

DIE BAUTECHNIK

Alle Rechte vorbehalten.

Wassertribüne in Grünau-Wendenschloß.

Von Regierungs- und Baurat Adolf Miehle, Berlin-Köpenick.

Vorgänge.

Zur Durchführung der XI. Olympiade in Deutschland war die Errichtung von Kampfstätten verschiedenster Art und an verschiedenen Plätzen in allergrößtem Umfange erforderlich. Neben dem Reichssportfeld in Berlin-Charlottenburg mit seinen zahlreichen Einzelanlagen wurden Bauten teils dauernder, teils auch nur vorübergehender Art in Garmisch-Partenkirchen, Kiel und Berlin-Grünau erforderlich. In Grünau waren die olympischen Wettkämpfe für die Ruderer und Kanufahrer auszutragen.

Abgesehen von der Herrichtung dieser alten, schon „klassisch“ zu benennenden Rennstrecke nach den Grundsätzen der internationalen Wettkampfbestimmungen (Fisa), war Sorge zu tragen für die Unterbringung der Zuschauer mit allen ihren berechtigten Ansprüchen.

Um schon frühzeitig über die Zulänglichkeit der vom Olympischen Komitee geplanten Bauten in Grünau ein sicheres Urteil zu gewinnen, wurde der Bau der für 3000 Zuschauer bestimmten massiven Tribüne in Grünau am linken Dahmeufer so beschleunigt durchgeführt, daß gelegentlich der im Sommer 1935 in Grünau ausgetragenen Europameisterschaft diese Tribüne schon stand. Zu dieser Generalprobe, bei der herrlichstes Sommerwetter vorherrschte, fanden sich 15000 bis 18000 Besucher in Grünau ein. Da die Tribüne nur 3000 Personen faßte, waren alle übrigen auf die allerdings sehr weiträumigen Rasenplätze, Sattelplätze, Promenaden und auf die Wirtschaftsräume des Regattaver eins angewiesen.

Diese Generalprobe ließ zwingend erkennen, daß noch in weitestem Umfange Sitzplätze würden geschaffen werden müssen, wollte man der zu erwartenden Nachfrage nach solchen bei den olympischen Spielen auch nur annähernd gerecht werden.

Das Organisations-Komitee für die XI. Olympiade entschloß sich daher zur Bereitstellung von weiteren 6000 hochwertigen Sitzplätzen auf einer zweiten noch zu errichtenden Tribüne. Trotz des sehr geräumigen Grundbesitzes des Berliner Regattaver eins war

es nicht mehr möglich, dieses Tribünenbauwerk noch auf dem Regattagelände zu errichten, da alle Flächen bereits für Unterbringungs-, Wirtschafts-, Repräsentationsbauten und Bootshäuser in Anspruch genommen waren. So entschloß man sich, die für diese 6000 Plätze erforderliche Tribüne an dem Grünau gegenüberliegenden rechtseitigen Dahmeufer bei Wendenschloß zu errichten. Dieser Entschluß konnte um so leichter gefaßt werden, als es hier möglich war, die Tribüne so anzuordnen, daß ein geradezu idealer Überblick über die ganze 2 km lange geradlinige Rennstrecke von jedem der 6000 Plätze aus ermöglicht werden konnte. Diese Möglichkeit, die ruderischen Wettkämpfe vom Start bis zum Ziel von hier aus frei verfolgen zu können, gab dann auch bei den Entschleßungen den Ausschlag. Voraussetzung für die Gewährleistung dieser

Forderung war allerdings, daß die Tribüne nicht an Land, sondern im Wasser errichtet wurde. Der Lageplan (Abb. 1) läßt erkennen, daß gerade an der für die Tribüne auf der Wendenschlosser Seite in Frage kommenden Stelle — etwa zwischen Rückert- und Wielandstraße — das Ufer sehr stark zurücktritt, so daß die Rennen nur in ihren letzten rd. 400 m von den Zuschauern hätten verfolgt werden können, wenn man die Tribüne auf das feste Land hätte setzen wollen.

Von den Schwierigkeiten, die sich aus der Tatsache ergeben hätten, daß sämtliche in Frage kommenden Grundstücke bebaut waren, soll erst gar nicht gesprochen werden. So entwickelte sich in logischem Fortschreiten der Entschluß zum Bau der „Wassertribüne“.

Wassertribüne.

Die nächstliegende Frage war natürlich, ob diese Wassertribüne, die nach Durchführung der olympischen Spiele wieder zu besetigen war, als schwimmende Tribüne auf Kähnen oder Prahmen errichtet werden könne. Schon eine oberflächliche Prüfung ließ erkennen, daß bei den sehr großen Abmessungen, die das Bauwerk erhalten mußte, eine Gewähr für die Sicherheit der Zuschauer nicht gegeben war, wenn der Bau als schwimmende

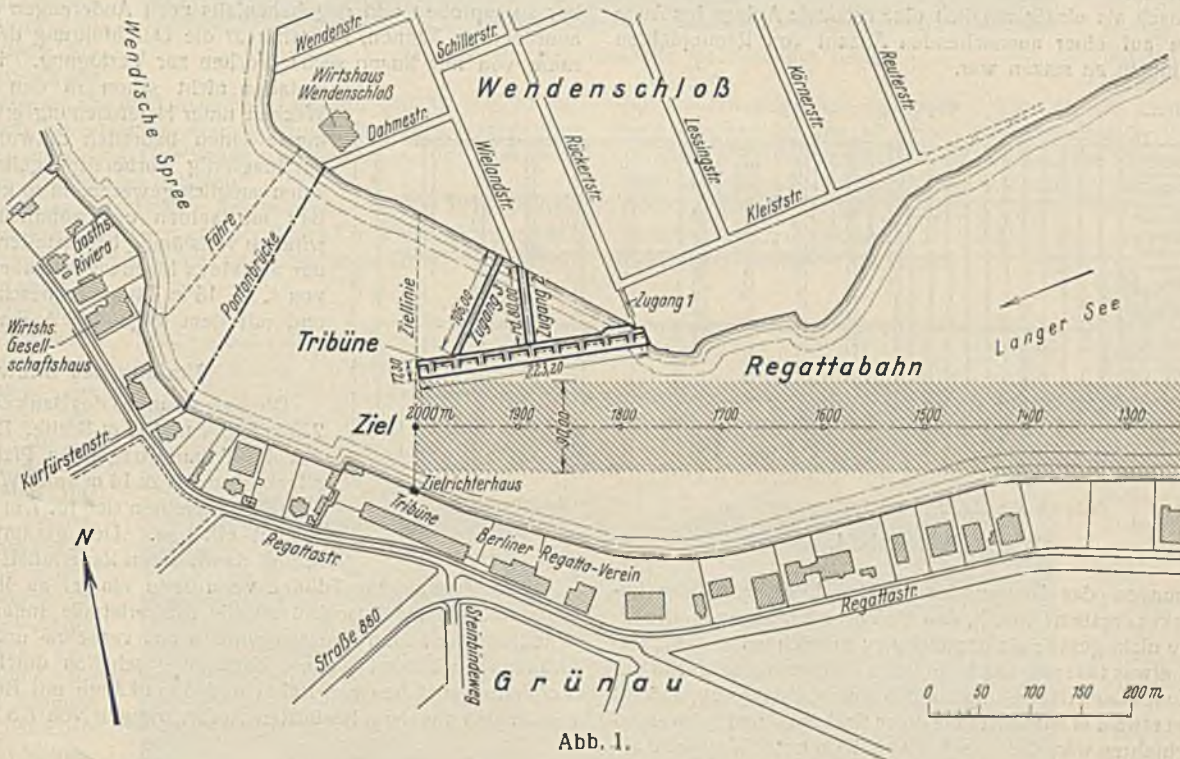


Abb. 1.

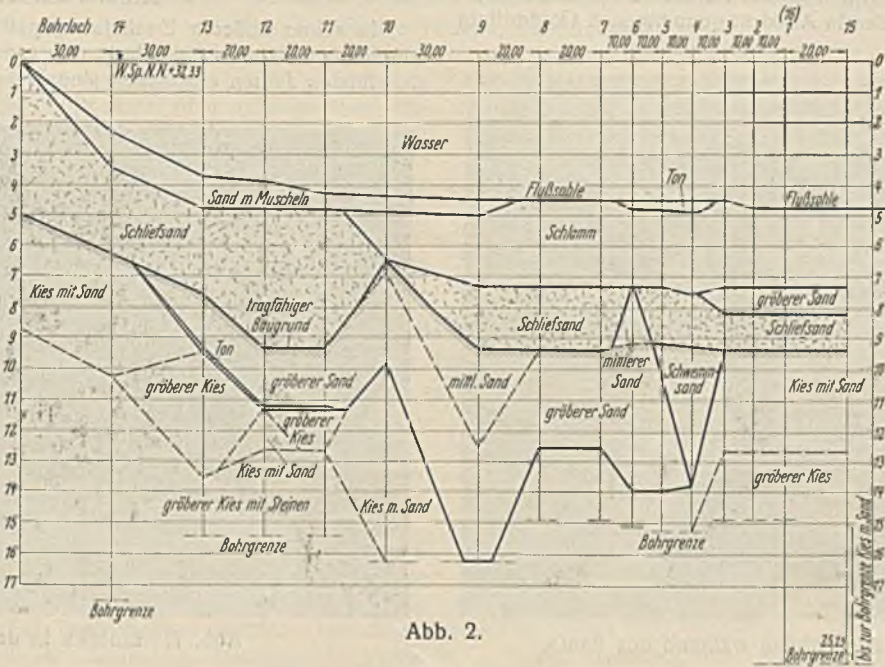


Abb. 2.

auf den trockenen Boden, sondern auf 825 Ramm-pfähle gesetzt, die bei den verhältnismäßig großen Ramm-tiefen fast alle nur bis 1 m über Wasser empor-ragten. Nur in der vierten von den sechs Pfahlreihen im Querschnitt wurde jeder dritte Pfahl so lang gewählt, daß er nach oben durch den gesamten Querschnitt hindurch bis unter die Sitzreihe ragte. Hierdurch wurde ein theoretisch vor-stellbares Verschieben des Oberbaues auf dem Unter-bau in waagrechttem Sinne praktisch ausgeschlossen und ein gegenseitiges Durchdringen beider Bau-teile erreicht. Über die sonstigen Verhältnisse des Bauwerkes geben Abb. 3 u. 4 im Querschnitt, Längs-schnitt und Grundriß Auf-klärung. Auf textliche An-gabe von Einzelheiten kann hier verzichtet werden. Erwähnt mag noch werden, daß die 825 Ramm-pfähle unter Wasser mit eisernen Andreaskreuzen fast in jedem zweiten Felde und in der Längs- und Querrichtung verspannt wurden, um einen vollständig steifen Unterbau zu erzielen.

Bei der Verbindung der Hölzer untereinander wurde in weitestem Umfange mit gutem Erfolg von den von der Firma Christoph & Unmack AG, Niesky, eingeführten bekannten Teller- und Ringdübeln Gebrauch gemacht.

Erwähnt werden muß noch, daß für die 6000 Men-schen, die als Zuschauer die Tribüne benutzen sol-len, Auslauf- und Be-wegungsmöglichkeit ge-schaffen werden mußte, sowie daß Räume für Gastwirtschaftsbetrieb, für Unterkunft von Polizei, Sanitätspersonal und Feuer-wehr bereit gehalten werden mußten, daß ferner für Verbandsräume und Abort-anlagen zu sorgen war; auch sollten Räume für den Vertrieb von olympi-schen und einfachen Post-wertzeichen, für Telephon-zellen und für fliegende Händler bereit gehalten werden.

Allen diesen Aufgaben konnte im wesentlichen dadurch entsprochen werden, daß der dreieckige Querschnitt unter den aufsteigenden Sitz-bankreihen als Wandelgang ausgebaut wurde, der also entsprechend der Tribünenlänge 223 m lang wurde, und dadurch, daß die gewünschten Räume sämtlich neben diesem Wandelgang mit Zugang von diesem unter den Sitzreihen hergestellt wurden.

Ergänzt wurde die Anlage durch zwölf Lautsprecher auf der Vorder-seite und durch 54 Fahnenmasten auf der Rückseite der Tribüne sowie

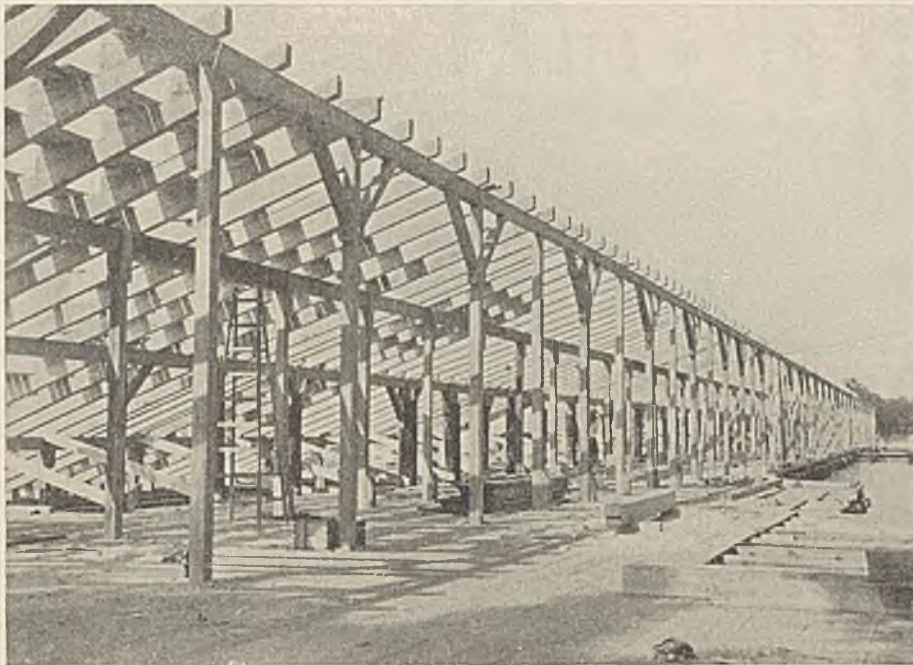


Abb. 8. Tribüne von der Rückseite während des Baues.

einem vorn liegenden Laufgang. Von diesem Laufgang führten dann neun Treppen zu den 17 hinter- und übereinander liegenden Sitzreihen.

Abb. 5 bis 9 vermitteln noch anschauliche Einblicke in und auf die Tribüne während des Baues und nach ihrer Fertigstellung. Bevor die Tribüne ihrer Bestimmung zugeführt wurde, wurde noch erst ihr ganzer Unterbau einer sorgfältigen Untersuchung auf einwandfreie Beschaffenheit durch zwei Taucher unterzogen.



Abb. 9. Fertige Tribüne, Vorderansicht.

stoph & Unmack AG, Niesky O.-L., eingereichte Vorschlag als der bau-würdigste, und es wurde daher dieser Firma der Zuschlag erteilt. Sie hat trotz großer Schwierigkeiten bei der Beschaffung der Hölzer und trotz kürzester Baufristen das Bauwerk rechtzeitig und in tadelloser Ausführung errichtet.

Die Bauleitung lag in Händen des Verfassers, dem die Bauassessoren Flehr und Drechsler vom Preußischen Wasserbauamt Köpenick tat-kräftig zur Seite standen.

ferner durch die Verlegung einer Feuerwehrschauch-leitung in der ganzen Länge der Tribüne. Daß außer-dem in den Olympischen Tagen Feuerlöschboote zur Stelle waren, ist selbst-verständlich.

Platzeinteilung.

Bei der Aufteilung des Tribü-nengrundrisses zur Platzverteilung für die Zu-schauer war streng nach den maßgebenden theater-pollizellischen Vorschriften zu verfahren. Die Lösung ergab sich derart, daß die Tribüne in ihrer ganzen Länge in neun gleiche Blocks aufgeteilt wurde, die ihrerseits jedesmal in der Mitte einen Zugang von dem vorher genannten hinteren Wandelgang er-hielten. Diese Zugänge leiteten zunächst von dem hinteren Wandelgang zu

einem vorn liegenden Laufgang. Von diesem Laufgang führten dann neun Treppen zu den 17 hinter- und übereinander liegenden Sitzreihen.

Abb. 5 bis 9 vermitteln noch anschauliche Einblicke in und auf die Tribüne während des Baues und nach ihrer Fertigstellung. Bevor die Tribüne ihrer Bestimmung zugeführt wurde, wurde noch erst ihr ganzer Unterbau einer sorgfältigen Untersuchung auf einwandfreie Beschaffenheit durch zwei Taucher unterzogen.

Vergebung und Durch-führung des Baues.

Die Entwurfsbearbei-tung ging in der Weise vor sich, daß vom Ver-fasser ein Programm aus-gearbeitet wurde, in dem alle bereits bekannten An-forderungen, die an das Bauwerk zu stellen waren, zusammengefaßt waren und unter Befügung einer Prinzipskizze von fünf grö-ßeren Tiefbaufirmen mit Sondererfahrung im Holz-bau Anschläge mit etwas näher durchgearbeiteten Entwürfen eingefordert wurden.

In Ansehung aller Um-stände erschien hierbei der von der Firma Chri-

Alle Rechte vorbehalten.

Mittellandkanal und Elbe.

Von Elbstrombaudirektor Dr.-Ing. Walter Petzel, Magdeburg.

(Schluß aus Heft 20.)

Das Ziel des Niedrigwasserregelungsentwurfs bleibt oberhalb der Saalemündung eine Mindesttiefe von 1,10 m, unterhalb von 1,25 m, zu-nehmend bis auf 1,40 m an der Flutgrenze oberhalb Hamburg unter einem Wasserstande, der dem bisher beobachteten geringsten Abfluß entspricht (Abb. 12, Strombett der Elbe).

Neben der baulichen Veränderung des Strombettes ist für Niedrig-wasserzeiten eine Erhöhung des Wasserspiegels durch Zuschußwasser aus Speicherbecken vorgesehen. In der oberen Saale werden zwei Talsperren von insgesamt rd. 400 Mill. m³ Fassungsvermögen errichtet, von denen die am „Kleinen Bleiloch“ bereits im Jahre 1932 fertiggestellt wurde.

Der Bau der zweiten Sperre bei Hohenwarte oberhalb Saalfeld wird etwa 1940 vollendet sein²⁾. Aus dem Wasserschatz der beiden Sperren soll ein Zuschuß bis zu 60 m³/sek für die Elbe unterhalb Barby geliefert werden. Hierdurch kann das Niedrigwasser nach Durchführung der Strom-regelung um etwa 0,45 m aufgehöhht werden. Diese Erhöhung nimmt infolge zunehmender Breite des Stroms bis zur Flutgrenze allmählich auf 0,30 m ab.

Nach Niedrigwasserregelung und Vollendung der Speicherbecken in der Saale soll somit unterhalb Barby jederzeit eine Mindesttiefe von

²⁾ Vgl. Bautechn. 1936, Heft 44, S. 657; Heft 55, S. 804.

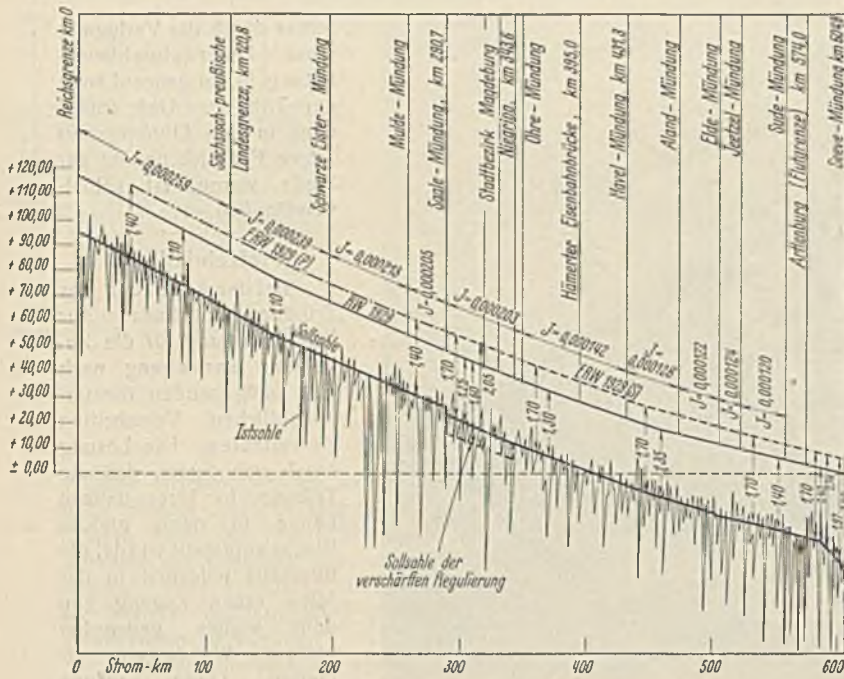


Abb. 12. Längsschnitt der Elbe.

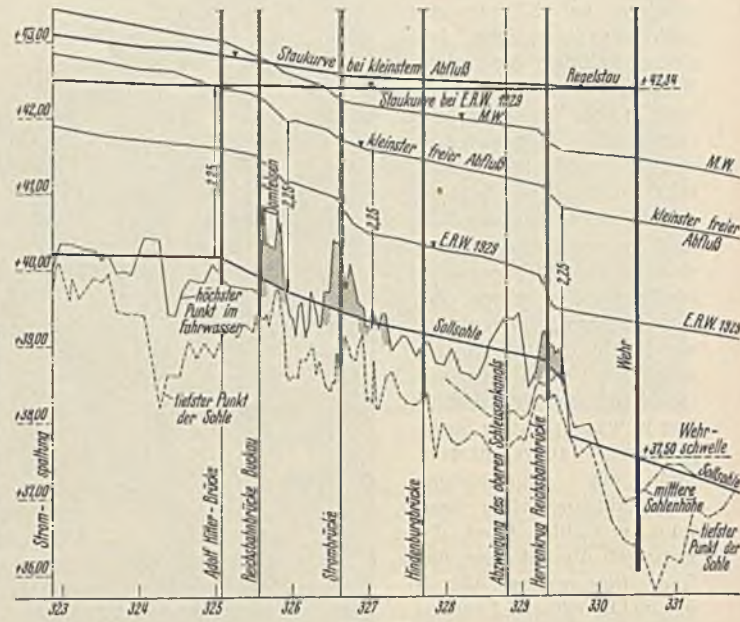


Abb. 15. Längsschnitt durch die zu stauende Stromelbe bei Magdeburg.

1,70 m vorhanden sein, die dem Regelschiff auch bei Niedrigwasser den Verkehr mit $\frac{3}{4}$ Ladung gestattet.

Oberhalb der Saalemündung ist ein weiträumiges, unmittelbar neben dem Strom bei Pirna liegendes Speicherbecken von rd. 130 Mill. m³



Abb. 13. Der Dammfelsen bei Magdeburg.

Nutzhalt geplant. In dieses soll bei höheren Elbewasserständen das Wasser eingepumpt, bei Niedrigwasserzeiten wieder daraus abgelassen werden. Durch diesen Zuschuß kann die Mindestfahrwassertiefe oberhalb der Saalemündung von 1,10 auf 1,40 m vergrößert werden.

Eine besonders schwierige Strecke des Elbefahrwassers bildet die Stromelbe bei Magdeburg (Abb. 13). Hier ziehen drei Felsbänke durch das Strombett: am Dammfelsen, an der Strombrücke und an der Herrenkrug-Reichsbahnbrücke. Diese drei Stellen weisen bei Niedrigwasser sehr starke Gefälle auf, so daß das Wasser kaskadenartig hindurchströmt. Die großen Geschwindigkeiten und die geringen Wassertiefen bilden eine ständige Gefahr für die Schifffahrt, die durch die enge Pfeilerstellung an der Magdeburger Strombrücke noch vergrößert wird. Auf dieser Stromstrecke ist mit den Maßnahmen der einfachen Regelung nicht auszukommen. Der frühere Entwurf der Elbstrombauverwaltung, die Felsstrecke durch einen östlich von Magdeburg anzulegenden Umgehungskanal zu überwinden, wurde nach eingehenden Untersuchungen zugunsten eines neuen Plans aufgegeben, der einen Aufstau des Elbewassers zu Niedrigwasserzeiten vorsieht (Abb. 14). Dadurch bleiben Stromelbe und zahlreiche Anlegestellen im Stadtgebiet von Magdeburg auch bei Niedrigwasser erhalten.

Rd. 1200 m unterhalb der Herrenkrug-Reichsbahnbrücke wird ein bewegliches Wehr errichtet (s. Abb. 15). Durch dieses wird der Strom um 3,20 m aufgestaut, so daß eine ausreichende Fahrtiefe in der ganzen Felsstrecke bis oberhalb der Rothehornspitze gesichert ist. Nach dem Durchschnitt der letzten 15 Jahre wird das Wehr nur an etwa 156 Tagen im Jahre gestellt werden müssen. Während der übrigen Zeit geht die Schifffahrt über das niedergelegte Wehr.

Ist das Wehr geschlossen, so muß die Schifffahrt durch einen Schleusenkanal auf dem linken Elbevorland geleitet werden. Hier wird eine Doppelschleppzugschleuse von 325 m Nutzlänge, 25 m Lichtweite und 4 m Drempeltiefe errichtet. Die Betriebsanlagen werden imstande sein, den größten Elbeverkehr einschließlich des Zuwachses durch den Mittellandkanal glatt zu bewältigen.

Diese örtliche Kanalisierung im Stadtgebiet Magdeburg soll bis 1941 durchgeführt werden. In ungefähr derselben Zeit werden die ungünstigen Stellen des gesamten deutschen Elbelaufs wesentlich verbessert sein. Auf der ganzen rd. 600 km langen deutschen Stromstrecke sind bereits jetzt rd. 200 km nach den Leitsätzen des Niedrigwasserregelungsentwurfs ausgebaut.

Südflügel des Mittellandkanals.

Einen wichtigen Bestandteil des Gesamtplans des Mittellandkanals bildet der durch Staatsvertrag von 1926 zwischen Reich und Ländern vereinbarte Bau des sog. Südflügels (Abb. 16). Er besteht aus dem von Leipzig nach Creypau an der Saale oberhalb Merseburg führenden Elster-Saale-Kanal, aus der kanalisierten Saale abwärts Merseburg und aus dem vertieften Elbefahrwasser von der Saalemündung bis Niegripp. Die Gesamtlänge des Südflügels von Leipzig bis Magdeburg beträgt rd. 168 km.

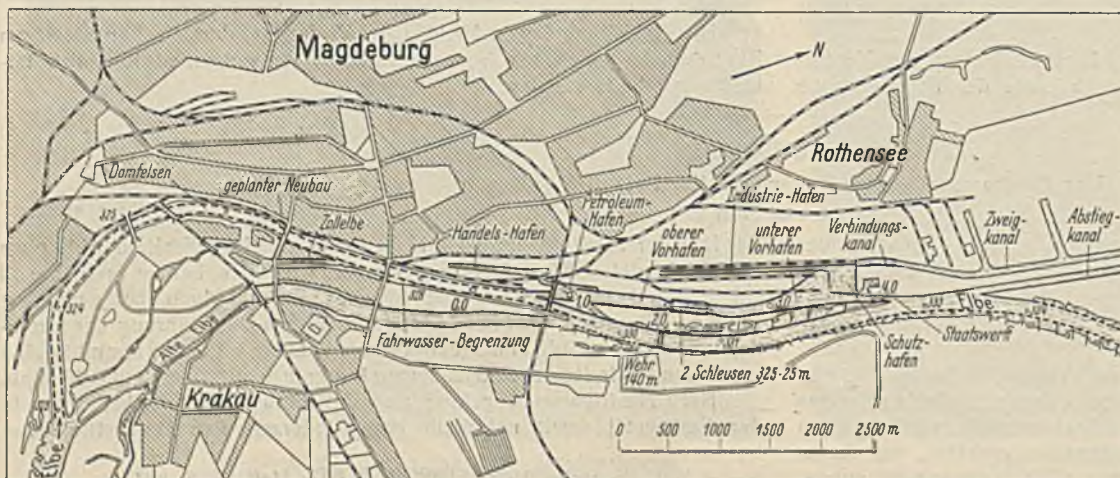


Abb. 14. Geplante Staustufe bei Magdeburg.



Abb. 16. Übersichtsplan des Südflügels.

Über den Bau des Elster-Saale-Kanals sowie über die Kanalisierung der unteren Saale hat die „Bautechnik“ in dem Aufsätze von Jordan u. Gerstenberger³⁾ bereits ausführlich berichtet; es genügen deshalb hier des Zusammenhanges halber nur einige kurze Angaben.

Der ganze Südflügel wird, ebenso wie der Hauptkanal, für 1000-t-Schiffe hergerichtet. An Stelle der auf der Saale vorhandenen veralteten kleinen Schleusen werden neuzeitliche Schleusen erbaut (Abb. 17). Sie erhalten eine vom Mittelland-Hauptkanal abweichende Form. Ihre Nutzlänge



Abb. 18. Durchstich an der Saalemündung beim Saathorn und Bau des Trennungsdammes am oberen Ende des Durchstiches.

Von den Arbeiten am Südflügel ist bereits ein großer Teil ausgeführt, und zwar zahlreiche Durchstiche an der Saale, die beiden Schleusen bei Bernburg und Rothenburg und der Umbau einiger Brücken (Abb. 20).

Die Leistungsfähigkeit des Mittellandkanals.

Der Querschnitt des Mittellandkanals und des Elster-Saale-Kanals ist für das 1000-t-Schiff berechnet (Abb. 21 u. 22). Der Bauentwurf sieht zwei Größtabmessungen der zulässigen Schiffsformen vor, nämlich: ein Kanalschiff von höchstens 80 m Länge, 9 m Breite und 2 m Tiefgang



Abb. 20. Brücke der SA über die Saale in Bernburg.

beträgt 105 m, in den Durchfahrthauptern sind sie 12 m breit, haben aber eine Kammerbreite von 20 m, so daß entweder ein 1000-t-Schiff mit einem Schlepper oder zwei 600-t-Schiffe mit einem Schlepper oder drei Saaleschiffe der bisher üblichen Größe von 400 t gleichzeitig geschleust werden können. Die Drempeltiefe beträgt 3 m unter niedrigstem Ausbaustand.

Die teilweise sehr starken Krümmungen der Saale werden abgeflacht oder durch Durchstiche ersetzt (Abb. 18). Dadurch tritt eine Verkürzung des Saalelaufs um rd. 27 km ein. Das Gefälle von 37 m wird durch neun Schleusen an Stelle der bisherigen zwölf überwunden. Der Aufstieg zu der um rd. 22 m über dem Saalewasserspiegel liegenden Haltung des Elster-Saale-Kanals geschieht durch eine zweistufige Schleusentreppe mit Sparbecken und Pumpwerk bei Wüsteneutzsch. Diese Schleusen erhalten je 85 m Länge, 12 m Breite und 3 m Drempeltiefe (Abb. 19).

³⁾ Bautechn. 1936, Heft 36, S. 524 ff.

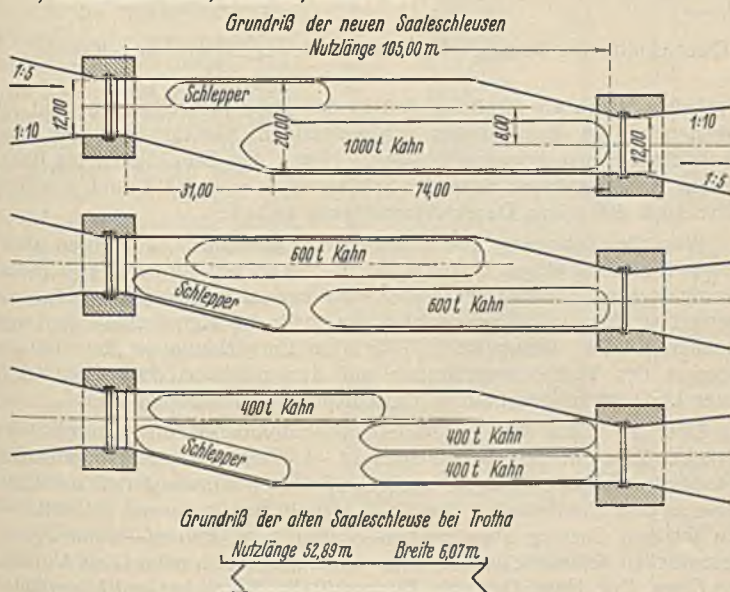


Abb. 17. Grundriß der neuen Saaleschleusen und einer alten Schleuse.

und ein Flußschiff von höchstens 80 m Länge, 10,5 m Breite und 1,6 m Tiefgang. Der Querschnitt des Kanals östlich Peine hat eine Sohlenbreite von 19 m, eine Wassertiefe von i. M. 3,25 m, die sich auf Dammstrecken auf 4 m vergrößert, und eine Spiegelbreite im Einschnitt je nach Bodenart von 37 bis 39 m und in Dammstrecken von 41 m. In der Ebene des Schiffsbodens finden die beiden genannten Kähne auch beim Begegnen einen Abstand von 3 m voneinander und von der Uferböschung vor. Der Kanalquerschnitt mißt im Einschnitt rd. 90 m², in den Dammstrecken 107 bis 114 m². Das Verhältnis zwischen eingetauchtem Schiffsquerschnitt und Kanalquerschnitt ist 1 : 5,1 bis 1 : 6,8, für den Betrieb also äußerst günstig. Etwas ungünstiger ist der Kanalquerschnitt auf der Strecke von Bergeshövede bis Hannover auch nach ihrem Umbau. Hier beträgt die Sohlenbreite 16 m, die Spiegelbreite 33 m, die Tiefe i. M. 3,25 m, der Abstand der Kimme der sich begegnenden Kähne von der Böschung daher nur rd. 1 m bzw. 1,5 m, das Verhältnis zwischen eingetauchtem Kahn- und Kanalquerschnitt 1 : 4,5 (vgl. hierzu Abb. 21, in der verschiedene Kanal-

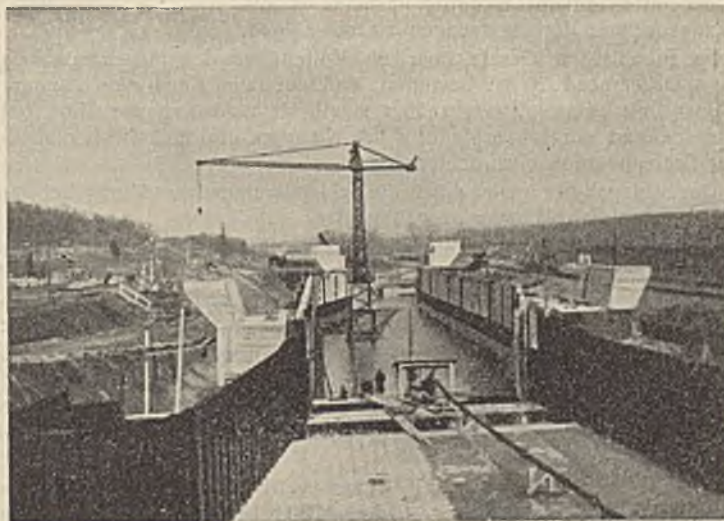


Abb. 19. Schleuse Rothenburg. Blick vom oberen Vorhafen in die Schleusenammer.

querschnitte wiedergegeben sind). Bei der Beurteilung der Leistungsfähigkeit der Kanalquerschnitte ist zu beachten, daß bei Windstau ein zeitweiliges Absinken des Wasserspiegels um rd. 0,35 m eintreten kann.

Die Schleusen Allerbüttel-Sülfeld sind wie die Hindenburgschleuse imstande, Schlepplzüge aus Schlepper und zwei Kähnen von je 1000 t Tragfähigkeit oder drei Kähnen von 600 t Tragfähigkeit aufzunehmen. Ihre Leistungsfähigkeit ist bei 16stündigem Tagesbetrieb zu 12 Mill. Gütertonnen jährlich, bei 24stündigem Betrieb zu 18 Mill. t ermittelt.

Die Leistungsfähigkeit des Doppelhebewerks bei Hohenwarthe entspricht derjenigen der Schleusen bei Allerbüttel und Anderten.

Für das einschiffige Schwimmerhebewerk bei Rothensee ist eine Leistungsfähigkeit von rd. 6 Mill. t bei einer Verkehrsrichtung und 24stündigem Betrieb und zu 4,6 Mill. t bei voller Ladung aus West und 1/5 Ladung nach West bei 16stündigem Betrieb errechnet.

Die Leistung der Schleuse Niegripp beträgt rd. 6,7 Mill. t bei einer Verkehrsrichtung und 16stündigem Betrieb.

Nach Verkehrsermittlungen der Wasserstraßendirektion Hannover aus dem Jahre 1932 ist an der Kreuzung des Kanals mit der Elbe mit folgenden Zahlen gerechnet worden:

Gesamtverkehr westlich Rothensee: 12,4 Mill. t, davon 9,4 Mill. t nach Osten und 3 Mill. t nach Westen. Durch das Hebewerk Rothensee gehen nach Magdeburg und zur oberen Elbe rd. 3,3 Mill. t, von der oberen Elbe rd. 1,1 Mill. t. Über die Kanalbrücke gehen 6,1 Mill. t nach Osten und 1,9 Mill. t nach Westen. Östlich der Elbverbindung Niegripp gehen 3,1 Mill. t nach Osten, d. h. zu den Märkischen Wasserstraßen, und 1,8 Mill. t nach Westen. Durch die Schleuse Niegripp gehen 3,2 Mill. t zur Elbe, und 0,29 Mill. t kommen von der Elbe in den Ihle-Plauer Kanal.

Für den Südflügel wurde in der genannten Ausarbeitung ein Gesamtverkehr von rd. 3,5 Mill. t ermittelt. Neuere Überlegungen ergeben etwa 2 Mill. t unterhalb Halle und etwa 600 000 bis 800 000 t bei Leipzig. Die Leistungsfähigkeit der neuen Saaleschleusen beträgt über 4 Mill. Gütertonnen bei 24-Stunden-Betrieb.

Ob und wann die an sich sehr vorsichtig, aber unter ganz anderen Voraussetzungen ermittelten und daher heute nicht mehr zutreffenden Verkehrszahlen erreicht werden, kann niemand sagen. Aus den vorher genannten Leistungszahlen erhellt jedenfalls, daß der Mittellandkanal technisch imstande ist, die ihm zgedachten Verkehrsmengen zu bewältigen.

Im Preußischen Gesetz über die Vollendung des Mittellandkanals vom 4. Dezember 1920 ist bestimmt, daß auf dem Kanal von Misburg bis Burg mit seinen Zweigkanälen sowie dem Abstieg zur Elbe bei Rothensee und der Elbverbindung bei Niegripp ein einheitlicher staatlicher Schlepplbetrieb einzurichten ist.

Der Schlepplbetrieb wird durch die Schlepplmonopolverwaltung bei der Wasserbaudirektion Münster ausgeübt.

Maßgebend für Größe und Form aller den Kanal befahrenden Schiffe muß der Kanalquerschnitt der Strecke Bergeshövede—Misburg mit 81,5 m² Flächeninhalt nach Anspannung des Wasserspiegels bleiben. Von den im Kanalgebiet vorhandenen Schiffsarten kommen folgende in Betracht:

1. das Rhein-Herne-Kanal-Schiff von 78 m Länge, 9,47 m Breite, 2,5 bis 2,7 m Tiefgang, Ladung 1350 t bei 2,5 m Tiefgang und 1020 t bei 2 m Tiefgang. Dieses Schiff wird wegen der geringen Ausnutzung seiner Ladefähigkeit bei dem zulässigen Höchsttieftgang von 2 m den Mittellandkanal kaum befahren können;

2. das bisherige Dortmund-Ems-Kanal-Schiff von 67 m Länge, 8,2 m Breite, 2,30 bis 2,40 m Tiefgang, Ladung 750 t bei 2 m Tiefgang. Auch für dieses Schiff gilt — wenn auch abgeschwächt — das zu 1. Gesagte;

Querschnitte des Mittellandkanals

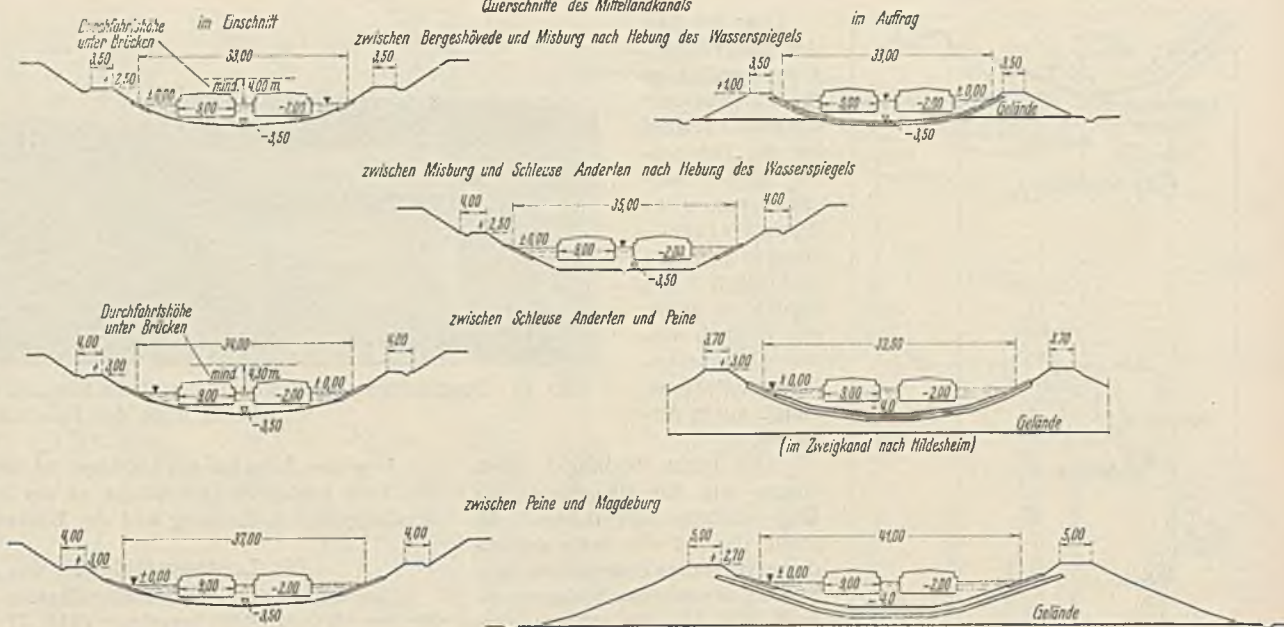


Abb. 21. Querschnitte des Mittellandkanals.

3. die geeigneten Weserschiffe von rd. 60,5 m Länge, bis 8,8 m Breite, 1,6 m Tiefgang, etwa 650 t Tragfähigkeit. Bei Vergrößerung ihrer Länge auf rd. 67 m, ihrer Breite auf 9 m und ihres Tiefgangs auf 2 m würden sie eine Tragfähigkeit von 900 t erlangen;

4. die geeigneten Elbeschiffe von im allgemeinen 67 m Länge, 8 bis 8,2 m Breite und 1,9 m Tiefgang. Dazu kommen rd. 330 Kähne von größeren Abmessungen.

Auf der Saale fährt heute der Saale-Maßkahn, der bei 51 m Länge, 6 m Breite und 1,9 bis 2 m Tiefgang rd. 400 t Tragfähigkeit aufweist.

Angesichts dieser verschiedenen Schiffsarten ist es unmöglich, von einem zukünftigen Regelschiff des Mittellandkanals zu sprechen. Es ist

Querschnitte des Elster-Saale-Kanals

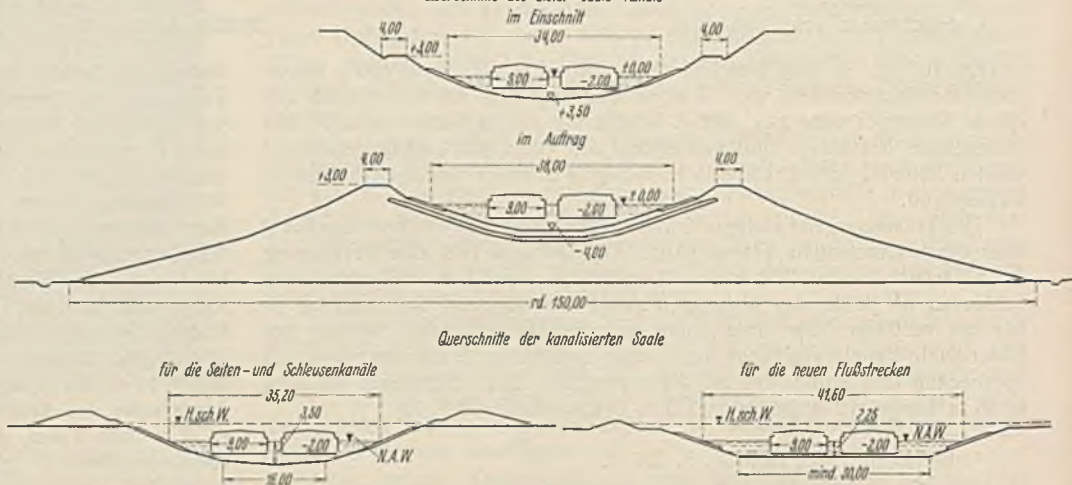


Abb. 22. Querschnitte der kanalisiertierten Saale und des Elster-Saale-Kanals.

aber nicht daran zu zweifeln, daß es den Schifffahrttreibenden bald gelingen wird, im Rahmen der größtzulässigen Abmessungen das wirtschaftlichste Fahrzeug herauszubilden. Neben den Großkähnen bis 1000 t werden aber bestimmt kleinere Schiffsgrößen von 600 t und streckenweise auch 400 t ihre Daseinsberechtigung behalten.

Was die Zulassung von Selbstfahrern anbelangt, so werden diese meines Erachtens wegen ihrer großen Beweglichkeit für den Verkehr von Stromgebiet zu Stromgebiet später eine bedeutsame Rolle spielen. Inwieweit sie für die Linienschifffahrt innerhalb des Kanalgebiets in Frage kommen, bleibe dahingestellt. Für ihre Entwicklung werden bei der Eigenart der Verkehrsverhältnisse auf den nordwestlichen Kanälen in erster Linie verkehrstechnische Gesichtspunkte maßgebend sein.

Über die Größe des dem Mittellandkanal voraussichtlich zufließenden Verkehrs kann zur Zeit — wie erwähnt — keine auch nur einigermaßen zuverlässige Angabe gemacht werden. Selbst wenn der Anteil der Ruhrkohle an dem Kohlenbedarf Berlins — etwa 1/4 von insgesamt 4,2 Mill. t — den jetzigen Seeweg über Emden—Stettin bzw. Emden—Hamburg im wesentlichen behält, ist damit zu rechnen, daß sich neben dem Versand von Eisen, Erz, Holz, Getreide, Düngemitteln, Rohzucker und Mineralölen

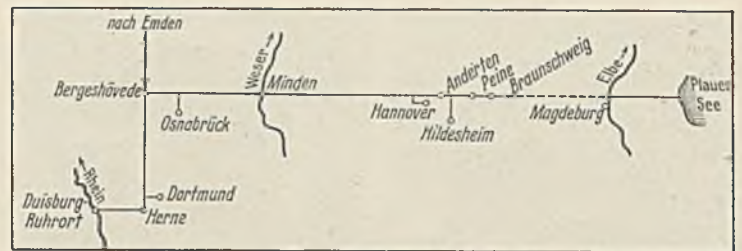
ein großer neuer Verkehr bildet. Denn im Schoße der deutschen Erde schlummern, wie der Herr Reichs- und Preußische Verkehrsminister kürzlich ausführte, noch viele Rohstoffe, die nur deshalb nicht zur wirtschaftlichen Ausbeute herangezogen werden, weil ihre Gewinnungs- und Förderkosten zu hoch sind. Als Beweis dafür, wie eine neue Wasserstraße den Verkehr anreizt, hat Wasserbaudirektor Karl Müller, Hannover, auf der Tagung der Wasserwirtschaftlichen Gesellschaft in Saalfeld im Juni 1936 folgende Zahlen genannt.

Durch die Schleuse Anderten gingen in Ost- und Westrichtung zusammen:

im Jahre 1932	762 000 t
" " 1933	993 000 t
" " 1934	1 720 000 t
" " 1935	2 140 000 t

Der beste Kenner der deutschen Binnenschifffahrt, der verstorbene Ministerialdirektor Dr. Sympher, hat seinerzeit den Größtverkehr des Dortmund-Ems-Kanals auf 6 bis 6 1/2 Mill. t geschätzt. Tatsächlich werden auf dem Dortmund-Ems-Kanal heute über 9 Mill. t befördert. Für den Verkehr auf dem Rhein-Weser-Kanal wurde von Sympher im Jahre 1905 eine Vorschätzung vorgenommen, die nicht nur eingetreten ist, sondern zeitweilig hoch überschritten wurde, ohne daß der Reichsbahn durch diese Wasserfrachten Abbruch getan wurde.

Bei allen hier in Rede stehenden Wasserstraßen und Häfen ist nach kurzem Rückgang von 1931 bis 1933 in den letzten Jahren wieder ein teilweise starker Anstieg des Verkehrs festzustellen. (Siehe Tafel Verkehrsstatistik des Mittellandkanals [mit Abb. 23]). Daß die große Quer-Verbindung der deutschen Ströme den Güteraustausch zwischen Ost und West kräftig beleben und der Binnenschifffahrt neue Entfaltungsmöglichkeiten bieten wird, ist unbestritten. Die planvolle Verkehrspolitik des nationalsozialistischen Reichs wird ungesunden Wettbewerb zwischen Reichsbahn, Kraftwagen und Binnenschifffahrt hintanhaltend und das gerechte und zweckdienliche Nebeneinander aller Verkehrsmittel sichern zum Besten der gesamten deutschen Wirtschaft.



(A) Verkehr in den Häfen

		1929	1931	1935			1929	1931	1935
Duisburg-Ruhrort	Vom Rhein zum Rhein-Herne-Kan.	3909	2620	4314	Hildesheim	Ankunft	121	179	138
	Vom Rhein-Herne-Kanal zum Rhein	9705	9416	9873		Abgang	271	244	266
	Gesamtverkehr	13 614	12 036	14 187		Gesamtverkehr	392	423	404
Dortmund	Ankunft	3138	1470	3032	Peine	Ankunft	—	228	611
	Abgang	1203	1053	877		Abgang	—	16	630
	Gesamtverkehr	4341	2523	3909		Gesamtverkehr	—	244	1241
Osnabrück	Ankunft	317	123	311	Braunschweig	Ankunft	—	59	139
	Abgang	3	4	20		Abgang	—	149	147
	Gesamtverkehr	320	127	331		Gesamtverkehr	—	247	286
Hannover	Ankunft	302	238	449	Magdeburg (Elbeverkehr)	Ankunft	734	638	832
	Abgang	143	115	140		Abgang	513	597	504
	Gesamtverkehr	446	353	589		Gesamtverkehr	1247	1235	1336

(B) Verkehr durch die Schleusen

		1929	1931	1935			1929	1931	1935
Münster	zu Berg	2588	1446	3816	Minden	zu Berg	348	316	506
	zu Tal	3312	3255	5327		zu Tal	785	946	837
	Gesamtverkehr	5900	4701	9143		Gesamtverkehr	1133	1261	1343
Herbrum	zu Berg	2328	982	2681	Anderten	zu Berg	141	428	1004
	zu Tal	2080	1820	3044		zu Tal	357	354	1136
	Gesamtverkehr	4408	2802	5725		Gesamtverkehr	498	782	2140

Abb. 23. Verkehrsstatistik des Mittellandkanals.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Brücke über den Strelasund.

Von Reichsbahnbauassessor Brückner, Stralsund.

(Fortsetzung aus Heft 20.)

4. Pfeiler 8 und 9.

Für die Gründung der Pfeiler 8 und 9 war eine Arbeit unter Druckluft nicht ratsam, da nach den Bohrergebnissen möglicherweise mit dem Anstehen des festen Baugrundes erst in einer Tiefe zu rechnen war, in der eine Druckluftgründung wegen der verkürzten Arbeitszeit unwirtschaftlich gewesen wäre. Es wurde deshalb eine Gründungsart gewählt, die sich im Ziegelgraben gut bewährt hatte, nämlich auf Contractorbeton zwischen Spundwänden über einem tiefliegenden Pfahlrost (Abb. 11). Bei dieser Wahl sprach auch der Umstand mit, daß von den anderen Gründungen her noch eine größere Anzahl Pfahlreste (Stahlrohre, wie bereits beschrieben) vorhanden war, die nach Zusammenschweißen wieder verwertet werden sollten. Da sich die Schrägpfähle nicht mit der Jungfer rammen ließen, kamen sie in Längen von etwa 28 m unter die Rammen, während die senkrechten Pfähle zum größten Teil mit der Jungfer gerammt werden konnten. Weil ferner auch für die Herstellung des Unterwasserbetons eine gewisse Tragfähigkeit des Bodens erforderlich ist (der Beton wühlt sich sonst unter dem Trichterrohr in den Boden ein) und die gesamte für die Aufnahme der Pfähle erforderliche Verbreiterung des Pfeilers unter der Sohle des Sundes liegen mußte, ergab sich für den Unterwasserbeton die ungewöhnliche Tiefe von 15,4 m unter Wasser. Um den Pfeilerfuß möglichst schmal halten zu können, wurden die Pfähle

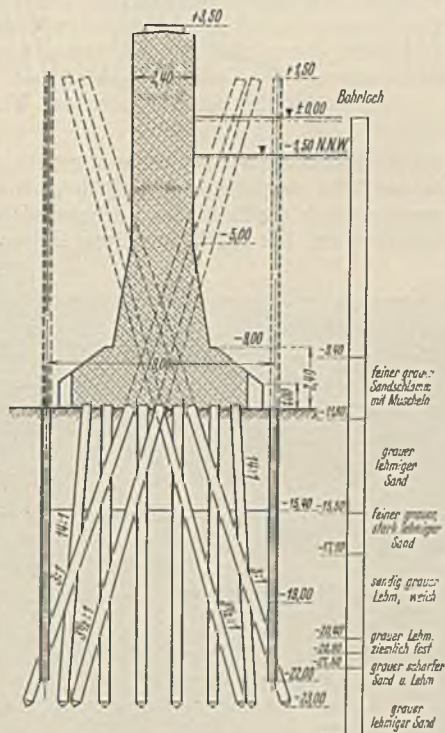


Abb. 11. Querschnitt durch den Pfeiler 9.

bis zu 75 t zur Lastübertragung herangezogen. Damit ein möglichst großer Teil des Baugrundes mitwirkt, wurden mehr Schrägpfähle angeordnet, als für die Seitenkräfte erforderlich waren. Diese Schrägpfähle stellen eine Art Verbreiterung des Pfeilers im Boden vor. Die große Belastung von 75 t wurde den Pfählen auf Grund von Probelastungen bei Widerlager B zugemutet. Die dort an einem 26 m langen Pfahl durchgeführte Probelastung wurde stufenweise zunächst bis zu einer sechsständigen Dauerlast von 90 t durchgeführt. Dabei zeigt sich eine Einsenkung von 4,65 mm und nach Entlastung auf 0 eine bleibende Einsenkung von 0,1 mm. Dann wurde wieder stufenweise belastet auf 120 t mit einer Einsenkung von 6,9 mm; nach Entlastung auf 0 betrug die bleibende Einsenkung nur 0,6 mm. Eine höhere Belastung, die die Tragfähigkeit des Pfahles überschritt, konnte leider nicht durchgeführt werden.

Bei der Bemessung des Pfeilerfußes wurde als ungünstigste Wirkung angenommen, daß die Last nicht unmittelbar auf die Pfahlköpfe, sondern durch den Unterwasserbeton auf den Pfahlmantel übertragen wird, wobei in der Fuge zwischen dem Pfeilerfuß und dem Unterwasserbeton eine über die ganze Fläche sich verteilende Pressung entsteht, die als biegende Kraft auf den Pfeilerfuß wirkt.

Die ersten 23 Pfähle (in der Hauptsache Schrägpfähle) wurden von der Schwimmmatte durch rd. 15 m Boden gerammt. Dann wurde die Spundwand (Larsen-Profil V, 23,5 m lang) gerammt. Über den Schrägpfählen, die entwerfgemäß die Ebene der Spundwände des Spundwandkastens durchdringen, wurden an im ganzen sechs Stellen 1,22 m breite Schlitze von 3 m Höhe durch Verwendung kürzerer Bohlen gelassen. Nach Rammen der Wand wurde der Boden bis -15,4 m ausgehoben. Darauf wurden die übrigen Pfähle zum größten Teil mit der Jungfer vom Rammergerüst auf dem Spundwandkasten durch etwa 7 m Boden gerammt. Die 23 m langen Pfähle wurden vor Beginn des Rammens der Spundwand innen abgeleuchtet und als wasserdicht und gerade befunden. Die restlichen langen Pfähle, in die bei Hochwasser Wasser eingedrungen war, wurden auf Sandeinbrüche abgepeilt.

Da die Spundwand außen durch den Wasserdruck von 11,40 m bei MW und 12,40 m bei HW auch durch Wellenschlag und Schiffstöße stark beansprucht wurde, war eine besonders kräftige Aussteifung am Platze. Die statische Untersuchung ergab, daß diese Aussteifung für den endgültigen Zustand (leergepumpte Baugrube) etwa 5,00 m unter MW liegen mußte. Da durch stufenweises Absenken und Umsteifen auf Grund einer statischen Überlegung ein oftmaliges und gefährliches Umsteifen erforder-

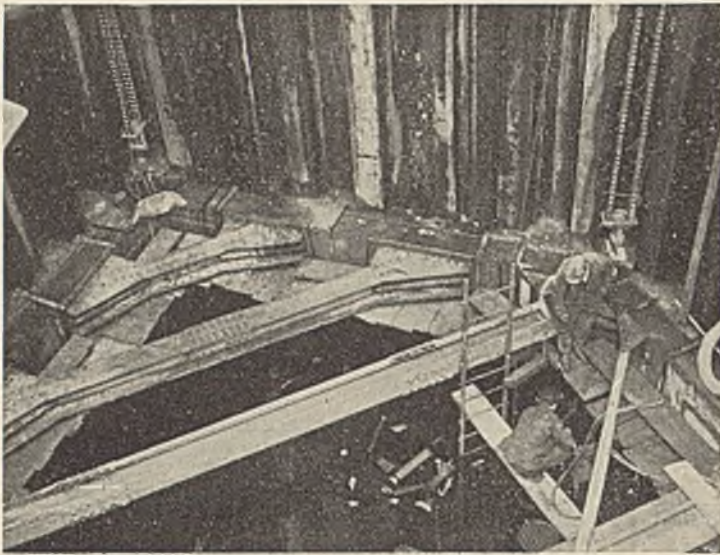


Abb. 12. Ecke der Baugrubenaussteifung bei Pfeiler 9.

lich gewesen wäre, um die Hauptaussteifung im Trockenem einbringen zu können, wurde die aus einer schweren Eisenkonstruktion mit Verbänden in den Mittelfeldern bestehende Aussteifung mit Flaschenzügen und unter



Abb. 13. Leergepumpte Baugrube des Pfeilers 9.

Verwendung von Tauchern vor Beginn des Auspumpens auf die Tiefe von 5,00 m unter MW abgelassen. In Abb. 12 ist die rahmenartige Ausbildung der Aussteifung an der Pfeilerspitze zu erkennen, Abb. 13 zeigt den mittleren Teil mit Steifen aus Union-Kastenpfählen. Die Gurtstäbe der Aussteifung wurden als durchlaufende Träger berechnet. Um ein sattes Anliegen des Gurtes an der nicht ganz geraden Spundwand zu erreichen, wurden die Lücken zwischen den Bohlen und dem Aussteifungsgurt durch Unterwasserbeton ausgefüllt. Nach Her-

stellen des Unterwasserbetons der Sohle, der in fünf Abschnitten unter Verwendung von Tafeln aus Spundbohlen als Trennwände ausgeführt wurde, wurde die Baugrube leergepumpt. Einen Blick in die ausgepumpte Baugrube zeigt Abb. 13. Die Pfähle waren wegen des leichteren Einbringens

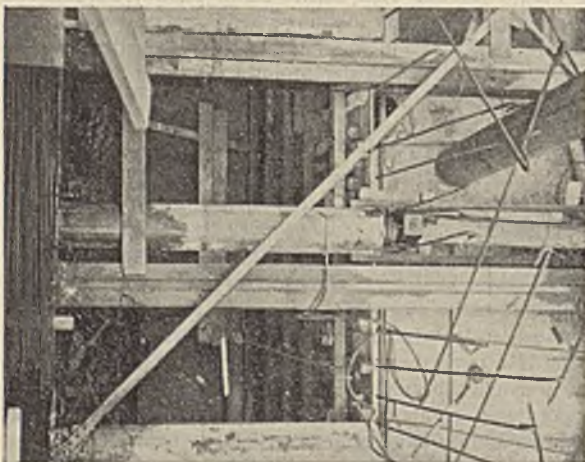


Abb. 14. Umsteifen bei Pfeiler 9.

der Aussteifung schon vor dem Auspumpen durch Taucher unter Wasser abgebrannt worden. Die Herstellung des Pfeilerfußes und das Betonieren des Schaftes bis zur Höhe der Aussteifung ging dann schnell vonstatten. Das dann folgende Umsteifen gegen den Schaft wurde mit ausbetonierten Pfahlrohren als Steifen durchgeführt. Diese Steifen erhielten bis zu 100 t Druck. Um ein sattes Anliegen am Gurt zu erreichen, wurden Bleiplatten zwischen Gurt und Steife eingelegt. Damit die Steifen gleichmäßig zum Tragen kamen, wurden sie vor Hochführen des Betons in den Lücken zwischen den alten Steifen, wie Abb. 14 zeigt, mit Wasserdruckpressen künstlich angespannt und, damit die Spannung erhalten bleibt, eine Eisenkonstruktion, die später einbetoniert wurde, zwischen je zwei gegenüberliegenden Steifen eingeschweißt. Die Auflagerflächen der Rohrsteifen am Pfeilerschaft erhielten eine Spiralbewehrung nach Art der Brückenaullager. Nach dem Umsteifen wurde dann der restliche Pfeilerschaft in der üblichen Art fertigtbetoniert.

Bei dem Leerpumpen der Baugrube des Pfeilers 9 ereignete sich ein bemerkenswerter Zwischenfall. Als das Wasser noch etwa 1 m über der Betonsohle stand, zeigte sich an einer Stelle eine große auf dem Beton liegende Sandeinspülung, die rd. 120 m³ Sand umfaßte. Der beschädigte Pfahl, durch den dieser Boden in die Baugrube eingedrungen war, gehörte zu den Pfählen, deren unteres Ende nach dem Entwurf durch die 1,2 m breiten Schlitzte der Spundwand greifen. Da der Pfahl nach dem Rammen durch Ableuchten als unbeschädigt festgestellt wurde, ist er offensichtlich beim Rammen aus seiner Sollage etwas abgewichen und beim späteren Rammen der Spundwand durch diese beschädigt worden. Bei einem anderen Pfahl an der Pfeilerspitze, der zu den langen senkrechten Pfählen gehörte und durch den ein kleinerer Bodeneinbruch stattfand, ist anzunehmen, daß er durch einen später gerammten benachbarten Schrägpfahl getroffen und beschädigt wurde. Um den Umfang und die Ausdehnung der durch den Sandeinbruch verursachten Bodenlockerung und die unter Umständen eingetretene Verminderung der Tragfähigkeit der Pfähle zu untersuchen, wurde nach Fertigstellung des Pfeilers durch den Pfeilersockel und durch im Pfeilerschaft einbetonierte und bis auf den Unterwasserbeton reichende Rohre der Beton durchbohrt und zunächst die Größe der durch die nachgesackten Sandmassen unter dem Unterwasser-

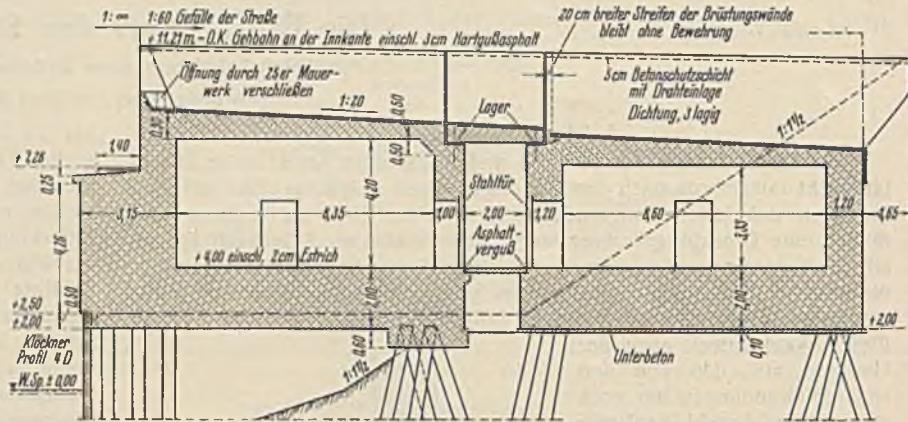


Abb. 15. Schnitt durch das Widerlager B.

beton entstandenen Hohlräume abgepellt. Es zeigte sich, daß der Boden in der Nähe der beschädigten Pfähle bis zu 60 cm gesackt war. Sodann wurden durch die Bohrröhre Bodensondierungen bis unter die Pfahlspitzen vorgetrieben. Die Ergebnisse dieser Belastungsversuche wurden mit denen

verglichen, die sich aus Sondierungen außerhalb des Pfeilers im ungestörten Boden ergaben. Auf Grund dieser Ergebnisse wurden zunächst die Hohlräume unter dem Unterwasserbeton mit Beton und Zementschlänpe unter hohem Druck ausgepreßt und fünf neue Rohrpfähle durch besonders gebohrte Löcher geschlagen. Um diese Pfähle mit Sicherheit in die vorgesehene Tiefe zu bekommen, wurden sie ohne Spitze gerammt. Vor der Durchbohrung der Betonsohle des



Abb. 16. Isolieren der Pfähle unter Widerlager B.

c) Die Montage der einzelnen Überbauten auf einem festen eisernen, auf den Pfeilern gelagerten und durch Kähne versetzbaren Hilfsgerüst liegt mit den Kosten mit b) in gleicher Höhe. Dieses Verfahren bietet für die Montage die gleiche Sicherheit wie die Montage auf festem gerammtem Gerüst, da ein Risiko nur beim Versetzen der Hilfsbrücke entsteht.

d) Es folgte dann mit 84% eine Montage auf einer verschiebbaren eisernen Rüstung. Das Versetzen der Rüstung sollte nach Beendigung der Montage in einer Öffnung durch Verschieben der freien Rüstung in die nächste Öffnung stattfinden.

e) Die letzte untersuchte Möglichkeit, die Montage mittels Vorbaukranes, nähert sich hinsichtlich der Kosten mit 92% schon stark der auf festem Gerüst.

Auf Grund dieser Untersuchung entschied sich die Firma unter Berücksichtigung der Kosten, des Risikos und des erforderlichen Arbeitsfortschrittes zum Zusammenbau auf umschwimmbaren Montagebrücken (c).

Für die Montage der geschweißten Brücken ergab sich abweichend von der für genietete die Forderung, möglichst wenig Baustellenstöße zu schweißen, also möglichst große Stücke auf der Baustelle anzuliefern. Da außerdem Doernen schon bei der Ziegelgrabenbrücke Erfahrungen mit dem Antransport und der Montage 78 t schwerer Hauptträger gesammelt hatte und auch das verwendete Kranschiff noch zur Verfügung hatte, entschied er sich für den bereits im Ziegelgraben angewendeten Montagevorgang des Einschimmens ganzer Hauptträger und Einbaus der Querträger und Fahrbahn von den Hauptträgern aus, eine Montageart, die der von Gollnow

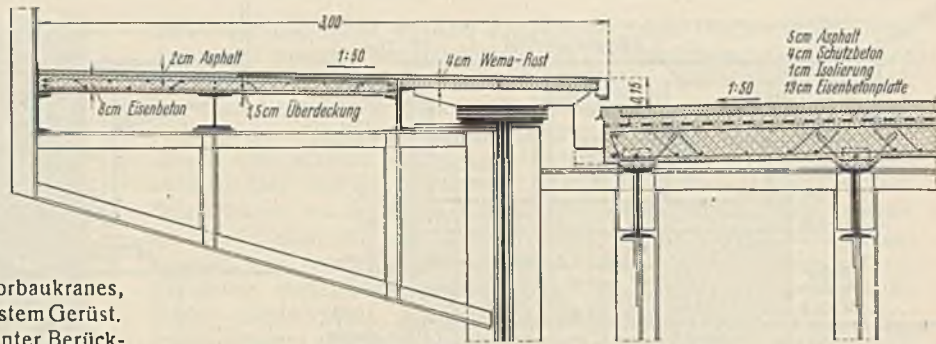


Abb. 21. Ausbildung der Straßefahrbahn.

die Forderung bedingt, daß die Hauptträger ganz unter der Fahrbahn liegen und daß sowohl von der Eisenbahn- als auch von der Straßenbrücke freie Aussicht vorhanden sein muß. Typische Brückenquerschnitte über den Zwischen- und Bremspfeilern zeigen die Abb. 5 u. 18. Die Riegel der geschweißten Pendelstütze aus St 37 in Abb. 5 liegen so tief, daß der Brückenbesichtigungswagen frei durchfahren kann. Die Hauptträger bieten keine Besonderheiten. Außer senkrechten Aussteifungen wurde das Stehblech in der Druckzone auch durch waagerechte Eisen ausgesteift. Einen Blick auf die Fahrbahn zeigt Abb. 19, auf die Verbände und Pendelstützen Abb. 20.

Im Vordergrund sind auch die waagerechten Aussteifungen zu sehen. Abb. 21 gibt einen Schnitt durch die Fahrbahnplatte mit dem seitlich der Fahrbahn liegenden Entwässerungsschlitz. Durch Anordnung dieses Schlitzes mit den darunter liegenden Rinnen war es möglich, die Fahrbahn ganz ohne Längsgefälle durchzuführen. Damit der Hauptträgergurt zugänglich bleibt und auch die Rinne gereinigt werden kann, besteht die Fußwegplatte oberhalb des Gurtes aus aufnehmbaren ausbetonierten Rosten (Wema-Roste). Diese Roste liegen auf Stählen, die auf den Gurt geschweißt sind. Damit die zulässige Spannung im Gurt nicht durch Anordnung dieser Quernähte herabgesetzt wird, wurden an diesen Stellen besondere Flachbleche aufgenietet, auf die wiederum erst die Stähle geschweißt sind. Der Längenausgleich in der Fahrbahn über den Widerlagern und dem beweglichen Lager über der Mittelstütze wird durch eine Fingerkonstruktion hergestellt.

Die Montage der Brücke begann am Widerlager A (am Dänholm) und geschah mittels eines Portalkranes, der auf der bereits erwähnten Hilfsbrücke lief, die gleichzeitig als Gerüst für die Aufstellung diente. Die beiden vorgesehenen Montage-Hilfsbrücken aus St 52 wurden an Land auf einem Montageplatze auf dem Spülfeld am Dänholm aufgestellt.

Die fertig montierten Hilfsbrücken wurden auf die in den Schuten eingebauten Hubgerüste gerollt, mit den Schuten verspannt in die ersten Brückenöffnungen verfahren und auf die Pfeiler bzw. Widerlager abgesetzt. Nach Maßgabe des Montagefortschrittes wurden dann die Hilfsbrücken in die nächstfolgenden Öffnungen verfahren. Durch die Wahl zweier Hilfsbrücken wurde jede Unterbrechung der eigentlichen Montagearbeiten vermieden. Die Hubgerüste auf den Schuten gestatteten eine weitgehende Anpassung an den jeweiligen Wasserstand, für den eine Schwankung von ± 1 m zu erwarten war. Die Konstruktionsunterkante der Montage-

brücke lag in abgesetztem Zustande auf + 2,73 m über NN. Die Montagebrücken, Ständerfachwerke mit parallelen Gurten, lagen auf den Zwischenpfeilern mit dem Untergurt auf. Für die höherliegenden Bremspfeiler und Widerlager wurde der verschraubte Endständer und der Untergurtstab des Endfeldes ausgebaut, so daß der etwas

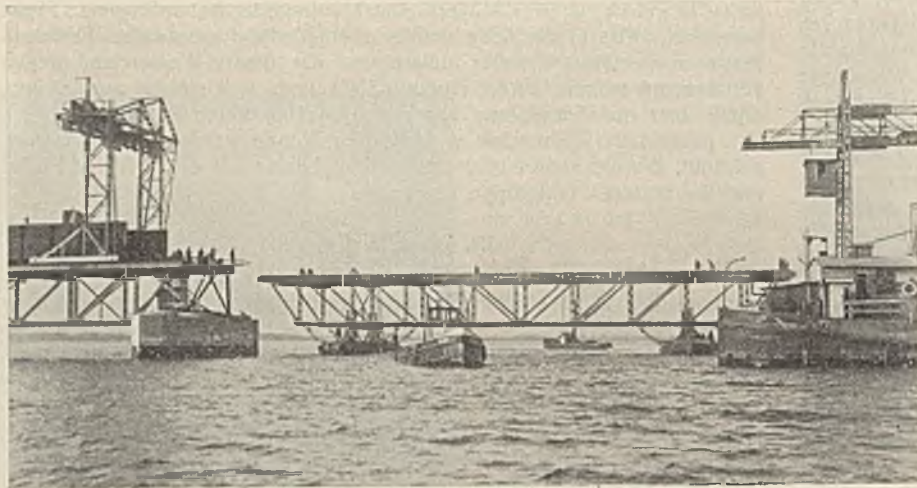


Abb. 22. Einschwimmen einer Montagebrücke für den Straßenteil.

unter a) untersuchten und als billigste ermittelten am nächsten kommt. Man mußte sich allerdings dabei damit abfinden, daß die durch X-Nähte zu stoßende Gurtplatte zur unteren Hälfte überkopf verschweißt wurde.

Da die von Krupp als Gurte verwendeten ST-Profile sich nicht mit dem erforderlichen Querschnitt walzen ließen, mußte Krupp an allen Stellen zwei Gurtplatten verwenden. Bei einer Montage nach dem Vorbilde Doernen wäre also die jeweils unten liegende Gurtplatte vollständig überkopf verschweißt worden. Um das zu vermeiden, stellte Krupp die ganze Brücke zunächst auf dem Damm her, wobei die Hauptträger zur

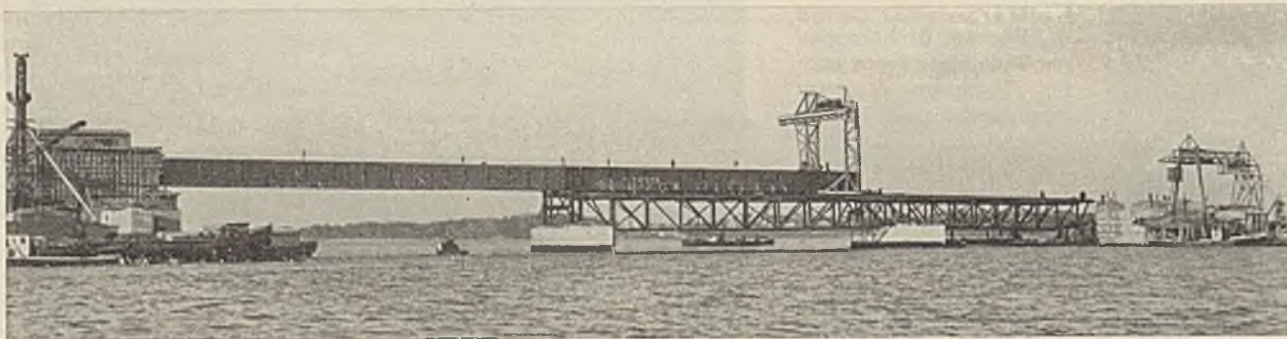


Abb. 23. Montagezustand der Straßbrücke.

Vermeidung von Überkopfschweißungen in Drehringen verschweißt wurden, und schob sie dann in der Längsrichtung über das Wasser vor, ein Verfahren, das nach der Gollnowschen Untersuchung für genietete Brücken mit den Kosten in gleicher Höhe wie die von Gollnow durchgeführte Montageart liegen sollte. — Im folgenden sollen nun die Besonderheiten der einzelnen Brücken und ihrer Montage besprochen werden.

1. Die Straßenbrücke.

Der Werkstoff der genieteten Straßenbrücke ist St 52. Die Hauptträgerhöhe mit 3 m ist für 54-m-Spannweiten sehr gering, aber durch

über den Knotenpunkt herausragende Obergurtstab als Auflager benutzt werden konnte. Abb. 22 zeigt das Einfahren eines Gerüstträgers aus Öffnung I in die Öffnung III. Abb. 23 zeigt einen charakteristischen Zustand des Montagevorganges, und zwar Öffnung I fertiggestellt, Öffnung II auf dem Gerüst beim Abkleten und Öffnung III eingerüstet und zum Vorstrecken fertig. Da die Gurte der Brückenhauptträger wegen der niedrigen Trägerhöhe und der aufgenieteten Platten sehr dick waren, mußte ein Teil der Niete versenkt werden. Ein Teil dieser Niete wurde mit Vorstauchgeräten, allerdings ohne nennenswerten Erfolg, geschlagen. (Schluß folgt.)

Steinpflasterstraßen im neuzeitlichen Verkehr.

Alle Rechte vorbehalten.

Auf der Straßenbautagung am 2. März 1937 in Leipzig trug Oberbaurat M. Busch, Breslau, etwa folgendes vor:

Gegenüber den neuzeitlichen Straßenbauverfahren in Beton, Asphalt und Teer sind die Steinpflasterdecken in ihrer bisher üblichen Bauweise etwas in den Hintergrund gedrängt worden. Sie sind in der Herstellung teurer, und bei der in der Nachkriegszeit gebotenen Sparsamkeit der wegebaupflichtigen Stellen war die Anwendung der Steindecken nicht immer möglich, obwohl sie bei hoher Verkehrsbelastung als wirtschaftlichste Bauweisen anzusprechen sind. Sie haben auch in volkswirtschaftlicher und sozialpolitischer Hinsicht besondere Bedeutung, da sie viel handwerksmäßige Arbeiten im Steinbruch und auf der Baustelle bei einem Lohnanteil von 50 bis 70 % der Gesamtkosten umfassen.

Bei den heutigen Ansprüchen des Kraftverkehrs ergibt sich allerdings die Notwendigkeit verschiedener Verbesserungen der Groß- und Kleinpflasterungen, bei denen die Steine in Sand ohne besonderen Fugenschluß gesetzt wurden. Im Hinblick auf die gesteigerten Fahrgeschwindigkeiten der Kraftfahrzeuge sind vor allem völlig ebene Fahrbahnflächen notwendig. Die Steine der Pflasterdecken müssen daher in bezug auf die Ebenheit ihrer Flächen so hochwertig als möglich hergestellt werden, und für ihren Einbau sind möglichst fugenlose Bauweisen vorzusehen. Andererseits muß aber auch eine Verbilligung der Steindecken erstrebt werden, die sich dadurch erreichen läßt, daß verschiedene Pflasterbauweisen mit kleineren Steinen in Anpassung an die Verkehrsbelastung mit zur Anwendung kommen. Hierbei muß vor allem die Wirtschaftlichkeit im Auge behalten werden.

Wenn man gegenüber den anderen Bauweisen (Schotterdecken, Beton, Asphalt, Teer) die Wirtschaftlichkeit der Steinpflasterdecken einmal nachprüft, so ergibt sich, daß die untere Grenze der Wirtschaftlichkeit für Kleinpflaster etwa bei 2000 t/Tag und bei Großpflaster bei 3500 bis 4000 t/Tag liegt. Es wird bei den Schwierigkeiten der Kapitalbeschaffung allerdings nicht immer möglich sein, auf die Herstellung der teuersten, aber im Endergebnis wirtschaftlichsten Decke zuzukommen.

Die zahlreichen Steingebiete in Deutschland, die geeignete Pflastersteine liefern, sind mit Ausnahme der Flachlandgebiete im ganzen Reich verteilt. In Frage kommen für Steinpflaster in erster Linie Granit, Porphyr, Basalt, Grauwacke u. a.

Nach kurzer Betrachtung über die Herstellung der Pflastersteine und die Prüfverfahren der Gesteine wies der Vortragende auf die Einführung eines Musterbuches hin, das die Arbeitsgruppe „Steinstraßen“ der Forschungsgesellschaft für deutsche Bauweisen ausgearbeitet hat. Es sind zwar keine einheitlichen Normen hierbei vorgesehen, sondern für die einzelnen Bruchgebiete Deutschlands werden die Steingrößen, die eine wirtschaftliche Herstellung zulassen, zusammen-

gestellt. Für die Kleinpflastersteine bestehen schon seit längerer Zeit DIN-Vorschriften.

Die Erfüllung der Verkehrsanforderungen setzt bei den einzelnen Bauweisen für die Straßendecken voraus, daß einwandfreie Untergrund- und Unterbauverhältnisse vorliegen. Der Betonunterbau hat mit Rücksicht auf seine Plattenwirkung gegen den Untergrund und seine ebene Oberfläche einen besonderen Wert, weil der Pflasterdecke damit eine vollkommen gleichmäßige Unterlage gegeben wird. Andererseits bleiben dem üblichen Unterbau mit Packlage und Schotterung auch weiterhin noch viele Anwendungsmöglichkeiten vorbehalten.

Die Verbesserung der Pflasterbauweisen sieht in erster Linie Fugenverguß vor, um damit eine dauernd gleichmäßig ebene Oberfläche der Fahrbahn zu schaffen. Trotzdem hat aber auch bei geringeren Verkehrsansprüchen die bisherige Bauweise mit Sandfugen noch ihre Bedeutung, wenn sehr gute Steine bei sorgfältiger Ausführung der Pflasterung benutzt werden. Es soll daher nicht der Fehler begangen werden, in allen Fällen unbedingt neue Bauweisen anwenden zu wollen.

Der Verguß von Großpflaster mit Zementmörtel ergibt besonders bei Granitsteinen eine vorzügliche Straßendecke, die vom Verkehr gleichmäßig abgeschliffen wird und doch noch genügend Griffigkeit hat, um die Fahrsicherheit bei großen Geschwindigkeiten zu gewährleisten. Hier sind vor allem in Schlesien nach 40jähriger Bewährung die besten Erfahrungen gemacht worden. In gleicher Weise wird ein Zementmörtelverguß auch bei Kleinpflaster angewendet. Solche Decken liegen auch auf verschiedenen Strecken der Reichsautobahn in vorzüglicher Ausführung.

Eine besondere Bedeutung kommt dem Zementfugenverguß bei der Umpflasterung von alten Großpflasterstraßen zu, die wegen ihrer Unebenheit und sonstiger Nachteile den heutigen Verkehrsansprüchen nicht mehr genügen.

Eine Verbesserung der Pflasteroberfläche läßt sich auch durch Verguß der Fugen mit Asphaltvergußmassen oder Verwendung von Asphaltemulsionen unter Versplittung der Fugen erreichen. Bei dem letzteren Verfahren ist allerdings die Lebensdauer sehr beschränkt.

In letzter Zeit sind auch eine Reihe Sonderbauweisen entstanden, die durch Verwendung geringwertiger Steine auf Verbilligung hinzuliegen. Sie verwenden durchweg Zementmörtel bzw. Beton zum Einbau der Steine in die Decke oder sehen besondere Formkasten für die Herstellung von Blöcken vor, die dann auf einen ebenen Straßenunterbau verlegt werden.

Endlich ist noch auf die Pflasterung mit Schlacken- und Klinkersteinen hinzuweisen. Diese ergeben mit Fugenverguß ebenfalls gute Straßenoberflächen, die bei Schlackensteinen, besonders auch im Gleisbereich der Straßenbahn, sich als sehr wirtschaftlich erwiesen haben, weil sie einen guten Anschluß der Schlenenköpfe an die Pflasterung sichern. Auch hier hat sich der Zementfugenverguß bewährt.

Alle Rechte vorbehalten.

Prof. Dr.-Ing. Karner †.

Am 21. April 1937 wurde die irdische Hülle von Prof. Dr. Leopold Karner auf dem Friedhofe seiner Wohngemeinde Herrliberg am Zürichsee beigesetzt. Er verläßt nach viermonatiger Krankheit seine Familie und seine Freunde in einem Alter, in dem seine Angehörigen, die Wissenschaft und die Eidgen. Technische Hochschule noch viel von ihm erwarten durften.

Leopold Karner, geboren am 24. Oktober 1888, studierte in Graz und legte 1908 die Reifeprüfung mit Auszeichnung, 1911 die Staatsprüfung mit dem Prädikat „Sehr befähigt“ ab. Ein Jahr amtierte er noch als Assistent in Graz, 1918 promovierte er dort mit Auszeichnung. Von 1912 bis 1922 war er in den Brückenbauanstalten Karlshütte, Gutehoffnungshütte und Harkort tätig. 1922 wurde er Direktor der Abteilung Eisenbau der Firma August Klönne in Dortmund. Dort besuchte ich ihn im Herbst 1926, um ihm die Übernahme des „Lehrstuhls für Baustatik, Hoch- und Brückenbau in Eisen“ an der Eidgen. Technischen Hochschule in Zürich nahezu legen. Diese Professur trat er am 1. April 1927 an. Kaum zehn Jahre lang konnte er, allerdings in vorbildlicher Weise, diesen Lehrstuhl bekleiden. Seit 1928 war er auch Leiter des Jahreskurses für Flugingenieure und mit den Vorlesungen über Flugzeugstatik und Flugzeugbau an der Eidgen. Technischen Hochschule betraut.

Karner war ein vorzüglicher und erfolgreicher Hochschullehrer. Dank der Beherrschung seines Faches, seiner didaktischen Befähigung und seiner Liebenswürdigkeit erkannten die Studierenden in ihm den sachkundigen, wohlwollenden und freundlichen Berater, der ihnen auch häufig erfolgreich beim ersten Schritt in die Praxis mithalf. Großen Wert legte Prof. Karner auf die Durchführung von Studienreisen im In- und Auslande, um den geistigen und fachlichen Horizont seiner Hörer zu erweitern.

Neben seinem Unterricht hatte sich Prof. Karner die Förderung der wissenschaftlichen Technik zur Lebensaufgabe gestellt. Schon während seiner Tätigkeit in der Industrie hatte er eine Reihe beachtenswerter Beiträge zu den baustatischen und konstruktiven Fragen des Stahlbaues veröffentlicht; er setzte diese Arbeit im Dienste der Ingenieurwissenschaft auch in seiner neuen Stellung in Zürich tatkräftig fort. Er schrieb über die Nebenspannungen der Fachwerke, über Knickprobleme, über die konstruktive Gestaltung weitgespannter Brücken, über Montage- und Ausführungsfragen, über die Ergebnisse von Brückenwettbewerben, über Eisenwasserbauten usw. Im ganzen hat er 28 Abhandlungen dieser Art in technischen Zeitschriften, darunter viele auch in der „Bautechnik“, oder in Kongreßberichten veröffentlicht. In der Hochschule hatte er sich ein eigenes Laboratorium errichtet, wo er umfangreiche experimentelle Untersuchungen anstellte als Grundlage für seine wissenschaftlichen Berichte und für die Promotionsarbeiten seiner Schüler. Im Schweizer Ingenieur- und Architekten-Verein stellte er sich gern für Fachvorträge zur Verfügung, die gleich hochstehend nach Inhalt und Form stets großes

Interesse fanden. Der Fachgruppe der Ingenieure für Stahl- und Eisenbetonbau des Schweizer Ingenieur- und Architekten-Vereins stand er vom Jahre 1935 an bis zu seinem Tode vor.

In seiner praktischen Tätigkeit hatte der Verstorbene Gelegenheit, den Entwurf, die Konstruktion und Ausführung großer Stahlbauten aller Art zu leiten. Die letzte Aufgabe, der er sich in seiner deutschen Praxis widmete, war die 1927 erbaute Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel, deren Hauptträger als Rautenträger ausgebildet sind¹⁾. Nach seiner Berufung an die Eidgen. Technische Hochschule nahmen zahlreiche Behörden und Private in der Schweiz seine Dienste als Berater für die konstruktive Gestaltung von Stahlbauten in Anspruch. Unter anderem war er Mitglied des Preisgerichts und später Berater der Basler Behörden für den Neubau der Dreirosenbrücke²⁾; auch bearbeitete er die Verbreiterung der Wettsteinbrücke in Basel³⁾. Bei der Erweiterung der Eidgen. Technischen Hochschule war ihm der Entwurf der großen Halle des Maschinenlaboratoriums übertragen worden. Seine Dienste wurden auch öfter für experimentelle Prüfungen im Flugzeugbau in Anspruch genommen. Wer mit Prof. Karner in technischen Fragen zu tun hatte, der erkannte in ihm den hervorragenden und ideenreichen Konstrukteur, der vor kühnen, neuartigen Lösungen nicht zurückschreckte, für diese aber stets gern die Verantwortung übernahm.

Im Jahre 1929 wurde in Zürich die Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau gegründet, der sich von Anfang an Prof. Karner ehrenamtlich als Generalsekretär für das Gebiet des Stahlbaues zur Verfügung stellte. Mit Begeisterung und unermüdlichem Eifer unterzog er sich den umfangreichen laufenden Arbeiten, insbesondere denen, die mit der Vorbereitung und Durchführung der 1932 in Paris und 1936 in Berlin abgehaltenen Kongresse dieser Vereinigung verbunden waren. Die Teilnehmer am letztjährigen Kongreß in Berlin und München werden sich seiner freundlichen Hilfsbereitschaft in allen wissenschaftlichen und anderen Fragen, die ein Kongreß stellt, erinnern. Diese ersprißliche Tätigkeit wurde ihm erleichtert durch die ausgedehnten und freundschaftlichen Beziehungen, die er mit den meisten bedeutenden Vertretern seines Faches in und außerhalb Europas pflegte. Die Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau ist ihrem Mitarbeiter, der keine Mühe scheute zur Verwirklichung ihrer Ziele, zu tiefem Dank verpflichtet.

Es ist ein tragisches Geschick, daß Prof. Karner mitten aus einer vielseitigen rastlosen Tätigkeit im besten Mannesalter herausgerissen wurde. Seine zahlreichen Freunde werden ihm ein dankbares Andenken bewahren.

Rohn.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1927, Heft 46 u. 47. — ²⁾ Vgl. Bautechn. 1931, Heft 16, 17, 20 u. 23. — ³⁾ Vgl. Bautechn. 1936, Heft 43 u. 45.

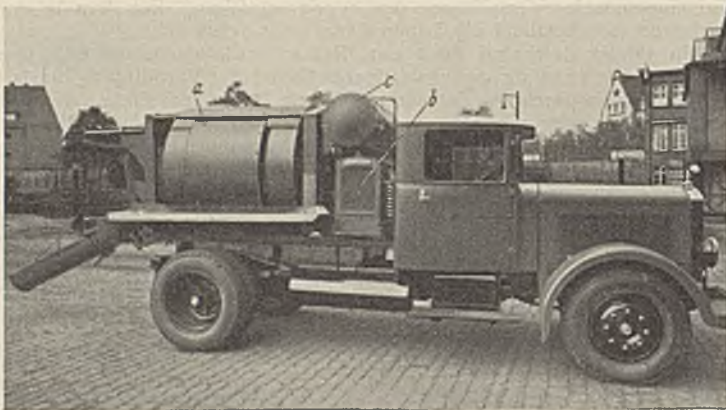
Vermischtes.

Haus der Technik in Essen. Das neue Vorlesungsverzeichnis für das am 20. Mai begonnene Sommersemester 1937, das zwanzigste Semester seit Bestehen des Hauses, enthält auch fachwissenschaftliche Vorlesungen aus dem Gebiete des Bauingenieurwesens. Alle diese Vorlesungen finden statt im „Haus der Technik“, Essen, Hollestraße 1a, und beginnen um 17¹⁵ Uhr.

9. Juni: Raumordnung und Güterverkehr; Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. chr. Blum, Hannover. — 11. Juni: Neue Methoden zur praktischen Auflösung der Elastizitätsgleichungen der Bau- statik; Prof. Dr. Udo Wegner, Darmstadt. — 16. Juni: Holzschutz in Deutschland; Dozent Dr.-Ing. habil. Edgar Möhrath, Berlin. — 18. Juni: Der Einfluß der Metallbewirtschaftung auf die Um- stellung im Rahmen des Vierjahresplans; Dipl.-Ing. Hans Hertrich, Berlin-Wilmersdorf.

Die Gebühren betragen: Semesterkarte für sämtliche technisch- wissenschaftlichen Vorträge (sowie die Sondervorträge) 5 RM, Hörerkarte für einzelne dieser Vorträge an der Abendkasse oder im Vorverkauf 1,50 RM. Ausführliches Programm sowie Auskünfte durch die Geschäftsstelle des Hauses der Technik, Essen, Hollestraße 1a, Postfach 254, erhältlich.

Einrichtung zum Befördern und Mischen von Beton. Bei der Herstellung von Betondecken beim Straßenbau ist man vereinzelt dazu übergegangen, die Betonbestandteile in einiger Entfernung von der Bau- stelle an den Bunkern für die Einlagerung der Stoffe abzumessen und in Fahrzeugen nach der Einbringstelle zu befördern. Für diese Art der Behandlung ist von der Joseph Vögele AG eine Einrichtung geschaffen worden, mit der der Beton an der Einbringstelle frisch gemischt ankommt (s. Abb.). Die Bestimmung der einzelnen Mengen Zuschlagstoffe, Zement und Wasser am Lagerbunker hat den Vorteil, daß durch selbsttätig arbeitende Waagen leicht Belege für die richtige Zusammensetzung des Betons gegeben werden können.



Mischer zum Befördern von Beton.

a Mischtrommel, b Antriebmotor für die Mischtrommel, c Wasserbehälter.		
Nutzbarer Trommelinhalt, ungemischt	1,15	1,68 m ³
vorgemischt	1,53	3,44 m ³
Inhalt des Wasserbehälters	250	500 l
Energiebedarf der Mischtrommel	10	25 PS
Gewicht mit Mischtrommelmotor (ohne Lastwagen)	1360	2676 kg

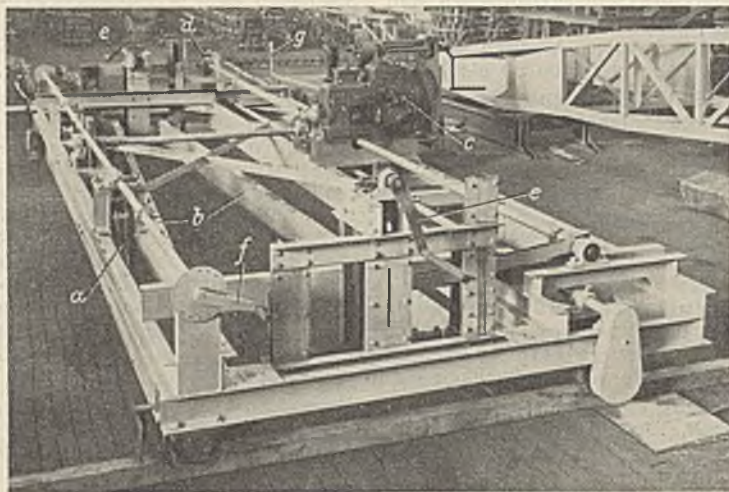
Auf dem Fahrzeug (in diesem Falle ein Lastkraftwagen) sind eine Mischtrommel in Form eines liegenden Zylinders mit kegelförmigen Böden, ein Motor für den Antrieb der Trommel und ein Wasserbehälter aufgebaut. Im Inneren der Trommel befinden sich Misch- und Wurf- schaufeln, die sich durch die Befestigungsart am Trommelinneren stets selbsttätig reinigen. Gelagert ist die Trommel auf drei Punkten. Am Auslaufende ruht sie mit einem Laufring aus Stahl auf zwei Rollen und am anderen Ende in einem Tragszapfen. Am Lagerbunker werden die Zuschläge und der Zement trocken durch eine Einfüllöffnung am Umfang in die Trommel gegeben. Einige Minuten vor der Ankunft an der Bau- stelle läßt man den Mischer durch den eingebauten Motor anlaufen und die nötige Wassermenge aus dem Behälter zufließen, so daß bei der Ankunft auf der Baustelle der Beton fertig gemischt ist. Das Entleeren des Betons geschieht durch eine Öffnung am hinteren Trommelende, die durch ein Handrad verschließbar ist und die ausfließende Betonmenge in der Zeiteinheit regelt. Zum Beschicken der Trommel sind 2 bis 3 min und zum Entleeren 2 min nötig. Nach der Abgabe des Betons fährt das Fahrzeug leer nach dem Lagerbunker zurück.

Auf verschiedenen Baustellen des Auslandes hat sich die Einrichtung bewährt.

Doppel-Stampfbohlenfertiger. Die gewöhnlichen Betonstraßenfertiger, die mit Stampfbohlen arbeiten, haben zum Verdichten der Betondecke nur eine Stampfbohle.

Damit die Stampfwirkung kräftiger wird und dadurch das Gefüge fester und dichter ausfällt, sind an einem neuen Fertiger (der Ardelt- Werke G. m. b. H.) außer der Abgleichbohle *a* zwei Stampfbohlen *b* angebracht (s. Abb.), die durch einen 10-PS-Zweitaktdieselmotor *c* über ein Getriebe, über Kupplungen und Kurbeltriebe in rasche, auf- und ab- gehende Bewegungen versetzt werden. Der Antrieb der Stampfbohlen ist so gebaut, daß die durch die Bewegungen der einen Bohle ent- stehenden Gegenkräfte nicht auf das Gestell übergeleitet werden, sondern sich als Zugkräfte dem Schläge der anderen Bohle wechselseitig mit- teilen und die Schlagwirkung vergrößern. Die Kupplungen für das Stampf-

werk werden durch das Handrad *d* ein- und ausgerückt. Zum Einstellen verschiedener Höhenlagen beim Verdichten des Unter- und Oberbetons dienen die Handkurbeln *e*. Die Einstellbarkeit beträgt 240 mm unter und bis 80 mm über Schalungsschienenoberkante. Auf beiden Seiten können an den Stampfbohlen Schuhe angesetzt werden, die auf die Schalungsschienen schlagen und infolge der Hubbegrenzung nach unten eine genau ebene Deckenoberfläche ergeben.



Zweistampfbohlen-Straßenfertiger, Bauart Ardelt.

a Abgleichbohle, *b* Stampfbohlen, *c* Antriebmotor, *d* Handrad zum Schalten des Stampf- werkes, *e* Handkurbeln zum Einstellen der Stampfbohlen, *f* Handkurbel zur Höhen- verstellung der Abgleichbohle, *g* Handhebel zum Schalten des Fahrwerkes. Schlagzahl 240 Doppelschläge min, Vorschub 15 mm/Doppelschlag. Hub der Stampfbohlen 60 mm, Hub der Abgleichbohle 40 mm, Fahrgeschwindigkeit: vorwärts 3,5 m/min, rückwärts 4 m/min.

Die Abgleichbohle *a*, die in der üblichen Weise gebaut ist, wird in der Höhe durch die Handkurbel *f* verstellt. Das Fahrwerk, das eben- falls durch den Dieselmotor angetrieben wird, wird durch den Hand- hebel *g* ein- und ausgeschaltet.

Zur Bedienung des Gerätes genügt ein Mann, der auch den Beton mit aufwerfen und die gestampften Flächen kontrollieren kann. R.—

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. a) Reichs- und Preußisches Verkehrsministerium, Eisenbahnabteilungen: Ern-annt: zum Reichsbahnratsrat: Reichsbahnoberinspektor Beer und die technischen Reichsbahnoberinspektoren Erdhütter, Darsow, Willy Lange und Pontzen.

Gestorben: Reichsbahndirektor Loycke und Reichsbahnrat Lücken- haus.

b) Betriebsverwaltung: Ernann: zum Reichsbahnoberrat: Reichs- bahnrat Reinhold Wagner, Vorstand des Betriebsamts Aalen; zum Reichs- bahnrat: die Reichsbahnbaussessoren Vogler bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Nürnberg, Miltnner bei der RBD Karlsruhe, Ludwig Lutz, Vorstand des Neubauamts Türkismühle, Schwenn, Vorstand des Neubauamts Zinten und Wieland bei der RBD Osten in Frankfurt (Oder).

Versetzt: Direktor bei der Reichsbahn Püchel, Leiter der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Frankfurt (Main), als Vizepräsident zur RBD Berlin; die Reichsbahnoberräte Tillinger, Dezernent der RBD Saarbrücken, als Dezernent zur RBD Mainz, Theodor Wagner, Dezernent der RBD Essen, als Abteilungsleiter und Dezernent zur RBD Berlin, Dr.-Ing. Roloff, Dezernent der RBD Oppeln, als Dezernent zur Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Hamburg, Georg Neu- mann, Dezernent der RBD Mainz, als Dezernent zur RBD Essen, Dr.-Ing. Zissel, Vorstand des Betriebsamts Duisburg 1, als Dezernent zur RBD Halle (Saale), Dr.-Ing. Feindler, Vorstand des Betriebsamts Koblenz 1, als Dezernent zur RBD Berlin, Walter Rohde, Dezernent der RBD Halle (Saale), als Referent in die Eisenbahnabteilungen des Reichs- verkehrsministeriums, Kleinschmidt, Dezernent der RBD Mainz, als Dezernent zur RBD Berlin, Dorsch, Vorstand des Neubauamts Stuttgart, als Dezernent zur RBD Augsburg; die Reichsbahnräte Arno Sorger, Vorstand des Betriebsamts Ludwigslust 1, als Dezernent zur RBD Oppeln, Wehrmeister, Vorstand der Bauabteilung Bremen der Reichsautobahnen, zur RBD Essen, Sasse bei der Oberbetriebsleitung West in Essen als Vorstand zum Betriebsamt Aachen, Jeßberger bei der RBD Augsburg zum Reichsbahn-Zentralamt Berlin, Scheffler bei der RBD Osten in Frankfurt (Oder) als Vorstand zum Betriebsamt Neustrelitz, Walter Meyer, Vorstand des Neubauamts Frankfurt (Main), als Vorstand zum Betriebs- amt Duisburg 1, und Reichsbahnbaussessor Brückner beim Neubauamt Rügendamm in Stralsund als Vorstand zum Neubauamt Stettin 1.

INHALT: Wassertribüne in Grünau-Wendenschloß. — Mittellandkanal und Elbe. (Schluß) — Die Brücke über den Strelasund. (Fortsetzung) — Stelnplasterstraßen im neuzeitlichen Verkehr. — Prof. Dr.-Ing. Karnert. — Vermischtes: Haus der Technik in Essen. — Einrichtung zum Befördern und Mischen von Beton. — Doppel-Stampfbohlenfertiger. — Personalnachrichten.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.