

DIE BAUTECHNIK

Die Herstellung des tiefen Einschnitts nördlich von Abbesbüttel in stark wasserführenden Sandschichten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von den Regierungsbauräten Schütz und Jessen, Kanalbauamt Fallersleben.

Die obere Haltung des Mittellandkanals, die von der Hindenburgschleuse bei Anderten (Hannover) bis zur Schleuse Allerbüttel-Sülzfeld westlich Fallersleben reicht, durchschneidet nördlich von Braunschweig zwischen dem Oker- und Allertal (Abb. 1) einen Höhenrücken mit Einschnittstiefen bis zu 24 m. Zwischen älteren Juraschichten, die bei der Ortschaft Grassel anstehen, und jüngerer Kreide bei Meine schiebt sich eine Grundmoräne der Diluvialeiszeit von Norden nach Süden vor. Sie besteht aus Geschiebemergel, in den eine etwa 1 km breite und

Sandmulde (Abb. 2). Es mußte daher beim Bau mit bedeutendem Wasserandrang gerechnet werden. Die hierbei zur Anwendung gekommene Grundwasserabsenkung ist wohl zum ersten Male in dieser Weise bei Kanalbauten gewählt worden. Der Bauvorgang dürfte daher Beachtung verdienen.

Baubeginn und erster Versuch zur Wasserhaltung.

Die Ausführung der Baggerarbeiten wurde der Firma B. Wittkop AG für Hoch- und Tiefbau, Magdeburg, früher Berlin-Lichterfelde, übertragen. Im September 1927 setzte der Unternehmer zunächst einen Lübecker Eimerkettenbagger bei km 58,0 auf Geländehöhe + 75,50 NN an. Die Kanalsohle ist auf + 61,50 NN vorgesehen. Wie zu erwarten war, traf man bereits in 1,50 m bis 2,00 m Tiefe auf den Grundwasserspiegel. Bevor umfangreiche Maßnahmen eingeleitet werden konnten, wurde zunächst der Versuch gemacht, das Wasser mit einer offenen Haltung aus der Baugrube zu

pumpen (Abb. 3). Die Leistung der angesetzten Pumpe genügte durchaus, jedoch zeigte sich, daß das aus den Böschungen dringende und dem Pumpensumpf zufließende Wasser die feinen Sandteilchen mitriß und Abbrüche hervorrief. Mit zunehmender Einschnittstiefe nahmen die Ausbrüche einen derartigen Umfang an, daß für den Bagger Absturzgefahr bestand. Auch war an ein profilmäßiges Baggern nicht zu denken (Abb. 4), und der Betrieb mußte nach kaum einmonatiger Tätigkeit vorläufig eingestellt werden.

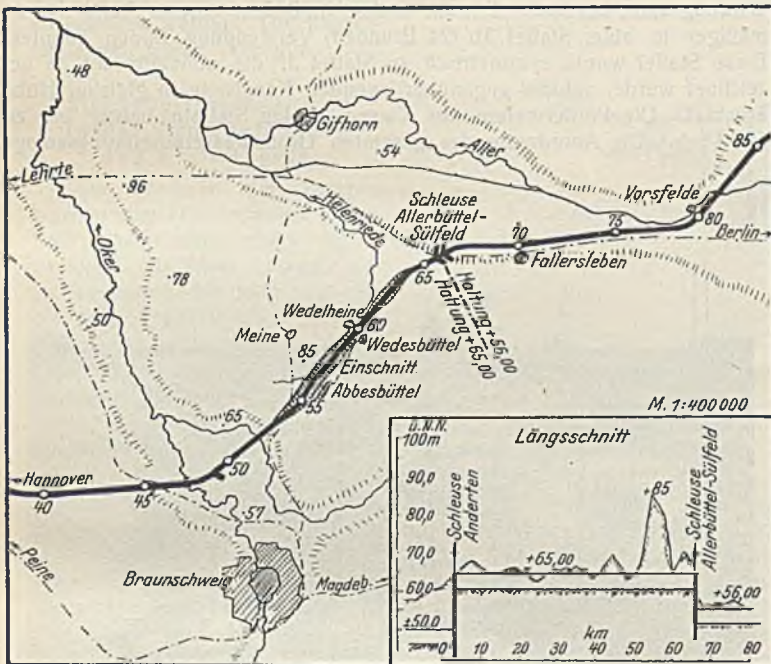


Abb. 1.

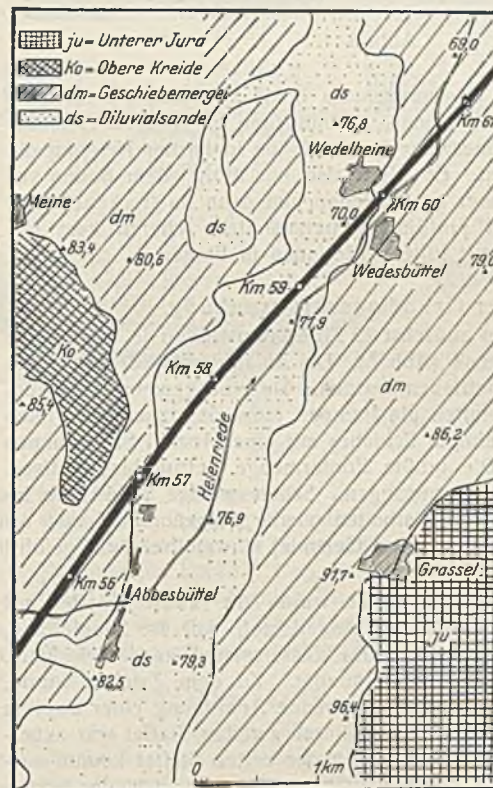


Abb. 2.

mindestens 30 m tiefe Sandrinne eingebettet liegt. Sie bildet zwischen Abbesbüttel und Wedesbüttel eine Senke im Gelände, in der sich die Niederschläge der Umgebung sammeln. Das Grundwasser stand vor Baubeginn in diesem Sandbecken zum Teil bis über Geländehöhe und entwässerte nach Norden dem Allertal zu. Das Oberflächenwasser floß durch die Helenriede in gleicher Richtung ab. Die Kanallinie durchkreuzt nun von km 56,7 bis 60,0, also in rd. 3,3 km Länge, die stark wasserführende

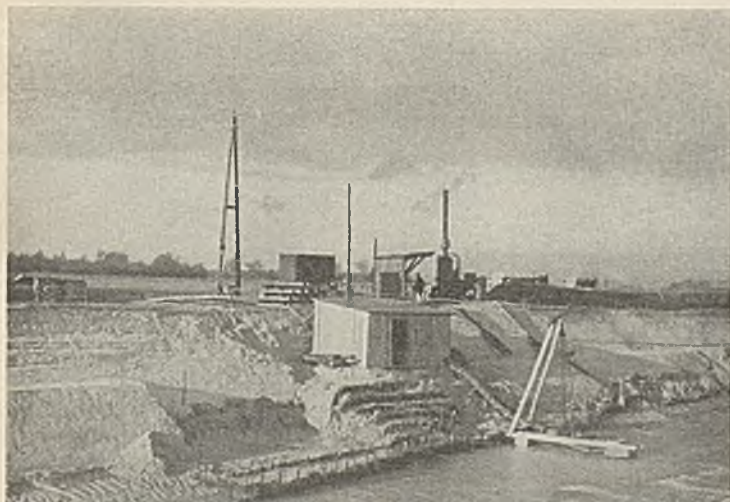


Abb. 3.



Abb. 4.

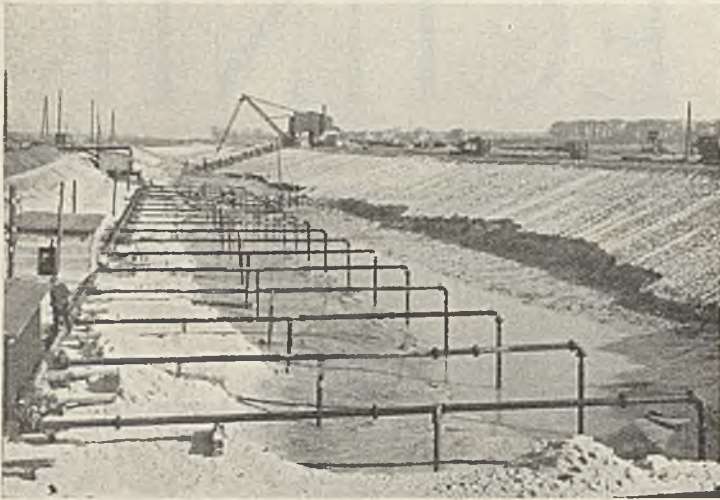


Abb. 5.

Der Gedanke, flachere Böschungen als 1:1,5 zu wählen, schied bei der Einschnittstiefe und dem damit verbundenen gewaltigen Geländebedarf aus, zumal auch keineswegs feststand, ob in flacher Neigung die Böschungen stehen würden. Es blieb also nur übrig, dem Boden vor dem Einschneiden das Wasser zu entziehen, um dann im trockenen Erdreich den Kanalquerschnitt profilmäßig herzustellen. Hierzu kam nur eine Grundwassersenkung mit Filterrohrbrunnen in Frage.

Einbau der Grundwasserabsenkung.

Staffel 1. Es wurden zunächst 22 Filterbrunnen von je 10 m Länge und 200 mm Durchm. abgesenkt (Abb. 5). Die Anlage erhielt drei Pumpenaggregate, die elektrisch betrieben wurden. Da eine gemeinsame Saugleitung vorgesehen war, konnten die Pumpen entweder zusammenwirken oder nach dem Schließen einiger Schieber mit einer Anzahl Saugbrunnen für sich allein arbeiten. Die größte Fördermenge betrug bis 300 l/sek. Der Erfolg entsprach den Erwartungen. Schon wenige Tage nach Inbetriebnahme konnten die Baggerarbeiten wieder aufgenommen und bis zur Ordinate + 69,00 NN (6,0 m unter Gelände) einwandfrei durchgeführt werden.

Staffel 2. Einige Wochen später wurde die zweite Staffel mit 24 Brunnen gebaut. Diese wurde so eingerichtet, daß die Saugleitung, nachdem sich die weitere Absenkung des Wasserspiegels ausgewirkt hatte, um rd. 2,00 m tiefer verlegt werden konnte. Zu dem Zwecke wurde, wie aus Abb. 6 ersichtlich, die vorübergehende Anordnung einer zweiten Saugleitung erforderlich. Die Wirkung dieser zweiten Staffel war außerordentlich günstig. Jeder zweite Brunnen der ersten Staffel konnte ausgebaut werden (Abb. 7), da der Wasserandrang im Bereich der ersten Staffel nach Inbetriebnahme der zweiten bald stark nachließ. Im Schutze der zweiten Staffel wurde die Ordinate + 65,00 NN erreicht.

Staffel 3a und 3b. Bald darauf wurde mit dem Absenken der dritten Staffel (24 Brunnen) begonnen (Abb. 8) und diese wie Staffel 2 später gruppenweise um 2 m tiefer gesetzt (Abb. 9). Gleichzeitig konnte die Staffel 1 vollständig entfernt werden, da hier der Wasserzufluß mit dem Sinken des Grundwasserspiegels immer geringer geworden war und schließlich ganz aufgehört hatte. Mit Hilfe der dritten Staffel gelang es, den Aushub bis zur Kanalsole auf + 61,50 NN durchzuführen.

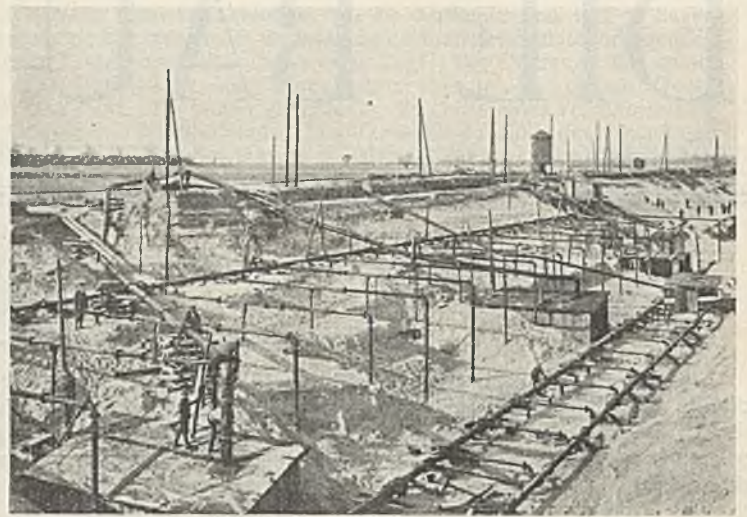


Abb. 6.

Ebenso wie bei Staffel 1 ließ der Wasserzufluß, je mehr Staffel 3 zur Wirkung kam, bei Staffel 2 nach, so daß die Brunnen dieser Staffel zweckmäßiger in einer Staffel 3b (24 Brunnen) Verwendung finden konnten. Diese Staffel wurde symmetrisch zu Staffel 3, die nunmehr mit 3a bezeichnet wurde, auf der gegenüberliegenden Kanalseite in gleicher Höhe errichtet. Die Fördermenge aus diesen beiden Staffeln betrug bis zu 600 l/sek. Die Anordnung der gesamten Grundwasserabsenkungsanlage



Abb. 8.

mit den einzelnen Brunnenreihen, die, wie geschildert, nacheinander in Betrieb genommen wurden, ist aus dem Plan (Abb. 10) ersichtlich.

Staffel 4 und 5. Je nach dem Fortschritt der Grundwasserabsenkung konnte der eingangs erwähnte Bagger seinen Arbeitsbereich nach Nordosten erweitern. Seit Mai 1928 wurde ein zweiter Eimerkettenbagger, der in südwestlicher Richtung arbeitete, in Betrieb genommen. Beim weiteren



Abb. 7.



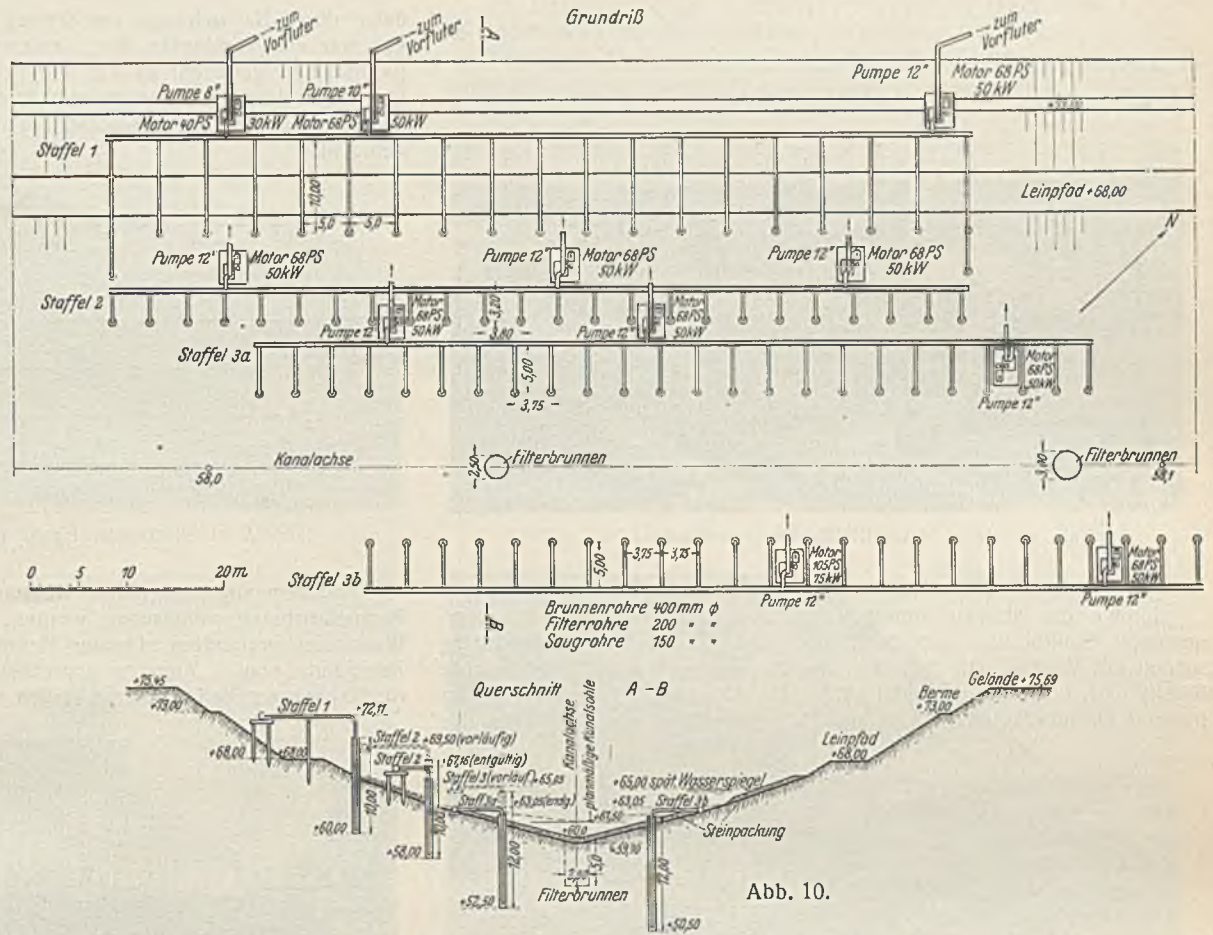
Abb. 9.

Abrücken der beiden Bagger von der Grundwasserabsenkung nahm der Wasserandrang in Sohlenhöhe naturgemäß zu. Das Wasser sollte ursprünglich offen durch in Kanalmitte angelegte Abflußgräben nach Staffel 3a und 3b hin abgeführt werden. Da jedoch das Baggern des durch die Wirkung der Grundwasserabsenkung mit den Staffeln 3a und 3b völlig trocken gewordenen Sandes größere Leistungen ermöglichte, für die ausführende Firma also außerordentlich vorteilhaft war, zog sie es vor, nach Nordosten und Südosten hin zwei weitere Staffeln 4 (Abb. 11) und 5 anzulegen. Jede Staffel erhielt 10 Brunnen. Mit Hilfe dieser neuen und der zwei verbliebenen Staffeln (3a, 3b, 4 und 5) konnte nunmehr die ganze Sandstrecke des Kanals ohne jede Störung ausgehoben werden. Die Baggerleistungen waren sehr gut.

Sicherheitsmaßnahmen in der Stromzuführung und Kraftreserve.

Die Motoren der Pumpen wurden vom Überlandwerk Weferlingen mit elektrischem Strom versorgt. Die Baustelle wurde aus Sicherheitsgründen durch zwei voneinander unabhängige 15 000-V-Leitungen gespeist. Der Strom jeder Zuleitung wurde durch einen besonderen Umformer auf der Baustelle auf 380 V gebracht. Da aller Wahrscheinlichkeit nach ein Stromausfall nur einige Stunden andauern konnte, mußte mit einem vorübergehenden Ansteigen des gesenkten Grundwasserspiegels gerechnet werden.

Um die fertigen über Ordinate + 61,50 NN liegenden Böschungen dann nicht sofort zu gefährden, wurde der Grundwasserspiegel auf etwa + 59,50 NN gehalten. Außerdem vertiefte man, auch um für die spätere offene Wasserhaltung genügend Vorflut zu haben, im Bereich der drei Grundwasserabsenkungsanlagen die Kanalsohle um 1,5 m auf + 60,00 NN. Böschungen und Sohlen dieser vertieften „Wannen“ wurden durch eine Splitt- und Steinschüttung gesichert, um bei Schwankungen des Wasserspiegels infolge zeitweiliger Einstellung des Pumpens ein Auslaufen des Sandes und Uferabbrüche in den Böschungen zu vermeiden. Die Grundwasserabsenkungsstaffeln hielten die „Wannen“ im allgemeinen wasserfrei. Ein Versuch mit den Staffeln 3a und 3b ergab, daß nach Ausschalten des elektrischen Stromes das Wasser in der „Wanne“ nur um rd. 1 m in 1 1/2 Stunden anstieg. Eine geringe Kraftreserve mußte also ausreichen, um das schädliche Ansteigen des Wassers über die planmäßige Kanalsole hinaus zu verhindern. Zwei vorhandene 35-PS-Lokomobilen mit zwei Pumpen wurden für diesen Zweck vorgesehen und ihre dauernde Betriebs-



bereitschaft sichergestellt. Zum Erproben der Dampfreserve wurden die elektrischen Pumpen angehalten. Es zeigte sich, daß innerhalb 25 Stunden bei Verwendung der Lokomobilen nebst Pumpen das Wasser in der „Wanne“ nur um rd. 1,5 m, also bis zur planmäßigen Sohle, stieg (Abb. 12). Die Leistung der beiden Pumpen wurde zu 135 l/sk ermittelt. Diese Reserve war also völlig ausreichend. Sie brauchte jedoch während der ganzen Bauzeit kein einziges Mal in Tätigkeit zu treten.

Ausbau der Grundwasserabsenkungsanlage.

Als die Baggerarbeiten im Winter 1929/30 in der fraglichen Sandstrecke beendet wurden, ging man von der Grundwasserabsenkungsanlage zur offenen Wasserhaltung über. Zu dem Zwecke hatte der Unternehmer schon früher in der „Wanne“ bei km 58,0 zwei 5 m tiefe und 2,5 bis 3 m weite Filterbrunnen als Pumpensumpf abgesenkt. Nachdem die Grundwasserabsenkung stillgelegt war, konnte das Wasser mit den offenen Brunnen einwandfrei gehalten werden, wie schon im kalten Februar 1929, als die Grundwasserabsenkung durch längere Stromunterbrechung eingefroren war, so daß die offene Wasserhaltung allein mehrere Wochen lang betrieben werden mußte. Sämtliche Brunnen und Rohrleitungen der Staffeln wurden nacheinander im Laufe des Sommers 1930 ausgebaut (Abb. 13). Im Oktober 1930 konnte nach Fertigstellung der Restarbeiten die Wasserhaltung völlig eingestellt werden.



Abb. 11.



Abb. 12.

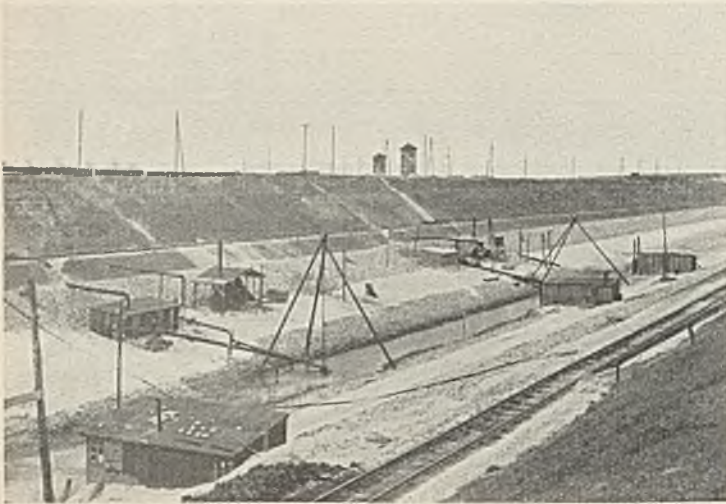


Abb. 13.

Das Ansteigen des Grundwassers.

Infolge des starken unterirdischen Zustroms füllte sich das leerpumpte Sandbecken und damit auch das Kanalbett verhältnismäßig schnell mit Wasser. Die Sollhöhe des Wasserspiegels + 65,00 NN wurde bereits nach 5 Monaten erreicht (Abb. 14). Abb. 15 zeigt die Gegend der früheren Grundwasserstaffeln 3a und 3b wenige Tage nach Einstellen des

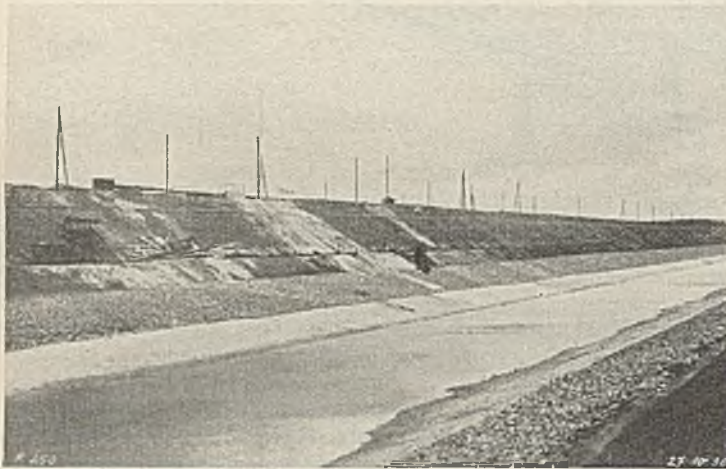


Abb. 15.

daher durch Nachschütten von Steinen gesichert werden. Diese Möglichkeit war von vornherein durch entsprechende Verbreiterung des Kanalprofils offen gehalten, so daß der normale Querschnitt auch durch das Einbringen dieser Steinschüttung nicht eingeschränkt wurde. Die Baustoffe wurden teilweise vom Leinpfad aus und im übrigen mit Kahnen eingebracht.

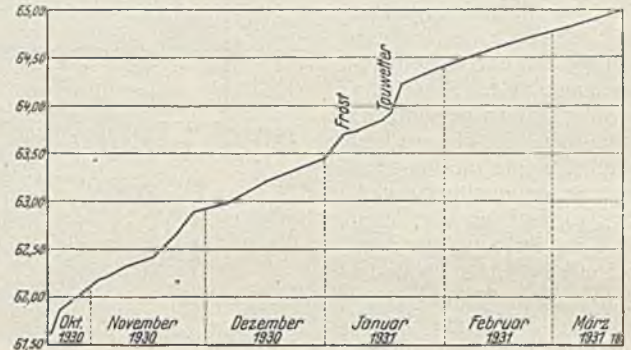


Abb. 14.

Nachdem der endgültige Wasserspiegel erreicht war, mußte eine Pumpeinrichtung vorgesehen werden, um ein weiteres Ansteigen des Wassers zu verhindern. Genaue Messungen, die sich vorläufig über eine Zeitspanne von 2 Monaten erstrecken, haben einen Wasserzufluß von rd. 70 l/sek ergeben. Wahrscheinlich wird diese Wassermenge, nachdem

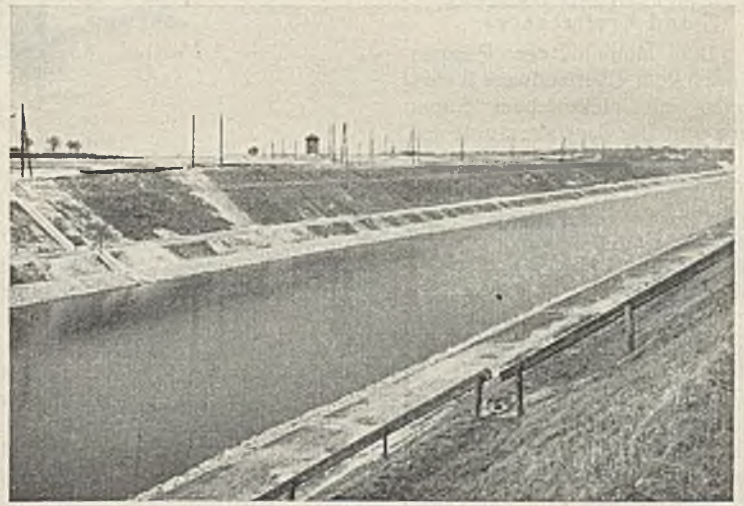


Abb. 16.

Pumpens und Abb. 16 den endgültigen Zustand. Beim Ansteigen des Wasserspiegels entstanden unterhalb der Steinabdeckung infolge von Wellenschlag, hervorgerufen durch die damals sehr häufigen stürmischen Winde, Ausspülungen und Abbrüche. Der Fuß der Steinschüttung mußte

sich das Grundwasserbecken mit Wasser angereichert hat, noch etwas zunehmen. Da das Wasser für die Scheitelhaltung durch Pumpwerke aus den unteren Haltungen hinaufgefördert werden muß, ist dieser Zufluß aus dem Grundwasser als willkommene Zugabe anzusehen.

Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1931.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Schaper.

(Fortsetzung aus Heft 1.)

7. Unterführung der Holstenstraße in Altona im Bezirk der Reichsbahndirektion Altona (Abb. 11).

Vier eingleisige Überbauten mit über zwei Öffnungen durchlaufenden Vollwandträgern mit Mittelstütze, die mit den Hauptträgern rahmenartig verbunden ist. Stützweiten: 2 · 13,50 m.



Abb. 13. Eftedalviadukt.

8. Unterführung der Dellitzscher Straße auf Bahnhof Halle im Bezirk der Reichsbahndirektion Halle (Abb. 12). — Zwei eingleisige Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern von 31,36 m Stützweite.

9. Eftetalviadukt im Bezirk der Reichsbahndirektion Kassel (Abb. 13).

Die sechs eingleisigen neuen Überbauten, die an die Stelle der alten zu schwachen Fachwerkträgerüberbauten traten, haben vollwandige Hauptträger von 31,70 m Stützweite.

10. Lippebrücke bei Lippstadt im Bezirk der Reichsbahndirektion Münster (Abb. 14 u. 15).

Zwei eingleisige Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern von 39,20 m Stützweite. Die aus der Abb. 14 neben den Vollwandträgerüberbauten zu ersiehenden Fachwerkträgerüberbauten liegen im Zuge der Westfälischen Landeseisenbahn.

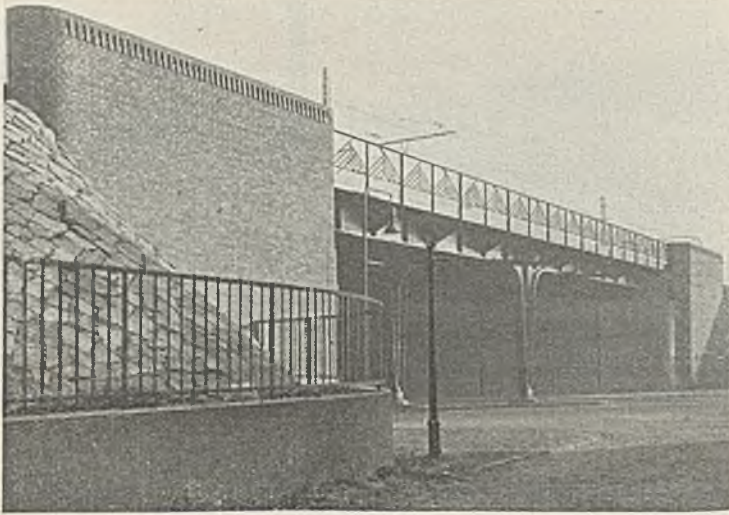


Abb. 11. Unterführung der Holstenstraße in Altona.

11. Unterführung der Kettwiger Straße am Hauptbahnhof Essen im Bezirk der Reichsbahndirektion Essen (Abb. 16).

Der starke Verkehr auf der Kettwiger Straße in Essen erfordert, die Straße in größerer Breite als bisher unter den acht Gleisen am Haupt-

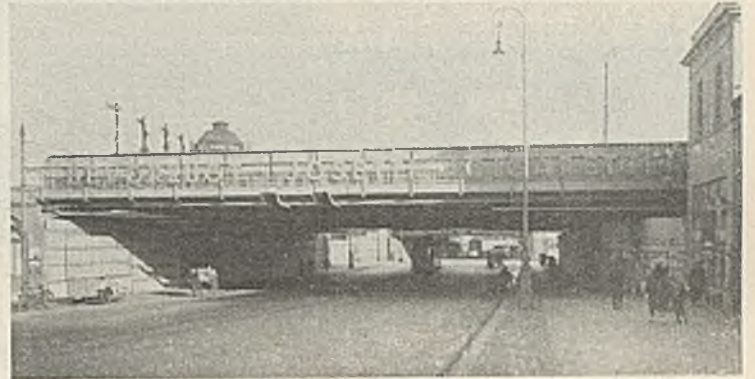


Abb. 12. Unterführung der Delitzscher Straße in Halle.

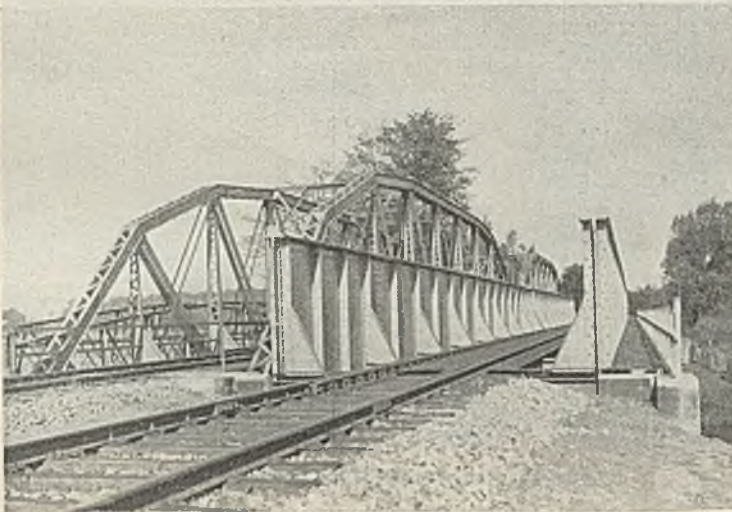


Abb. 14. Lippebrücke bei Lippstadt.

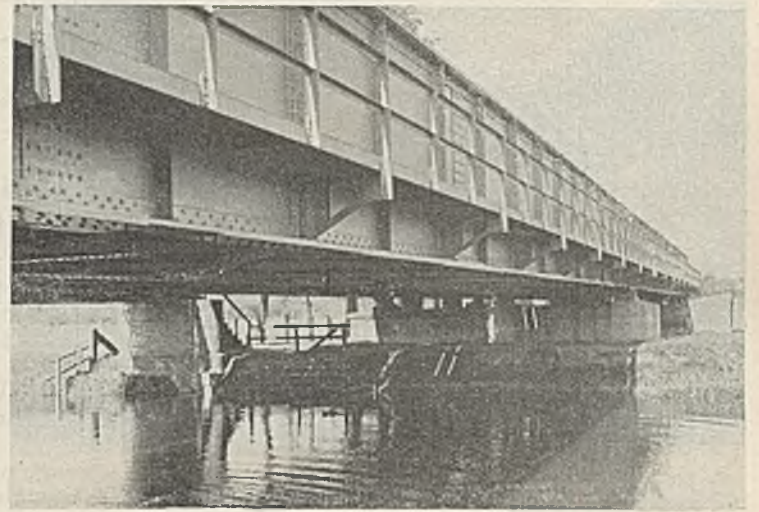


Abb. 15. Lippebrücke bei Lippstadt.

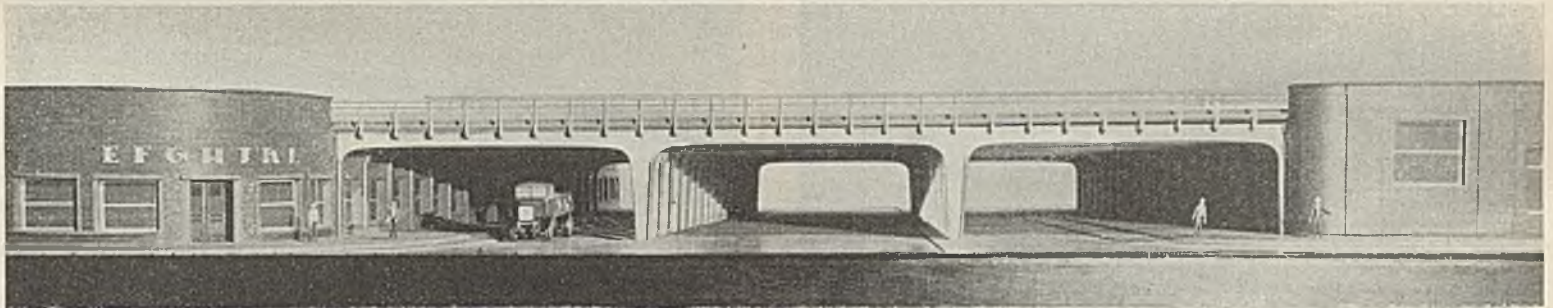


Abb. 16. Unterführung der Kettwiger Straße in Essen.

bahnhof durchzuführen. Das neue Bauwerk, das in der Abb. 16 im Modell dargestellt ist, hat drei Öffnungen. Die beiden Seitenöffnungen werden von Zweigelenkrahmen mit Zugband unter der Fahrbahn überbrückt. Die Rahmenträger kragen in die Mittelöffnung vor und stützen hier einen eingehängten Träger. Die Stützweiten betragen 14,90 — 14,50 — 14,90 m.

12. Unterführung der Mülheimer Straße am Hauptbahnhof Duisburg im Bezirk der Reichsbahndirektion Essen (Abb. 17).

Die Erweiterung des Bahnhofs Duisburg bedingte den Bau einer neuen Überführung von fünf Gleisen über die Mülheimer Straße, die in zwei Öffnungen mit durchlaufenden vollwandigen Trägern von je 15,80 m Stützweite überbrückt wird. In der Mitte ruhen die Träger auf einem stählernen Unterzug, der von stählernen Stützen getragen wird.

13. Unterführung der Volksgartenstraße in Düsseldorf im Bezirk der Reichsbahndirektion Wuppertal (Abb. 18).

Drei zweigleisige und zwei eingleisige Überbauten über drei Öffnungen mit 12,18 — 7,94 — 12,18 m Stützweiten. Der Überbau über der Mittelöffnung ist ein Zweigelenkrahmenträger, der in die Seitenöffnungen vorragt und hier die Träger über den Seitenöffnungen stützt.

14. Unterführung der Kölner Straße in Düsseldorf im Bezirk der Reichsbahndirektion Wuppertal (Abb. 19).

Zwei eingleisige Überbauten über einer Öffnung mit vollwandigen Zweigelenkbogen mit Stützweiten von 23,225 bis 33,44 m.

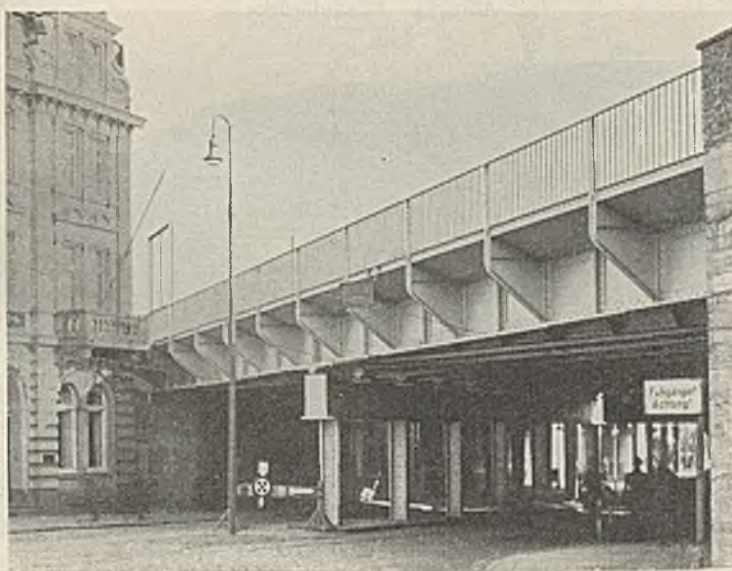


Abb. 17. Unterführung der Mülheimer Straße in Duisburg.

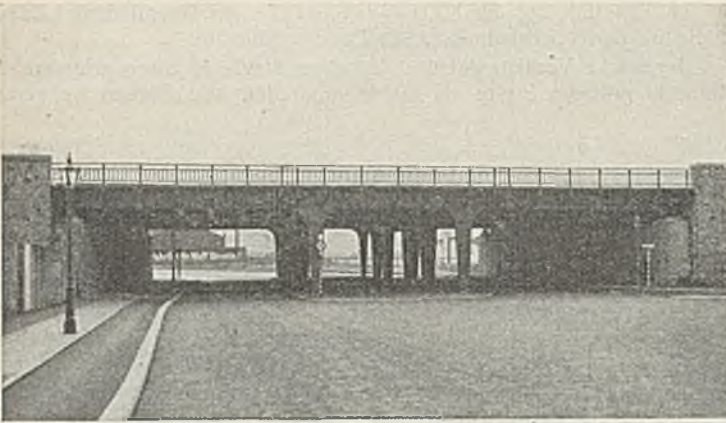


Abb. 18. Unterführung der Volksgartenstraße in Düsseldorf.

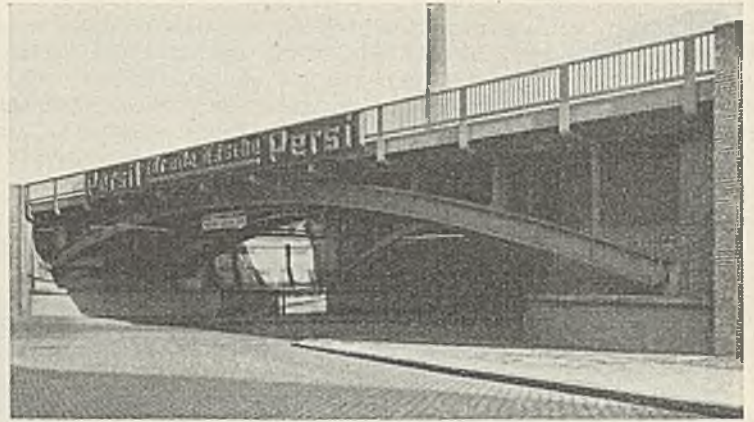


Abb. 19. Unterführung der Kölner Straße in Düsseldorf.



Abb. 20. Brücke über die Neiße.

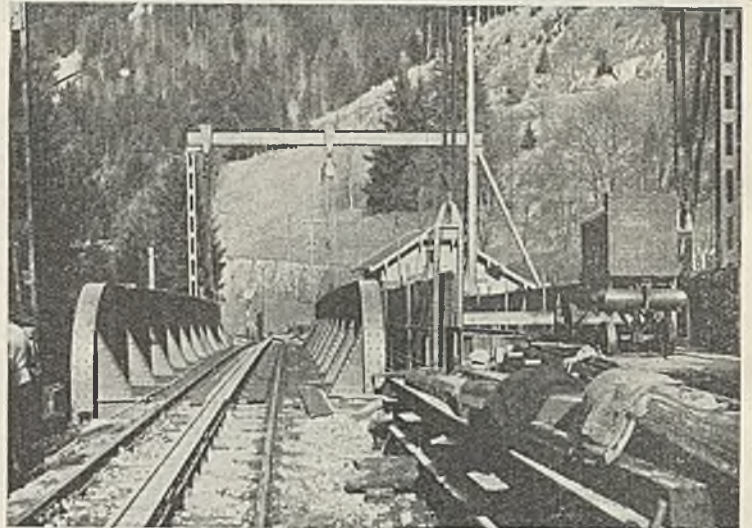


Abb. 21. Landstraßenunterführung in km 22,982 der Höllentalbahn.

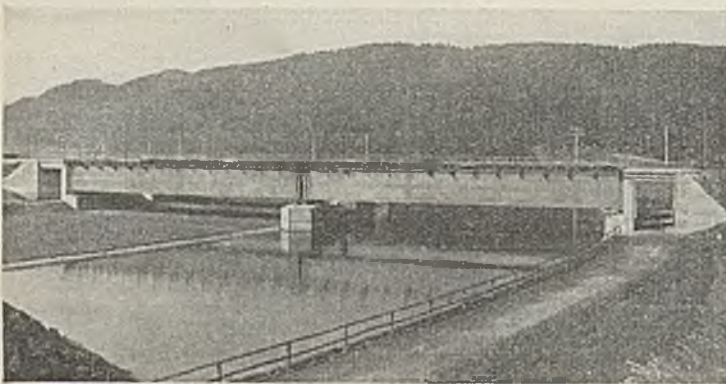


Abb. 22. Donaubrücke beim Bahnhof Tuttlingen.



Abb. 23. Vilsflutbrücke.



Abb. 24. Isarbrücke bei Landshut.



Abb. 26. Nahebrücke bei Ebernburg.

15. Brücke über die Neiße in der Strecke Zittau—Nikrisch im Bezirk der Reichsbahndirektion Dresden (Abb. 20).

Ein eingleisiger Überbau über einer Öffnung mit vollwandigen, durch Stabbogen verstärkten Trägern von 41,32 m Stützweite.

16. Landstraßenunterführung in km 22,982 der Hölentalbahn im Bezirk der Reichsbahndirektion Karlsruhe (Abb. 21).

Ein eingleisiger Überbau mit vollwandigen Hauptträgern von 26,77 m Stützweite.

17. Bahnbrücke über die verlegte Donau beim Bahnhof Tuttlingen für das Gleis Tuttlingen—Rottweil im Bezirk der Reichsbahndirektion Stuttgart (Abb. 22).

Zwei eingleisige Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern von je 30,60 m Stützweite.

18. Vilsflutbrücke bei Vilsbiburg auf der Strecke

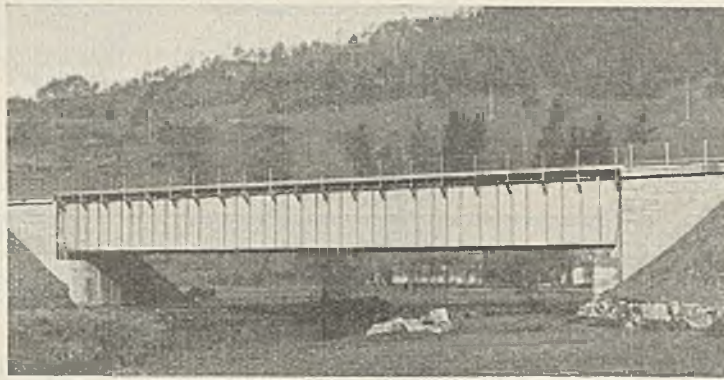


Abb. 27. Pegnitzbrücke.

20. Nahebrücke bei Ebernburg im Bereich der Gruppenverwaltung Bayern (Abb. 26).

Erneuert sind die mittleren vier eingleisigen Überbauten der der Überführung zweier Eisenbahngleise und einer Straße dienenden Brücke. Jeder der vier Überbauten hat 27,6 m Stützweite.

21. Pegnitzbrücke in km 41,467 der Strecke Nürnberg—Eger im Bereich der Gruppenverwaltung Bayern (Abb. 27).

Eingleisiger Überbau über einer Öffnung mit vollwandigen Hauptträgern von 32,4 m Stützweite.

Neumarkt a. R.—Landshut im Bereich der Gruppenverwaltung Bayern (Abb. 23).

Eingleisiger Überbau über zwei Öffnungen mit vollwandigen Hauptträgern mit 2·29 m Stützweite.

19. Isarbrücke bei Landshut im Bereich der Gruppenverwaltung Bayern (Abb. 24 u. 25).

Von den neuen Überbauten, die an die Stelle der alten, sehr schwachen Fachwerküberbauten traten, haben die fünf Überbauten über dem Vorlande vollwandige Hauptträger von je 32 m und die drei Überbauten über dem Fluß Parallelfachwerkträger von 2·52 und 53,6 m Stützweite.

Ergebnisse der Druck- und Dränagewassermengen-Messungen an der Edertalsperre.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Stahl, Kassel.

In der Bautechn. 1923, Heft 30, hat Dr.-Ing. Lange eine weitere Veröffentlichung über die Druck- und Auftriebsverhältnisse an der Sperrmauer der Edertalsperre in Aussicht gestellt. Im folgenden sollen die Ergebnisse der Messungen des Drucks an der Bauwerksohle und im Mauerkörper und die Ergebnisse der Dränagewassermengen-Messungen der Edertalsperre im Zusammenhang behandelt werden.

A. Beschreibung der Meßvorrichtungen.

An der Edertalsperre sind zur Messung des auf der Bauwerksohle herrschenden Auftriebes eine Anzahl eiserner Glocken auf der Baugrubensohle verlegt. An diese Glocken sind Rohrleitungen von 65 mm l. W. angeschlossen, die in den Stollen der Grundablässe münden. Die Mündungen dieser Rohre sind mit Stützen versehen, die gewöhnlich durch Ventile verschlossen

betreffenden Meßglocke kein Auftrieb herrscht, sondern daß dort weniger Auftrieb herrscht, als dem Druck der Wassersäule zwischen Meßglocke und Manometerstützen entspricht. Außer auf der Sohle sind auch noch im Mauerkörper 2×3 Druckmeßvorrichtungen eingebaut, die auf Ord. NN + 208 liegen. Dies sind die in Abb. 1 mit D6—8 und 11—13 bezeichneten Meßstellen.

Zur unschädlichen Abführung des Druckwassers, das trotz des an der Vorderkante der Mauer angeordneten Sporns und der Lehmdichtung vor der Mauer an der Gründungssohle auftritt, sind auf einer Abgleichschiene auf Ord. NN + 200,20 sechs konzentrische Entwässerungsstränge in Abständen von 6 m verlegt. Sie bestehen aus unglasierten Tonrohren von 15 cm l. W. Unter den Grundablaßstollen und in der Mitte der Mauer sind die Entwässerungsstränge unterbrochen. Die drei wasserseitigen Stränge sind in der Nähe der Grundablaßstollen durch Querleitungen zusammengefaßt, die in den Stollen münden, ebenso die beiden luftseitigen Stränge, während der sechste Strang unmittelbar in den Stollen mündet. Es sind also vier Gruppen von Sohlendränagen (zwei mittlere

Abb. 25. Isarbrücke bei Landshut.

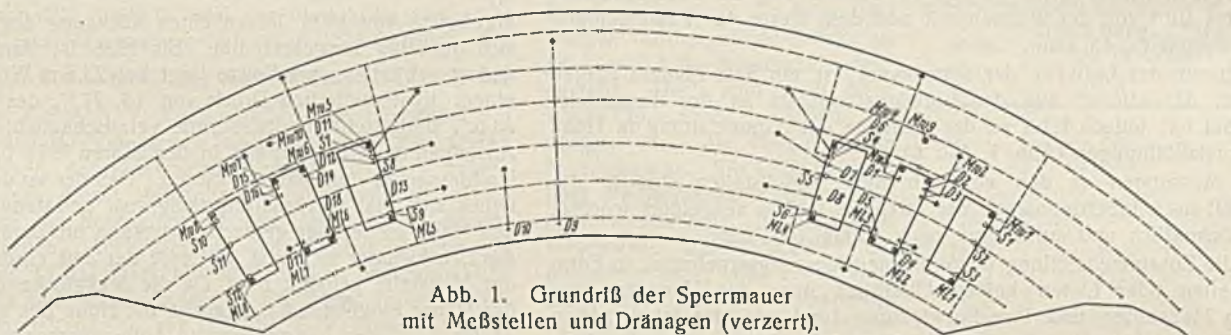
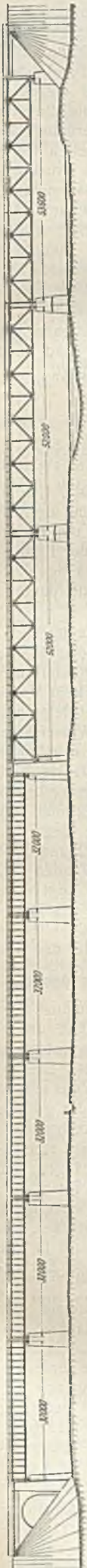


Abb. 1. Grundriß der Sperrmauer mit Meßstellen und Dränagen (verzerrt).

sind. An die Stützen werden Manometer angeschraubt, an denen nach Öffnen des Ventils der in der Rohrleitung herrschende Druck abgelesen werden kann. Die Anordnung der zwölf eingebauten Sohlendruckmeßstellen geht aus Abb. 1 u. 2 hervor. Die Meßglocken liegen auf Ord. NN + 197 bis 200. Die Manometerstützen der zehn in der Nähe der Grundablaßstollen eingebauten Meßglocken liegen auf Ord. NN + 207,70, die Meßstützen der beiden Meßglocken, die auf einer die Baugrube querenden Verwerfungsspalte verlegt sind, auf Ord. NN + 205. Infolgedessen wird an den Manometerstützen nicht der an der Gründungssohle herrschende Druck abgelesen, sondern der um das Gewicht der Wassersäule von der Meßglocke bis zum Manometerstützen verminderte Sohlendruck. Wenn also an einer Meßstelle Druck nicht festgestellt ist, so bedeutet dies nicht, daß an der

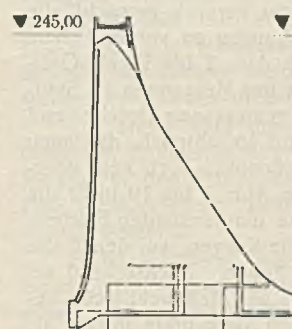


Abb. 2. Querschnitt der Sperrmauer mit Druckmessern.

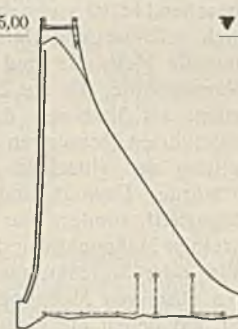


Abb. 3. Querschnitt mit Sohlendränagen.

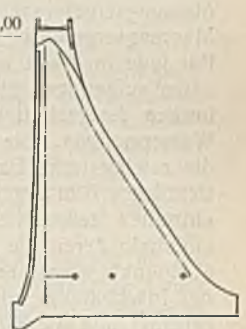


Abb. 4. Querschnitt mit Mauerdränagen.



Abb. 5. Ansicht der Sperrmauer mit luftseitigen Mauerdränagen.

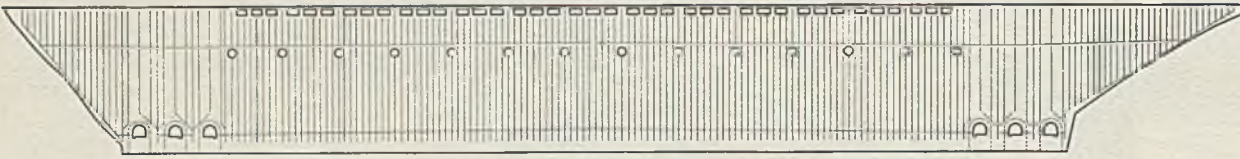


Abb. 6. Ansicht der Sperrmauer mit wasserseitigen Mauerdränagen.

und zwei hangseitige) mit insgesamt zwölf Meßstellen vorhanden. Die Anordnung der Dränagen und der Meßstellen geht aus Abb. 1 u. 3 hervor. Die austretenden Wassermengen werden durch Auffangen in Meßgefäßen und Ablesen der Zeitdauer mit Hilfe einer Stoppuhr gemessen. In der ersten Zeit nach Inbetriebnahme der Talsperre, als die aus den Dränagen abfließenden Wassermengen zeitweise sehr groß waren, wurden auch Messungen des in einer Abflußrinne zusammengefaßten Wassers mit einem kleinen Meßflügel ausgeführt.

Zur unschädlichen Abführung des Wassers, das durch die an der Wasserseite der Sperrmauer befindliche Dichtung (Putzschicht mit Dichtungsanstrich und Schutzmantel) in den Mauerkörper eindringt, sind in einem Abstände von 1,5 m von der Wasserseite der Mauer senkrechte Rohrstränge eingebaut, die untereinander einen Zwischenraum von 2 m haben. Über den Notauslaßöffnungen sind diese senkrechten Rohrstränge durch Sammelstränge abgefangen, die mit einem Gefälle von 1:100 nach den Grundablaßstollen zu verlaufen und in einer Leitung in die Schächte der mittleren Grundablaßstollen eingeführt sind (Meßstelle MW 9 und 10). Unterhalb des beschriebenen Sammelstranges sind die Entwässerungsrohre in gleicher Weise angeordnet, und etwa in Höhe der Grundablaßstollen sind wiederum Sammelstränge angeordnet, die einzelne Gruppen der Entwässerungsrohre zusammenfassen und in die Grundablaßstollen eingeführt sind. Die Entwässerungsstränge bestehen aus unglasierten Tonrohren von 10 cm l. W., die Sammelstränge aus glasierten Tonrohren von 15 cm l. W. Die Anordnung der Stränge und ihre Zusammenfassung ist aus den Abb. 1, 4 u. 5 zu ersehen. Die Messungen an den Ausmündungen der wasserseitigen Mauerdränagen werden in gleicher Weise vorgenommen wie die Messungen an den Sohlendränagen. Die in der Achse der Notauslässe unter diesen liegenden Entwässerungsstränge sind bis in die Öffnungen der Notauslässe hochgeführt. Sie münden offen in Mulden, die das durch die Notauslaßverschlüsse hindurchdringende Wasser auffangen und durch die Entwässerungsstränge ableiten. Daher ist die Wasserführung der wasserseitigen Mauerdränagen in der Mitte der Mauer in hohem Maße abhängig von der Dichtigkeit der Notauslaßverschlüsse und des anschließenden Mauerwerks, so daß die Auswertung der Meßergebnisse kein klares Bild von der Wirksamkeit und dem Werte der wasserseitigen Mauerdränagen geben kann.

Auch an der Luftseite der Sperrmauer ist ein Satz Mauerdränagen eingebaut, der ebenso wie der Entwässerungssatz an der Wasserseite ausgebildet ist; jedoch fehlt an der Luftseite der Sammelstrang in Höhe der Notauslaßöffnungen (Abb. 1, 4 u. 6).

Die Messungen an den vorbeschriebenen Meßstellen sind in der ersten Zeit nach Inbetriebnahme der Talsperre täglich ausgeführt worden, später wöchentlich und zuletzt nur noch einmal im Monat.

Da die Zusammenstellung der einzelnen Messungsergebnisse in Form von Tabellen oder Listen keinen Überblick über das Verhalten der einzelnen Meßstellen und ihre Entwicklung im Laufe der Jahre geben kann, ist von einer Beigabe von Tabellen oder Listen der einzelnen Messungsergebnisse abgesehen, es ist vielmehr der Versuch gemacht, die Messungsergebnisse durch zeichnerische Darstellungen zu verdeutlichen. Für jede in Frage kommende Meßstelle sind in Abb. 7 bis 10 als Ordinaten aufgetragen die Wasserstände, die zur Zeit der Messungen im Stau-becken festgestellt wurden, als Abszissen die gemessenen Drücke und Wassermengen. Die ausgeführten Messungen sind so zahlreich, daß auch die zeichnerische Darstellung der einzelnen Meßpunkte noch kein übersichtliches Bild ergeben würde. Deshalb sind in Abb. 7 bis 10 nicht die einzelnen Meßpunkte dargestellt, sondern nur die umgrenzenden Flächen, innerhalb deren die einzelnen Meßpunkte und die Kurven, auf denen die Meßpunkte einzelner Jahre oder Jahresgruppen liegen. Nachstehend sei der Flächenraum mit den einzelnen Meßpunkten als Meßpunktfläche bezeichnet und die Kurven, auf denen die einzelnen Meßpunkte liegen, als Kennlinien. Unter der Darstellung der Meßpunktflächen und Kennlinien befindet sich jedesmal noch eine Darstellung, bei der als Ordinaten die Jahre aufgetragen sind und als Abszissen die Werte, die in den einzelnen

Jahren bei gefülltem Becken an der betreffenden Meßstelle im Mittel festgestellt sind. Die Verbindungslinien der einzelnen Punkte geben gute Bilder für das zeitliche Verhalten der einzelnen Meßstellen. Diese Linien seien als Druckzeitlinien bzw. Wassermengenzeitlinien bezeichnet. Bei den Meßpunktflächen der Dränagen ist jedesmal ziffernmäßig die Größe der von der Dränage entwässerten Fläche angegeben.

Eine Anzahl von Messungen, die erheblich aus dem Rahmen der sonstigen Messungen herausfallen und wahrscheinlich falsch sind, sind bei der Zeichnung der Meßpunktflächen usw. nicht berücksichtigt.

B. Ergebnisse der Messungen.

1. Sohlendruck.

Die Ergebnisse der Sohlendruckmessungen sind in Abb. 7 zeichnerisch dargestellt.

Von den 18 Druckmeßstellen der Ederspermauer haben D 3, 4, 5, 8, 10 bis 13, 16 bis 18 niemals meßbaren Druck gezeigt. Sie sind deshalb bei der folgenden Erörterung unberücksichtigt geblieben. Bei den Druckmeßstellen D 2, 6, 7, 15 wurde nur in der ersten Zeit nach der Füllung des Sammelbeckens Druck festgestellt, während spätere Messungen ergebnislos blieben. Nur bei drei Meßstellen (D 1, 9, 14) wurde dauernd Druck festgestellt.

D 1. Diese Meßstelle liegt unmittelbar an der Wasserseite der Sperrmauer bei den Grundablaßstollen des linken Hanges. Die Druckmeßstelle zeigte zunächst im April 1914 einen Höchstwert von 4 m Wassersäule. Vom Juli 1914 ab bis zum Dezember 1916 konnte dagegen kein Druck an der Meßstelle festgestellt werden. Dann trat eine rasche Steigerung des Druckes ein bis auf einen Höchstwert von etwa 7,5 m Wassersäule. Auf dieser Höhe hielt sich der Druck bis zum Jahre 1919. Die zugehörige Kennlinie ist aus Abb. 7 ersichtlich. Die Messungen des Jahres 1920 brachten eine neue Drucksteigerung. Danach waren die Messungsergebnisse so unregelmäßig, daß sich für 1920 eine Kennlinie nicht zeichnen ließ. Erst für 1921 war dies möglich. Die Spitze dieser Kennlinie liegt nun bei 21 m Wassersäule. Die Messungsergebnisse der Jahre 1922 und 1923 ließen eine neue Drucksteigerung erkennen. Im Jahre 1924 blieb der Druck auf gleicher Höhe. Die Spitze der Kennlinie für 1924 liegt etwa bei 26 m Wassersäule. Das entspricht bei einer Höhenlage des Manometerstutzens von NN + 207,70 m und der Meßglocke von NN + 198 m einem Druck von etwa 36 m Wassersäule an der Bauwerksohle, das sind $\frac{36}{47} \cdot 100 = 77\%$ des Außendruckes. Die sehr unregelmäßigen Messungsergebnisse von 1925 lassen einen Rückgang des Druckes erkennen, der sich bis 1926 fortgesetzt hat. Bis 1928 ist dann die Kennlinie unverändert geblieben, ihre Spitze liegt bei 23,5 m Wassersäule, das entspricht einem hydrostatischen Druck von rd. 71% des Außendruckes. Die auf Abb. 7 dargestellte Druckzeitlinie veranschaulicht sehr deutlich das scharfe Ansteigen des Unterdruckes in den Jahren 1916 bis 1923 und das geringe Nachlassen in den späteren Jahren. Daß der an der Meßstelle festgestellte Druck sich erst so verhältnismäßig spät und dann in einem stark steigenden Maße bemerkbar gemacht hat, kann nur damit zusammenhängen, daß das Druckwasser sich erst im Laufe der Zeit einen Weg zu der Meßglocke der Meßstelle gebahnt hat. Da die Meßglocke dicht an der Wasserseite der Mauer eingebaut ist, braucht die Höhe des gemessenen Druckes von 71 bis 77% des hydrostatischen Außendruckes keine Besorgnisse für die Standsicherheit der Mauer zu erregen. Die Druckzeitlinie von D 1 beginnt 1914 bei 4 m und liegt 1928 bei 23,5 m Wassersäule.

D 2. Diese Druckmeßstelle liegt etwa 10 m von der Wasserseite der Sperrmauer entfernt bei dem Grundablaßstollen des linken Hanges. An der Meßstelle D 2 wurde im Mai 1914 bei einem Wasserstand im Sammel-becken von NN + 236 m ein Druck von etwa 20 m Wassersäule gemessen. Im Laufe des Jahres ging der gemessene Druck unabhängig von der Wasserstandshöhe im Becken immer mehr zurück. Ende 1914 betrug er noch 3 m und Ende 1915 1 m Wassersäule. Von Dezember 1916 ab wurde an der Meßstelle kein Druck mehr festgestellt. Die Messungsergebnisse sind daher in die zeichnerische Darstellung der Abb. 7 nicht mit aufgenommen.

D 6. Die Meßstelle D 6 liegt in der Nähe der Grundablaßstollen des linken Hanges im Mauerkörper der Sperrmauer etwa bei Ordinate NN + 208 und etwa 10 m von der Wasserseite der Sperrmauer entfernt. An dieser Meßstelle wurde im März 1914 bei geöffneten Notauslässen

und einem Wasserstande im Sammelbecken von etwa NN + 233 m ein Druck von 9 m Wassersäule festgestellt. Nach Schließung der Notauslässe war dieser Druck jedoch Ende März wieder verschwunden. Vom Mai 1914 ab zeigte sich wiederum geringerer Druck, der im August 1914 auf 2,4 m Wassersäule anstieg, um dann langsam abzunehmen und Ende 1916 wieder ganz zu verschwinden. Da an der Druckmeßstelle D 6 später kein Druck mehr festgestellt worden ist, sind ihre Meßergebnisse in die Darstellung der Abb. 7 nicht mit aufgenommen.

D 7. Diese Meßstelle liegt gleichfalls im Mauerkörper der Sperrmauer, und zwar etwa 10 m luftwärts von D 6. Die Messungen zeigten Ergebnisse, die denen von D 6 sehr ähnlich sind. Im März 1914 wurde bei geöffneten Notauslässen bei D 7 ein Druck von bis zu 6,5 m Wassersäule festgestellt. Schon im Laufe des Monats März jedoch ging der gemessene Druck nach Schließung der Notauslässe auf Null zurück. Im Mai 1914 machte sich erneut Druck bemerkbar, der im August 1914 eine Spitze von 2,6 m Wassersäule erreichte und dann allmählich nachließ. Von 1916 ab wurde bei D 7 Druck nicht mehr festgestellt, deshalb sind die Messungsergebnisse der Meßstelle D 7 in die Darstellung der Abb. 7 gleichfalls nicht mit aufgenommen.

D 9. Die Druckmeßstelle D 9 liegt auf einer an der Gründungsfläche angetroffenen wasserführenden Spalte, etwa 5 m von der Luftseite der Sperrmauer entfernt. Deshalb wurde an ihr stets sehr hoher Druck gemessen. Erstmals wurde im März 1914 bei einem Wasserstand von NN + 234 m im Sammelbecken ein Druck von 6,5 m Wassersäule festgestellt. Er stieg zunächst im Laufe des Jahres 1914 unabhängig von der Höhe des Beckenwasserstandes erheblich an und erreichte 1914 einen Höchstwert von 28,5 m Wassersäule. Im Jahre 1915 zeigten die Druckmeßergebnisse eine große Regelmäßigkeit, so daß die auf Abb. 7 dargestellte Kennlinie gezeichnet werden konnte. In der Folgezeit ging der Druck an der Meßstelle D 9 etwas zurück. Für die Jahre 1919 bis 1922 ist eine Kennlinie gezeichnet, deren Spitze bei 30 m Wassersäule liegt. In den folgenden Jahren, insbesondere im Jahre 1925, waren die Ergebnisse sehr unregelmäßig. Im Jahre 1927 machte sich eine Steigerung des Sohlendruckes bemerkbar. Die Kennlinie für 1928 liegt nunmehr mit der Spitze bei 33 m Wassersäule. Bei einer Höhenlage des Manometerstützens der Meßstelle von NN + 205 m und der Meßglocke von etwa NN + 198 m bedeutet dieses Messungsergebnis einen Sohlendruck von $40 \frac{40}{47} \cdot 100 = 85\%$ des Außendruckes. Die in die zeichnerische Darstellung auf Abb. 7 strichpunktiert eingetragene Linie des Außendruckes zeigt, daß die gemessenen Sohlendrucke bei niedrigeren Wasserständen bis zu 96% des gemessenen Druckes betragen haben. Daß die Messungsergebnisse dieser Meßstellen so außerordentlich hoch sind, ist im Hinblick auf die Beschaffenheit des Untergrundes an der Meßstelle nicht verwunderlich. Auch hier hat sich offenbar, ebenso wie bei D 1, das Druckwasser in der stark klüftigen Schicht erst allmählich einen Weg zur Meßglocke hin bahnen müssen. Die Messungsergebnisse aus diesem Anfangszeitraum liegen in der auf Abb. 7 dargestellten Meßpunktfläche in dem Zipfel, der links aus der im übrigen recht schmalen Meßpunktfläche herausragt. Die Druckzeitlinie zeigt im Laufe der ganzen Zeit nur verhältnismäßig sehr geringe Schwankungen.

D 14. Die Meßstelle D 14 liegt unmittelbar an der Wasserseite der Sperrmauer bei den Grundablaßstollen des rechten Hanges. Die hier gemessenen Drücke zeigten von der Füllung des Sammelbeckens an bis zum Jahre 1921 einen hohen Grad von Gleichmäßigkeit. Die Kennlinie, die für diese Zeit gezeichnet werden konnte, liegt mit ihrer Spitze bei 21,5 m Wassersäule. In den Jahren 1922 und 1923 bildete sich eine von den früheren Meßergebnissen abweichende Linie aus, deren Spitze bei 26 m Wassersäule lag. Dann ging jedoch der gemessene Druck scharf zurück, und dieser Rückgang hielt bis zum Jahre 1926 unverändert an. Im Jahre 1927 wurde unweit der Meßstelle die Baugrube für das Kraftwerk Hemfurth II ausgebrochen und trockengelegt. Da die Baugrubensohle auf NN + 199 m lag, d. h. etwa in gleicher Höhe wie die Meßglocken der Druckmeßstellen, sind die in der Nähe liegenden Druckmeßstellen

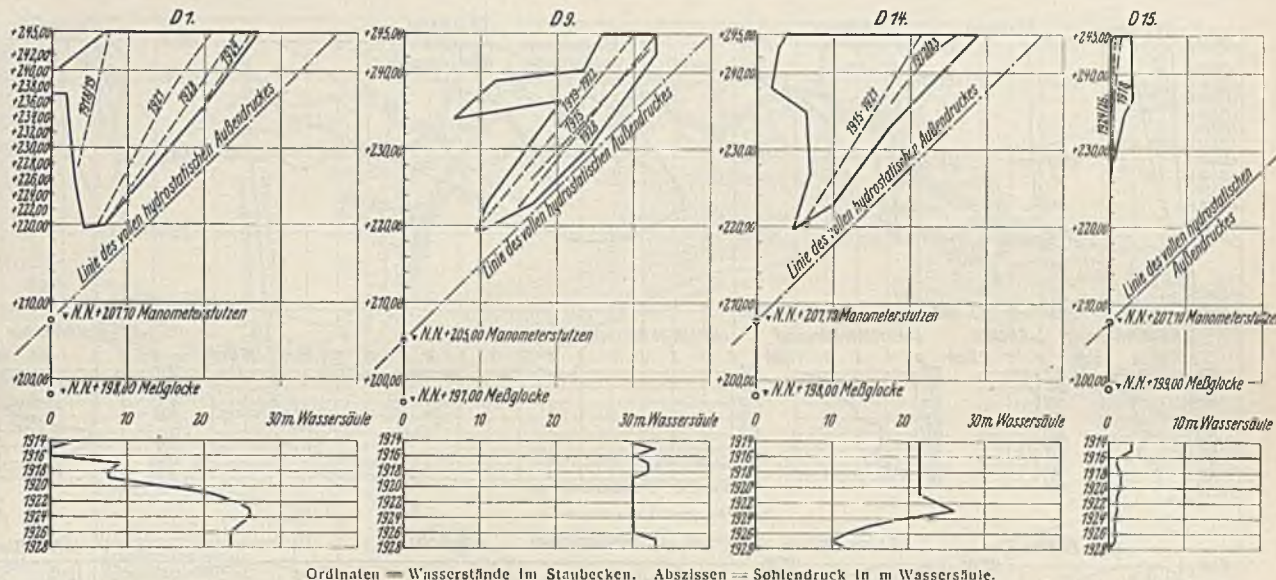


Abb. 7. Ergebnisse der Sohlendruckmessungen.

naturgemäß dahin beeinflusst, daß die gemessenen Drücke nachließen. So wurde auch an der Meßstelle D 14 während des Baues des Kraftwerkes Hemfurth II nur sehr geringer Druck gemessen, der bis auf etwa 2 m Wassersäule herunterging. Diese verringerten Meßergebnisse stellen sich in der zeichnerischen Darstellung (Abb. 7) in der Meßpunktfläche als die Ausbuchtung oberhalb der Ordinate NN + 235 m dar. Die Druckmessungen im Jahre 1928 (nach Fertigstellung des Kraftwerkes Hemfurth II) ergaben wieder höhere Werte. Jedoch waren die einzelnen Messungsergebnisse so unregelmäßig, daß sich eine Kennlinie noch nicht zeichnen ließ. Die Druckzeitlinie beginnt 1914 bei 21,5 m Wassersäule, bleibt unverändert bis zum Jahre 1921 und fällt dann nach einem kurzen Ansteigen bis zum Jahre 1927 auf 10 m Wassersäule, um im Jahre 1928 wieder auf 12 m Wassersäule anzusteigen.

D 15. Diese Druckmeßstelle liegt in der Nähe des Grundablaßstollens des rechten Hanges etwa 10 m von der Wasserseite der Mauer entfernt. Die hier gemessenen Drücke sind wesentlich geringer als bei D 14. Die Größtwerte lagen in den Jahren 1914 und 1915, abgesehen von Sonderfällen (z. B. bei Schließung der Sohlendränagen) etwa bei 3 m Wassersäule, im Jahre 1915 und 1916 ließ der Druck etwas nach. 1918 dagegen wurden wieder höhere Werte gemessen. Die Spitze der Kennlinie für 1918 liegt bei 1,5 m Wassersäule. Diese Kennlinie blieb unverändert bis zum Jahre 1920. Als im Januar 1920 die Sperrmauer 50 cm überströmt wurde, wurde der bemerkenswerte Druck von 7,2 m Wassersäule festgestellt. Dieser Wert ist jedoch bei der Meßpunktfläche nicht berücksichtigt, da es sich um eine Einzelercheinung handelte. Von 1921 ab ließ der Druck wieder nach. Im Jahre 1922 wurden vorübergehend Drücke bis zu 3 und 4 m Wassersäule festgestellt. Doch sind auch diese Werte Einzelwerte geblieben. Im übrigen hielt die Neigung zum Nachlassen an. Für 1924 bis 1926 liegt die Spitze der Kennlinie bei 0,7 m Wassersäule. Im Jahre 1927 verschwand der Druck an der Meßstelle unter der Einwirkung der Bauarbeiten für das Kraftwerk Hemfurth II vollständig. Nach Beendigung der Bauarbeiten wurde im Jahre 1928 nur einmal ein Druck von 1 m Wassersäule festgestellt. Im übrigen hat die Meßstelle keinen Druck mehr gezeigt.

In Tafel I sind die an den einzelnen Meßstellen bei gefülltem Becken in den Jahren 1914 und 1928 festgestellten Drücke zusammengestellt.

Es ist schwierig, aus den Ergebnissen der Druckmessungen an der Edertalsperre einwandfreie Schlüsse zu ziehen. Der gemessene Druck scheint zwar von 1914 bis 1928 nach vorstehender Tafel abgenommen zu haben, doch ist das Verhalten der einzelnen Meßstellen zu verschieden, als daß von einem Durchschnittsverhalten gesprochen werden könnte. Soweit der gemessene Druck zurückgegangen oder verschwunden ist, ist

Tafel 1.

Meßstelle	Druck bei gefülltem Becken in m Wassersäule	
	1914	1928
D 1	4,0	23,5
D 2	20,0	—
D 3	—	—
D 4	—	—
D 5	—	—
D 6	9,0	—
D 7	6,5	—
D 8	—	—
D 9	28,5	33,0
D 10	—	—
D 11	—	—
D 12	—	—
D 13	—	—
D 14	21,5	12,0
D 15	3,0	—
D 16	—	—
D 17	—	—
D 18	—	—
		92,5
		68,5

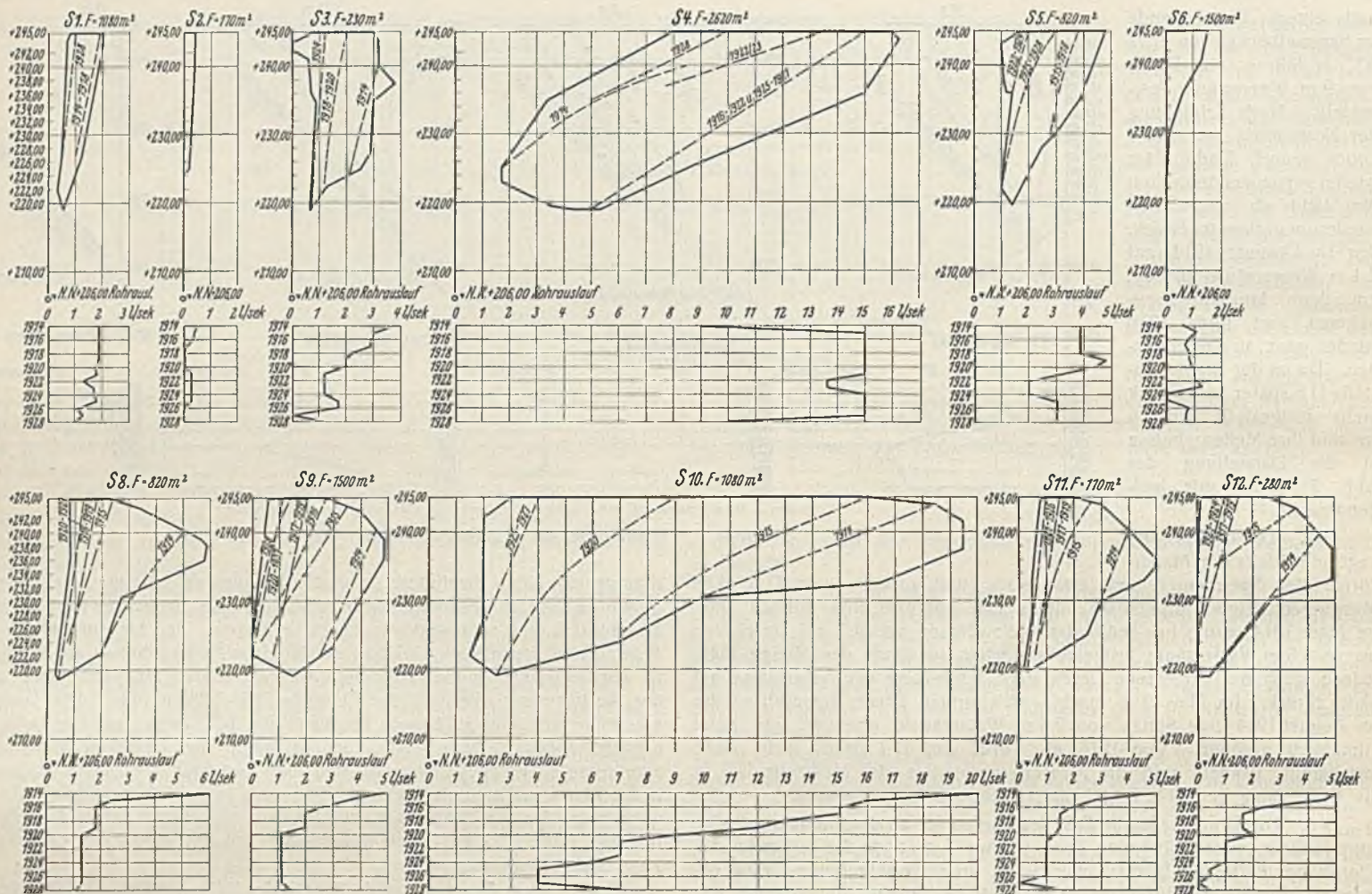


Abb. 8. Abflüßmengen der Sohlendränagen.

dieser Rückgang schon gleich nach der ersten Füllung des Beckens eintreten.

Bei D 6 und D 7 ist auch noch zu berücksichtigen, daß die in der Liste für das Jahr 1914 angegebenen Drücke nur aufgetreten sind bei geöffneten Notauslässen, d. h. wenn durch die an den Notauslässen zutage tretenden Saugstränge der wasserseitigen Mauerdränagen künstlich Druckwasser in den Mauerkörper eingeführt wurde.

Zur Zeit ist die Lage so, daß nur an denjenigen Meßstellen Druck festgestellt wird, deren Meßglocken in unmittelbarer Nähe der Wasserseite der Sperrmauer liegen. Dieses Ergebnis ist befriedigend, weil es beweist, daß die eingebauten Entwässerungsstränge genügend wirksam sind, um die Bildung von Auftrieb unter der Gründungssohle in größerem Umfange zu verhindern.

2. Sohlendränagen.

Die Ergebnisse der Wassermengenmessungen an den Sohlendränagen sind auf Abb. 8 u. 9 zeichnerisch dargestellt.

S 1. Die Sohlendränage S 1 entwässert an der Wasserseite des linken Hanges eine Grundfläche von 1080 m². Ihre Ergiebigkeit hat sich seit Inbetriebnahme der Talsperre nur wenig verändert, infolgedessen ist ihre Meßpunktfläche sehr schmal. Bis zum Jahre 1918 ist ihre Kennlinie unverändert geblieben. Die Spitze der Kennlinie für die Zeit bis 1918 liegt bei 1,9 l/sek. Von 1918 ab nähert sich die Kennlinie immer mehr der Nullachse. 1928 liegt ihre Spitze bei 1,0 l/sek. Die Wassermengenzeitlinie verdeutlicht diesen Vorgang und läßt klar erkennen, daß die Ergiebigkeit der Dränage zum Zurückgehen neigt.

S 2. Die Sohlendränage S 2 entwässert in der Mitte des linken Hanges eine Grundfläche von 170 m². Die Messungen an ihr haben stets weniger als 0,5 l/sek ergeben. Infolgedessen ist die auf Abb. 8 dargestellte Meßpunktfläche sehr klein. Kennlinien ließen sich in diese schmale Fläche nicht hineinzeichnen. Die auf Abb. 8 dargestellte Wassermengenzeitlinie läßt deutlich erkennen, daß auch die Ergiebigkeit dieser

Dränage Neigung zum Nachlassen hat. Die Wassermengenzeitlinie von S 2 fällt von 0,5 l/sek im Jahre 1914 auf 0,1 l/sek im Jahre 1917, steigt 1922 bis 1925 vorübergehend auf 0,3 l/sek und fällt dann annähernd auf den Wert Null.

S 3. Die Sohlendränage S 3 entwässert an der Luftseite des linken Hanges eine Grundfläche von 230 m². Sie hat merkwürdigerweise mehr Wasser geführt als die an der Wasserseite liegende Dränage S 1, die außerdem noch eine fast 5mal so große Fläche entwässert. Die Ergiebigkeit der Dränage S 3 ist von 1914 ab allmählich zurückgegangen. Im Jahre 1927 war die Dränage vorübergehend trocken. Diese Trockenzeit fällt zeitlich mit dem Bau des Kraftwerkes Hemfurth II zusammen. Indessen kann ein ursächlicher Zusammenhang zwischen dem Versiegen der Dränage und dem Kraftwerkbau kaum bestehen, da das Kraftwerk am rechten Hang liegt. Das vorübergehende Versiegen der Dränage macht sich an der Meßpunktfläche nur als kleiner Auswuchs im oberen Bereich bemerkbar, weil in der fraglichen Zeit stets höhere Wasserstände geherrscht haben. Die drei auf Abb. 8 dargestellten Kennlinien für 1914, 1918 bis 1920 und 1924 lassen klar erkennen, wie die Ergiebigkeit der Dränage allmählich nachläßt. Das gleiche Bild zeigt die Wassermengenzeitlinie. Wenn diese auch von 1927 bis 1928 gestiegen ist, so zeigt sie doch gegenüber den Vorjahren deutlich ein weiteres Absinken. Sie beginnt 1914 bei 3,8 l/sek und liegt 1928 bei 1,1 l/sek.

Bei der Meßstelle S 3 tritt ebenso wie bei vielen anderen Meßstellen besonders deutlich die Erscheinung auf, daß die gemessenen Wassermengen beim Ansteigen des Beckenwasserstandes nach Zeiten sehr niedriger Wasserstände sehr viel geringer sind, als sie nach der Kennlinie sein müßten. Die Meßpunkte liegen dann mehr oder weniger weit links der Kennlinie und nähern sich dieser erst wieder nach längerer Zeit. Offenbar vergeht geraume Zeit, bis sich die Drucksteigerung des Beckenwasserstandes in den Spalten und Klüften des Gebirges bemerkbar macht. (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Dr.-Ing. Ellerbeck 60 Jahre alt. Herr Dr.-Ing. Ellerbeck, Ministerialrat im Reichsverkehrsministerium und Mitglied der Akademie des Bauwesens, vollendete am 14. Januar d. J. sein 60. Lebensjahr. Neben seiner vielseitigen und umfangreichen unmittelbaren dienstlichen Tätigkeit, von der hier nur der Bau des Schiffshebewerks Niederfinow erwähnt sei, hat Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck seit 1921 den Vorsitz im Deutschen

Ausschuß für Eisenbeton, außerdem ist er Obmann des Ausschusses für Straßenbrücken, des Ausschusses für die Neubearbeitung der Zementnormen und des Fachausschusses für Anstrichtechnik seit Bestehen dieser Ausschüsse und hat als solcher und auch als Mitglied des Präsidiums des Deutschen Normenausschusses die Forschungs- und Normungsarbeit auf diesen Fachgebieten außerordentlich gefördert. Unter seiner bewährten

Leitung nähert sich zur Zeit die Neubearbeitung der Eisenbetonbestimmungen ihrem Abschluß. Wir freuen uns, Ministerialrat Dr. Zug, Ellerbeck auch zu den Mitarbeitern unserer Zeitschrift rechnen zu dürfen, und überbringen ihm hiermit unsere herzlichsten Glückwünsche zu seinem Geburtstage.

Die Verbesserung der Hochwasserabflußverhältnisse der Maas.¹⁾ Der Bauentwurf für diese Maßnahmen (s. Abb.) bezweckt, unter möglicher Verwertung der bestehenden Deichanlagen das Abflußvermögen der Maas im mittleren Teil ihres holländischen Laufes derart zu vergrößern, daß es den größten zu erwartenden Hochwassern (rd. 3200 m³/sek) genügt.

Diese Aufgabe ist durch die Hochwasserkatastrophe vom Februar 1926 vordringlich geworden. Bisher als vorwiegende Aufgabe der beteiligten Provinzen Nordbrabant und Gelderland und der Wassergenossenschaften betrachtet, nahm nunmehr der Staat die Entwurfsbearbeitung und Finanzierung in die Hand. Die bisherigen Abflußverhältnisse waren durch den sogen. Beerschen Überlauf, eine vermutlich aus dem 12. Jahrhundert stammende Anlage, bestimmt worden. Stieg die Wasserführung des Flusses über 1300 m³/sek, so konnte der krümmungsreiche Flußlauf die Wassermengen nicht mehr bewältigen, und es diente von alters her dieser Überlauf als Entlastung. 20000 ha Land waren dadurch der Überschwemmung preisgegeben, die Möglichkeit der Besiedlung unterbunden, der Verkehr auf den durchgehenden Staatsstraßen zeitweise unterbrochen. Auch die Deichanlagen waren den katastrophalen Hochwasserhöhen nicht gewachsen und brachen streckenweise durch.

Die Untersuchungen zur Verbesserung dieser Verhältnisse erstreckten sich anfangs auf die Strecke von Roermond bis Heddel (nächst s'Hertogenbosch). Mit Rücksicht auf die hohen Kosten mußten jedoch die weiteren Pläne auf die Strecke von Grave nach abwärts beschränkt werden. Die technischen Mittel zur Verbesserung der Abflußverhältnisse sieht man in einer ausgiebigen Flußbeträumung unter Verbreiterung der Sohle von 75 auf 110 m, ein Maß, bei dem man der Verwilderung des Flußbettes noch Herr zu werden glaubt, in einer weitgehenden Begrädigung der kurvenreichen Flußstrecke und in der Säuberung des Vorlandes im Überschwemmungsgebiet. Der nachteiligen Wirkung der Flußbeträumung auf die Schifffahrt soll neben den bestehenden Staustufen durch eine weitere bei Lith Rechnung getragen werden. Die hier und bei St. Andries neu anzuordnenden Kammerschleusen erhalten eine Breite von 14 m, eine Länge von 110 m und sollen den Verkehr von 600- bis 1000-t-Schiffen ermöglichen. Die Begrädigung des Flußbettes kann im wesentlichen innerhalb des Winterhochwasserbettes, d. i. innerhalb der Deichanlagen vorgenommen werden. Nur an zwei Stellen ist Kulturland zu überschneiden.

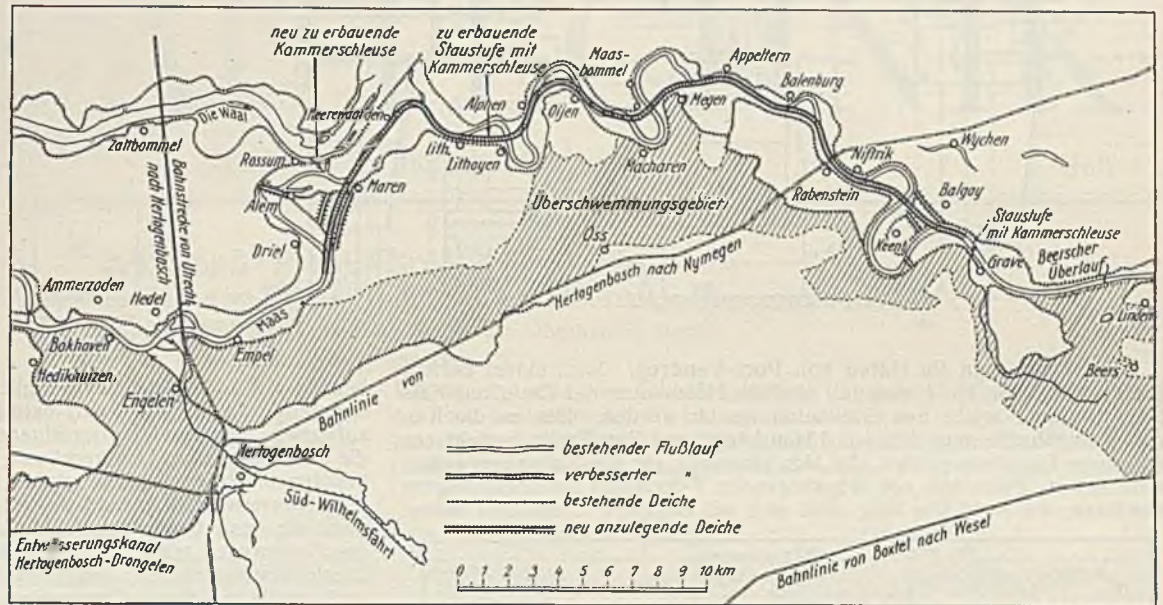
Mit diesen Maßnahmen wird die Flußlänge von 56,5 auf 37,5 km gekürzt. Der Aushub von 32 000 000 m³ soll zur geländegleichen Auffüllung des aufgelassenen Bettes Verwendung finden. Die Gesamtkosten sind auf 20 Mill. Gulden veranschlagt. Die Beteiligten werden hierzu mit 10% herangezogen. Als Bauzeit sind 10 bis 11 Jahre vorgesehen.

Mit Rücksicht auf die überaus starken Eingriffe in die bestehenden Abflußverhältnisse hat man trotz eingehender hydrotechnischer Untersuchungen die Möglichkeit offengelassen, daß noch Deicherhöhungen erforderlich werden könnten, die auf weitere 3 Mill. Gulden veranschlagt sind.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton Nr. 40. Einsturz einer Kellerdecke infolge von Überlastung. In einem Neubau stürzte eine Steineisendecke über einem Kellerraum ein, wobei drei Arbeiter im Keller getötet und vier verletzt wurden. Der Grund des Einsturzes lag in einer übermäßigen Belastung der Decke, die dadurch hervorgerufen war, daß etwa 100 Sack Zement in dem Erdgeschoßraum aufgestapelt wurden, ohne daß dabei beachtet wurde, daß bereits eine etwa gleich große Menge Zement dort lagerte. Infolge dieser Unachtsamkeit betrug die Gesamtlast der Decke etwa 10 000 kg oder rd. 2500 kg/m², die zu dem Einsturz der Decke führte. Nach den Zeugenaussagen war während des Aufstapelns nichts Verdächtiges an der Decke wahrzunehmen. Der Einsturz erfolgte plötzlich etwa 20 min nach Beendigung des Abladens.

Die eingestürzte Decke war eine Steineisendecke nach dem System Kleine und war an sich einwandfrei ausgeführt. Als Auflager diente einerseits die Außenwand des Gebäudes, andererseits eine Stelzung auf dem Flansch eines eisernen Trägers. Die Eisen in der Decke waren richtig verlegt, reichten jedoch mit ihren aufgebogenen Enden nur bis an den Trägersteg heran.

¹⁾ Nach De Ingen. 1931, Nr. 24.



Entwurf der Maasverbesserung.

Die aufgebogenen Eisen waren also nicht über die oberen Trägerflanschen in das Nachbarfeld hineingeführt, wie es bei Eisenbetondecken üblich ist, so daß eine Verankerung mit dem benachbarten Deckenfeld fehlte. Infolgedessen erfolgte der Einsturz plötzlich, ohne daß sich vorher irgendwelche Anzeichen oder Risse zeigten, durch die die gefährdeten Arbeiter im Kellerraum hätten gewarnt werden können.

Angeklagt war der Poller wegen fahrlässiger Tötung und Körperverletzung. Er wurde in der ersten Instanz zu 600 RM Geldstrafe verurteilt, in der Berufungsinstanz jedoch freigesprochen, da eine Fahrlässigkeit nicht festgestellt werden konnte.

Hg.

Bau eines 1,6 km langen Tunnels in elf Monaten. In Quebec sind umfangreiche Erweiterungsbauten der Bahnhofsanlagen im Gange. Dabei ist auch ein etwa 2,5 km langes Verbindungsgleis zwischen der nach Montreal führenden Strecke der Kanadischen Pacific-Eisenbahn und den Landeplätzen der Ozeandampfer am Ufer des St. Lorenzstromes hergestellt worden. Man legte Wert darauf, daß diese Verbindung betriebsfähig wäre, wenn der neue Dampfer Empress of Britain zum ersten Male in Quebec anlegte, und der Bau mußte daher in elf Monaten fertiggestellt werden, was deshalb eine bemerkenswerte Leistung ist, weil in dem Verbindungsgleis ein 1,63 km langer Tunnel liegt. Wie Railway Age 1931, Nr. 26 vom 27. 6., S. 1228, berichtet, beginnt das Verbindungsgleis auf 18,3 m Höhe über dem St. Lorenzstrom, verläuft auf rd. 700 m waagrecht bis zum Tunnelmunde und fällt dann unter 1 : 125, so daß es am Flußufer noch auf 9,5 m Höhe liegt. Der Tunnel durchdringt einen Rücken zwischen dem St. Lorenzstrom und dem Charlesfluß, der sich ungefähr 107 m hoch erhebt. Er besteht zum Teil aus Kalkstein, zum Teil aus Schieferen. Der Kalkstein steht ohne Auszimmern, der Schieferen dagegen nicht. Beide verwittern aber an der Luft, so daß der ganze Tunnel ausbetoniert werden mußte. Der Tunnelquerschnitt ist 4,88 m breit und von S. U. bis zum Scheitel des Halbkreisgewölbes, das ihn nach oben abschließt, 6,88 m hoch. Es wurde zunächst ein Sohlstollen von 3,66 x 4,26 m Querschnitt von beiden Enden her vorgetrieben, der täglich um etwa 5,3 m vorschritt. Dann folgte der Vollausbau in 100 bis 150 m Abstand.

Auf etwa 750 m von dem Nordende her mußte der Tunnel ausgezimmert werden. Die Auszimmern wurde mit Trockenmauerwerk hinterpackt. Zwischen den einzelnen Hölzern blieb ein Zwischenraum von etwa 8 cm, damit der Beton mit der Hinterpackung in Verbindung käme; er sollte sogar auf diesem Wege bis an den Fels vordringen. Wo der Beton den Fels nur vor Verwitterung schützen soll, ist er 30 cm stark. Wo der Tunnel beim Ausbruch ausgezimmert werden mußte, ist die Stärke der Betonauskleidung 70 cm. Wo man Bewegungen des Gebirges erwartete, ist der Beton mit Eisen bewehrt. Am Südende ist die Auskleidung als Tunnel über Tag so weit verlängert, daß hier eine Straße über die Eisenbahn übergeführt werden kann. Der Beton, im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4, wurde von beiden Enden des Tunnels her unter Verwendung von zusammenklappbaren Schalungen von 12 m Länge eingebracht. Der Beton wurde zum Teil außerhalb des Tunnels, zum Teil an drei Arbeitsstellen im Tunnel gemischt. Der Zement wurde diesen Stellen auf Wagen zugefahren, der Sand und Steinschlag wurden ihnen jedoch in vorgemischtem Zustande durch Bohrlöcher von 15 cm Durchm. mit Blechauskleidung zugeführt, die von oben gegen den Tunnel vorgetrieben waren. Auf diese Art wurde im Tunnel Raum gespart und die Arbeit beschleunigt. Der Beton wurde unter Luftdruck in die Schalungen eingefüllt.

An einigen Stellen im Tunnel zeigte sich Wasserzudrang in solchem Umfange, daß man fürchtete der Beton könne beim Abbinden dadurch Schaden leiden. An diesen Stellen wurde Blech zum Schutze des Betons eingelegt. Durch Sickerschlitze wird das Wasser Seitengraben zugeführt, in denen es entsprechend dem Gefälle des Tunnels nach dem Südende fließt.

Wkk.

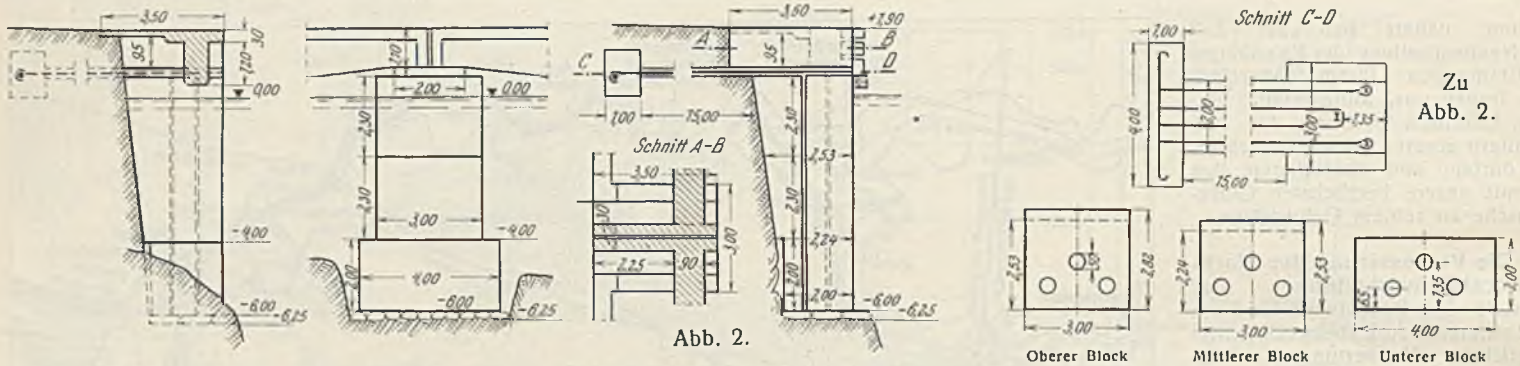


Abb. 2.

Die Umbauten im Hafen von Port-Vendres. Nach einem Bericht in Gén. Civ. 1930, Nr. 4 vom Juli sind die Holzbauten des Castellane-Kais (Abb. 1) durch solche aus Eisenbeton ersetzt worden. Der an die Kaimauer angebaute neue Teil von 134 m Länge und 3 m Breite besteht aus einzelnen Eisenbetonplatten, die sich einerseits auf die Kaimauer, andererseits auf die Flanschen von längsliegenden T-förmigen Eisenbetonträgern abstützen, die je 15,6 m lang sind und auf einzelnen Tragsäulen ruhen.

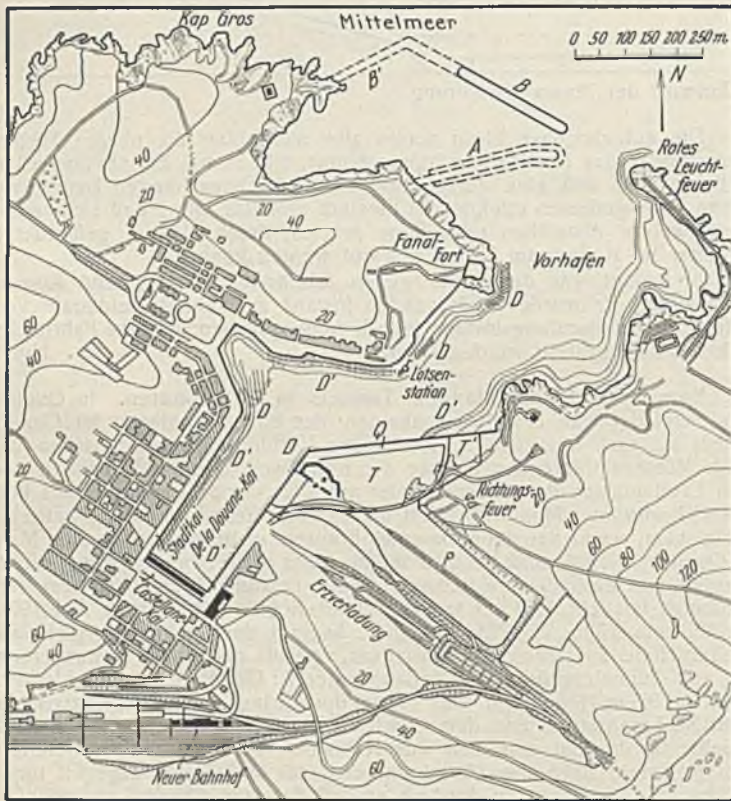


Abb. 1.

Die längsliegenden Träger, 8 Stück an der Zahl, sind bis 1,6 m breit, an den Enden 1,1 m hoch; die Höhe wächst zur Mitte hin allmählich bis auf 1,52 m. Der Steg ist 70 cm, die Flanschen sind 30 cm stark, und jeder Träger wiegt 43 t. Die Tragsäulen selbst sind dreiteilig und ruhen auf einem Bett von Zementsäcken, die in besonderen aus dem Fels ausgesprengten Nischen von 3,5 x 4,5 m angeordnet sind (Abb. 2).

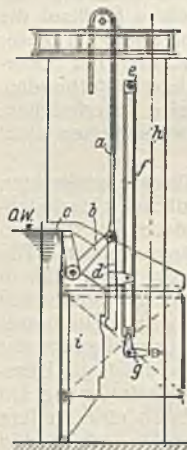
Die Tragsäulen bestehen aus je drei keilförmigen Eisenbetonblöcken, deren schräge Flächen sich derart gegen die vorhandene Kaimauer abstützen, daß die vordere Fläche lotrecht steht. Die unteren Blöcke sind 4 x 2 x 2 m, die mittleren 3 x 2,3 x (2,24 bis 2,53) m und die oberen, den höchsten Wasserstand 60 cm überragenden Blöcke 3 x 2,3 x (2,53 bis 2,82) m stark. Jeder Block besitzt drei Durchgangsöffnungen von 50 cm Durchm., in die Eisenschienen von 40 kg/m Gewicht eingelegt und die dann mit Mörtel gefüllt werden. Zum Schutze des Bauwerks, an das die Schiffe unmittelbar anlegen, sind an der Oberkante Schutzbohlen angebracht.

W. Schmid.

Patentschau.

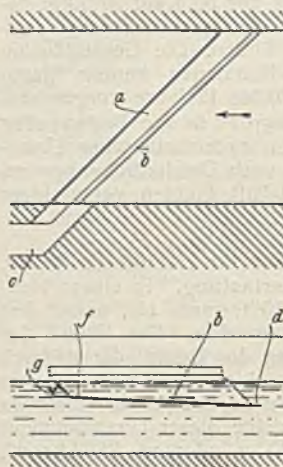
Verfahren zur Gewinnung von Druckwasser in Karstgegenden. (Kl. 84a, Nr. 524 248 vom 10. 3. 1925 von Carl Glogau in Stuttgart.) Die unterirdischen Karstwasserräume stellen überdeckte felsige Täler dar, auf deren Sohle sich versunkenes Wasser zwischen Gestein hindurchzwängt, sich in Kolken ausbreitet, als Wasserfälle über Steinbarrieren stürzt usw. Über diesen Karstgewässern lagert auch Luft, so daß die unterirdischen Karsträume aus einem unteren wassergefüllten und einem oberen luftgefüllten Teil bestehen. Zwecks Gewinnung eines Höhenunterschiedes und Wasserdruckes begnügte man sich bei versinkenden Karstgewässern damit, das Wasser vor dem Versinken abzufangen, und stellte statt des natürlichen Hohlraumes künstliche Wasserwege her, mittels deren man das abgefangene Wasser weiterleitete. Erst diesen so gewonnenen Höhenunterschied verwendete man zur Druckwassererzeugung. Die Erfindung

bezieht sich auf solche unzugänglichen, überlagernden luftgefüllten Hohlraumteile, die bereits einen natürlichen Abfluß in Gestalt von Quellen aufweisen, also einen wasserführenden Naturweg darstellen. Sie bezweckt die Erzeugung einer Druckerhöhung in dem von der Natur kostenlos dargebotenen, bisher nicht benutzten überdeckten Tal und den Fortfall aller Kunstwasserwegbauten und besteht darin, daß man den Verschuß nicht mehr am Ausfließende eines Kunstwasserweges anordnet, sondern an dem des Naturweges selbst. Der Verschuß kann als Dammmauer, Windkessel, Druckwasserschloß usw. ausgebildet werden. Der Naturwasserweg kann auch mit künstlichen oder natürlichen Wasserspeichern, Stauweihern, Talsperren, Seen usw. vereinigt werden. Um aus dem luftgefüllten Raumteil die Luft verdrängen und durch Wasser ersetzen zu können, entnimmt man unten aus dem Verschuß weniger Wasser, als oben zufließt. Das Wasser steigt im Raumteil in die Höhe, und es entsteht im Naturwasserwege Druckwasser.



Wehr mit Aufsatzklappe und einem gemeinsamen Antriebsmittel für beide Wehrteile. (Kl. 84a, Nr. 514 313 vom 9. 2. 1929 von Dinglersche Maschinenfabrik AG in Zweibrücken, Pfalz.) Um bei diesen Wehren die Klappe unmittelbar und allein zu bewegen und beide Wehrteile, sowohl bei umgelegter Klappe oder in einer Zwischenstellung derselben, zu heben oder zu senken, steht ein Verlängerungsstück *d* des an der Aufsatzklappe *c*, *b* angreifenden Hubmittels *a* mit einem Schaltgestänge *e*, *f* in Verbindung, durch das es in verschiedenen Stellungen der Aufsatzklappe mit dem Hauptwehrkörper kuppelbar ist. Das Hubmittel *a* greift unterwasserseitig an einem Hebel *b* der Endklappe *c* an, so daß eine Kette oder ein Seil zum Halten der Klappe gegen den Wasserdruck genügt. Das Verlängerungsstück *d* des Hubmittels dient als Kupplungsmitglied des Schützkörpers, ist als Haken ausgebildet und kann durch ein um den Zapfen *e* drehbar am Mauerwerk gelagertes Schaltgestänge *f* mittels des Doppelhebels *g* und des Zuggliedes *h* von Hand oder elektrisch eingerückt werden, so daß der Schützkörper beim Einschalten des Windwerkes mitgenommen wird.

Eis- und Grobschwemmelabwieser mit einer schräg zum Stromstrich gestellten Tauchwand für Werkkanäle. (Kl. 84a, Nr. 517 247 vom 21. 7. 1928 von Emma Saaler geb. Saaler in Freiburg i. B. und Willi Hirner-Lefner in Riehen bei Basel, Schweiz.) Um eine restlose Ableitung des Gschwemmsels zu erreichen, wird der Abwieser so ausgebildet, daß die Eintauchtiefe der in einem Winkel von etwa 45° schräg zum Stromstrich gestellten Tauchwand *a* von ihrem vorderen Ende *d* nach dem hinteren Ende *f* hin abnimmt. Am unteren ins Wasser tauchenden Ende ist die Tauchwand *a* mit einer waagerechten Zunge *b* ausgerüstet, um das Wasser zu schneiden; die schräge Wand ist an einem I-Träger oder dgl. *g* befestigt. Durch die stromabwärtsgeneigte Tauchwand wird stets eine nach der Wasseroberfläche gerichtete Stromung erzielt, die das Untertauchen der Anschwemmsel verhindert. Das tiefere Eintauchen der Tauchwand an der Berührungsstelle mit dem zulaufenden Wasser unterstützt die seitliche Ablenkung nach dem



Abschwemmkanal, wo, unterstützt durch die Zunge *b*, ein erneutes Untertauchen der Anschwemmsel nicht mehr zu befürchten ist.

INHALT: Die Herstellung des tiefen Einschnitts nördlich von Abbesbüttel in stark wasserführenden Sandschichten. — Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1931. — Ergebnisse der Druck- und Dränagewassermengen-Messungen an der Edertalsperre. — Vermischtes: Dr. Jng. Ellerbeck 60 Jahre alt. — Verbesserung der Hochwasserabflußverhältnisse der Maas. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton Nr. 40. — Bau eines 1,6 km langen Tunnels in elf Monaten. — Umbauten im Hafen von Port-Vendres. — Patentschau.