnelungen nicht geändert werden. Ein Beispiel für einen derartig eingeschränkten Übergang ist in Abb. 21 gegeben.

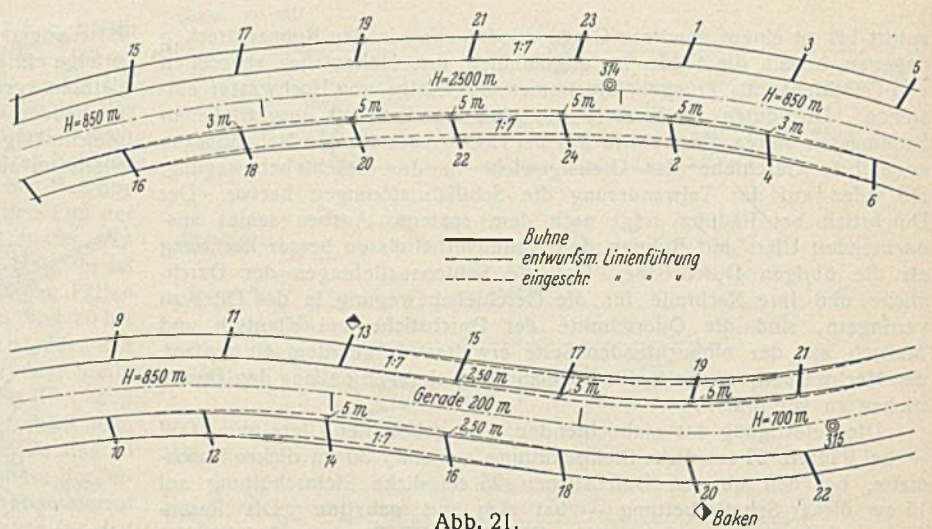


Abb. 21. Querschnittseinschränkungen in flachen Krümmungen und in Übergängen.

Die Regelung der Oder kann, abgesehen von Abflachungen und Durchstichen, deren schnelle Ausführung geboten ist, nicht besonders beschleunigt werden. Die Strombauwerke, Bühnen und Deckwerke, geben dem Strome den Rahmen und leiten damit das Umformen des Strombettes ein. Die Arbeit an der Umbildung des Bettes muß jedoch der Strom selbst leisten. Die Peilungen der ausgebauten Strecken zeigen, daß die

Umbildung im Gange, aber noch lange nicht abgeschlossen ist, da zahlreiche Einzelstrecken gleichzeitig und nacheinander ausgebaut werden und die Arbeiten in einer Strecke die unterhalb liegenden Strecken durch Geschlebebetrieb mehr oder weniger beeinflussen. Nur so viel ist schon jetzt zu übersehen, daß das Strombett eine gleichmäßigere Gestalt gewinnt, und daß das Fahrwasser breiter und regelmäßiger wird, als es vorher war.

### Die Nachprüfung des statischen Verhaltens von Bogen und Bogenreihen durch Modellversuche.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

(Schluß aus Heft 39.)

An dem Modell des Bogens mit Aufbau werden die Kraftangriffspunkte an der Oberkante der Scheibe markiert und die Verschiebungen in waagerechter Richtung unter den mit Drehwinkelverformungslehre erzwungenen Formänderungen gemessen. Während der elastische Bogen rechnerungsmäßig einen stetigen Linienzug über den beiden Bogenhälften für die Kernpunktmente ergibt (Abb. 29 u. 30), liefert der Modellversuch beim Aufbau mit Fugen staffelförmig abgesetzte Linienzüge (Abb. 26 bis 28). Die Einflußflächen sind verschieden je nach der Anzahl der Fugen. Stets wechselt für Lastangriffe rechts und links vom untersuchten Querschnitt das Vorzeichen, da die Verschiebungen bei gegenseitiger Verdrehung der Schnittflächen entgegengesetzt gerichtet sind. Bemerkenswert ist noch, daß für die Einflußordinate über den Kämpfern, die rechnerungsmäßig unter der Annahme des Kraftangriffs am starren Hebelarm gleich Null ist, der Modellversuch ziemlich große Werte liefert.

Im vorliegenden Falle des Hattinger Viadukts ist die Nachgiebigkeit der Gewölbe wesentlich größer als die der Pfeiler. Die waagerechte Ausbiegung der Pfeiler infolge einer in Höhe der Bogenkämpfer angreifenden Kraft  $B = 1$  ist

$$f = \frac{h^2}{3E} \sum \frac{\Delta h}{J}$$

Die Einflußlinien der Kernpunktmente von Zwischenquerschnitten unter den Fugen lassen sich für wandernde Einzellasten  $P = 1$  und  $B = 1$  in gleicher Weise ermitteln. Dagegen verspricht die Untersuchung von beliebigen Schnitten zwischen den Fugen nach dem Modellverfahren mit Formänderungszeugern keinen Erfolg.

Der rechnerische Spannungsnachweis für die Pfeiler und Widerlager geschah in der Weise, daß die ungünstigsten Kämpferresultierenden des Bogens — Belastung vom Schnittpunkte der Einflußlinien von  $H$  und  $V$  (Abb. 22) nach  $\left\{ \begin{matrix} \text{rechts} \\ \text{links} \end{matrix} \right\}$  ergibt großes  $\left\{ \begin{matrix} H \\ V \end{matrix} \right\}$  und kleines zugehöriges  $\left\{ \begin{matrix} V \\ H \end{matrix} \right\}$  — mit den Elggewichten der Pfeiler- und Widerlagerkörper, den auflastenden Erddrücken für belastete und unbelastete Hinterfüllung, den Windkräften in ungünstigster Weise zusammengesetzt, die entsprechenden Stützlinien aufgezeichnet und dann die Randspannungen in den maßgebenden Querschnittfugen und in der Sohlfuge gerechnet wurden. Ohne Berücksichtigung der elastischen Nachgiebigkeit der Pfeiler und Widerlager lassen sich für jeden beliebigen Pfeilerquerschnitt die Einflußlinien der Kernpunktmente nach Abb. 31 ableiten aus:

$$M_k = M_{0, re} + M_{re} - H_{re} y_{re} - V_{re} x_{re} + M_{0, li} - M_{li} - H_{li} y_{li} + V_{li} x_{li}.$$

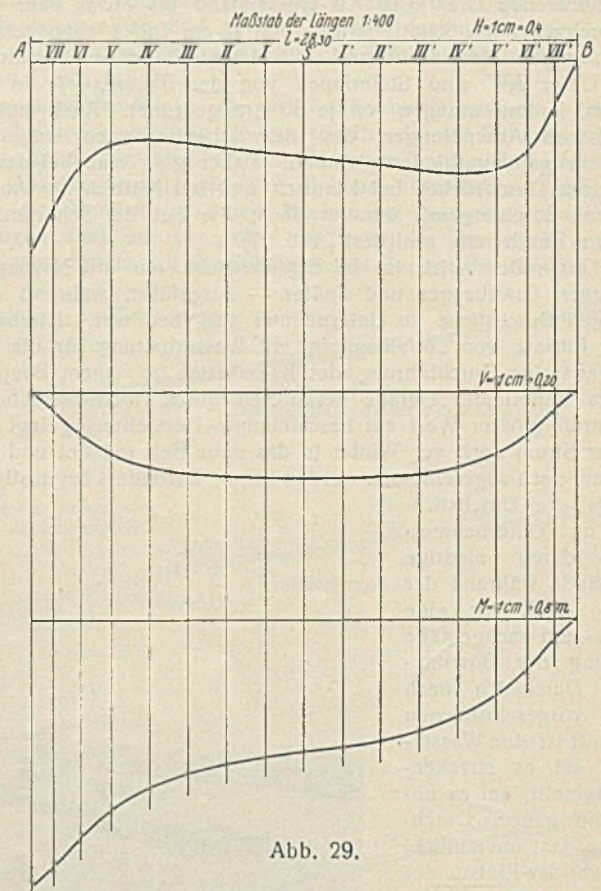
Die Einflußlinien für die Fuge I—I des hohen Mittelpfeilers der Hattinger Talbrücke und lotrechte Lasten  $P = 1$  sowie waagerechte Kräfte  $B = 1$  sind in Abb. 32 dargestellt. Daß dieses Verfahren zu Fehlschlüssen führen kann, geht aus folgender Betrachtung hervor: Eine am freistehenden Pfeiler in Fahrbahnhöhe angreifende Kraft  $B = 1$  erzeugt im Schnitt I—I ein Moment

$$M_k = + B h.$$

Die Einflußordinate des Kernpunktments im Bereich des Pfeileraufbaues ist also  $= h$ .

Wird nun der Pfeilerkopf festgehalten, also durch die anschließenden Bogen vollständig verspannt, so ist

$$M_k = 0.$$



und beträgt bei  $h = 15$  m ohne Verspannung rd.  $f = 0,01$  mm. Am Bogen ergibt eine Kraft  $B = 1$  eine Sehnenverkürzung

$$\delta = \frac{1}{E} \left( \sum \frac{M_0^2 \Delta s}{J} + \sum \frac{N_0^2 \Delta s}{F} \right) = 2,5 \text{ mm.}$$



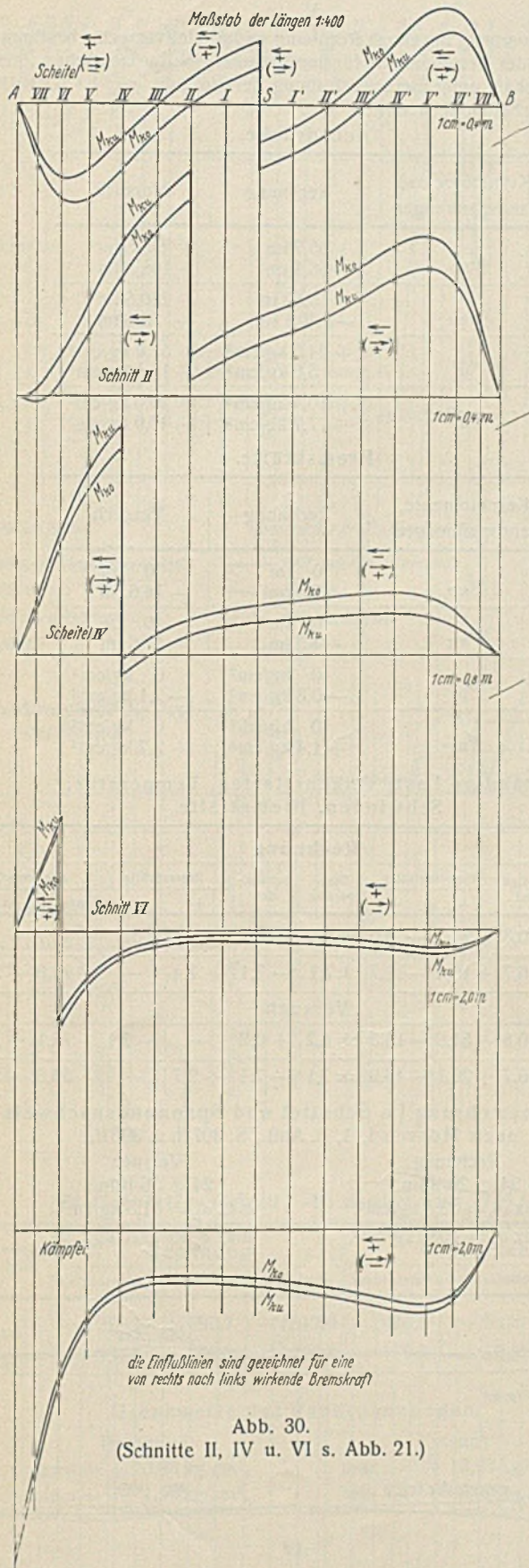


Abb. 30.  
(Schnitte II, IV u. VI s. Abb. 21.)

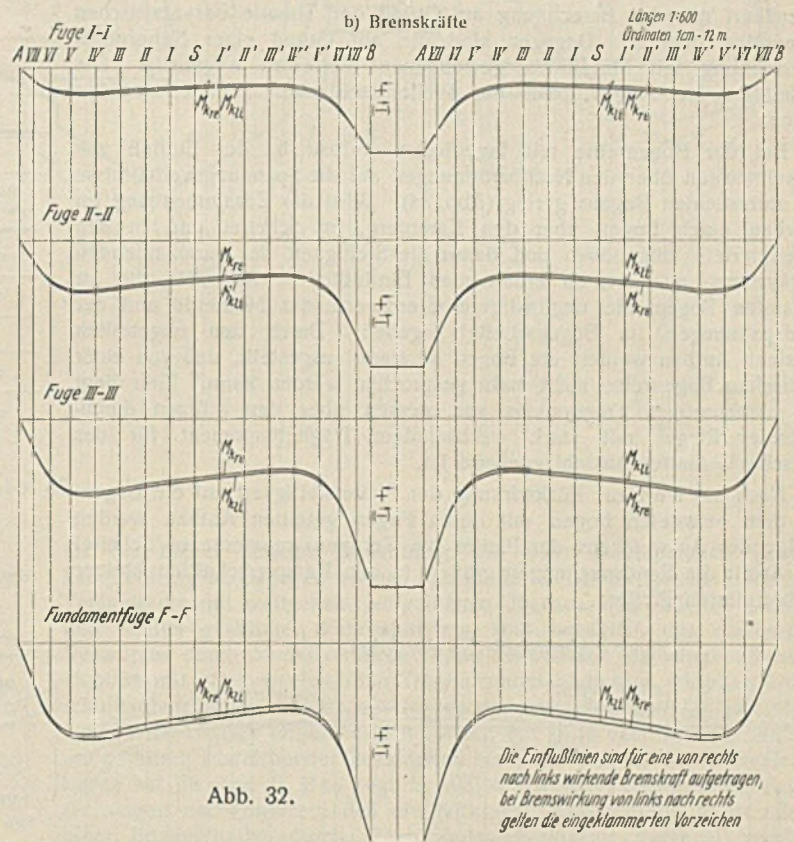
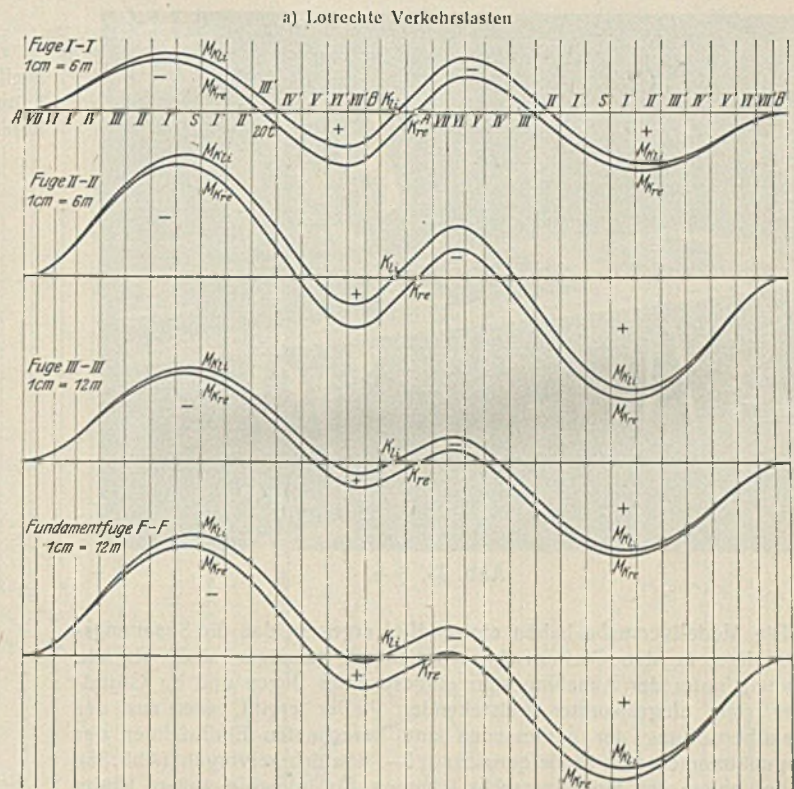
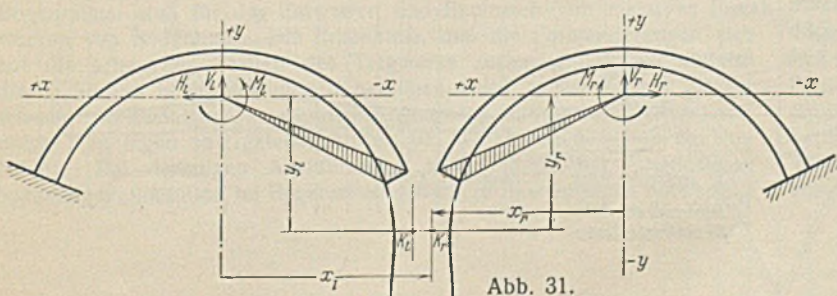


Abb. 32.

Die Ausbiegung des starken Pfeilers beträgt nur  $\frac{1}{250}$  von der Ausbiegung des elastischen Bogens.

Hiernach war zu erwarten, daß die Modellversuche — namentlich bei den waagerechten Kräften — wesentliche Abweichungen von den Rechnungswerten bringen werden.

Die Untersuchungen zur Feststellung des Verhaltens einer Bogenreihe mit drei Öffnungen und zur Erkundung des Einflusses der elastischen Nachgiebigkeit der Pfeiler und Widerlager wurden an dem in Abb. 33 dargestellten Modell durchgeführt, zunächst mit fugenlosem Aufbau, dann mit einer der Bauausführung entsprechenden Fugenteilung. An dem Modell wurden nacheinander die Einflußlinien der Kernpunktmente im Bogenscheitel (Abb. 34) und in den Kämpferquerschnitten der Mitten- und Seltenöffnungen bestimmt, außerdem die Einflußlinien für die Kernpunktmente im Pfeilerquerschnitt I-I (Abb. 35).



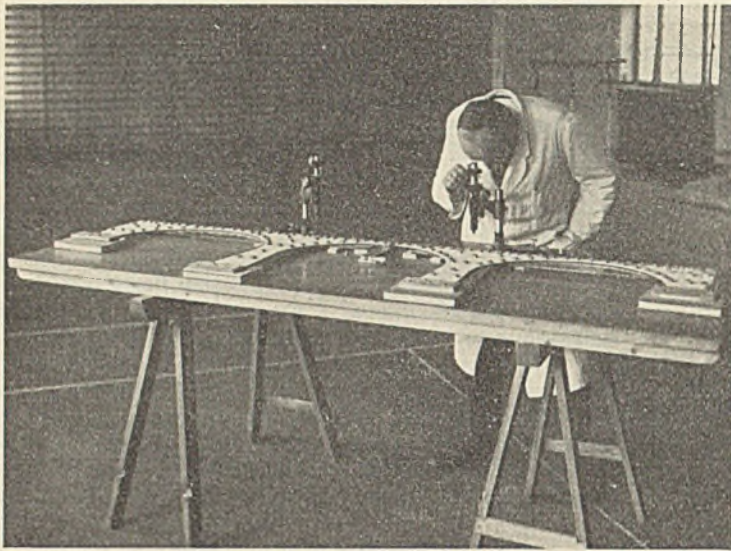


Abb. 33.

Die Modellversuche haben einwandfrei ergeben, daß die Spannungsverhältnisse in den Pfeilern in Wirklichkeit günstiger sind, als die Rechnung unter der Annahme starr eingespannter Bogen und im Grundkörper starr eingespannter freistehender Pfeiler ergibt, was aus der Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Einflußlinien der Kernpunktmomente im Pfeilerquerschnitt I—I deutlich hervorgeht (Abb. 35). Die Ergebnisse des Modellversuchs stimmen für lotrechte äußere Kräfte angenähert mit der Berechnung auf Grund der Theorie der elastischen Bogenreihe überein. Dagegen sind die auf Grund einer Näherungsuntersuchung mit Stützlínen gewonnenen Werte zu ungünstig. Die Modellversuche zeigen, daß die Pfeiler schlanker gehalten werden dürfen.

Bei der Bogenreihe mit fugenlosem Aufbau ist der Einfluß von Verkehrslasten über den Nachbaröffnungen auf die Spannungsverhältnisse des untersuchten Bogens gering (Abb. 34). Wird der Zusammenhang im Überbau durch Fugen über den Kämpfern, im Scheitel und in den Bogenvierteln aufgehoben und damit die Steifigkeit des durchlaufenden Tragsystems geändert, so erhält man Einflußlinien (Abb. 34), die im belasteten Bogenfelde ungünstigere Grenzwerte der Momente und der Randspannungen im Bogenscheitel ergeben. Durch den ungeteilten massiven Aufbau werden die Bogen so stark ausgestellt, daß von einer elastischen Bogenreihe nicht mehr gesprochen werden kann. Eher liegt ein rahmenartiges Tragsystem vor, dessen über den Stützen durchlaufender Riegel mit stark wechselndem Trägheitsmoment für das statische Verhalten ausschlaggebend ist.

Noch ein Wort zur Rückwirkung der Pfeilersteifigkeit auf die Bogen. Bei dem belasteten Bogen mit durch Fugen geteilten Aufbau werden infolge des Ausweichens der Pfeiler die Kernpunktmomente im Scheitel und damit die Randspannungen größer, in den Kämpferschnitten kleiner als bei starren Pfeilern.

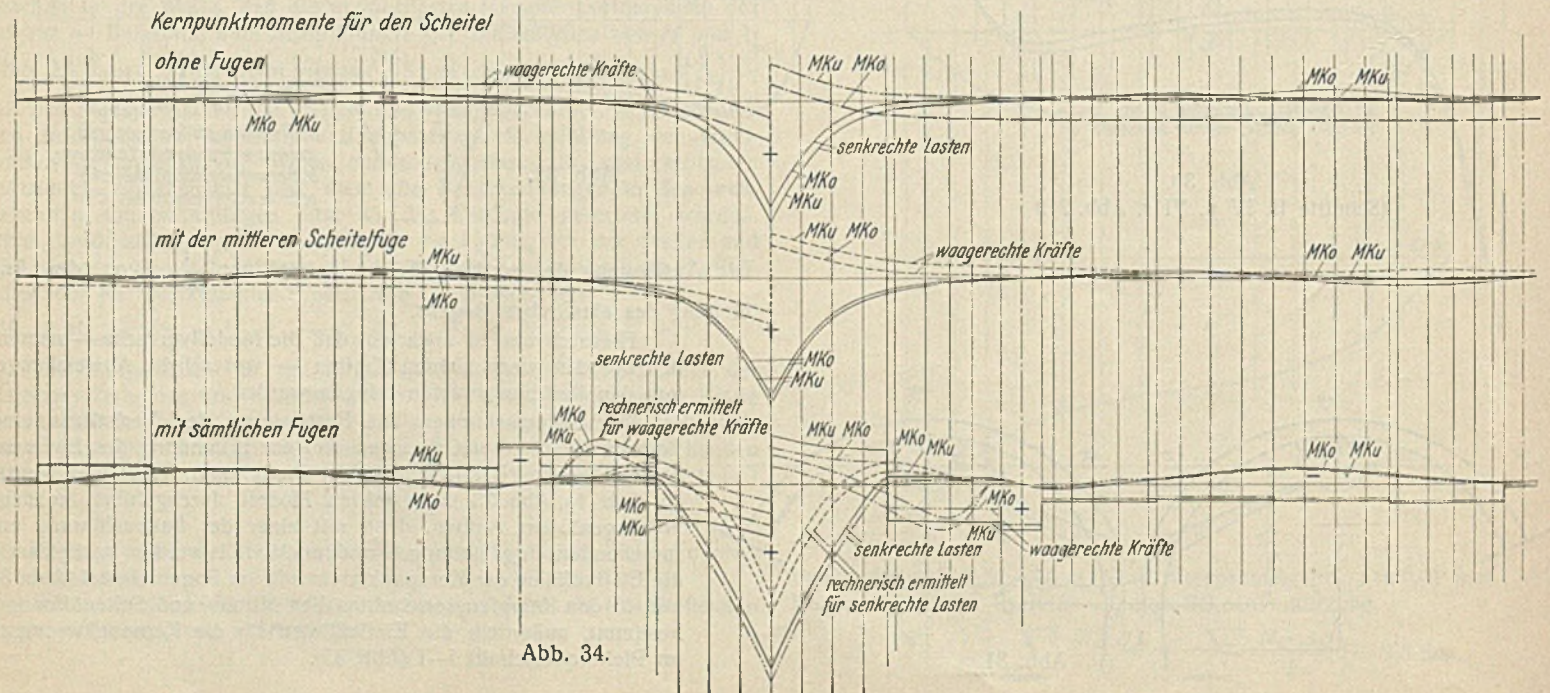


Abb. 34.

V.

Die Auswertung der durch Rechnung und Modellversuche bestimmten Einflußlinien der Kernmomente für den Lastenzug N der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft unter Berücksichtigung der Stoßzahl  $\varphi = 1,1$  (DIN 1075) lieferte im Scheitelquerschnitt:

Achsdrücke.

Kernmomente, Randspannungen	Rechnung	Versuch
$M_{ko}$	+ 95,7 tm - 56,1 tm	+ 253,5 tm - 108,3 tm
$M_{ku}$	+ 132,2 tm - 30,1 tm	+ 280,5 tm - 83,8 tm
$\sigma_o$	+ 24,5 kg/cm <sup>2</sup> - 5,6 kg/cm <sup>2</sup>	+ 51,9 kg/cm <sup>2</sup> - 15,5 kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_u$	+ 10,4 kg/cm <sup>2</sup> - 17,7 kg/cm <sup>2</sup>	+ 20,0 kg/cm <sup>2</sup> - 47,0 kg/cm <sup>2</sup>

Bremskräfte.

Kernmomente, Randspannungen	Rechnung	Versuch
$M_{ko}$	0 tm - 7,5 tm	0 tm - 14,6 tm
$M_{ku}$	0 tm - 4,3 tm	0 tm - 11,6 tm
$\sigma_o$	0 kg/cm <sup>2</sup> - 0,8 kg/cm <sup>2</sup>	0 kg/cm <sup>2</sup> - 2,1 kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_u$	0 kg/cm <sup>2</sup> + 1,4 kg/cm <sup>2</sup>	0 kg/cm <sup>2</sup> + 2,7 kg/cm <sup>2</sup>

Ständige Last, Verkehrslasten, Temperatur, Schwinden, Bremskräfte.

Rechnung

Randspannung	Ständige Last	Verkehrslasten		Temperatur	Schwinden	Bremskräfte		Grenzwerte	
		+	-			+	-	max +	max -
$\sigma_o$	+ 10,8	+ 24,5	- 5,6	± 6,2	+ 6,2	-	0,8	+ 47,7	- 1,6
$\sigma_u$	+ 6,7	+ 10,4	- 17,7	± 7,1	- 7,1	+ 1,4	-	+ 25,6	- 25,2

Versuch

$\sigma_o$	+ 10,8	+ 51,9	- 15,5	± 6,2	+ 6,2	-	- 2,1	+ 75,1	- 13,0
$\sigma_u$	+ 6,7	+ 20,1	- 46,9	± 7,1	- 7,1	+ 2,7	-	+ 36,6	- 54,4

Bogenbewehrung im Scheitel und Spannungsnachweis nach Mörsch I, 1, 6. Aufl., S. 307 ff. u. 396 ff.

Rechnung	Versuch
24 $\phi$ 20/1fdm.	24 $\phi$ 36/1fdm.
max $\sigma_b = 59,5$ kg/cm <sup>2</sup> ,	max $\sigma_b = 61,5$ kg/cm <sup>2</sup>
max $\sigma_e = 1080$ kg/cm <sup>2</sup> ,	max $\sigma_e = 1220$ kg/cm <sup>2</sup> .

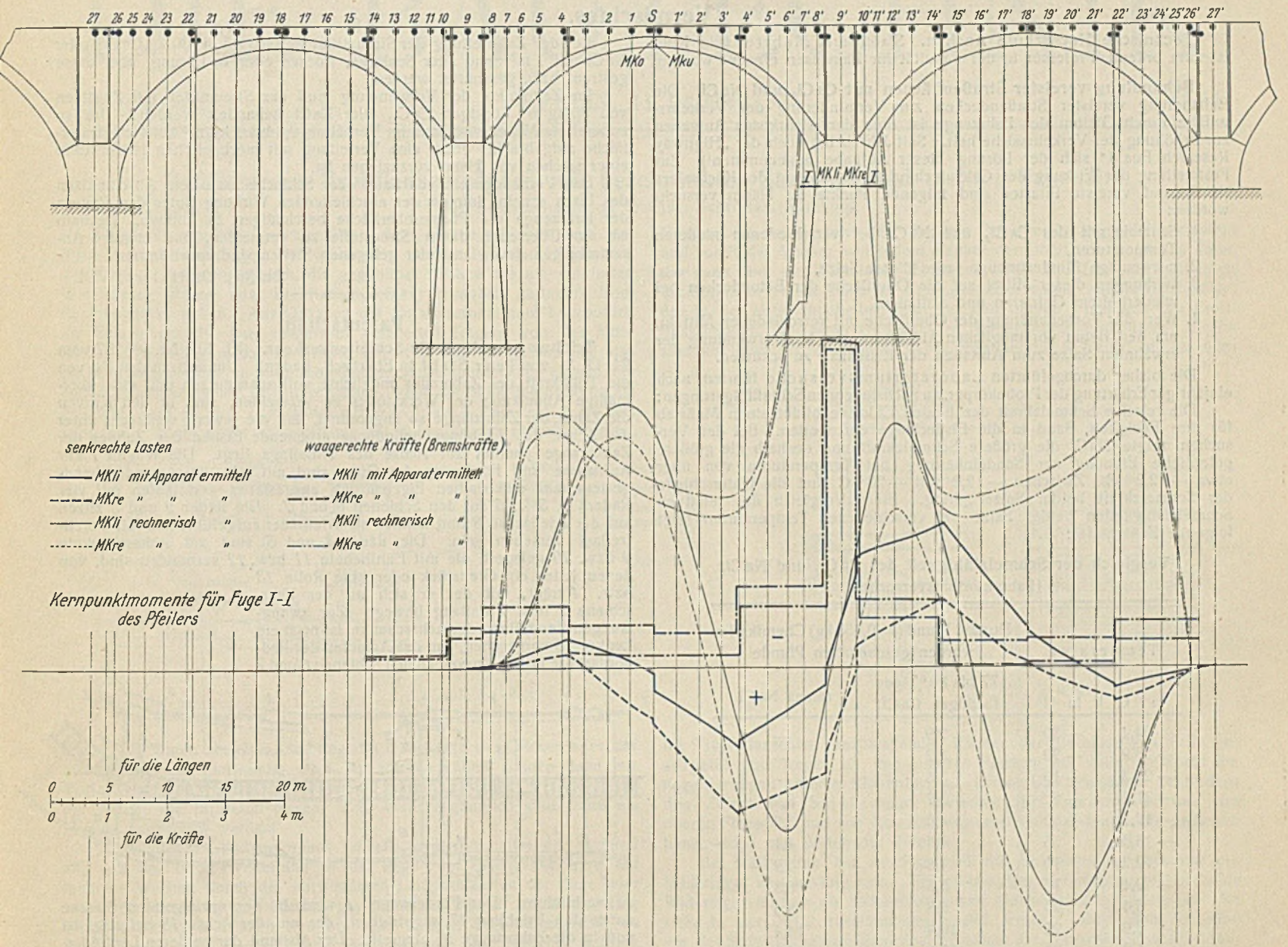


Abb. 35.

Mittelpfeiler (Schnitt I—I); ständige Last 1766 t.

Kernmomente im Schnitt I—I	Rechnung			Versuche		
	Verkehrslast	Bremskräfte	Grenzwerte	Verkehrslast	Bremskräfte	Grenzwerte
$M_{kre}$	+ 1215,2	+ 297,7	+ 1512,9	+ 476,6	+ 94,5	+ 571,1
$M_{kli}$	+ 864,5	+ 255,8	+ 1120,3	+ 168,3	+ 70,5	+ 238,8

Grenzwerte der Randspannungen.

Rechnung	Versuch
max $\sigma = + 20,83 \text{ kg/cm}^2$	max $\sigma = + 13,93 \text{ kg/cm}^2$
min $\sigma = + 1,54 \text{ kg/cm}^2$	min $\sigma = + 8,00 \text{ kg/cm}^2$

VI.

Die Ergebnisse der Modellversuche an ausgesteiften Bogen und Bogenreihen sind für das Entwerfen und Bemessen von massiven Bauwerken von Bedeutung. Die Erkenntnis, daß die Formänderungen sich auf die schwachen Stellen des Tragwerks zusammendrängen und an diesen Stellen hohe Spannungen bedingen, wird zunächst dazu führen, schroffe und unstetige Querschnittsübergänge zu vermeiden. Der massive, durch Trennfugen untergeteilte Aufbau bei Wölbbrücken ist nur ein Notbehelf. Bei derartigen Ausführungen sind infolge der ungünstigen Spannungsverhältnisse im Bogenscheitel stärkere Bewehrungen notwendig,

als die bisher übliche Berechnung mit starr eingespannten Bogenkämpfern ergibt, dagegen können die Pfeiler schlanker gehalten werden. Tragsysteme mit weitgehend aufgelöstem Überbau, z. B. mit auf Wänden und Säulen gestützten Fahrbahntafeln, sind bezüglich des elastischen Verhaltens durch Modellversuche besser zu erfassen als scheibenförmige Gebilde mit stark wechselnden Trägheitsmomenten und schroffen Querschnittsübergängen. Bei Bogenscheiben und kastenförmigen Querschnitten können die statisch unbestimmten Größen mit Hilfe des Modellverfahrens mit praktisch ausreichender Genauigkeit ermittelt werden. Für Dreigelenkbogen hat Dr.-Ing. H. Bay (vgl. S. 503) durch spannungsoptische Untersuchungen nachgewiesen, daß die wirksamen Querschnitte in der Ecke einer Bogenscheibe durch einen Ausrundungskreis begrenzt werden, der die waagerechten und senkrechten Scheibenbegrenzungen berührt und dessen Mittelpunkt im Schnitt der Winkelhalbierenden des Eckwinkels und der Bogenleibung liegt, und daß sämtliche zwischen Bogenkämpfer und Scheitel gelegenen Bogenquerschnitte innerhalb dieser neuen Scheibenbegrenzung nach der üblichen Navierschen Theorie, also unter der Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte berechnet werden dürfen.

Die Erfassung des Zusammenhanges zwischen Bogen, Aufbau und Pfeiler durch Modellversuche bedeutet einen Fortschritt in der Weiterentwicklung der monolithischen Eisenbetonbogenbrücken. Die Praxis hat auch bereits die Vorteile des Zusammenhanges und die aussteifende Wirkung steifer Aufbauten für flachgespannte Bogen- und Rahmenkonstruktionen ausgenutzt.

## Vermischtes.

Technische Hochschule Aachen. Stadtbaurat Mehrrens in Köln ist zum ordentl. Professor in der Fakultät für Bauwesen ernannt worden.

**Behandlung vereister Straßenflächen mit  $\text{CaCl}_2$  und  $\text{NaCl}$ .** Die Behandlung vereister Straßendecken zur Verminderung der Verkehrsunfälle durch Gleiten der Fahrzeuge ist eine der wichtigsten Aufgaben zur Erhöhung der Verkehrssicherheit. Seit Jahren hat auch der „Highway Research Board“ sich der Lösung dieser Aufgabe angenommen<sup>1)</sup>. Zur Feststellung der Wirkung des Calciumchlorids ( $\text{CaCl}_2$ ) und des Kochsalzes ( $\text{NaCl}$ ) auf vereiste Pflaster sind folgende Punkte zu klären versucht worden:

1. Schmelzkraft des  $\text{CaCl}_2$  und  $\text{NaCl}$  bei verschiedenen niederen Temperaturen,
2. notwendige Mindestmenge jedes dieser Salze,
3. Wirkungen dieser Mittel auf die Oberfläche der Betondecken bei wiederholtem Gefrieren und Auftauen,
4. Wert der Vorbehandlung der Oberfläche mit verschiedenen Mitteln, um den Beton vor möglichen Abblättern bei Verwendung der erwähnten Salze zum Auftauen der Eisschicht zu schützen.

Die bisher durchgeführten Laboratoriumsversuche führten, nach einjähriger Erhärtung der Probekörper, zu nachstehenden Schlußfolgerungen:

Die relative Schmelzkraft der beiden Chloride bildet einen Maßstab für ihre Fähigkeit, Sand in die Eisdecklage einzubetten. Bei den Versuchen zeigte  $\text{NaCl}$  die größere Schmelzkraft und deshalb die größere potentielle Eignung zur Sandeinbettung bei Temperaturen von über etwa  $-12,2^\circ\text{C}$ . Zwischen  $-12,2$  und  $-23^\circ\text{C}$  sind die Unterschiede der Schmelzkraft beider Salze gering. Einen Vergleich der relativen Schmelzfähigkeiten beider Salze bei verschiedenen Temperaturen zeigt folgende Zahlentafel:

Vergleich der Schmelzfähigkeit des  $\text{CaCl}_2$  und  $\text{NaCl}$ .  
(Laboratoriumsversuche.)

Temperatur		Durch 1 Pfund (= 0,453 kg) Chemikalien wurden geschmolzen Pfunde	
in $^\circ\text{C}$	in $^\circ\text{F}$	77 bis 80% iges flockiges $\text{CaCl}_2$	reines $\text{NaCl}$
-34,4	-30	2,9	—
-28,9	-20	3,2	—
-23,3	-10	3,5	—
-21,4	-6,5	3,7	3,2
-17,78	0	4,0	3,7
-15,0	5	4,4	4,1
-12,2	10	4,8	4,9
-9,4	15	5,5	6,3
-6,4	20	6,8	8,6
-3,9	25	10,4	14,4
-1,0	30	31,1	46,3

Eine Beschädigung der Betonoberfläche, die im Zusammenhange mit der Behandlung mit Chloriden entstehen könnte, hat ihre Ursache nicht in der Wirkung dieser Salze, sondern vielmehr in dem wiederholten Gefrieren und durch die Behandlung bewirkten Auftauen. Beide Salze, zur Oberflächenbehandlung angewendet, erhöhen die Neigung des Abblätterns des Betons als Folge wiederholten Gefrierens und Auftauens. Die Verwendung von  $\text{NaCl}$  ist hierbei nachteiliger als die von  $\text{CaCl}_2$ . Dies gilt auch für die Minderung der Mörtelbindekräft. Bei diesen Beobachtungen ist in Betracht zu ziehen, daß sie das Ergebnis von 30 Wiederholungen des Gefrier- und Tautvorganges unter Verwendung der zulässigen Höchstmenge dieser Chloridlösungen sind. In der Praxis würde ein nicht unbedeutender Teil dieser absorbiert oder durch die Verkehrseinflüsse in ihrer Wirkung abgeschwächt werden. Diese Versuche zeigen aber die Wichtigkeit ihrer Überwachung und der sorgfältigen Ausführung beim Gebrauch dieser Mittel für die Behandlung vereister Pflaster.

Beobachtungen auf der Straße zeigen, daß es verhältnismäßig wenige Fälle gibt, bei denen Abblättern des Betons auf dessen Oberflächenbehandlung mit  $\text{CaCl}_2$  für den erwähnten Zweck zurückzuführen sind. Viele Decken, auf denen  $\text{CaCl}_2$  seit Jahren zur Eisbeseitigung verwendet wird, zeigen keinerlei Anzeichen einer Abblättern.

Nach sorgfältiger Auswertung der Versuchsergebnisse kommt der für diese Fragen bestellte Sonderausschuß zu folgenden Vorschlägen: Für die Behandlung von Betonpflastern kann  $\text{CaCl}_2$  empfohlen werden. Für andere Pflaster sind keine bestimmten Anhaltspunkte dafür vorhanden, daß diese Salze durch Gefrieren und Auftauen der Decken deren Zerstörung fördern würden, weshalb diese Mittel für die Behandlung vereister Straßen verwendet werden können, abgesehen davon, daß bei Temperaturen unter  $-17,8^\circ\text{C}$   $\text{CaCl}_2$  dem  $\text{NaCl}$  vorzuziehen ist.

Schlacke ist vorteilhaft, obwohl als Streumittel auch grober Sand verwendet werden kann, der meist leichter zu beschaffen ist.

<sup>1)</sup> Proceedings of the Thirteenth Annual Meeting of the Highway Research Board, Teil I, S. 330 bis 339, sowie Proceedings of the 10., 11. und 12. Annual Meeting of the Highway Research Board.

Bei der Zubereitung der Streumittel müssen 15 bis 30 kg  $\text{CaCl}_2$  oder  $\text{NaCl}$  mit  $1\text{ m}^3$  Sand oder Schlacke, trocken oder in Lösung, über diese gestreut bzw. geschüttet werden.

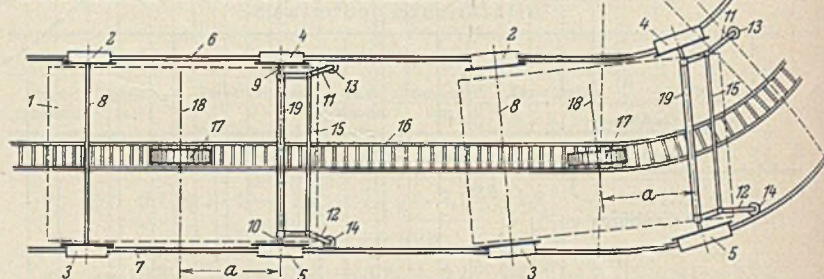
Im Zeitpunkt der Verwendung muß das Streumittel mit Zusätzen von  $30\text{ kg/m}^3$  flockigen  $\text{CaCl}_2$  oder  $\text{NaCl}$  behandelt werden. Das so zubereitete Mittel wird dann im Verhältnis 0,8 bis  $1\text{ kg/m}^2$  auf die Pflasterfläche aufgebracht, wobei eine Verteilung mit mechanischen Hilfsmitteln einer solchen von Hand vorzuziehen ist.

Das Vorhandensein von Sand oder Schlacke nach dem Abschmelzen des Eises scheint infolge der abschleifenden Wirkung unter den Rädern der Fahrzeuge die Pflasteroberfläche beschädigen zu können. Deshalb ist ein Überschuß dieser Streustoffe zu vermeiden, und etwaige Ansammlungen davon an tiefer gelegenen Stellen sind zu entfernen.

Dr.-Ing. Dr. Haller, VDI.

## Patentschau.

**Triebwagenanlage für Schleifenverkehr.** (Kl. 20a, Nr. 587 297 vom 24. 11. 31 von Peter Stahl in Eberbach, Baden.) Um auch in den Kurven die Triebkraft des Zahnrades möglichst voll auszunutzen und eine übermäßige Abnutzung des Werkstoffes zu vermeiden, sind in den Kurven die Zähne der Zahnstange so angeordnet, daß die jeweils senkrecht unter der Achse des Triebblings befindliche arbeitende Flanke des Zahnes der Zahnstange parallel zur Achse des Triebblings liegt. Die Wagen 1 zur Aufnahme und Förderung des Gutes sind mit selbsttätigem oder handgesteuertem elektrischen Eigenantrieb ausgestattet und laufen mit vier Rädern 2, 3, 4, 5 auf den Schienen 6 und 7. Die Räder 2 und 3 sitzen auf der Triebachse 8 und können als Triebräder ausgeführt und mit Voreilfreilauf versehen sein. Die Räder 4 und 5 sind auf Achsschenkeln 9 bzw. 10 gelagert, die mit Fühlhebeln 11 bzw. 12 verbunden sind, von denen jeder ein Gleitstück oder eine Rolle 13 bzw. 14 trägt, mit der er sich an der Fahrachse 6 bzw. 7 entlang bewegt. Zur zwangsläufigen Verstellung der Achsschenkel ist noch ein Lenker 15 vorgesehen, um das Anlaufen der Radbordkränze in den Kurven an den Schienen 6 und 7



zu verhindern. Der Förderwagen 1 wird in der ansteigenden Strecke durch den Triebbling 17 angetrieben, der auf der Achse 18 befestigt ist und in die Zahnstange 16 eingreift. Der Abstand der vorderen Laufräderachse 19 von der Achse 18 ist mit  $a$  bezeichnet. Bei Einfahrt in eine Kurve gelangt die Rolle 14 des Fühlhebels 12, der auf dem Achsstumpf 10 des die Fahrachse 7 der Kurve befahrenden Laufrades 5 befestigt ist, früher in die Kurve als das ihr folgende Rad 5. Die äußere Fahrachse 7 setzt in der Kurve durch ihre Krümmung nach innen dem Fühlhebel 12 einen Widerstand entgegen, dem der Fühlhebel 12 nachgibt, der entsprechend nach innen ausweicht. Gleichzeitig nimmt er dabei den Achsstumpf 10 und das auf ihm laufende Rad 5 ebensoweit mit, wie er selbst ausweichen muß. Der Lenker 15 bewirkt bei dem Laufrad 4, das auf der anderen inneren Fahrachse 6 läuft, die gleiche Umstellung. Hierdurch wird beiden Laufrädern 4 und 5 die entsprechende Stellung für die Durchfahrt der Kurve erteilt. Beim Verlassen der Kurve werden die Laufräder mittels der Fühlhebel wieder in die Normallage zurückgesteuert.

## Personalmeldungen.

**Bayern.** Der Führer und Reichskanzler hat den mit dem Titel eines Oberregierungsrats ausgestatteten Regierungsbaurat I. Kl. am Landesamt für Wasserversorgung Anton Wöhrle zum Oberregierungsrat am gleichen Amt ernannt.

Der mit dem Titel und Rang eines Oberregierungsbaurats ausgestattete Bauamtsdirektor Wilhelm Haberl, Vorstand des Straßen- und Flußbauamts Nürnberg, wurde an die Regierung von Niederbayern und der Oberpfalz in etatmäßiger Weise berufen.

Der Führer und Reichskanzler hat den Ministerialrat Karl Voit im Staatsministerium des Innern und den Oberregierungsrat an der Regierung von Niederbayern und der Oberpfalz Leopold Kurz auf ihre Anträge in den Ruhestand versetzt und ihnen für ihre dem Reich geleisteten treuen Dienste seinen Dank ausgesprochen.

**INHALT:** Der Neubau der Fuldabrücke in Hann.-Münden. — Erfahrungen beim Ausbau der mittleren Oder. — Die Nachprüfung des statischen Verhaltens von Bogen und Bogenreihen durch Modellversuche. — Vermischtes: Technische Hochschule Aachen. — Behandlung vereister Straßenflächen mit  $\text{CaCl}_2$  und  $\text{NaCl}$ . — Patentschau. — Personalmeldungen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.