

DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang

BERLIN, 19. April 1935

Heft 17

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1934.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. Gährs.

(Fortsetzung aus Heft 13.)

Die im August 1933 begonnenen Arbeiten für den Bau einer zweiten Schleuse bei Dörverden wurden 1934 fortgesetzt. Nach der Schüttung des neuen Deiches wurde mit dem Aushub der Baugrube für das eigentliche Bauwerk begonnen. Hierzu war die Absenkung des Grundwassers bis zu 8 m erforderlich. Die Wasserhaltungsanlage bestand zunächst aus sechs Großfilterbrunnen von 1 m Durchm., in denen je zwei Unterwasserpumpen von 125 und 150 mm Durchm. arbeiteten und zusammen 230 l/sek förderten. Eine volle Absenkung an den tiefer gelegenen Hauptern konnte nur durch Zusatzwasserhaltungen von mehreren Brunnen mit 40 cm Durchm. erreicht werden. Anfang Juni wurde mit den Betonarbeiten begonnen, die Mitte Oktober beendet waren; nebenher ging die Montage der Tore und der Umlaufverschlüsse des Oberhauptes. Die Arbeiten sind so weit fortgeschritten, daß am 9. November 1934 die Grundwasserabsenkung eingestellt werden konnte. Abb. 46 bis 48 zeigen den Beginn des Betonierens, die Schalung der Kammerwand und den Blick auf das Oberhaupt kurz vor der Vollendung.

Wie bereits in dem vorjährigen Berichte erwähnt, wird die lichte Weite der Schleuse 12,50 m, ihre nutzbare Länge 85,00 m betragen.

Für die Arbeiten zur Kanalisierung der Mittelweser von Minden bis Bremen sind die ersten Mittel im Betrage von 4,5 Mill. RM bewilligt worden. Durch die Kanalisierung wird vor allem eine vollschiffige und vollwertige Wasserstraßenverbindung des Industriegebietes über die westdeutschen Kanäle und die Weser mit dem Ausfalltor Bremen hergestellt. Ferner wird die wichtige Speisungsfrage des Mittellandkanals endgültig und befriedigend gelöst. Und schließlich ist die Möglichkeit gegeben, landeskulturelle Belange durch Be- und Entwässerungsanlagen, Hebung des Grundwasserstandes, Geländeaufhöhungen usw. zu fördern.

Die Arbeiten bestehen in der Errichtung von fünf Staufufen, und zwar bei Petershagen, Schlüsselburg, Landesbergen, Drakenburg und Langwedel. Unter Hinzurechnung der bestehenden Staufufen Dörverden und Hemelingen werden im ganzen sieben Staufufen der Kanalisierung dienen.

Zur Durchführung dieser Bauaufgaben sind drei Neubauämter errichtet, und zwar Minden für die Staufufen Petershagen und Schlüsselburg, Nienburg für die Staufufen Landesbergen und Drakenburg, Verden für die Staufufe Langwedel.

Diese sind zur Zeit damit beschäftigt, die Sonderentwürfe endgültig festzustellen. Hierbei werden, um in den einzelnen Ämtern baldmöglichst

der Weserkanalisierung bis Ende Oktober 1934 im Gesamtbetrage von rd. 750 000 RM vergeben. Es handelt sich dabei im allgemeinen um den Ausbau vorhandener Deckwerke, die infolge des späteren Anstaus des Wasserspiegels durch die Wehre aufgehört werden müssen.

An der Aller war es wie in den Vorjahren möglich, eine Reihe von Ufersicherungen zum Schutze abbruchiger Uferstellen herzustellen, sowie einige sehr ungünstige Krümmungen durch Abstiche am einbuchtenden und Vorbau am ausbuchtenden Ufer zu verbessern.

Desgleichen konnten an der Leine wie in den früheren Jahren eine Anzahl von Uferabbrüchen, die die Vorflut und Hochwasserabführung zu beeinträchtigen drohten, durch Ausbau beseitigt werden.

Am Ems-Weser-Kanal sind in Fortsetzung der bereits im vorigen Jahre ausgeführten Dammverstärkungen weiterhin solche bei Lübbecke auf der Nord- und Südseite des Kanals, bei Recke und bei Bad Essen in Angriff genommen.

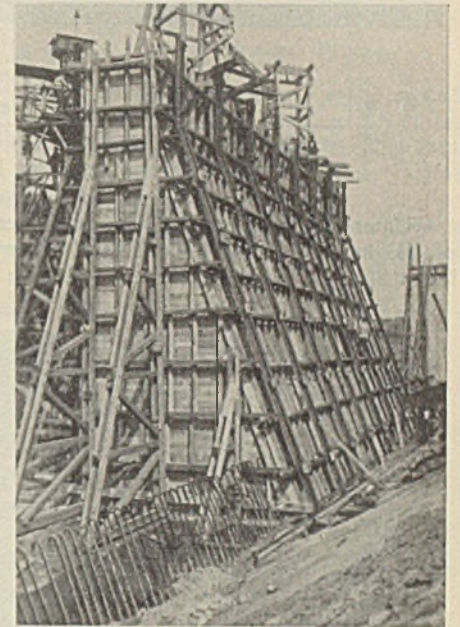


Abb. 47. Zweite Schleuse Dörverden. Schalung der Kammerwand.

6. Westliche Kanäle.

Die Erweiterungsbauten des Dortmund-Ems-Kanals bestehen entweder in der Verbreiterung des Kanalbettes selbst durch Ersatz der

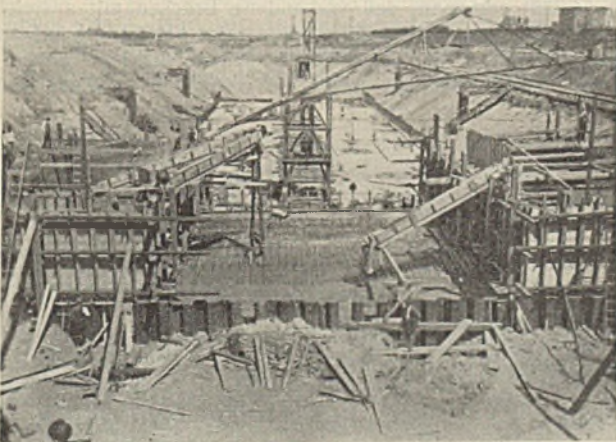


Abb. 46. Zweite Schleuse Dörverden. Beginn der Betonierung.

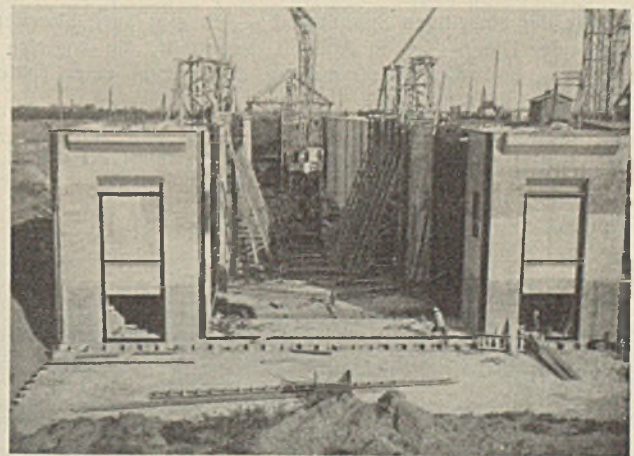


Abb. 48. Zweite Schleuse Dörverden. Blick auf das Oberhaupt.

mit den eigentlichen Bauarbeiten beginnen zu können und den Arbeitsmarkt Niedersachsens zu entlasten, die Staufufen Petershagen, Drakenburg und Langwedel vorweg betrieben.

Die Unterlagen für die verschiedenen landespolizeilichen Verfahren sind in Arbeit, in Kürze folgt auch die Auslegung der Pläne, so daß mit Inangriffnahme der Bauarbeiten bald zu rechnen sein wird.

Inzwischen waren in den Bezirken der Wasserbauämter Minden I, Hoya und Verden bereits eine Reihe von Baumaßnahmen im Rahmen

geböschten Ufer durch eine verankerte eiserne Spundwand oder in der Umgehung von Engstellen und starken Krümmungen durch Anlage ganz neuer Kanalstrecken.

Abb. 49 zeigt, wie Verbreiterungen, die sogenannten freien Strecken, mit Umgehungen, den sogenannten II. Fahrten, abwechseln. Die zur Zeit im Ausbau befindlichen freien Strecken und II. Fahrten verteilen sich von Dortmund bis fast an Rheine heran, d. h. auf eine Ausdehnung von rd. 100 km Länge.

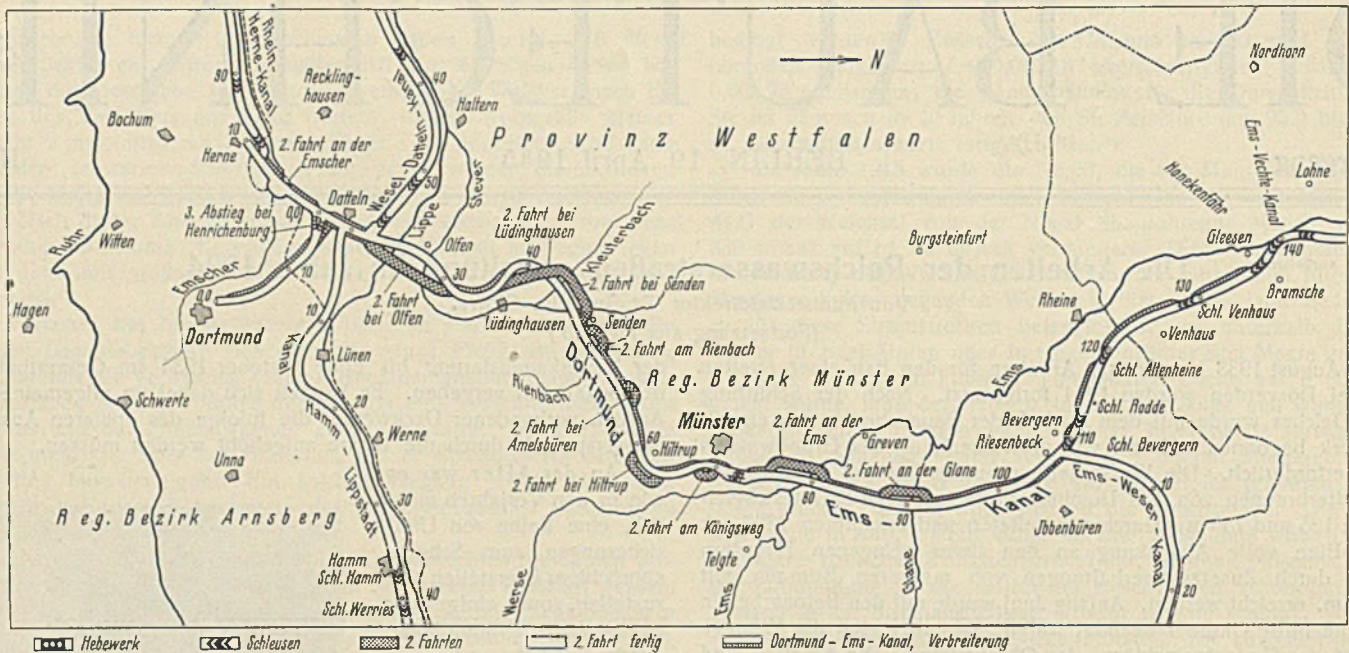


Abb. 49. Erweiterung des Dortmund-Ems-Kanals. Lageplan der freien Strecken und II. Fahrten südlich Glesien.

Unter dem Gesichtspunkte der Arbeitbeschaffung wurden die Arbeiten mit Beginn des Jahres 1934 besonders stark gefördert, so daß auf den freien Strecken Ende des Jahres 1934 etwa 18 km Ufer ausgebaut waren.

Abb. 51 gibt eine Übersicht über die Vergütung, Verankerung und den Einbau der Ankerplatten.

Abb. 52 zeigt, daß auch bei dieser Bauweise zahlreiche Tagewerke Arbeitswilliger auf der Baustelle geleistet werden.

Abb. 53 gibt den Abtrag eines zwischen Kanal und Erweiterung zuletzt stehengebliebenen Trennungsdammes durch einen Raupengreifer wieder.

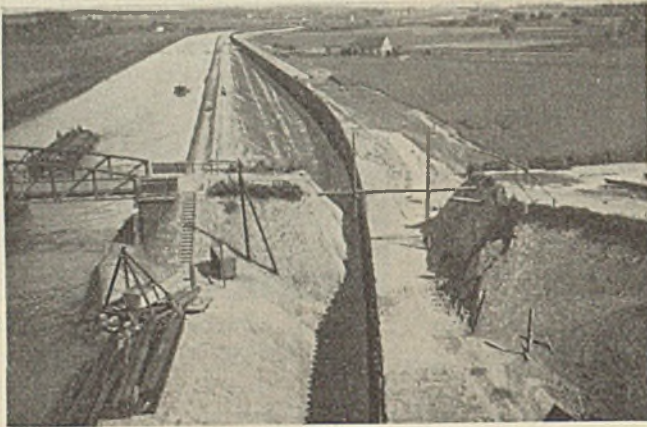


Abb. 50. Einseitige Uferspundwand in einer Kanalkrümmung.

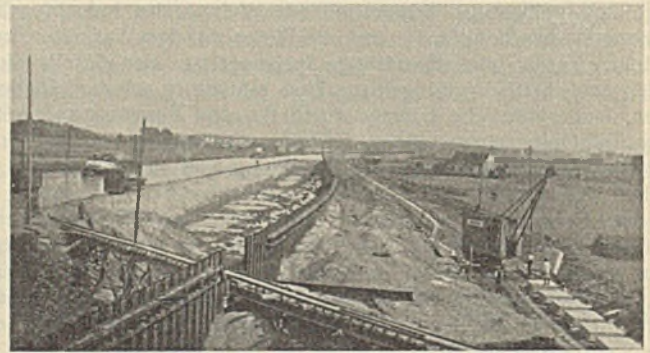


Abb. 51. Spundwandvergütung mit Verankerung und Einbau der Ankerplatten aus Beton.

Die Lage der einseitigen Spundwand — es gibt auch Strecken mit Spundung beider Ufer — ist in Abb. 50 dargestellt, die zugleich eine Kanalkrümmung und die Durchrammung der Rampe einer später abzubrechenden Brücke zeigt.

Abb. 54 läßt erkennen, daß vorhandene Brücken mit ausreichender Lichtweite der Herstellung der Spundwand keine beträchtlichen Schwierigkeiten entgegenstellen. — Zahlreiche vorhandene Brücken müssen durch neue ersetzt werden, weil sie durch ihre geringe lichte Weite Schifffahrt-



Abb. 52. Ausgrabungen im Handschacht zur Herstellung eines Hafens bei der Zeche Viktor.

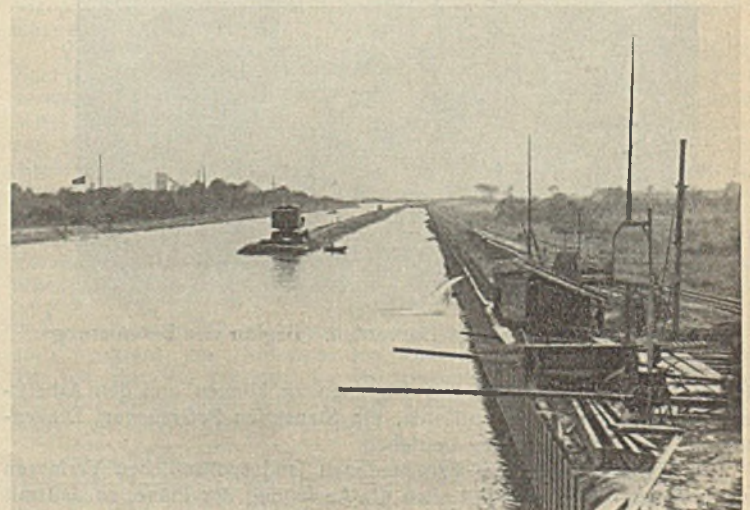


Abb. 53. Erweiterung des Kanals zu Liegestellen.

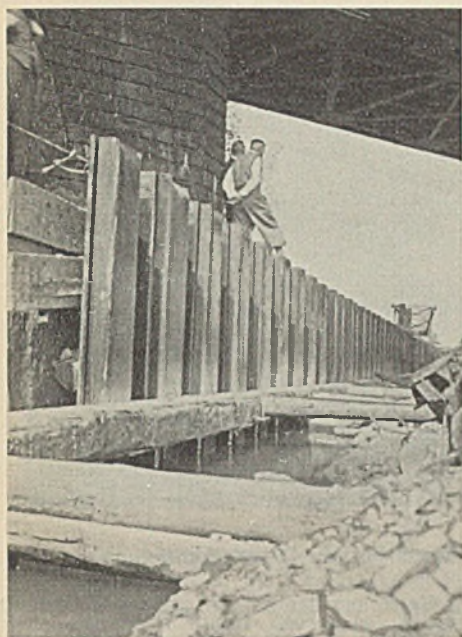


Abb. 54.

Spundwand unter einer alten Brücke mit ausreichender Lichtweite.

in Angriff genommen, die mit der Kanalachse einen Winkel von 40° einschließt. Die Lichtweite der Brücke wird dadurch von 30 auf 83,10 m vergrößert.

Abb. 57 stellt den Bau des westlichen Widerlagers dieser Brücke dar und läßt die Lage der neuen zur alten Brücke erkennen.

Die Arbeiten an der II. Fahrt bei Olfen wurden planmäßig fortgesetzt.

Im nördlichen Teile der II. Fahrt, Steverlos, wurden die Arbeiten und die Sanddämme bis zur Kanalüberführung Olfen-Selm geschüttet.

Der eiserne Kanaltrog bei der Kanalüberführung Stever ist nahezu fertiggestellt. Mit diesen Arbeiten sind die in der II. Fahrt liegenden Kanalüberführungen vollendet. Auch die Verlegung der Stever ist durchgeführt.

Abb. 58 zeigt die Betonpumpanlage am südwestlichen Flügel der Kanalüberführung zum Einbringen des Betongemisches nach dem Verfahren der Torkretgesellschaft.

Auf Abb. 59 ist die Aufstellung des eisernen Überbaues der Kanalüberführung Stever dargestellt.

Der südliche Teil der II. Fahrt, Lippelos, ist nahezu vollständig fertiggestellt. Die in diesem Teil gelegene Straßenbrücke für die Überführung der Straße Olfen—Vinnum wurde in dem 17 m tiefen Einschnitt als Parallelträger mit oberliegender Fahrbahn montiert.

Der Bau der Entleerungsanlage wurde begonnen. An der südlichen Abzweigung der II. Fahrt vom Dortmund-Ems-Kanal wurde die Dichtung des Kanalbettes, das auf dieser Strecke im klüftigen Mergel des Nethövelberges gelegen ist, in Asphaltbauweise in Angriff genommen.

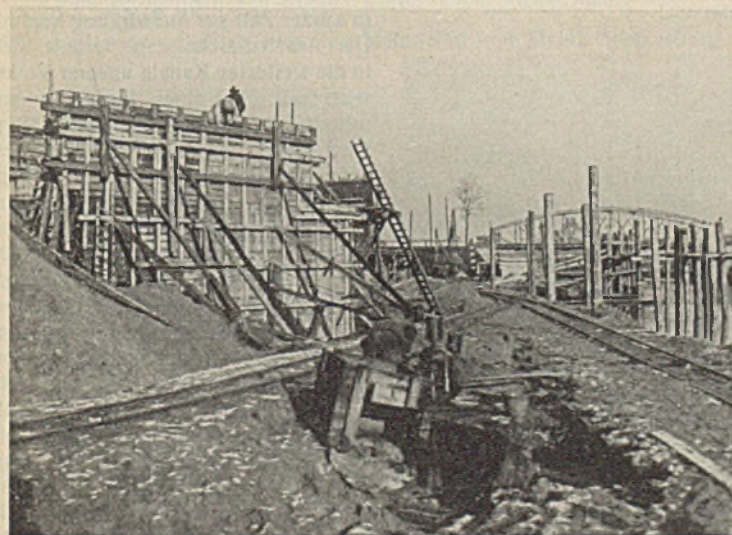


Abb. 57. Widerlagerbau der neuen Dörenther Brücke (im Hintergrunde die alte Brücke).

hindernisse und Gefahrstellen bilden; daher werden die alten Brücken beseitigt (Abb. 55), und neue werden errichtet durch beiderseitigen Vorbau auf festen Rüstungen, die die Durchfahrt in zwei Schiffsbreiten gefahrlos ermöglichen. Die Lücke in der neuen Brücke wird durch Einhängen von Zwischenstücken mittels beiderseitig aufgestellter Baukrane geschlossen (Abb. 56).

Besonders zu erwähnen ist, daß bei der Linienführung von neuen Brückenzügen auf den Landverkehr weitgehende Rücksicht genommen wird. So wurde an Stelle der alten, den Kanal rechtwinklig kreuzenden Dörenther Brücke, die im Zuge der Provinzialstraße Münster—Ibbenbüren liegt, eine neue Brücke

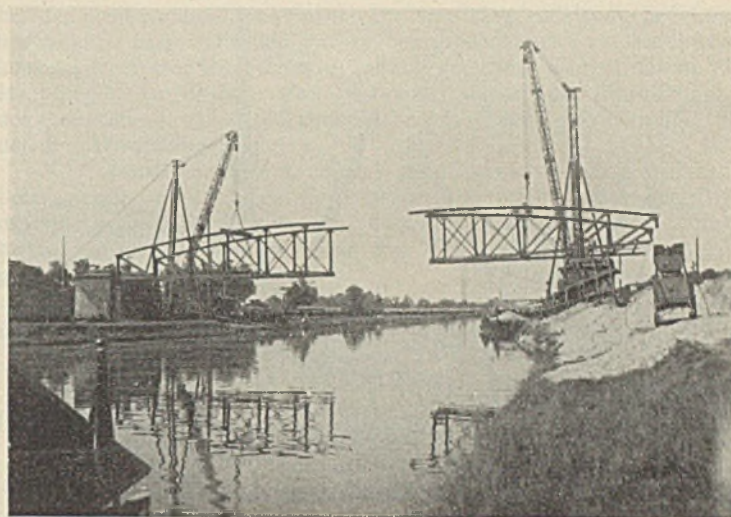


Abb. 55. Beseitigung des eisernen Überbaues einer Brücke.

Im Rahmen der Erweiterung des Dortmund-Ems-Kanals südlich Bergeshövede sind im ganzen neben der Olfener sechs weitere II. Fahrten vorgesehen, und zwar die II. Fahrten Lüdinghausen-Senden, am Rienbach, bei Amelsbüren, bei Hilstrup, an der Ems und an der Glane. Diese neuen II. Fahrten sind in Angriff genommen worden.

Im Bereich der rd. 1,6 km langen II. Fahrt am Rienbach zwischen km 49,2 und 50,9 des Dortmund-Ems-Kanals sind die Bauwerke, der



Abb. 56. Schließen des eisernen Überbaues einer neuen Brücke durch Einhängen der Zwischenstücke.

Rienbachdüker und die Wegebrücke, nahezu beendet, während die eigentlichen Erdarbeiten Anfang November 1934 begonnen wurden.

Das Dükerbauwerk besteht hier aus flußeisernen, elektrisch geschweißten Flanschenrohren von rd. 63 m Länge. Für den Hochwasserabfluß sind zwei Rohre von 2,25 m Durchm. und 23 mm Wanddicke vorgesehen, dazwischenliegend ein Rohr für den Trockenwetterabfluß von 0,90 m Durchm. und 12 mm Wanddicke. Die Dükerrohre werden bei offener Wasserhaltung zwischen eisernen, 10 bis 13 m langen, bis in den

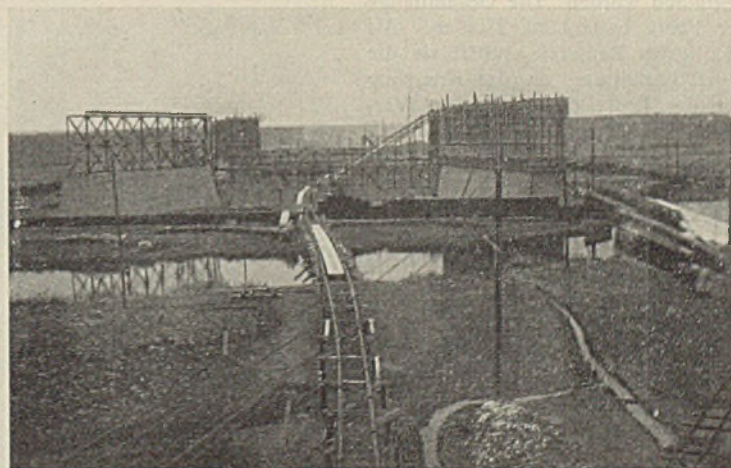


Abb. 58. Betonpumpanlage am südwestlichen Flügel der Kanalüberführung Stever.

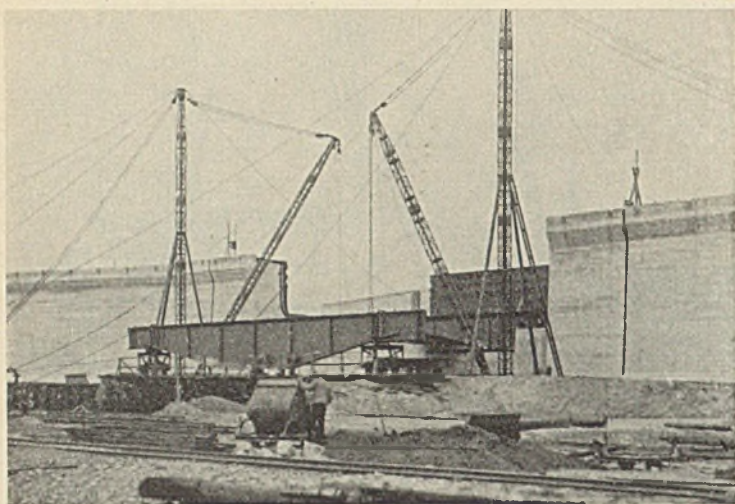


Abb. 59.

Aufstellung des eisernen Überbaues der Kanalüberführung Stever.

festen Mergel des Untergrundes hinuntergerammten Krupp-Spundwänden Profil K II in einer rd. 70 m langen, 8,60 m tiefen und 8,80 m breiten Baugrube verlegt.

Abb. 60 zeigt den Einbau eines Krümmers für den Rienbachdüker.

Die Widerlager der Wegebrücke sind auf je 16 Stück eisernen, 9,40 m bzw. 11 m langen geschweißten Union-Kastenpfählen L II a ge-

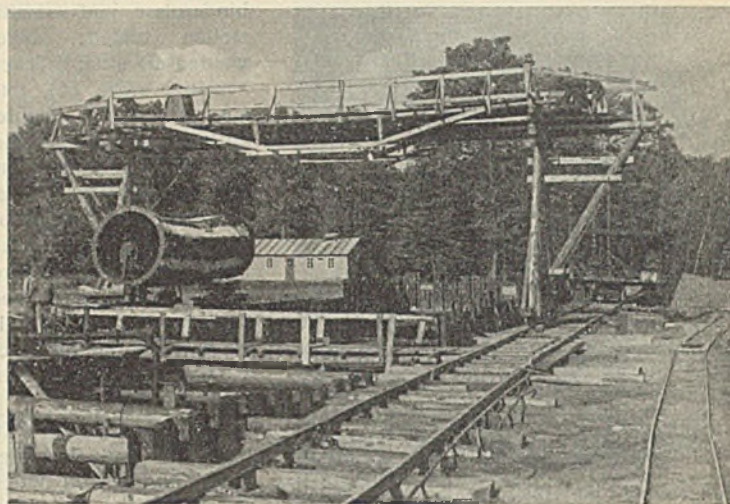


Abb. 60.

Einbau eines Krümmers für den Düker Rienbach.

Kanalüberführung erforderliche Verlegung der Ems in ein neues Flußbett von 1500 m Länge begonnen werden.

Die Gesamtkosten der II. Fahrt an der Ems sind zu 6 400 000 RM veranschlagt.

Die vorbereitenden Arbeiten sind auch für die II. Fahrt an der Glane ausgeführt. Die wesentlichsten Bauwerke dieser Fahrt: der große Glane-

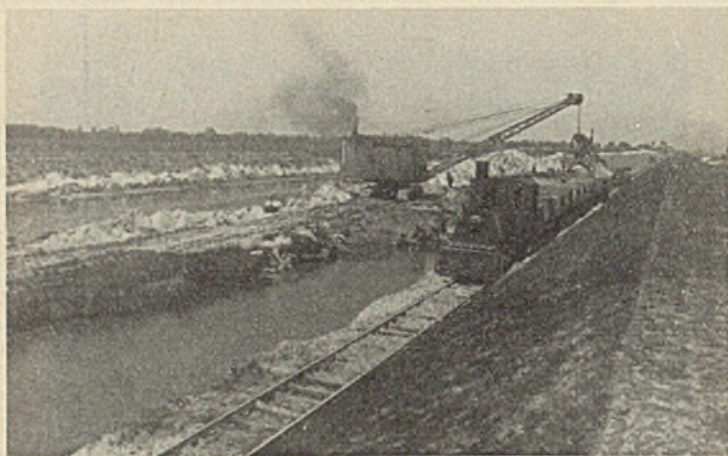


Abb. 61. Mündungsstrecke des Küstenkanals, Erdaushub durch Greifer.

gründet, die bis in den festen Mergel des Untergrundes hinabreichen und in ihrem oberen Drittel mit bewehrtem Beton zum Einbinden in die Widerlagerblöcke gefüllt sind. Durch Druckversuche ist eine Tragfähigkeit der Pfähle bis zu 150 t festgestellt.

Die Gesamtkosten der II. Fahrt werden etwa 1,2 Mill. RM betragen.

Für die II. Fahrten bei Amelsbüren und Hilstrup sind die Entwurfsarbeiten abgeschlossen. Vorbereitende Arbeiten sind in Angriff genommen.

Nördlich Münster sind die Bauarbeiten für die II. Fahrt an der Ems begonnen worden. Die Gesamtlänge der Fahrt beträgt rd. 2700 m. Als wichtigstes Bauwerk enthält sie die Kanalüberführung an der Kreuzung mit der Ems, die nach dem Vorbilde der Kanalüberführungen in der II. Fahrt bei Olfen ausgeführt wird, jedoch im Tragwerk nicht unwesentlich vereinfacht werden konnte, weil hier mit Bergsenkungen nicht mehr gerechnet werden muß. Abweichend von den Kanalüberführungen bei Olfen, wird die Kanalüberführung, die drei Öffnungen von je 22,40 m enthält, in geschweißter Eisenkonstruktion aus St 37 hergestellt. Die vorbereitenden Arbeiten sind ausgeführt, die Rammarbeiten für die Gründung der Kanalüberführung begonnen. Noch im Laufe dieses Winters wird auch die Infolge der

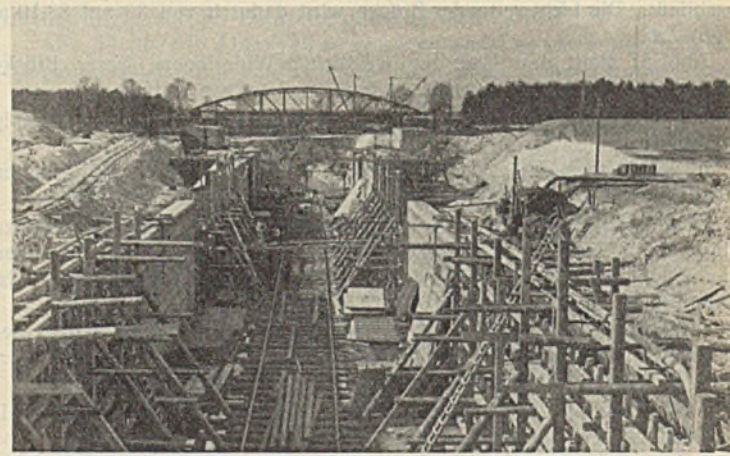


Abb. 62. Schleuse Dörpen im Bau.

durchlaß, eine Straßenbrücke und ein Sicherheitstor, werden ebenfalls noch im Laufe dieses Winters begonnen werden. Die Länge dieser Fahrt beträgt rd. 2900 m. Die Gesamtkosten sind zu 3 970 000 RM ermittelt. Die planmäßige Fortführung der Arbeiten zur Herstellung aller II. Fahrten ist beabsichtigt.

Die Erfahrung hat gelehrt, daß der Baufortschritt bei der Spundwandbauweise außerordentlich groß ist

und daß dadurch die Anlagesumme in kurzer Zeit zur Auswirkung kommt. Die Arbeitsbeschaffung verteilt sich in die weitesten Kanäle unserer Volkswirtschaft. Auf einen Mann, der unmittelbar im Kanalbau beschäftigt wird, kommen zwei Mann in den liefernden Betrieben und Werken. Da zur Zeit rd. 3000 Mann am Kanal arbeiten, hat der Erweiterungsbau schon mindestens 8000 bis 10 000 Menschen in Arbeit und Brot gesetzt.

Küstenkanal. Die im vorjährigen Bericht ausgesprochene Annahme, daß der Küstenkanal im Spätherbst 1934 fertig würde, konnte nicht verwirklicht werden. Die Kanalstrecke von der Landesgrenze bis zur Goldfischdever ist zwar bis auf Entfernung einiger Trennungsdämme hergestellt, dagegen erfordern die Arbeiten an der Mündungsstrecke von der Goldfischdever bis zur Ems einen größeren Zeitaufwand, als anfäng-

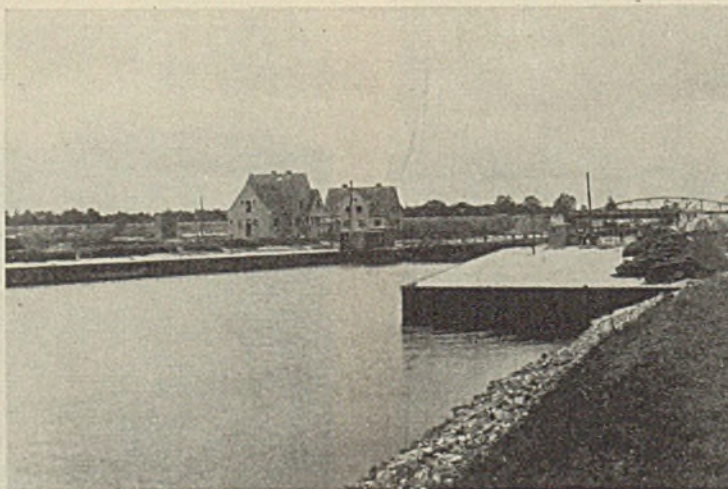


Abb. 63. Schleuse Dörpen vom Oberwasser aus gesehen mit den beiden Dienstgehöften und der Eisenbahn- und Straßenbrücke.

lich erwartet wurde. Besonders haben die Maßnahmen zur Verlegung der Bahn Münster—Emden, die den Kanal bei der Schleuse Dörpen kreuzt, eine gewisse Verzögerung mit sich gebracht.

Der Erdaushub an der Mündungsstrecke ist bis auf einen geringen Rest fertig (Abb. 61). Die Befestigung der Kanalufer durch Steinschüttung wird zur Zeit eingebracht. Die größeren Kunstbauten, wie die Schleuse Dörpen (Abb. 62), die Eisenbahnbrücke zur Überführung der Bahn Münster—Emden mit den Anschlußstrecken, zwei Straßenbrücken mit den zugehörigen Wegerampen und einige kleinere Bauten sind bis auf kleine Restarbeiten hergestellt (Abb. 63). Die Verlegung des Bahnbetriebs auf die neue Strecke ist binnen kurzem zu erwarten. Eine Besonderheit besteht bei dem Bauwerk zur Überführung der Bahn, bei dem jedes Gleis einen besonderen Brückenüberbau erhält insofern, als die Brücken

bei der nicht unerheblichen Spannweite von 26 m vollständig in Schweißkonstruktion hergestellt sind und zu den größeren geschweißten Brückenkonstruktionen der Reichsbahnverwaltung gerechnet werden dürfen. Die Hauptträger der Brücken sind vollwandig ausgebildet. Zur Dämpfung der Stoßwirkung des Eisenbahnbetriebes ist das Gleisschotterbett über den Brücken durchgeführt.

Noch herzustellen sind an der Mündungsstrecke eine Wirtschaftsbrücke, zwei Düker und ein Auslaßbauwerk zur Überstauung der südlich des Kanals gelegenen Niederung, die infolge des Kanalbaues von der befruchtenden Überflutung durch die Winterhochwasser der Ems abgeschnitten wird.

Der Kanal wird voraussichtlich im Sommer 1935 dem Betriebe übergeben werden können. (Fortsetzung folgt.)

Beseitigung der Schienenkreuzung der Gleise $\frac{\text{Frankfurt}}{\text{Darmstadt}}$ —Mainz und Mainz—Worms auf Bahnhof Mainz-Süd.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat Eyert, Mainz.

Auf dem Bahnhof Mainz-Süd teilt sich die zweigleisige Hauptbahn Mainz—Mainz-Süd in die Strecken nach Frankfurt und Darmstadt einerseits und nach Worms andererseits. Die Strecke Mainz— $\frac{\text{Frankfurt}}{\text{Darmstadt}}$ ist mit täglich etwa 180 Zügen, die Strecke Mainz—Worms mit etwa 70 Zügen belegt.

Bisher kreuzten sich die Gleise Mainz—Worms und $\frac{\text{Frankfurt}}{\text{Darmstadt}}$ —Mainz in Schienenhöhe (Abb. 1). Diese Kreuzung war ein Gefahrenpunkt erster Ordnung. Im gewöhnlichen Verkehr wurde sie von 90 Zügen der einen und 35 Zügen der anderen Richtung befahren. Bei 17 vorhandenen regelmäßigen Kreuzungen von Personenzügen entstanden allein Aufenthalte von rd. 40 min. Abgesehen von den tatsächlich entstehenden regelmäßigen

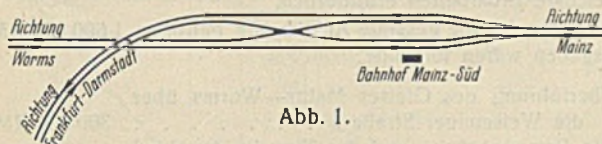


Abb. 1.

Behinderungen von Zügen trat eine stärkere Behinderung der Fahrplanbildung dadurch ein, daß auf die Kreuzungen Rücksicht genommen werden mußte. Noch mehr traten die Nachteile dieser Kreuzung bei Unregelmäßigkeiten im Zugverkehr hervor. Nach den gemachten Erfahrungen sollen diese mit einem Tagesdurchschnitt von 20 min Aufenthalt angenommen werden. Neben der wesentlichen Erhöhung der Betriebssicherheit wird somit durch die Beseitigung der Kreuzung durchschnittlich täglich rd. eine Zugstunde erspart; bei schwierigen Betriebsverhältnissen tritt eine wesentlich höhere Entlastung ein.

Der Wunsch, diese Gleiskreuzung zu beseitigen, ist aus den angeführten Gründen schon alt. Die Ausführung wurde ermöglicht durch das große Arbeitsbeschaffungsprogramm von 1933, wo der größte Teil der aufzuwendenden Baukosten aus öffentlichen Mitteln zur Verfügung gestellt wurde.

Gleichzeitig mit diesen Arbeiten wurde auf der Strecke Mainz— $\frac{\text{Frankfurt}}{\text{Darmstadt}}$ bei eingleisigem Betrieb zwischen Mainz-Süd und Mainz-Gustavsburg die

Zuschüttung von neun rechtsrheinischen Flutöffnungen und die Verstärkung der Rheinbrücke durchgeführt mit einem Kostenaufwande von rd. 1 Mill. RM. Der eingleisige Betrieb auf dieser Strecke ermöglichte es, das außer Betrieb gesetzte Gleis als Baugleis für die Arbeiten zur Beseitigung der Gleiskreuzung mitzubenutzen. Das neue Gleis Mainz-Süd—Weisenau der Strecke Mainz—Worms wurde dadurch geschaffen, daß auf einem Teile von etwa 600 m Länge von km 2,1 bis 2,7 der Strecke Mainz—Frankfurt die Gleise von und nach Frankfurt nach Norden verschoben wurden und auf dem anderen Teil von etwa 1 km Länge von km 45,45 bis 46,45 der Strecke Mainz—Worms auf der Südseite der bestehenden Gleise ein neuer Bahnkörper geschaffen wurde. Die Verschiebung der Frankfurter Gleise nach Norden macht die Herstellung eines neuen Bahnkörpers auf der Nordseite des alten Bahnkörpers für das Gleis Frankfurt—Mainz bei km 2,1 bis 2,7 erforderlich (Abb. 2).

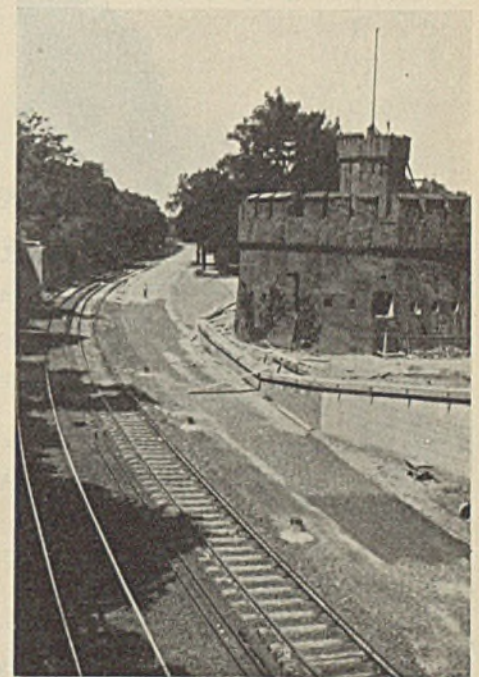


Abb. 2.

Hierbei waren neben Erdarbeiten in geringem Umfange an größeren Arbeiten zu leisten: die Verbreiterung der Überführung über die Hechtsheimer Straße um eine Gleisbreite (Abb. 3), die Herstellung einer neuen Personenüberführung mit anschließenden Rampen über nunmehr drei

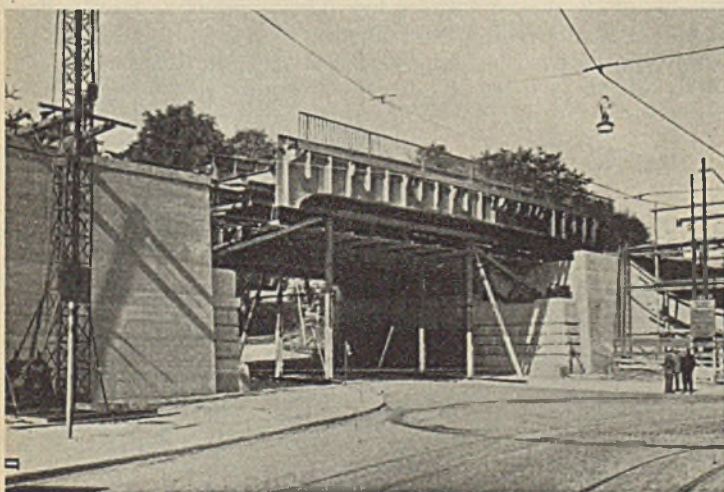


Abb. 3.

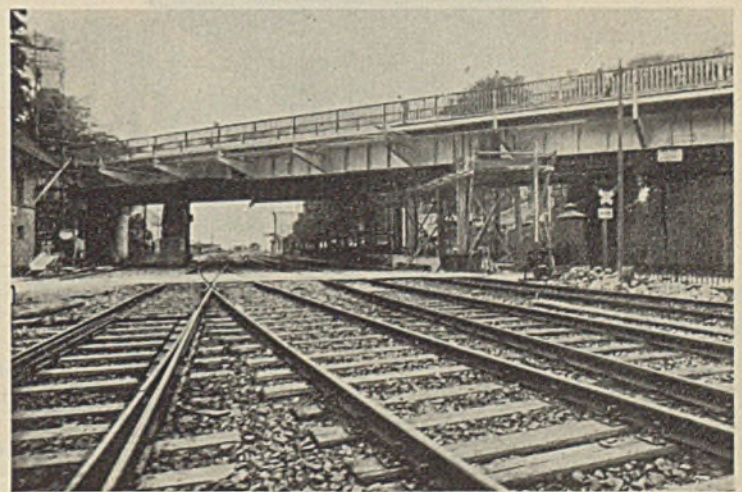


Abb. 4.

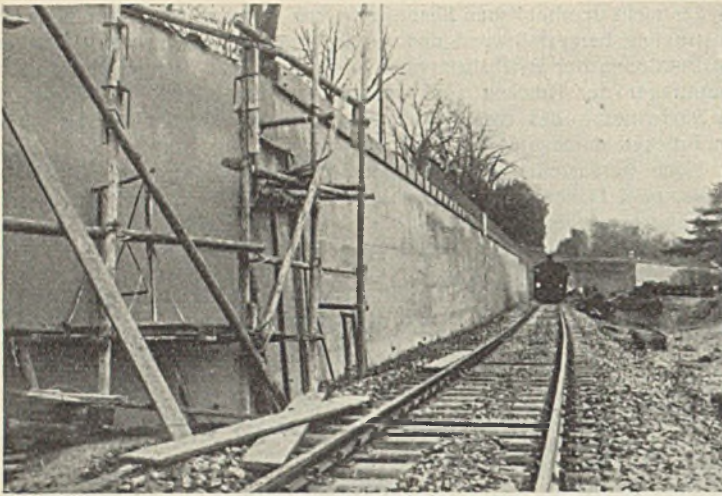


Abb. 5.

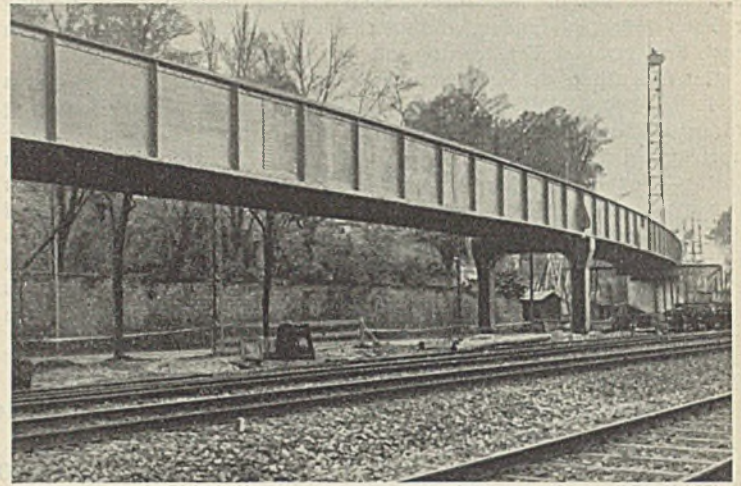


Abb. 6.

Gleise an Stelle der alten über zwei Gleise, als Verbindung des Geländes nördlich der Bahn mit den städtischen Anlagen südlich der Bahn, die seitliche Verschiebung des eisernen Überbaues des Kreuzungsbauwerks der Frankfurter Strecke mit dem Gleis Worms—Mainz, wobei gleichzeitig der alte Überbau des Gleises Frankfurt—Mainz durch einen neuen vollständig geschweißten Überbau ersetzt wurde (Abb. 4), und der Ersatz des Planüberganges bei km 2,7 der Strecke Mainz—Frankfurt durch eine neue Verbindungsstraße zwischen der Weisenauer Straße und der Straße am Michelsberg. Erheblich umfangreichere Arbeiten erforderte die Herstellung des neuen Bahnkörpers auf der Südseite. Von km 46,3 bis 46,45 wurde der Ersatz der alten bzw. die Errichtung einer neuen Stützmauer aus Eisenbeton von etwa 150 m Länge notwendig (Abb. 5). Anschließend kommt die Überführung des Gleises Mainz—Worms über die Weisenauer Straße durch ein gekrümmtes Bauwerk auf vier Stützen von 110 m Länge, wobei die Krümmung nicht wie bei alten Bauwerken durch ein Polygon, sondern durch gleichmäßige Krümmung der eisernen Hauptträger erreicht wird (Abb. 6 u. 7).

Dann folgt ein Bauwerk von 415 m Länge. Der erste Teil dieses Bauwerks von 205 m Länge besteht aus zwölf Eisenbetonträgern auf zwei Widerlagern und elf Pfeilern, von denen drei als Gruppenpfeiler ausgebildet sind (Abb. 8).

Der zweite Teil dieses Bauwerks ist ausgebildet als Trog zwischen Stützmauern mit dazwischen geschütteten Bodenmassen, wobei bis zu einer bestimmten Höhe die Stützmauern durch Zugbänder gehalten sind, bei geringerer Höhe der Stützmauern lediglich diese vorhanden sind (Abb. 9).

Durch die Verschiebungen der Wormser Gleise nach Norden wurde auf der Nordseite des Wormser Bahnkörpers eine Stützmauer von 225 m Länge erforderlich.

Daneben waren für diesen zweiten Teil des neuen Gleises etwas umfangreichere Erdarbeiten erforderlich.

Die Kosten für die gesamte Ausführung betragen 1 600 000 RM. Die Hauptausgaben wären folgende:

Überführung des Gleises Mainz—Worms über die Weisenauer Straße	300 000 RM
Die Rampenbrücke und der Trog im Anschluß an dieses Überführungsbauwerk	325 000 „
Die Verbreiterung der Unterführung der Hechtsheimer Straße	70 000 „
Die Futtermauer am Stadtpark auf der Südseite der Bahn	115 000 „
Die Verbindungsstraße zwischen der Weisenauer Straße und der zum Michelsberg	140 000 „
Für Oberbauarbeiten wurden aufgewendet	125 000 „
Für Sicherungs- und Fernmeldeanlagen	130 000 „
Für Zement, den die Reichsbahnverwaltung für die Betonarbeit lieferte, wurden verausgabt	60 000 „

Ein weiteres Bild über den Umfang der Arbeiten geben auch folgende Zahlen:

Für die Kunstbauten wurden verarbeitet rd. 6000 m³ Beton, 4000 m³ Eisenbeton, 2200 lfdm Franki- und Straußpfähle und für die Überführung über die Weisenauer Straße 400 t Stahl.



Abb. 9.

ein gekrümmtes Bauwerk auf vier Stützen von 110 m Länge, wobei die Krümmung nicht wie bei alten Bauwerken durch ein Polygon, sondern durch gleichmäßige Krümmung der eisernen Hauptträger erreicht wird (Abb. 6 u. 7).



Abb. 7.



Abb. 8.

Die Arbeiten wurden Ende des Jahres 1933 begonnen und so gefördert, daß sie Ende November des Jahres 1934 fertiggestellt worden sind und das neue Gleis Mainz—Worms am 7. Dezember 1934 in Betrieb genommen werden konnte.

Die Arbeiten wurden durchweg von Unternehmern aus Mainz und unmittelbarer Umgebung ausgeführt. Bei den Arbeiten waren, abgesehen von den Arbeitern, die in den Fabrikräumen usw. beschäftigt waren, auf der Baustelle im Durchschnitt 200 Mann, an den Tagen der stärksten Bautätigkeit 450 Mann beschäftigt.

Alle Rechte vorbehalten.

Tragfähigkeit und Formänderungswiderstand des Bodens.

Von Dr.-Ing. Paul Müller, Düsseldorf.

Im Gegensatz zu den Elastizitätszahlen der Baustoffe sind Angaben über den Formänderungswiderstand des Bodens im Schrifttum nur spärlich zu finden, und zwar sowohl über die auf dynamischem als auch über die auf statischem Wege gefundenen Elastizitätszahlen. Dies ist um so mehr zu bedauern, als eine, wenn auch nur ungefähre Kenntnis des Formänderungswiderstandes der hauptsächlichsten Bodenarten (Formationen) wichtige Rückschlüsse auf deren Tragfähigkeit erlauben würde. Besonders wertvoll ist hierbei die Gegenüberstellung von E_{stat} mit E_{dyn} .

Beide Werte sind auch bei gleicher Lastfläche wahrscheinlich einander nicht gleich. Es ist ferner anzunehmen, daß der Formänderungswiderstand sowohl eine Funktion der Größe der Lastfläche als auch ihrer Tiefenlage unterhalb der Bodenoberfläche ist.

Vergleichende Messungen über diese Fragen liegen m. W. bislang nicht vor.

Im folgenden soll unter Berücksichtigung der bisherigen Erkenntnisse über die Druckverteilung unter Gründungskörpern der Zusammenhang

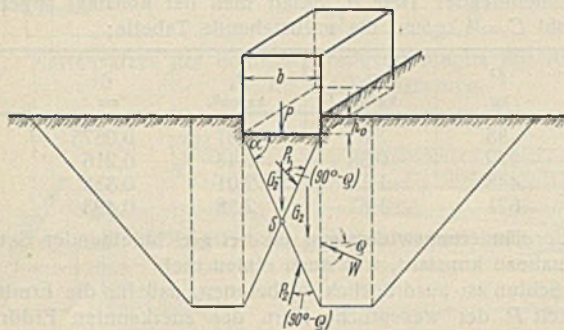


Abb. 1. Kräftespiel unter einem Grundbau nach Dr.-Ing. Schultze.

zwischen Einsenkung und Formänderungswiderstand gezeigt werden. Ich nehme hierbei Bezug auf die wenig bekannte Arbeit von Dr.-Ing. Joachim Schultze, Bodentragfähigkeit¹⁾.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 1, die dieser Arbeit entnommen ist, erhält man nach Dr. Schultze die „Tragfähigkeit“, nämlich den Kleinstwert P_0 von P , durch Differentiation der Gleichung

$$(1) \left\{ \begin{aligned} \frac{P}{\gamma} &= -\frac{b^2}{2} \cdot \tan \alpha + b \cdot \tan \alpha \left[\frac{1}{2} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) (2h_0 + b \cdot \tan \alpha) \right. \\ &\left. + \cos^3 \varphi \cdot \sin \varphi (h_0 + b \cdot \tan \alpha) \right] \frac{\sin \varphi + \cos \varphi \cdot \cot(\alpha - \varphi)}{\cos \varphi - \sin \varphi \cdot \tan \varphi} \text{ nach } \alpha. \end{aligned} \right.$$

Hierin bedeutet γ das spezifische Gewicht des Erdreichs.

Da die Durchführung der Differentiation schwierig ist, hat Dr. Schultze einige zusammenhängende Werte von P_0 und α durch Versuchsrechnung ermittelt. Für $b=20$ cm, $\gamma=1,0$ und $\varphi=30^\circ$ folgt z. B. für $h_0=0$, d. h. wenn die Lastfläche in der Erdoberfläche liegt, $\alpha=43^\circ$ und $P_0=4,5$ kg für je 1 cm Ausdehnung des Gründungskörpers senkrecht zur Bildebene.

Ist der Winkel α gefunden und in Gl. (1) eingesetzt, so ergibt sich die Ordinate der Pressungsfläche in der Achse p_1 aus dem Differentialquotienten $\frac{dP_0}{db} = p_1$.

Diese Gleichung hat die Form

$$(2) \quad \frac{p_1}{\gamma} = \frac{b}{2} \cdot \eta + h_0 \zeta,$$

$$(3) \quad \left\{ \begin{aligned} \eta &= 2 \cdot \tan \alpha \left\{ -1 + \frac{\sin \varphi + \cos \varphi \cdot \cot(\alpha - \varphi)}{\cos \varphi - \sin \varphi \cdot \tan \varphi} \left[\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \right. \right. \\ &\left. \left. + 2 \cdot \cos^3 \varphi \cdot \sin \varphi \right] \tan \alpha \right\} \end{aligned} \right.$$

$$(4) \quad \left\{ \begin{aligned} \zeta &= \tan \alpha \cdot \frac{\sin \varphi + \cos \varphi \cdot \cot(\alpha - \varphi)}{\cos \varphi - \sin \varphi \cdot \tan \varphi} \left[\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \right. \\ &\left. + \cos^3 \varphi \cdot \sin \varphi \right] \text{ ist.} \end{aligned} \right.$$

¹⁾ Z. f. ang. Math. 1923, Heft 1.

Zugleich mit der Beseitigung der Schienenkreuzung auf Bahnhof Mainz-Süd wird auf Bahnhof Mainz-Süd ein neues elektrisches Befehlsstellwerk erbaut.

Mit der Beseitigung der Gleiskreuzung auf Bahnhof Mainz-Süd und der Aufschlittung des Tunnels zwischen Mainz und Mainz-Süd sind die Betriebsverhältnisse südlich des Bahnhofs Mainz so verbessert, daß für den Bahnhof Mainz eine erhebliche Erhöhung der Leistungsfähigkeit eingetreten und auf der Südseite von Mainz die Eisenbahn allen Betriebsbedürfnissen in absehbarer Zeit gewachsen ist.

Die Pressungsfläche hat also trapezförmige Gestalt mit der Randspannung $p_0 = h_0 \zeta \gamma$. Im Abstände x vom Rande ist ihre Ordinate $p_x = (x \eta + h_0 \zeta) \gamma$ (s. Abb. 1a).

Dr. Schultze weist nun ferner nach, daß es für kreisförmigen Grundriß des Gründungskörpers zulässig ist, den Winkel α und die Sohlenpressungsfläche nach den Gl. (1) bis (4) zu ermitteln, wenn der Durchmesser $2r$ dieses Kreises gleich b gesetzt wird. (Die rechnerische Tragfähigkeit wird um etwa 10% zu klein.) Die Tragfähigkeit, die wir der Einfachheit halber jetzt P nennen wollen, ergibt sich alsdann zu

$$(5) \quad P = \frac{r^2 \pi}{3} (2p_0 + p_1),$$

und, wenn $h_0 = 0$ ist und somit $p_0 = 0$ wird, zu

$$(5a) \quad P = \frac{r^2 \pi p_1}{3}.$$

Hierin ist nach Gl. (2)

$$(2a) \quad p_1 = r \eta \gamma.$$

Somit wird

$$(5b) \quad P = \frac{r^3 \pi}{3} \cdot \eta \gamma.$$

Die Einsenkung unter einem zylindrischen Stempel vom Durchmesser $2r$ nach Boussinesq ist nun²⁾

$$\vartheta = 0,5 \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{P}{rE},$$

oder mit $m=3,7$ für die obersten Schichten der Erdrinde

$$(6) \quad \vartheta = 0,464 \cdot \frac{P}{rE}.$$

Für kegelförmige Druckverteilung unter einem Winkel von 35° zur Senkrechten ergibt sich

$$(6a) \quad \vartheta' = 0,426 \cdot \frac{P}{rE}.$$

Setzt man den Wert für P aus Gl. (5b) in Gl. (6) bzw. (6a) ein, so erhält man

$$(7) \quad \vartheta = \frac{0,155 \pi r^2 \eta \gamma}{E},$$

oder

$$(8) \quad E = 0,486 r^2 \eta \gamma \cdot \frac{1}{\vartheta}$$

nach Boussinesq bzw. bei kegelförmig unter 35° angenommener Druckverteilung

$$(8a) \quad E = 0,446 r^2 \eta \gamma \cdot \frac{1}{\vartheta'}.$$

Diese beiden Gl. (8) u. (8a) können somit dazu dienen, den Formänderungswiderstand des Bodens aus gemessenen Einsenkungen bei ruhender Belastung zu ermitteln, sofern die Lastfläche in der Bodenoberfläche liegt, d. h. $h_0 = 0$ ist.

Vorstehende Betrachtungen setzen statische Verhältnisse voraus, d. h. einen Gleichgewichtszustand zwischen den angreifenden Kräften P und den widerstehenden Kräften W . Bei Überschreitung der Bodentragfähigkeit schiebt sich das

Doppelprisma (s. Abb. 1a) unter dem Grundbau entstehende

Graphische Darstellung der Pressungsfläche unter der Höchstlast.

Abb. 1) in der Schneide S ineinander. Es tritt dann ein Bewegungszustand ein, der aber nicht etwa mit dem bei Schwingungsuntersuchungen des Baugrundes hervorgerufenen zu verwechseln ist. Bei ersterem handelt es sich um bleibende, bei letzterem, abgesehen von der Zu-

²⁾ Vgl. meine Abhandlung „Druckverteilung und Einsenkungen im Erdreich“. Bautechn. 1934, Heft 28.

sammenrüttlung des Bodens, um elastische, wieder zurückgehende Formänderungen.

Diese Verhältnisse muß man sich bei der Ermittlung des Formänderungswiderstandes mit statischer Belastung vergegenwärtigen. Es findet natürlich auch hier im elastischen Bereich, d. h. im Intervall $0 < P < P_0$ eine Formänderung des Bodens statt. Die Belastung P hängt, wie wir gesehen haben, funktionell mit α zusammen.

So ist z. B. für $\rho = 30^\circ$ und $2r = 20$ cm bei $h_0 = 0$

$$(1a) \quad P = \left[-0,02 \cdot \tan \alpha + 0,073 \cdot \tan^2 \alpha \cdot \frac{0,5 + 0,866 \cdot \cot(\alpha - 30^\circ)}{0,5775} \right] \cdot \gamma \text{ in t/m.}$$

In Abb. 2 sind diese Verhältnisse graphisch dargestellt. Für $\alpha = \rho$ und $\alpha = 90^\circ$ wird $P = \infty$. Für $\alpha = 0$ ist $P = 0$ und im Intervall $0 < \alpha < \rho$ wird theoretisch P negativ. Mit zunehmender Tiefe h_0 ändert sich der Formänderungswiderstand nach der Formel

$$(9) \quad E = \lambda \cdot \frac{r \cdot \gamma}{\delta} (r \eta + 3 h_0 \zeta)$$

oder, wenn man ζ durch η ausdrückt,

$$(10) \quad E = \lambda \cdot \frac{r \cdot \gamma}{\delta} \left[r \eta + 3 h_0 \cdot \frac{\epsilon + \psi}{\epsilon + 2\psi} \left(1 + \frac{\eta}{2 \cdot \tan \alpha} \right) \right]$$

In diesen Gleichungen bedeuten außer den früher festgelegten Bezeichnungen

λ den Zahlenbeiwert nach Boussinesq gleich 0,486 bzw. bei kegelförmiger Druckverteilung unter 35° gleich 0,446,

$$\epsilon = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \text{ und } \psi = \cos^2 \rho \cdot \sin \rho.$$

Ein Vergleich der Gl. (8) u. (8a) mit (9) u. (10) zeigt, daß das zweite Glied in letzteren den Einfluß der Tiefe h_0 auf die Größe von E darstellt.

Wir ermitteln bei einem Belastungsversuch zunächst das spezifische Gewicht γ und den Reibungswinkel ρ des Erdreichs. Als dann berechnen wir auf Grund der Funktion $P = f(\alpha)$ mit Hilfe der Gl. (1) bzw. (1a) den Kleinstwert von P , nämlich P_0 , mit dem zugehörigen Winkel α . Bis zu dieser „Tragfähigkeit“ P_0 können wir die Belastung steigern. Stimmen die Voraussetzungen der Theorie mit der Wirklichkeit überein, so muß dieses Intervall $0 < P < P_0$ der elastische Bereich der Formänderung des Bodens sein, d. h. es muß, sobald die Belastung größer als P_0 wird, ein bleibendes Einsinken des Gründungskörpers eintreten. Die unter der Höchstbelastung gemessene Einsenkung δ führt dann mittels der Funktion $E = f(\alpha, \delta)$ zur Ermittlung des Formänderungswiderstandes E [s. die Gl. (8), (8a), (9) u. (10)].

Selbstverständlich wird man auch im Intervall $0 < P < P_0$ die den Belastungen jeweils zugeordneten Einsenkungen δ messen, um festzustellen, in welchem Zusammenhang beide stehen. Auf Grund bereits bekanntgewordener Versuche wird man bei den meisten Bodenarten und Formationen mit einer Proportionalität zwischen Formänderung und Belastung nicht rechnen können; der Formänderungswiderstand des Bodens wird auch im elastischen Bereich keine Konstante sein. Er ist vielmehr von der Belastung abhängig, und zwar wächst er nach bisherigen Versuchsergebnissen mit der Belastung auch bei gleichbleibender Lastfläche.

Hinsichtlich der Änderung der Form der Pressungsfläche im Intervall $0 < P < P_0$ verweise ich auf die Arbeit von Dr.-Ing. Schultze.

Ferner wird der Formänderungswiderstand mit der Tiefe h_0 veränderlich sein, wie aus Gl. (9) u. (10) ersichtlich.

Selbst bei gleichbleibender Bettungszahl C des Erdreichs in der Tiefe wird nämlich der Zuwachs, den E durch das „Tiefenglied“ der Gl. (9) u. (10) erfährt, durch die Zunahme von δ in der Tiefe nicht voll ausgeglichen. Hierzu müßte die Bedingung erfüllt sein

$$\frac{r \eta_0}{3} + h_1 \zeta_1 \cdot \frac{\eta_0}{\eta_1} = \frac{r \eta_1}{3} + h_1 \zeta_1$$

Alle Rechte vorbehalten.

Die Bewässerungsanlage der Bonifica Parmigiana-Moglia.

Von Gotthard Escher, Mailand.

In einem früheren Aufsatz¹⁾ habe ich mehrere Urbarmachungen in der Po-Ebene beschrieben, wobei u. a. die Entwässerung der „Bonifica Parmigiana-Moglia“ eingehend behandelt wurde. Es wurde gezeigt, mit welchen Mitteln für den Abfluß der vom Herbst bis zum Frühjahr reichlich fallenden Niederschläge gesorgt wird, um ihren Anstau und damit eine Schädigung der Kulturen zu verhindern. Die Urbarmachung, worunter nach dem weitesten Sinn des italienischen Wortes „Bonifica“ die Verbesserung des Landes bis zur Erzielung des höchsten Ertrages zu verstehen ist, kann jedoch mit der beschriebenen Entwässerung noch nicht als abgeschlossen bezeichnet werden. Zunächst tritt wie bei vielen entwässerten Gebieten eine Senkung des Grundwasserstandes ein, damit verbunden eine zu weitgehende Entfeuchtung des Bodens, die in der trockenen Jahreszeit durch Zufuhr von Wasser wieder ausgeglichen werden muß, ganz abgesehen davon, daß im Sommer die Niederschläge ohnehin zu spärlich

worin sich der Index von η , ζ und h auf die jeweilige Tiefenlage der Lastfläche bezieht.

Dies ist wegen der Verschiedenheit der Funktionswerte η und ζ des Winkels α für die einzelnen Lagen der Lastfläche unmöglich; allerdings sind die Unterschiede, wie an nachstehendem Beispiel zu sehen, nur unbedeutend.

Um einen Überblick über die vorstehenden, teilweise recht unübersichtlichen Gleichungen mit Zahlen zu geben, nehmen wir folgende Zahlenwerte als Beispiel:

$$\rho = 30^\circ \quad \gamma = 1,8 \text{ t/m}^3 \quad b = 2r = 0,20 \text{ m} \quad h_0 = 0.$$

Es folgt:

$$\left. \begin{matrix} \eta = 45 \\ \zeta = 23 \end{matrix} \right\} \text{ dimensionslos mit } \alpha = 43^\circ.$$

Somit wird die Pressung in der Achse

$$p_1 = r \eta \gamma = 0,1 \cdot 45 \cdot 1,8 = 8,1 \text{ t/m}^2$$

und die Tragfähigkeit

$$P = \frac{r^2 \pi p_1}{3} = \frac{0,1^2 \pi \cdot 8,1}{3} = 0,085 \text{ t.}$$

Die mittlere Pressung p_m folgt somit zu

$$p_m = \frac{P}{r^2 \pi} = \frac{0,085}{0,1^2 \pi} = 2,7 \text{ t/m}^2.$$

Bei einer angenommenen Bettungszahl des untersuchten Bodens $C = 4 \text{ kg/cm}^3$ würde nun die Einsenkung δ betragen

$$\delta = \frac{p_m}{C} = \frac{0,27}{4} = 0,0675 \text{ cm.}$$

Somit ergibt sich als Formänderungswiderstand des Bodens mit dieser angenommenen Einsenkung nach Gl. (8)

$$E = 0,485 \cdot 0,1^2 \cdot 45 \cdot 1,8 \cdot \frac{1}{0,000675} = 582 \text{ t/m}^2 = 58,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Mit zunehmender Tiefe h_0 erhält man bei konstant angenommener Bettungszahl $C = 4 \text{ kg/cm}^3$ die nachstehende Tabelle:

h_0 cm	P kg	p_0 kg/cm ²	p_1 kg/cm ²	δ cm	E kg/cm ²
0	85	0	0,81	0,0675	58,2
16	272	0,58	1,43	0,216	58,3
32	448	1,13	2,01	0,355	58,4
48	621	1,67	2,58	0,493	58,5

Der Formänderungswiderstand ist bei gleichbleibender Bettungszahl demnach nahezu konstant, was auch einleuchtet.

Zum Schluß ist ausdrücklich zu betonen, daß für die Ermittlung der Tragfähigkeit P der wesentliche Kern der anerkannten Erddrucklehren nach Dr. Schultze Anwendung fand, und daß für die Einsenkungen die Theorie des elastischen isotropen Halbraumes zugrunde gelegt wurde. Letztere setzt druck- und zugfestes Material mit für beide Beanspruchungen gleichem Elastizitätsmodul voraus. Diese Eigenschaften besitzt der Erdboden, selbst wenn es sich um bindige Böden handelt, zwar nicht. Irgendwelche Annahmen über die Druckverteilung müssen aber gemacht werden, um zu bestimmten Ergebnissen über die Größe des Formänderungswiderstandes zu gelangen; die Druckverteilung nach Boussinesq bzw. eine kegelförmige Druckausbreitung widerspricht zum mindesten nicht der gefühlsmäßigen Anschauung.

Es dürfte sich daher empfehlen, Versuche auf vorstehender Grundlage durchzuführen, um wenigstens Vergleichswerte für den Formänderungswiderstand der verschiedenen Bodenarten zu erhalten. Es wird sich dann auch herausstellen, wie groß der Einfluß der Lastfläche auf die Größe von E ist und in welchem Maße die „Tragfähigkeit“ von der Größe der Lastfläche abhängt.

fallen. Dem Zuviel in der einen Jahreszeit steht ein Zuwenig in der anderen gegenüber.

In der „Bonifica Parmigiana-Moglia“ wurden in den Jahren 1929 bis 1931 umfangreiche Bauten ausgeführt, die fast dem ganzen Gebiete von annähernd 70000 ha das zur Bewässerung der Kulturen erforderliche Wasser liefern. Die Flüsse, die vom Apennin herunterfließen, kommen dafür nicht in Frage, da sie gerade zur Jahreszeit, wo man ihr Wasser nötig hätte, anfangen zu versiegen. Der einzige Fluß, aus dem das Wasser entnommen werden kann, ist der Po, der im Frühsommer stets reichlich Wasser führt. Da er aber in ziemlich großer Entfernung vom nördlichen Rande des zu bewässernden Gebietes vorbeifließt, das außerdem gegen Süden ansteigt, kann nur ein geringer Teil durch natürliches Gefälle erreicht werden; im übrigen ist künstliche Hebung notwendig.

Auf Grund eingehender Berechnungen wurden 40 m³/sek als erforderliche Wassermenge festgelegt. Die Entnahme des Wassers aus dem Po geschieht an dessen rechtem Ufer bei Boretto, etwa 10 km oberhalb

¹⁾ Bautechn. 1928, Heft 38.

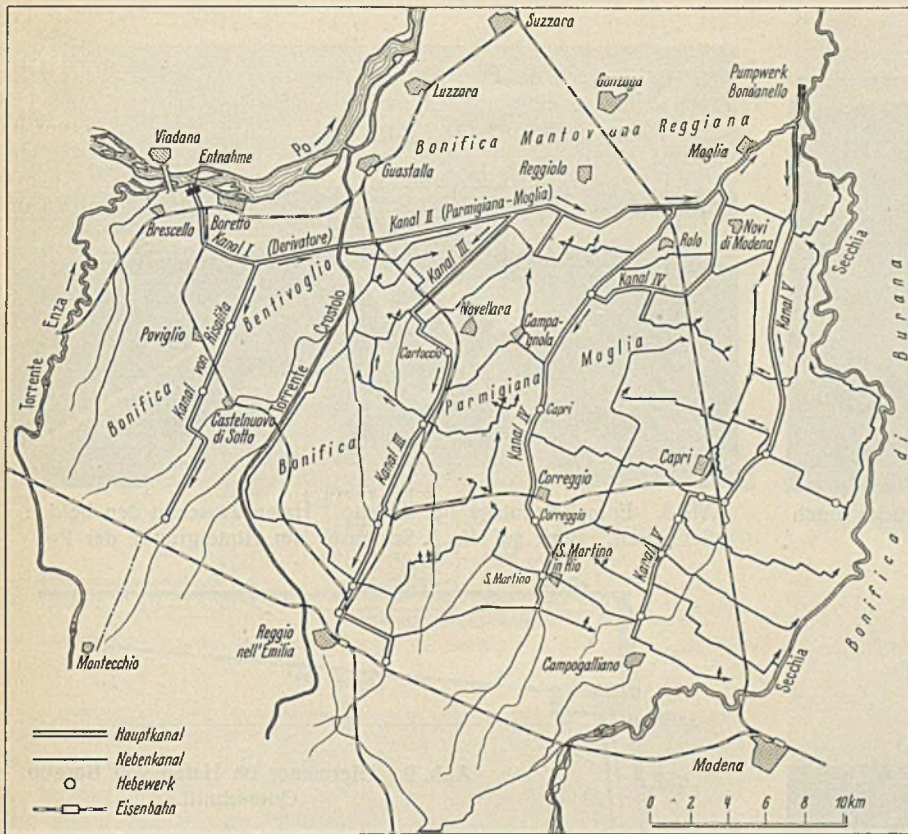


Abb. 1. Kartenskizze der Bonifica Parmigiana-Moglia mit Angabe des Kanalsystems für die Bewässerung.

Guastalla. Das Wasser wird zunächst durch einen Kanal mit natürlichem Gefälle in einen schon vor der Durchführung der Entwässerung vorhanden gewesen Wasserlauf, die „Parmigiana-Moglia“, geführt, die auch als Sammelkanal für die Entwässerung dient (Abb. 1). Das Wasser durchfließt ihn bis kurz vor dem Pumpwerk Bondanello. Vier Hauptabzweigungen leiten das Wasser in das Gebiet südlich der Parmigiana-Moglia. Der erste dieser Seitenkanäle hat das Gebiet der „Bonifica di Bentivoglio“ links des Crostolo zu versorgen, die übrigen drei die „Bonifica Parmigiana-Moglia“. Ein weit verzweigtes Netz von Nebkanälen sorgt dann für die Verteilung des Wassers auf die Felder. Die Hauptkanäle haben eine gesamte Länge von 142 km, die Nebkanäle über 400 km.

Sobald das natürliche Gefälle nicht mehr ausreicht, setzt künstliche Hebung ein. Durch 19 Pumpwerke wird das Wasser von Stufe zu Stufe gehoben, so daß es noch in einer Entfernung von 70 km von der Entnahmestelle

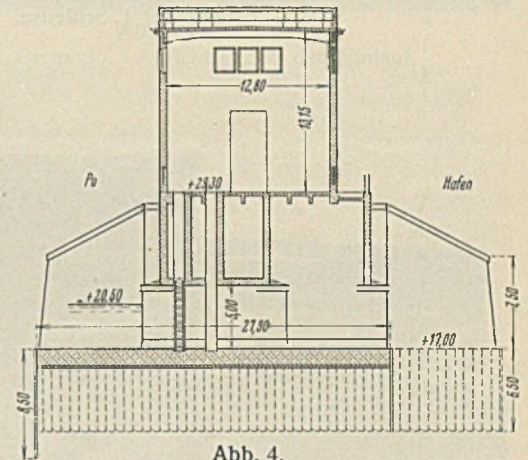


Abb. 4.

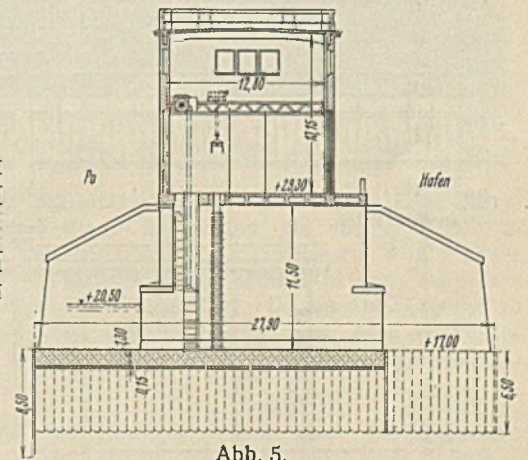


Abb. 5.

Abb. 4 u. 5. Entnahmeanlage bei Boretto. 1. Schleuse. Schnitte.

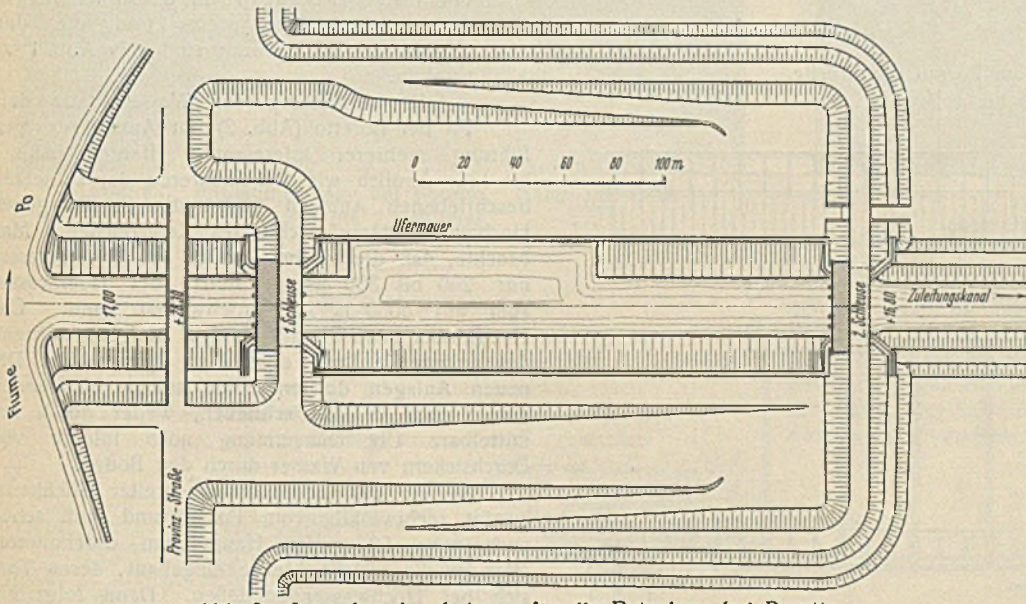


Abb. 2. Lageplan der Anlagen für die Entnahme bei Boretto.

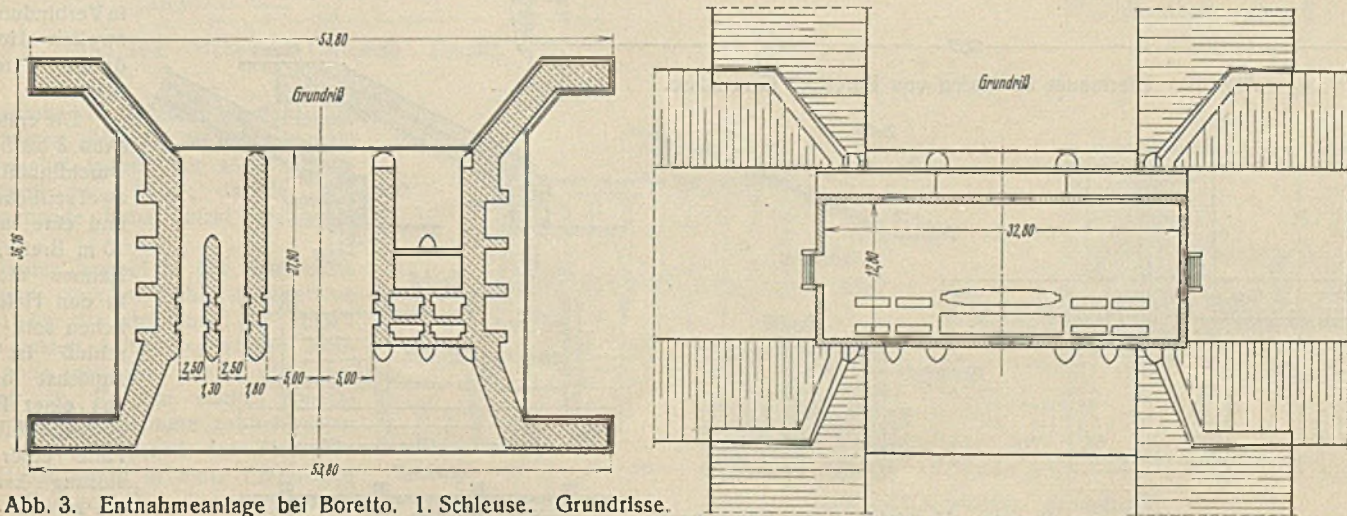


Abb. 3. Entnahmeanlage bei Boretto. 1. Schleuse. Grundrisse.



Abb. 6. Entnahmeanlage bei Boretto. Blick unter der Brücke durch nach der 1. Schleuse.

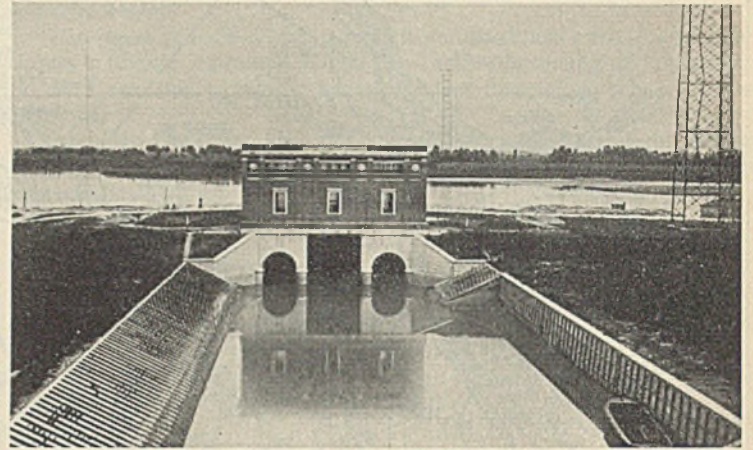


Abb. 8. Entnahmeanlage bei Boretto. Hafen zwischen den beiden Schleusen. Blick auf die 1. Schleuse. Im Hintergrunde der Po.

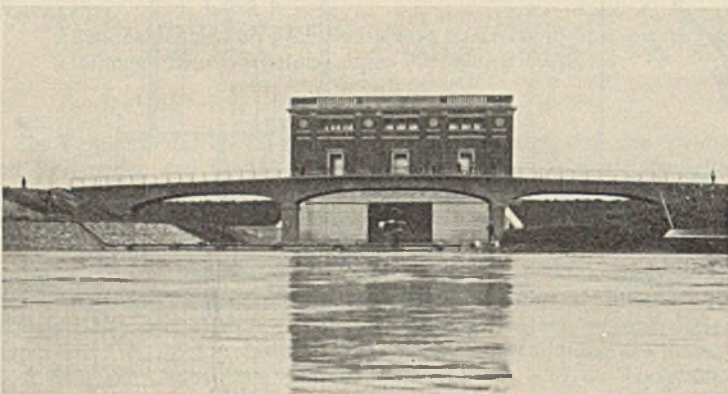


Abb. 7. Entnahmeanlage bei Boretto. Blick vom Po auf die Brücke über den Stichkanal und die 1. Schleuse.

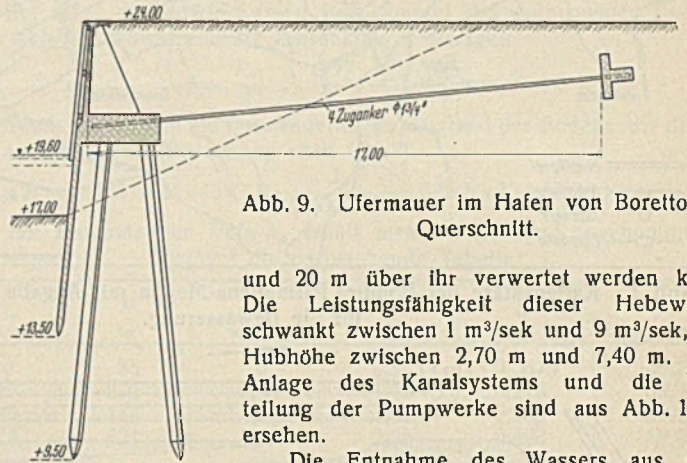


Abb. 9. Ufermauer im Hafen von Boretto. Querschnitt.

und 20 m über ihr verwertet werden kann. Die Leistungsfähigkeit dieser Hebewerke schwankt zwischen 1 m³/sek und 9 m³/sek, die Hubhöhe zwischen 2,70 m und 7,40 m. Die Anlage des Kanalsystems und die Verteilung der Pumpwerke sind aus Abb. 1 zu ersehen.

Die Entnahme des Wassers aus dem Po bei Boretto (Abb. 2) bot Anlaß zur Ausführung mehrerer interessanter Bauten (Abb. 3 bis 13). Ähnlich wie bei mehreren der seinerzeit beschriebenen Anlagen bildet der Schutz gegen Hochwasser deren wichtigstes Kennzeichen. Man beachte, daß der Po bei Boretto bei Niedrigwasser nur 200 bis 300 m³/sek führt, bei Hochwasser aber auf 5000 m³/sek anschwellen kann. Das Hochwasser kann bis auf Kote 27 steigen, während das anliegende Land etwa 8 m tiefer steht. Die neuen Anlagen durften unter keinen Umständen eine Gefahr in sich schließen, weder durch unmittelbare Überschwemmung noch infolge von Durchsickern von Wasser durch den Boden.

Ein an der Sohle 24 m breiter Stichkanal zweigt rechtwinklig vom Po ab und muß schon nach etwa 50 m den Hauptdamm durchqueren. Hier ist die erste Schleuse eingebaut, deren Tore sich bei Hochwasser schließen. Dann folgt ein etwa 200 m langes Hafenbecken und schließlich in Verbindung mit dem zweiten Hochwasserdamm eine zweite Schleuse.

Die erste Schleuse (Abb. 3 bis 5) hat fünf Durchflußöffnungen, je zwei seitliche zu 2,50 m und eine mittlere zu 10 m Breite, die den Kähnen die Einfahrt in den Hafen ermöglichen soll. Der Verschuß ist doppelt; zunächst besteht er aus einer Reihe von eisernen Hubtoren; im Falle einer Betriebsstörung kann sofort ein zweiter Verschuß

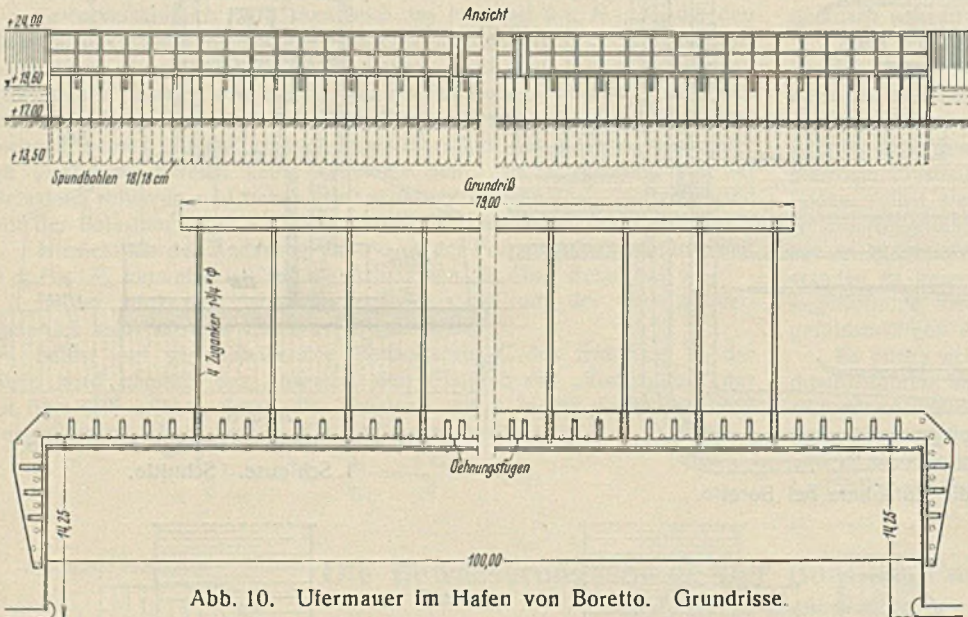


Abb. 10. Ufermauer im Hafen von Boretto. Grundrisse.

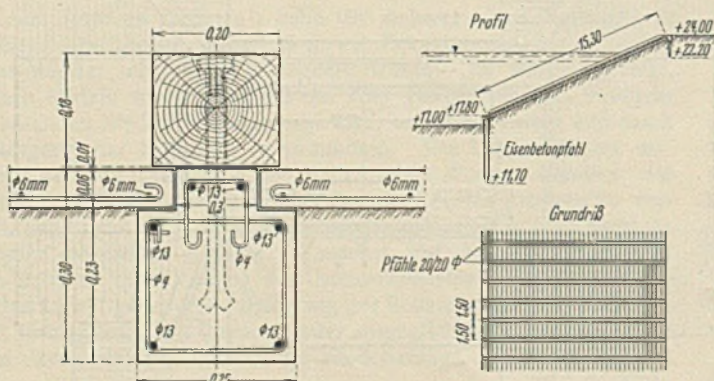
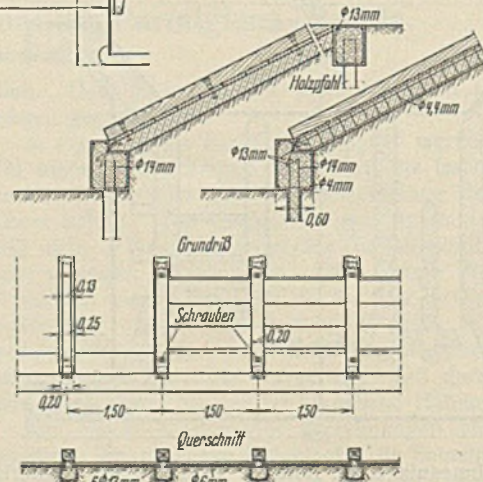


Abb. 12. Hafen von Boretto. Verkleidung der Böschungen.



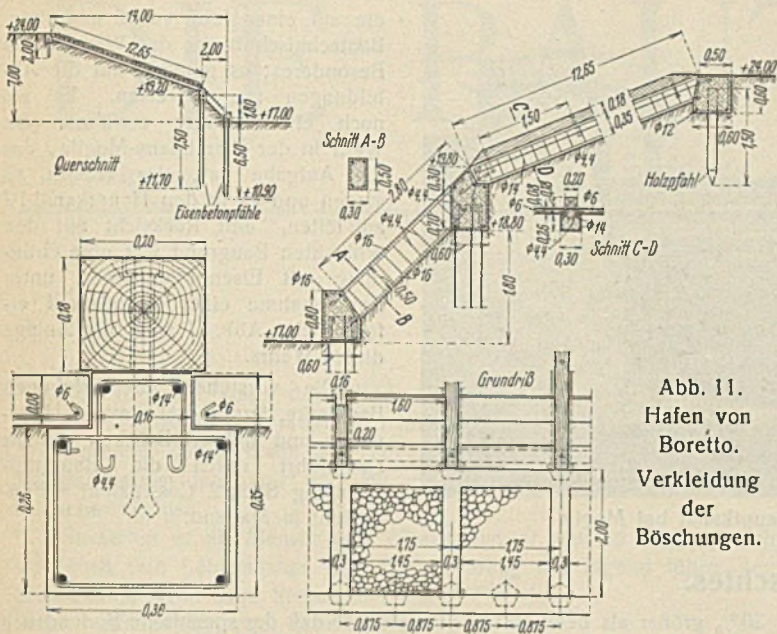


Abb. 11.
Hafen von
Boretto.
Verkleidung
der
Böschungen.

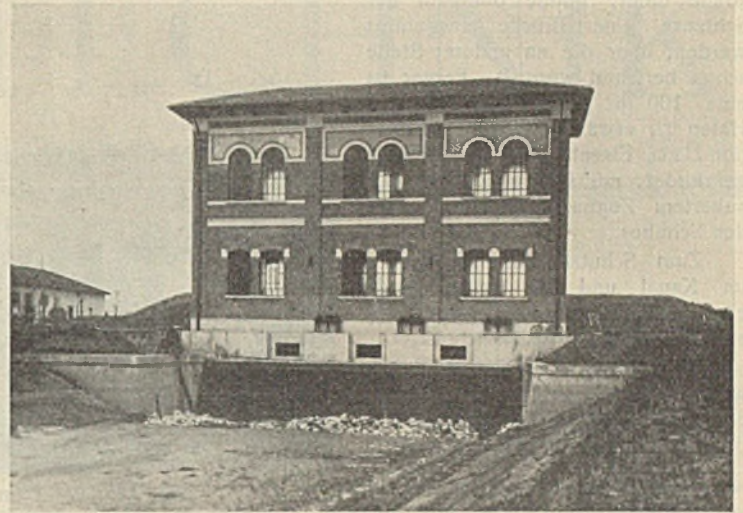


Abb. 14.
Hebwerk Cartoccio. Ansicht gegen den Einlauf.

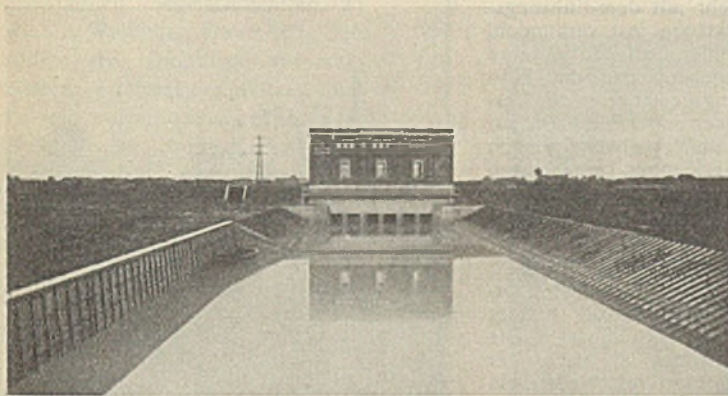


Abb. 13. Entnahmeanlage bei Boretto. Hafen mit Blick auf die 2. Schleuse.

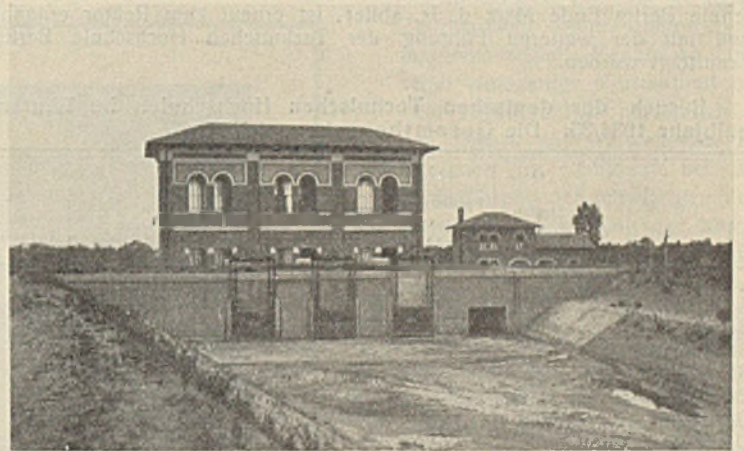


Abb. 15.
Hebwerk Cartoccio. Ansicht gegen den Auslauf.

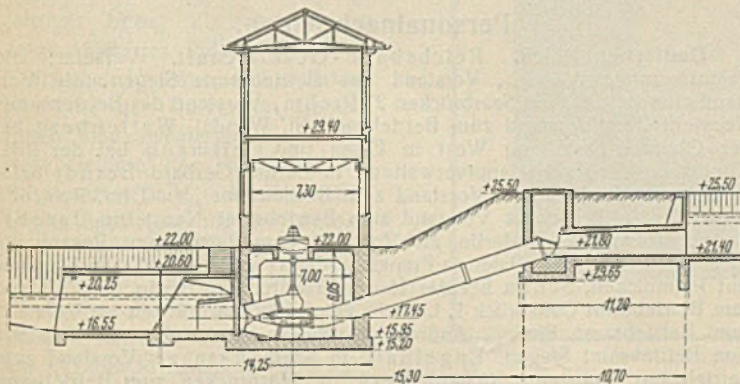


Abb. 16a. Hebwerk Cartoccio. Schnitt.

durch Dammbalken gebildet werden. Die zweite Schleuse (Abb. 13) ist ganz ähnlich ausgebildet, hat jedoch nur sechs Durchflußöffnungen zu 1,10 m, da der von hier ausgehende Kanal nicht mehr befahren wird.

Der Boden besteht in der Hauptsache aus sandigen, stark mit Lehm durchsetzten Schichten; für die Gründung der beiden Schleusen wären keine besonderen Maßnahmen nötig gewesen, wenn nicht bei Hochwasser im Po ein starkes Durchsickern unter dem Damm zu befürchten gewesen wäre. Während des Aushubes für den Hafen traten in einer Entfernung von über 100 m vom Damm starke Quellen

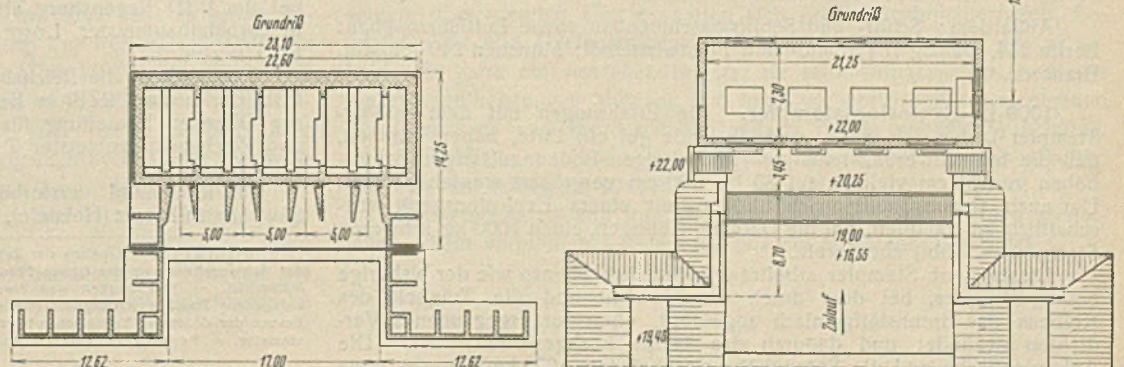


Abb. 16. Hebwerk Cartoccio. Grundrisse.

auf. Die Gründung der Schleusen besteht daher aus je einer durchgehenden 1,30 m dicken Platte in Eisenbeton, die von einer 6,50 m tiefen Spundwand aus Eisenbetonbohlen eingeschlossen wird. Diese Spundwand, die bis auf eine undurchlässige Lehmschicht geht, wurde auf der Seite gegen den Po 8,50 m tief ausgeführt. Da aus Abb. 3 bis 8 u. 13 die Anlage der Schleusen ohne weiteres ersichtlich ist, kann auf nähere Beschreibung verzichtet werden. Da der erste Hauptdamm auch als Fahr-

straße dient, mußte oberhalb der Schleuse eine Brücke ausgeführt werden, über die an anderer Stelle schon berichtet wurde²⁾. Ferner ist eine 100 m lange Kaimauer im Hafen zu erwähnen, eine Konstruktion in Eisenbeton, auf Pfähle gegründet, mit in einer Platte verankertem Zugbande zur Aufnahme des Schubes.

Zum Schutze der Böschungen im Kanal und im Hafen wurde eine Konstruktion verwendet, wie aus Abb. 11 u. 12 ersichtlich ist.

Unter den zahlreichen Pumpwerken ist das Pumpwerk bei Cartoccio das bedeutendste. Die Leistung der drei Kreiselumpen ist 7,75 m³/sek,

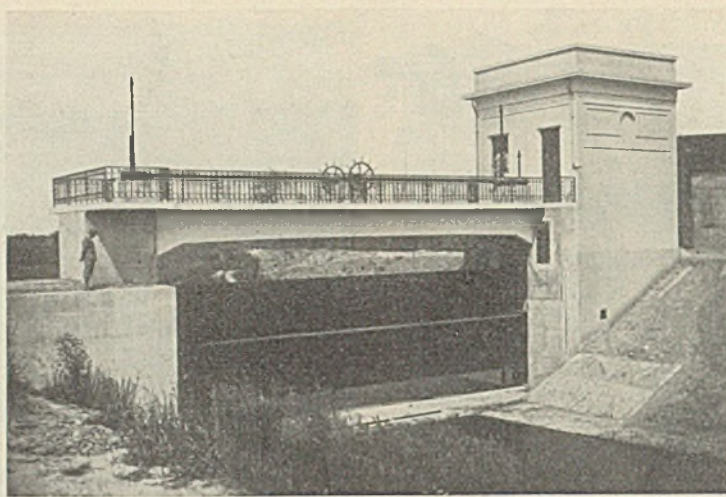


Abb. 17. Wehr im Hauptkanal bei Moglia.

die auf eine Höhe von 6 m heben. Bautechnisch bietet das Werk nichts Besonderes; es genüge, auf die Abbildungen zu verweisen. Es sei noch ein Bauwerk erwähnt, ein Wehr in der Parmigiana-Moglia, das die Aufgabe hat, das Wasser zu stauen und es in den Hauptkanal IV zu leiten. Mit Rücksicht auf den schlechten Baugrund war eine Gründung mit Eisenbetonpfählen unter Zuhilfenahme einer Spundwand erforderlich. Abb. 17 zeigt die Anlage dieses Wehrs.

Die vorstehend beschriebenen Bauwerke, ferner drei weitere Hebewerke und mehrere Brücken wurden ausgeführt durch die Bauunternehmung Società Costruzioni e Fondazioni in Mailand.

²⁾ B. u. E. 1933, Heft 10.

Vermischtes.

Technische Hochschule Berlin. Der ordentliche Professor Dr. von Arnim, dessen Amtszeit als Rektor der Technischen Hochschule Berlin Ende März d. Js. ablief, ist erneut zum Rektor ernannt und mit der weiteren Führung der Technischen Hochschule Berlin beauftragt worden.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1934/35. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer (außerord. Stud.)	c) Gasthörer	Ins- gesamt ¹⁾	Davon:	
					Deutsche	Aus- länder ²⁾
Aachen . . .	906	6	244	1156 (1214)	1062	94
Berlin . . .	3707	124	296	4127 (4220)	—	—
Braunschweig .	850	10	159	1019 (952)	978	41
Breslau . . .	599	23	43	665 (675)	—	—
Danzig . . .	1278	11	62	1351 (1313)	1023	328
Darmstadt . .	1351	6	125	1482 (1562)	1217	265
Dresden . . .	—	—	—	(2296)	—	—
Hannover . . .	1314	9	58	1381 (1399)	1339	42
Karlsruhe . . .	773	—	123	896 (967)	675	98
München . . .	2264	107	105	2476 (2797)	2249	227
Stuttgart . . .	1102	20	272	1394 (1397)	1359	35

¹⁾ Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Sommerhalbjahr 1934. — ²⁾ Ausschl. Auslandsdeutsche.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für:

	Bau- ingenieur- wesen	Archit- tektur	Ma- schin- en- bau	Elek- tro- tech- nik	Chemie und Phar- mazie	Bergbau und Hütten- kunde	Mathe- matik Naturw. u. Physik	Kultur- und Staatswissen- schaften Allgemeines
Aachen . . .	131	82	224	138	75	190	—	66
Berlin . . .	755	559	741	685	225	170	220	118
Braunschweig .	104	90	121	133	141	—	38	223
Breslau . . .	138	36	154	96	66	57	52	—
Danzig . . .	297	100	245	226	126	—	59	61
Darmstadt . .	209	100	477	328	134	—	108	1
Dresden . . .	—	—	—	—	—	—	—	—
Hannover . . .	395	148	371	248	74	—	—	78
Karlsruhe . . .	202	94	213	142	98	—	24	—
München . . .	428	168	424	351	204	—	—	440
Stuttgart . . .	224	299	270	106	124	2	71	6

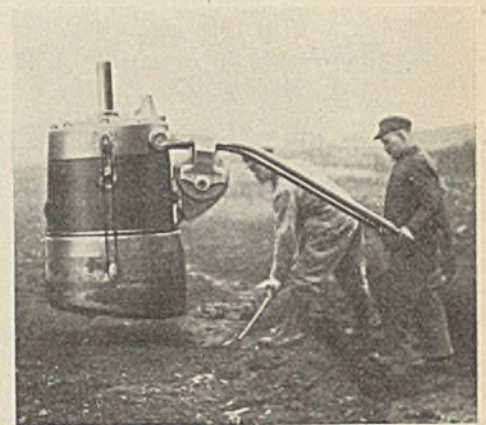
Außerdem: Schiff- und Schiffsmaschinenbau sowie Luftfahrzeugbau: Berlin 234, Danzig 164; Land- und Forstwirtschaft: München 249 (einschl. Brauerei).

1000-kg-Explosionsstamper. Die Erfahrungen mit dem 500-kg-Stamper¹⁾, der sich im In- und Auslande gut einfuhrte, haben ergeben, daß die bei schweren, lehmigen und tonigen Böden zulässigen Schütthöhen von 50 cm vielfach auf 80 bis 100 cm vergrößert werden können. Um auch solche größere Schütthöhen mit einem Explosionsgerät wirtschaftlich zu stampfen, hat die Delmag, Eßlingen, einen 1000 kg schweren Stamper (s. Abb.) entwickelt.

Dieser neue Stamper arbeitet grundsätzlich ebenso wie der bisherige 500-kg-Stamper, bei dem durch das Gewicht und die Trägheit des Kolbens das Brennstoffgemisch angesaugt, ohne vorausgegangenes Verdichten gezündet und dadurch das Gerät hochgeworfen wird. Die Aufschlagfläche und die Sprunghöhe sind bei dem 1000-kg-Stamper etwa

30% größer als beim 500-kg-Stamper, so daß der spezifische Bodendruck beim Aufschlag das Doppelte von dem des 500-kg-Stampfers wird und die Verdichtung weiter in die Tiefe reicht (Sprunghöhe 30 bis 40 cm). Der Vergaser ist nicht mehr mit dem Führungsgestänge fest verbunden, sondern an die Ramme angebaut und das Führungsgestänge an den Vergaser angelenkt. Da auf diese Weise beim Springen der Ramme keine harten Schläge im Führungsgestänge entstehen, wird das Führen leichter als beim 500-kg-Stamper.

Der Brennstoffverbrauch (Benzol) beträgt etwa 40 l/Tag. Die Leistung ist nach der Bodenart verschieden. In günstigem Boden erreicht man bei zweimaligem Überstampfen etwa 1000 m²/Tag. R.



1000-kg-Explosionsstamper im Augenblick des Springens.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Mönch, Vorstand des Betriebsamts Stegen, als Vorstand zum Betriebsamt Saarbrücken 2, Prehm, Vorstand des Betriebsamts Neustettin, als Vorstand zum Betriebsamt St. Wendel, Wattenberg bei der Oberbetriebsleitung West in Essen und Geitmann bei der RBD Königsberg (Pr.) zur Hauptverwaltung in Berlin, Gerhard Berndt beim Betriebsamt Berlin 3, als Vorstand zum Betriebsamt Neu-Ulm, Rostock beim RZB in Berlin als Vorstand zum Betriebsamt Neustettin, Jacobs-hagen bei der RBD Berlin als Vorstand zum Betriebsamt Rosenheim, Kampf bei der RBD Osten in Frankfurt (Oder) als Vorstand zum Neubauamt Palmnicken, Schau bei der Hauptverwaltung in Berlin als Vorstand zum Betriebsamt Osnabrück 1, Ludwig Diehl in Saarbrücken als Vorstand zum Betriebsamt Rheine, Andreas Braun in Saarbrücken als Vorstand zum Betriebsamt Siegen, Engelhard in Saarbrücken als Vorstand zum Betriebsamt Konstanz, Richard Berg in Saarbrücken zum Betriebsamt Breslau 1, Kurt Becker, Vorstand des Betriebsamts Neu-Ulm, als Vorstand zum Betriebsamt Homburg (Saar), Paul-Heinz Müller bei der RBD München als Vorstand zum Betriebsamt Lindau i. B., Bittlinger bei der RBD Regensburg als Vorstand zum Neubauamt Pirmasens und Reichsbahnbaumeister Logemann beim Betriebsamt Duisburg 1 zur RBD Berlin.

Überwiesen: die Reichsbahnräte Dr.-Ing. Rudolf Bernhard bei der RBD Berlin zum RZB in Berlin, von Werden bei der RBD München zum Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in München und Reichsbahnbaumeister Dr.-Ing. Deischl beim RZA in München zur RBD München.

Im Ruhestand verstorben: Regierungsbaurat i. R., Geheimer Baurat Sluyter in Preetz (Holstein), zuletzt Vorstand des Betriebsamts Breslau 3.

INHALT: Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1934. — Beseitigung der Schlenkenkreuzung der Gleise Frankfurt/Darmstadt — Mainz und Mainz — Worms auf Bahnhof Mainz-Süd. — Tragfähigkeit und Formänderungswiderstand des Bodens. — Die Bewässerungsanlage der Bonifica Parmigiana-Moglia. — Vermischtes: Technische Hochschule Berlin. — Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1934/35. — 1000-kg-Explosionsstamper. — Personalnachrichten.

¹⁾ Bautechn. 1934, Heft 15, S. 214.