

# DIE BAUTECHNIK

## Die Beseitigung der Wilhelmsbrücke über den Neckar in Stuttgart-Cannstatt durch Sprengung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. H. Henning, Südd. Held & Francke Bau-AG., Abt. Stuttgart.

Im Zusammenhang mit den Bauarbeiten für die Neckarstaufen Cannstatt und Münster bei Stuttgart mußte die alte Wilhelmsbrücke beseitigt werden. Mit dieser Brücke wurde ein wesentlicher Teil des romantischen Stadtbildes von Alt-Cannstatt hinweggeräumt, das vom Neckarfluß aus gesehen mit dieser Brücke ein reizvolles Ganzes bildete.

Die Wilhelmsbrücke (Abb. 1 u. 2) war im Jahre 1838 unter der Leitung des um Stuttgarts bau- und verkehrstechnische Gestaltung hochverdienten Oberbaurats von Etzel erstellt worden. Die fünf Bogen von je 18,62 m

lichter Spannweite und die auf Pfahlrosten gegründeten Pfeiler bestanden aus einem feinkörnigen, dichtgefügt, grauen Buntsandstein, der nach allen Seiten steinmetzmäßig bearbeitet und mit engen Fugen in Kalksandmörtel versetzt war. Eine Verankerung der Steine war nur bei den Pfeilern, und zwar durch Bandeiseneinlagen in die Fugen ausgeführt worden.

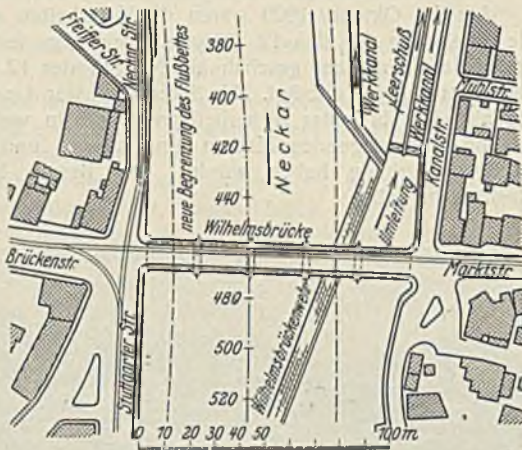


Abb. 1.

der Unzulänglichkeit und Unübersichtlichkeit der Anfahrtsstraßen nicht gewachsen. Die in Aussicht genommene Kanalisierung und die geplante Schiffahrt auf dem Neckar bis Plochingen verlangten außerdem eine freie Durchfluß- und Durchfahrtsöffnung, die unter Beibehaltung der starken Pfeilereinbauten der Brücke nicht geschaffen werden konnte. Die Pfeiler selbst bildeten zudem eine starke Gefahr durch Begünstigung von Eisversetzungen bei den vielfach kurzfristig einsetzenden Frühjahrs-hochwässern infolge der Eis- und Schneeschmelze im Oberlauf des Flusses.

Die geschilderten Unzulänglichkeiten führten zur Erstellung einer neuen Brücke etwa 170 m oberhalb der Wilhelmsbrücke. Diese neue

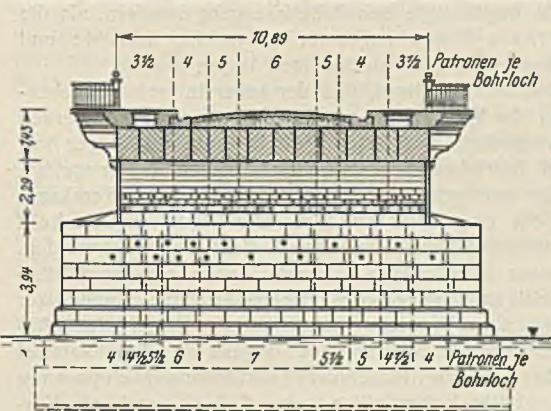


Abb. 4.

Brücke — ausgeführt als Blechträgerbrücke von 68,50 m Spannweite aus StSi — gibt die gesamte Breite des Flußbettes als Durchflußprofil frei und hat bei günstigen Verkehrsverhältnissen der Anfahrtsstraßen eine Fahrbahnbreite von 12 m.

An der Stelle der alten Brücke wird außerdem eine neue eiserne Brücke erstellt werden, die bei geringer Fahrbahnbreite hauptsächlich dem Fußgängerverkehr dienen soll.

Das linksseitige Widerlager hierfür war zur Zeit der Beseitigung der alten Brücke bereits teilweise und zusammen mit den anschließenden neuen Ufermauern fertiggestellt.

Die Beseitigung der alten Wilhelmsbrücke verursachte besondere Schwierigkeiten, weil sie inmitten eines dicht bebauten Ortsteiles lag. Die Gebäude entlang den Uferstraßen waren infolge ihres teilweise sehr hohen Alters bei der beabsichtigten Sprengung einer erheblichen Gefahr ausgesetzt. Es wurde daher in Erwägung gezogen, die Brücke nach Möglichkeit ohne größere Sprengung zu beseitigen. Ein 2-m<sup>3</sup>-Löffelbagger sollte von den Stirnflächen her die Steine der abgeräumten Bogen einzeln so weit abnehmen, daß der Bestand des gesamten Bauwerks nicht gefährdet wurde. Nur die dann noch verbleibenden Bogenrippen sollten gesprengt werden. Dieser Plan mußte mit Rücksicht auf die inzwischen ausgeführte Vertiefung des Flußbettes, von dessen Sohle aus der Bagger nicht mehr die erforderliche Reichhöhe gehabt hätte, aufgegeben werden.

Eine ebenfalls in Erwägung gezogene hydraulische Sprengung unter teilweiser Einrüstung wurde wegen der damit verbundenen hohen Kosten außer Frage gestellt.

Da inzwischen die Beseitigung der Brücke mit Rücksicht auf andere Bauarbeiten besonders dringend wurde, entschloß man sich schließlich doch zur Sprengung unter Verwendung von Sicherheitsprengstoff.

Vor der Festsetzung des Arbeitsplanes wurde eine eingehende Untersuchung über die Standsicherheit des Bauwerks durchgeführt. Die statische Berechnung ergab, daß bei Beseitigung nur eines Bogens der Schub der ungestützten Bogen von den Pfeilern infolge des geringen



Abb. 2. Ansicht der Wilhelmsbrücke vor der Sprengung.

Die Gesamtbreite der Brücke betrug 10,89 m, wovon die Fahrbahn 6,89 m einnahm. Die beiderseitigen Fußwege hatten eine Breite von je 2 m. In die Fahrbahn war ein eingleisiger Straßenbahnkörper eingelegt. Versorgungsleitungen waren in den Fußwegen untergebracht.

Die Brücke verband verkehrstechnisch die beiden durch den Neckar getrennten Stadtteile Cannstatt (Abb. 1) und hatte außerdem den an Stuttgarts Umkreis stark gewachsenen Ringverkehr aufzunehmen. Ein großer Teil des Durchgangsverkehrs für die beiden oberhalb und unterhalb Stuttgarts im Neckartal gelegenen Industriezentren mußte ebenfalls über diese Brücke abgewickelt werden.

Diesem gesamten, im Laufe der Jahre rasch und stetig vermehrten Verkehr war die Brücke wegen ihrer geringen Breite und vor allem wegen

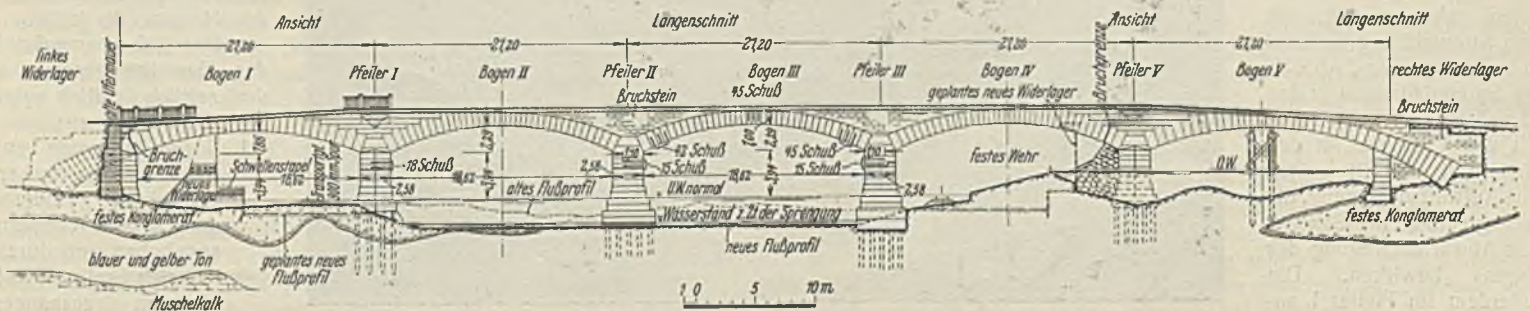


Abb. 3. Längenschnitt der Brücke und Anordnung der Sprengladungen.



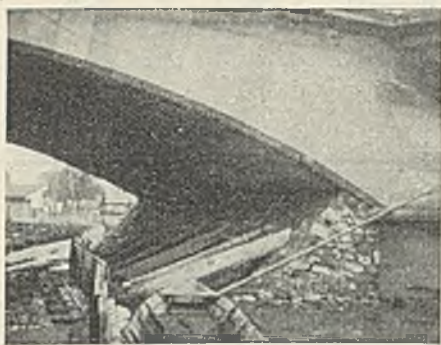


Abb. 5. Abstützung des Bogens V.

Pfeilverhältnisses von  $\frac{f}{l} = 0,10$  in den Außenöffnungen und 0,1385 in den Mittelöffnungen nicht aufgenommen werden konnte. Es mußte vielmehr damit gerechnet werden, daß die Pfeilerköpfe durch den Bogen Schub unter den Kämpfersteinen abgeschert wurden.

Diese Tatsache führte zu dem Entschluß, sämtliche Bogen zu gleicher Zeit niederzulegen. Sie begünstigte den Arbeitsvorgang insofern, als die Hauptladung nur in einem Bogen angesetzt zu werden brauchte und als man die übrigen Bogen lediglich nachstürzen lassen konnte.

Erschwerend hierbei war allerdings, daß der äußerste rechte Brückenbogen vorläufig wegen der Wasserführung des Neckars erhalten werden mußte. Das Flußbett unterhalb des festen Wilhelmsbrücken-Wehres war für die gesamten dort betriebenen Bauarbeiten dadurch trockengelegt, daß die verhältnismäßig geringen Wassermengen durch einen Werkkanal im Anschluß an das Wehr umgeleitet wurden. Der Durchflußquerschnitt durfte daher durch abstürzende Mauerwerkmassen nicht eingeengt werden.

Zur Erhaltung dieses Brückenbogens wurde daher eine sorgfältige Absprießung des flußseitigen Kämpfers des Pfeilers IV durch Rundhölzer gegen den Rücken des alten Wehres vorgenommen. Damit diese Absprießung durch herabstürzende Massen des Bogens IV nicht zerstört werden konnte, wurde eine die Rundhölzer schützende Steinpackung angeordnet, die so sorgfältig hergestellt wurde, daß sie auch als Verstärkung des Pfeilers wirken mußte (vgl. Abb. 5). Zur Sicherheit wurden außerdem in Scheitelhöhe des Bogens V ober- und unterhalb der Brücke Joche gerammt, auf die der Scheitel des Bogens durch Längshölzer und Verkeilung abgefangen wurde.

Die Brücke wurde am 1. Oktober 1929 dem Verkehr entzogen. Gleichzeitig wurde mit den Arbeiten zur Beseitigung des Geländers, des Straßenbahngleises, der Leitungen in den Fußwegen und des Pflasters mit Sandbettung begonnen. Die Ausfüllung der Kämpferzwickel, aus Bruchsteinen bestehend, wurde hauptsächlich über den Kämpfern der Pfeiler II und III abgeräumt, wo die Hauptsprengladungen angebracht werden sollten. Die zur Lockerung dieses Bruchsteinmauerwerks anfangs vorgenommenen Sprengungen mußten unterbleiben, da trotz geringer Sprengladungen einzelne Steine des Gewölbes nach unten aus dem Verband herausgedrückt wurden, ein Zeichen dafür, daß der Zusammenhalt der Steine infolge geringer Festigkeit des Mörtels nicht sehr stark war.

Noch während der Abräumung wurde mit den Bohrarbeiten begonnen, nachdem die Sprengwirkung durch Probeschüsse an den stirnseitigen Kämpfersteinen des Bogens III untersucht worden war. Die Bohrlöcher wurden mit Preßluftbohrhämmer „Flottmann Type N 55 normal blasend“ unter Verwendung von Meißelschneiden für eine Bohrlochweite von 35 mm hergestellt. Die Tiefe der Bohrlöcher wurde jeweils so gewählt, daß die Höhe des überstehenden Gesteins etwa gleich der Länge des Besatzes war.

Für die Anbringung der Hauptsprengladung wurde der Bogen III gewählt. Um eine gründliche Zerstörung dieses Bogens zu erzielen, wurden Kämpfer und Scheitel in gleicher Stärke geladen, und zwar derart, daß die Sprengwirkung möglichst nach unten gehen mußte, um eine Streuwirkung tunlichst zu vermeiden (vgl. Abb. 3). Die Sprengladungen in den Kämpfersteinen zusammen mit den Ladungen in den Pfeilern II und III sollten eine Aufwärtsbewegung, die Sprengladung im Scheitel eine Abwärtsbewegung des Bogens bewirken. Die außerdem im Pfeiler I ange-setzte Ladung diente als



Abb. 7. Brücke während der Sprengung. Ansicht vom Oberwasser aus.



Abb. 8. Brücke nach der Sprengung.

Erschütterungsladung für die anschließenden Bogen I und II; um zu verhüten, daß durch möglicherweise auftretende Verkeilungen die Bogen nicht ganz zum Absturz gebracht wurden, was die dann notwendigen Arbeiten hätte außerordentlich gefährlich werden lassen können.

Am 11. Oktober 1929 waren die Vorarbeiten so weit beendet, daß die Sprengung für den 12. Oktober vormittags festgesetzt wurde. Das Laden der Bohrlöcher geschah am Morgen des 12. Oktober und war in etwa drei Stunden erledigt. Als Sprengstoff war Ammon-Gelatine gewählt, der als stark brisanter Sicherheitsprengstoff in weitgehender Verteilung auf die zu sprengenden Massen eine sichere und trotzdem wenig gefährliche Wirkung haben würde. Der Besatz bestand aus reinem, plastischem Lehm.



Abb. 6.

Brücke während der Sprengung. Ansicht vom Unterwasser aus.

Grundsätzlich wurde die Ladung der einzelnen Bohrlöcher so vorgenommen, daß die Menge des verwendeten Sprengstoffes von Brückenmitte nach den Brückenstirnen abnahm, um auch durch diese Anordnung eine waagerechte Streuwirkung möglichst auszuschalten (vgl. Abb. 4).

Die Zündung der Schüsse wurde elektrisch eingerichtet mittels Stromes aus dem Versorgungsnetz der Baustelle von 220/380 V Spannung durch Anschluß an die niedere Phase. Sämtliche Schüsse wurden durch Parallelschaltung, kombiniert mit teilweiser Serienschaltung, an eine Leitung aus NGA-Draht angeschlossen. Die Schaltanlage bestand aus einem Hebelschalter, dem eine Absicherung durch normale Leitungssicherungen für 20 A vorgeschaltet wurde.

Die Sprengung fand am 12. Oktober gegen 9 Uhr vormittags statt. Die Straßenzüge waren im Umkreise von etwa 200 m abgesperrt worden. Den Inhabern der anliegenden Gebäude war aufgegeben worden, Fensterläden mit Rücksicht auf Steinschlag zu schließen und Glasfenster wegen des erwarteten Luftdrucks zu öffnen.

Die Zündung der Schüsse verursachte einen dumpfen Knall, der über Erwarten weit weniger stark war, als angenommen war, wohl weil die Schußwirkung sich in den zahlreichen Fugen des Mauerwerks totließ.

Der Zusammenbruch des Gewölbes geschah in drei zeitlich deutlich unterscheidbaren Phasen:

1. Bogen III wurde entsprechend der dort angebrachten Hauptladung in den Kämpfern angehoben und stürzte in sich selbst vollkommen zusammen (vgl. Abb. 6).



2. Bogen II führte eine schlangenförmige Bewegung aus, wobei der linke Kämpfer infolge der Ladung im Pfeiler I angehoben wurde.
3. Bogen I und III brachen fast gleichzeitig in den Kämpfern und in den Scheiteln durch (vgl. Abb. 7), wobei der Bogen I beim Aufschlagen auf das Betonmauerwerk des neuen Brückenpfeilers zerschellte. Bogen IV legte sich infolge geringerer Fallhöhe auf den Rücken des Wilhelmsbrückenwehres, ohne daß die Bogensteine verstreut wurden (vgl. Abb. 8).

Der Bogen V blieb, wie beabsichtigt war, vollständig erhalten. Er soll erst beseitigt werden, wenn auch das Wilhelmsbrückenwehr abgebrochen wird.

Sprengschäden durch Steinschlag traten nur in nicht erheblichem Umfange ein. Einzelne Sprengteile richteten kleinere Beschädigungen an den Gebäuden auf dem rechten Neckarufer in einem Umkreise von

etwa 80 m an. Der Luftdruck war so gering, daß Schäden irgendwelcher Art hierdurch nicht verursacht wurden. Schäden infolge von Erschütterung des Bodens und der anliegenden Gebäude konnten nicht nachgewiesen werden.

Der Sprengstoffverbrauch betrug bei insgesamt 180 Einzelladungen 76 kg Ammon-Gelatine, womit etwa 1500 m<sup>3</sup> Mauerwerk gelöst wurden.

Für die Beseitigung des gesprengten Mauerwerks wurde ein 2-m<sup>3</sup>-Felslöfelfagger auf Schlenen eingesetzt. Bereits am 3. November 1929 war das gesamte Flußprofil links des Wilhelmsbrückenwehres von den Trümmern der Brücke vollständig geräumt.

Die Sprengung der Brücke geschah durch die Süddeutsche Held & Francke Bauaktiengesellschaft, Abteilung Stuttgart, die auch den größten Teil der übrigen Bauarbeiten für die Neckarstauferne Cannstatt und Münster im Auftrage des Neckarbauamts Stuttgart ausführte.

## Der Bau eines Schmutzwasser-Doppeldükers unter dem Rhein bei Köln.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Stadtbaurat Otto Werken, Köln, Tiefbauamt.

(Schluß aus Heft 17.)

### B. Im Rhein schwimmend eingebrachte und versenkte Rohrstrecke.

Zeitlich gleichlaufend mit der Ausführung der vorstehend geschilderten, zum ersten Bauabschnitt gehörenden Bauwerke fand die Herstellung der einzelnen Rohrbaustücke des Dükers statt.

Als Baustoff war Eisenbeton in einer Mischung von 1 Zement + 4 Kies-sand + Basaltsplitt von der Firma vorgeschlagen. Seitens der Verwaltung war außerdem festgelegt, die Rohre innen mit einer leicht ausbesserungsfähigen und ersetzbaren Schicht aus hartgebrannten Klinkern (Format 6:6, 5:12 cm) in bestem Zementtraßmörtel auszurollen, die, fest und innig mit dem Eisenbetonkörper der Rohre verbunden, als Schutzschicht gegen die Angriffe etwa in den Abwässern auftretender oder sich aus den abgelagerten Stoffen entwickelnder Säuren u. dgl. dienen soll. Diese Rollschicht durfte sich beim Ablassen der Rohre nicht lösen.

hierbei für den ersten Belastungsfall ein leeres Rohr unter Einwirkung der Belastung einer 9,50 m hohen Wasserlast, entsprechend dem Höchst-rheinwasserstande und einer 1 m starken Basaltschüttung bei seitlichem Erddruck auf das Rohr betrachtete. Der Innenüberdruck auf das Rohr wurde im zweiten Falle entsprechend dem Unterschiede zwischen Brauch-wasserspiegel im Zuflußkanal und dem Niedrigwasser des Rheins mit 5,6 m Wasserhöhe zugrunde gelegt. Auf Grund dieser beiden Betrachtungen ergaben sich die schon erwähnten Wanddicken der beiden Rohre bei einer Höchstdruckspannung von 21 kg/cm<sup>2</sup> und die Stärke der Ring-bewehrung unter Zugrundelegung einer zulässigen Höchstspannung von 1200 kg/cm<sup>2</sup>.

Für die Ermittlung der Längsbewehrung der Rohre wurden entsprechend den etwa eintretenden Möglichkeiten vier Belastungsfälle angenommen.

1. Das Rohr wird als Schwimmkörper durch den Auftrieb beansprucht.

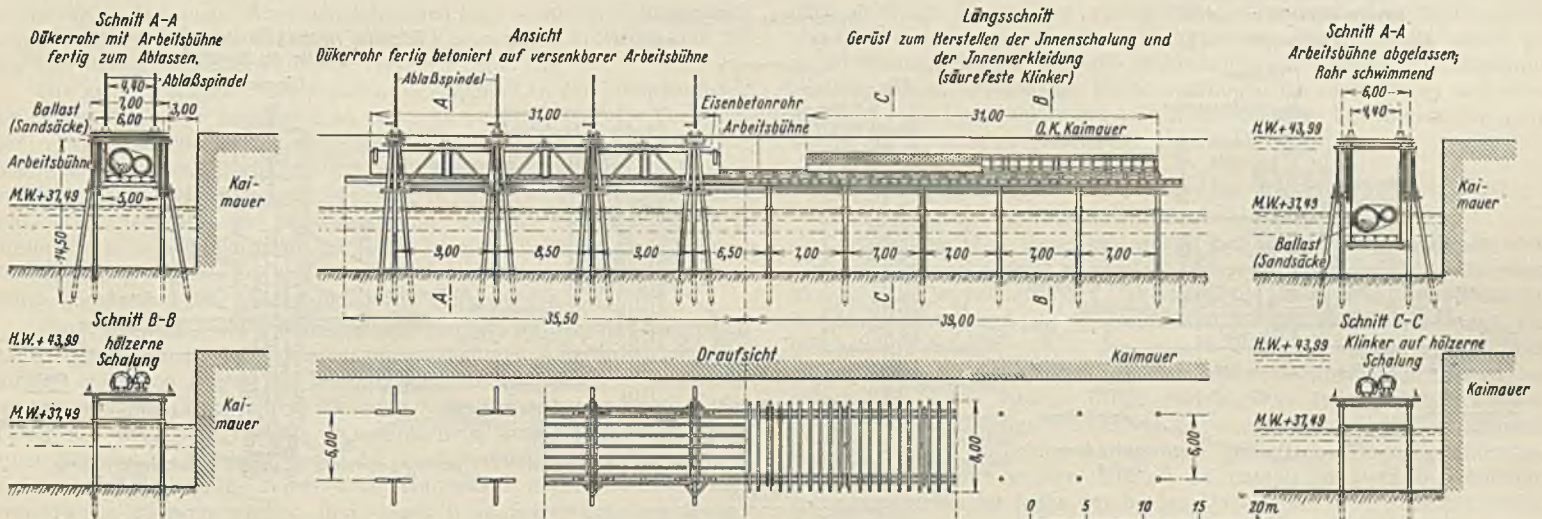


Abb. 10.

Es kam also einmal aus diesem Grunde, einmal, um keine über- großen Biegungsspannungen während des Versenkens aufkommen zu lassen, die gegebenenfalls die Haltbarkeit der zu versenkenden Rohr- stücke wesentlich beeinträchtigt hätten, darauf an, den Rohrstücken eine bestimmte Steifigkeit zu geben, die allen Durchbiegungen und teilweise ruckartig auftretenden Stößen, die während des Versenkungsvorganges und beim Auflagern auf die Sattelstücke in der Baggerrinnensohle auf- kommen konnten, gewachsen war. Demzufolge wurde von der Firma die Anordnung der beiden Rohrstücke von 1,85 und 1,25 m Durchm. neben- einander in einem einzigen Baustück so getroffen, daß die Oberkanten der beiden Rohre auf gleicher Höhe lagen. Die Eisenbetonwand des großen Rohres wurde mit 13 cm und die des kleinen mit 10 cm Dicke ermittelt. Das große Rohr erhielt zur Verstärkung der Längsbewehrung oben und unten je eine Eisenbetonrippe von 50 cm Breite, um die Biegungsspannungen während des Versenkungsvorganges erfolgreich auf- nehmen zu können. Eine gute Verbindung der beiden Rohre unter sich ist durch an beiden Enden des Baustücks angeordnete Betonscheiben und außerdem durch sieben Verstärkungsringe in Eisenbeton erzielt, die sich gleichmäßig über die Länge des Baustücks verteilen.

Die Wanddicke und Ringbewehrung wurden ermittelt, indem man jedes Rohr auf Überdruck von außen und von innen untersuchte und

2. Das Rohr hängt mit Ballast im Gewichte von 18 t und einem Ab- stande der Aufhängepunkte von 18 m unter den Versenksschiffen, als waagerechte Kraft wurde der Druck des strömenden Wassers mit 1,5 m/sek Geschwindigkeit wirkend angenommen.

3. Das Rohr sitzt mit beiden Enden auf den Sätteln freitragend und ist noch nicht unterstopft.

4. Das Rohr ist gedichtet, unterstopft und 1 m hoch mit Basaltsteinen überschüttet; der Ballast ist entfernt.

Für die Herstellung der Rohre bzw. der einzelnen Baustücke fehlte es an der Versenkstelle infolge der dort vorhandenen Bebauung vollständig an dem nötigen Arbeitsraum. Allerdings hätte wohl auch die hier vor- handene starke Strömung des Rheins zu Erschwernissen und Unzuträglich- keiten mancher Art geführt, da es immerhin sehr schwierig gewesen wäre, die rd. 140 t schweren Baustücke unter den an der Versenkungstelle ge- gebenen Verhältnissen zu Wasser zu bringen und dort bis zur Versenkung zu verankern und aufzubewahren. Die Möglichkeit einer solchen Ver- ankerung und Aufbewahrung war aber im Interesse einer schnellen Folge in der Versenkung der einzelnen Baustücke und der dadurch bedingten Ausführung auf Vorrat sehr erwünscht. Man entschloß sich deshalb, die Baustücke in dem benachbarten, etwa 900 m oberhalb der Versenkstelle gelegenen Köln-Niehler Hafen herzustellen. Zu dem Zwecke wurde längs



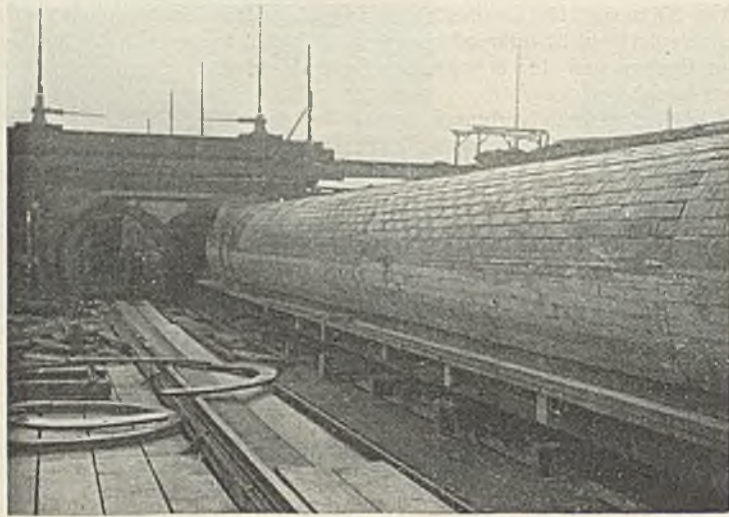


Abb. 11.

der Hafenmauer in einem Abstände von 3 m von dieser ein besonders konstruiertes Holzpfahlgerüst von 75 m Länge, bestehend aus einem Betonier- und Ablaßgerüst sowie einer der Vorbereitung der Innenschalung dienenden Arbeitsbühne, errichtet (Abb. 10). Auf einem an das Obergerüst mittels acht Spindeln über Wasser aufgehängten eisernen versenkbaren Trägerrost von 35,50 m Länge und 5 m Breite wurde der untere Teil der äußeren Rohrschalung hergerichtet (Abb. 10 u. 11). Auf diese äußere Schalung wurde zunächst die Eisenbewehrung der unteren Längsrippen und der Verstärkungsringe gelegt, dann die Längsbewehrung und die Ringbewehrung des großen und des kleinen Rohres, in einzelnen Stücken getrennt, die vorher an Land mittels einer Wickeltrommel fertiggestellt waren, eingebracht. Nachdem die einzelnen Stücke der Ringbewehrung zusammengesetzt waren, wurde die Innenschalung, die

erzielen, auf der Seite des größeren Auftriebes (des größeren Rohres) Ballastkörper in Form von abnehmbaren, am Düker befestigten Betonsteinen aufgebracht waren.

Es kam nun darauf an, die einzelnen Baustücke im Rheinstrom zusammenzusetzen und zu dichten. Die Firma entledigte sich dieser recht schwierigen Aufgabe dadurch, daß sie für jede Stoßstelle eine feste Unterlage auf der Baggerrinnensohle in Gestalt von besonderen Rohrsattelstücken aus Eisenbeton vorsah. Diese Rohrsattelstücke bestanden aus einem oben und unten offenen Kasten von 4,35 m Länge und 1,30 m Breite (Abb. 12), dessen unterer Teil, wie bei den Druckluftsenkkästen, mit einer Schneide versehen, dessen oberer Teil, entsprechend der Form der Baustückenden, ausgeschweift und mit Holz ausgefüllt war (Abb. 6). Die Herstellung der Rohrsattelstücke geschah auf dem Arbeitspodium der schwimmenden Taucherglocke, mit deren Hilfe sie nach genügender Erhärtung des Betons, an der Decke des Arbeitsraumes der Glocke hängend, an der jeweiligen Versenkstelle auf die Sohle der Baggerrinne abgesenkt, der Lage nach eingemessen und durch Ausheben des Bodens zwischen den Schneiden unter Druckluft auf die erforderliche Tiefe gebracht wurden (Abb. 12). Darauf wurde der Raum zwischen den Schneiden unterhalb der später einzubringenden Rohre ebenfalls unter Druckluft ausbetoniert. Das Einmessen der Sattelhöhenlage geschah mittels Nivellierinstrumenten vom Lande aus unter Zuhilfenahme von außen an den Schachtrohren angebrachten Eichmarken. Ihre waagerechte Lage wurde mit der Wasserwaage und ihre Entfernung vom Ufer bzw. von dem zuletzt versenkten Rohrsattelstück mit einem in der Baggerrinne geführten Drahtseil, dessen Marken von der Taucherglocke abgelesen werden konnten, ermittelt.

Mit dem Absenken der einzelnen Rohrbaustücke begann man nach sorgfältigen Vorbereitungen und Versuchen nach Ablauf des Frühjahrshochwassers gegen Ende Mai 1928 und verfuhr hierbei folgendermaßen.

Das im Hafenbecken verankerte Rohrbaustück wurde zunächst unter die schwimmende Ablaßvorrichtung gebracht. Diese bestand aus vier auf einem eisernen Trägerrost stehenden Ablaßwinden, der seinerseits im auf zwei lichten Abstände von 7,20 m angeordneten Baggerschuten von 4,30 m Breite und 35 m Länge befestigt war. Der Antrieb der

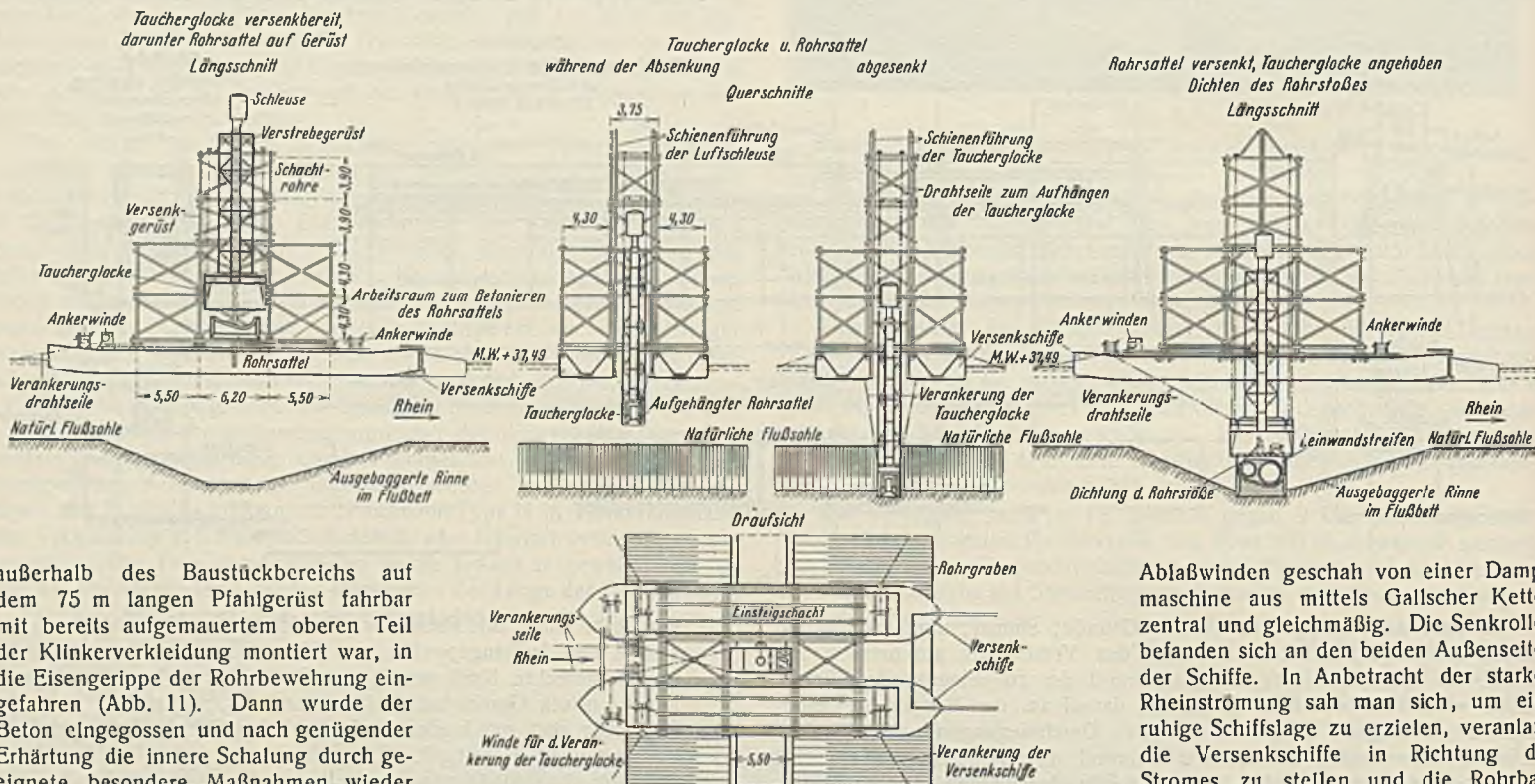


Abb. 12.

außerhalb des Baustückbereichs auf dem 75 m langen Pfahlgerüst fahrbar mit bereits aufgemauertem oberem Teil der Klinkerverkleidung montiert war, in die Eisengerippe der Rohrbewehrung eingefahren (Abb. 11). Dann wurde der Beton eingegeben und nach genügender Erhärtung die innere Schalung durch geeignete besondere Maßnahmen wieder gelöst und ausgefahren. Dann erhielt auch die untere Rohrhälfte die vorgegebene Ausklinkerung, die obere Schalung wurde entfernt. Bei dieser Anordnung konnte also für sämtliche 11 Rohre die gleiche Außen- und Innenschalung verwendet werden. Die beiden Rohre des so fertiggestellten 31 m langen Baustücks wurden nun, um es schwimmfähig zu machen, durch wasserdichte hölzerne Deckel, die sich in einem Abstände von 2 m vom Rohrende gegen die im Rohrrinnen angebrachten vorstehenden Eisenbetonringe legten, verschlossen und mitsamt dem Hängepodium mittels der acht Ablaßspindeln gleichmäßig zu Wasser gelassen. Dann löste man die untere Außenschalung durch leichtes Stoßen vom Baustück ab (Abb. 10). Das nunmehr versenkfertige Baustück wurde ins Hafenbecken ausgefahren und dort bis zur Versenkzeit verankert, nachdem zuvor noch, um eine waagerechte Schwimmelage des unsymmetrischen Querschnitts zu

Ablaßwinden geschah von einer Dampfmaschine aus mittels Gallscher Ketten zentral und gleichmäßig. Die Senkrollen befanden sich an den beiden Außenseiten der Schiffe. In Anbetracht der starken Rheinströmung sah man sich, um eine ruhige Schiffs-lage zu erzielen, veranlaßt, die Versenkschiffe in Richtung des Stromes zu stellen und die Rohrbaustücke demnach quer zur Stromrichtung und somit auch quer zu den Versenks-

schiffen unter diesen aufzuhängen. Zu diesem Zwecke wurde das Rohrbaustück im Hafen zunächst zwischen beide Versenkschiffe gebracht und durch Drahtseile an der Wasseroberfläche solange gehalten, bis ein Ballast von 18 t (Sandsäcke und Eisenmassel) in die Rohre eingebracht und so auf die Rohrlänge verteilt war, daß die Gewichte, um zu starke Biegungsspannungen in der Rohrmitte zu vermeiden, hauptsächlich an den endgültigen Rohraufhängepunkten im Abstände von 18 m zur Wirkung kamen, und der Schwerpunkt durch die Art der Stapelung möglichst tief lag. Dann wurde die Einsteiglücke durch einen eisernen Deckel dicht abgeschlossen und das Baustück auf die vorher mit zwei keilförmigen Holzgestellen versehene Hafensohle abgelassen, auf die sich die eine schiefe Ebene bildende Unterfläche des Rohrbaustücks so anlehnte, daß



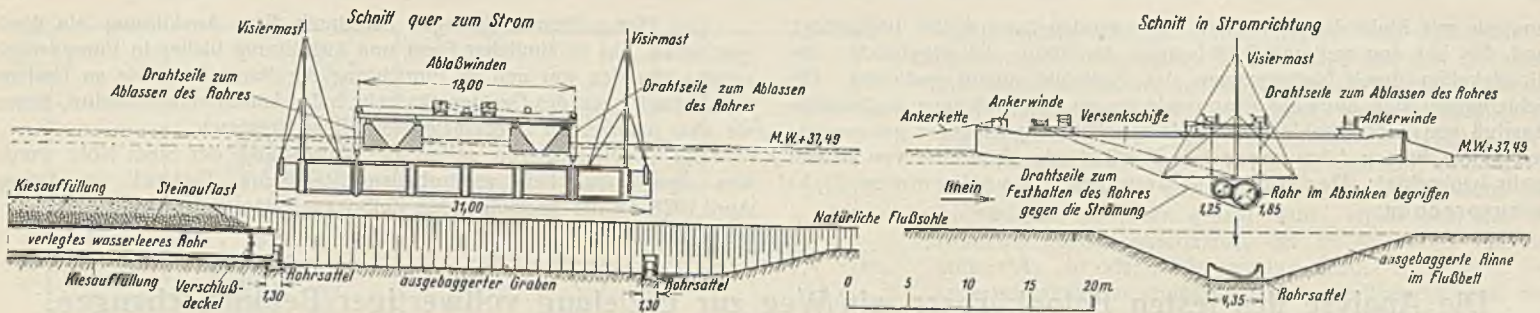


Abb. 13.

seine waagerechte Lage beibehalten werden konnte. Die Versenkschiffe wurden dann um 90° gedreht und das Rohrbaustück an die weiter oben schon genannten Senkrollen der Ablaßwinden angehängt und so hoch an den Schiffsboden herangezogen, daß der Tiefgang auf das geringste Maß von 2,50 m beschränkt war. Der Strömungsdruck des Rheines auf das Rohrbaustück konnte an jedem Rohrstückende durch zwei Drahtseile, die zu besonderen am Schiffsbug aufgestellten Winden liefen, erfolgreich aufgenommen werden. In diesem transport- und versenkfähigen Zustande wurden die Rohrbaustücke zu der etwa 900 m stromabwärts gelegenen Versenkstelle abgefahren, wobei zwei Vorspannboote die Versenkschiffe samt dem untergehängten Rohrbaustück im Strom hielten, zwei weitere, am Heck der Versenkschiffe festgemacht, deren Steuerfähigkeit erhöhten.

Einige Meter von der Dükerachse entfernt, verankerte man die Schiffe, nahm die Boote fort und ließ dann das Rohrbaustück während des Einfahrens in die Dükerachse langsam ab (Abb. 13). Seine planmäßige Lage erreichte man hierbei durch dauernde Beobachtung der zwei eisernen, an den Enden des Rohrbaustücks aufgesetzten und über Wasserspiegel ragenden Visiermaste. Gleichzeitig leiteten Taucher durch telefonische Angaben das Einfügen der Rohrenden in die vorbereiteten Sattelstücke. Während des Transportes und des Absenkens wurden die Rohre durch Benzvorrichtung von Sickerwasser freigehalten, um unliebsame Spannungen in dem Betonkörper zu vermeiden.

Das Einfahren und Versenken eines Rohrbaustücks nahm durchweg einen Tag in Anspruch. Am nächstfolgenden Tage wurde das Rohrbaustück vom Oberstrom her mit Kiessand mittels Klappnachen unterfüllt und mit der 1 m hohen Steinüberschüttung versehen (Abb. 13).

Die ersten Rohrbaustücke konnten im Anschluß an den Pumpenschacht am linken Rheinufer beginnend so versenkt werden. Nur die Verlegung des vierten Baustücks, das ungefähr die tiefste Stelle des Rheines traf, bereitete besondere Schwierigkeiten durch die starke Strömung des Rheines an dieser Stelle und die dadurch bedingte, bereits erwähnte außerordentlich starke Geschiebeführung. Die Baggerrinne und die Rohrsättel waren an dieser Stelle selbst mit Hilfe von Tauchern nicht freizuhalten. Erst nach Ausbaggerung einer zweiten, oberhalb der Versenkungstelle gelegenen Rinne konnte man der Geschiebeführung Herr werden.

Die Versenkung der Rohrbaustücke, die vorerst in flotter Folge vorstatten ging, erhielt plötzlich einen unangenehmen Aufenthalt durch den Eintritt einer von August bis Oktober anhaltenden Niedrigwasserperiode, die ein Einfahren mit untergehängtem Rohrstück sehr erschwerte. Die Firma sah sich infolgedessen vor eine neue Aufgabe gestellt, da sie einen höheren Wasserstand wegen der damit verbundenen Bauverzögerung nicht abwarten konnte, zumal auch ein solcher leicht mit einer Hochwasserwelle zusammentreffen und damit neue Schwierigkeiten bringen konnte. Sie half sich dadurch, daß sie die noch zu versenkenden sechs Baustücke zwischen die Versenkschuten aufhing und so von einem Dampfboot über den Rhein in ein in der Nähe der Versenkstelle befindliches, vorher ausgebagertes und als Umhängeplatz — ähnlich dem im Hafen — hergerichtete Bühnenfeld auf der rechten Rheinseite schleppete, hier das Rohrbaustück wie im Hafen versenkte und dann die Umhängung unter die um 90° gedrehten Versenkschiffe, wie schon weiter oben geschildert, vornahm. Der Transport zur Versenkstelle folgte dann ohne fremde Dampferhilfe. Bei den beiden letzten Baustücken war ein Umhängen nicht mehr erforderlich.

Die Dichtung der Rohre folgte unmittelbar nach der Versenkung eines Baustückes, indem in der auf den Stoßpalt abgelassenen Taucherglocke unter Luftdruck ein durch Drahtstäbchen und Hanfseile ausgesteifter Segeltuchstreifen von 40 cm Breite um die beiden Rohrenden über den Rohrspalt gelegt (Abb. 12) und durch um die Rohrenden geführte Drähte befestigt, dann der zwischen den beiden Rohrscheiben der Baustücke unter und neben den Rohren befindliche Raum bei Verdrängen des hier befindlichen Wassers mit Beton von 1 Zement + 3 Kiessand ausgegossen wurde, nachdem vorher zwischen die beiden Rohrscheiben der beiden Baustückenden ober- und unterstromseitig je ein Eisenblech eingebracht war, damit kein Beton in den Rheinstrom abfließen konnte. Das Säubern des Raumes innerhalb des Rohrsattels unter und neben den Rohrenden geschah von der Taucherglocke aus mittels einer besonders konstruierten

Luftstrahlpumpe mit gebogenem Rüssel. Im allgemeinen konnte die Dichtung in der geschilderten Weise vorgenommen werden; nur bei Baustück 4 hinderte die dort bei der geringen Rinnentiefe auftretende, bereits erwähnte starke Wasserströmung und Geschiebeführung eine derartige Stoßdichtung. Hier wurde unter Fortlassen des Segeltuches der Raum zwischen den beiden Rohrenden einfach mit Zementbeton ausgegossen und der in das lichte Profil reichende Teil der Betonmasse später fortgestemmt. Nach Dichtung des Stoßes konnten die beiden Rohre vom Einsteigeschacht des linken Ufers aus betreten, die abschließenden verkeiltten Holzdeckel der beiden Rohre entfernt und die innere Seite des Rohrstoßes nach Entfernung des Sickerwassers mit Sikabeton ausbetoniert und dann mit Klinkern verkleidet werden.

So wurden die beiden Rohrleitungen des Dükers in einer Länge von 341,5 m unter ständiger Zugänglichkeit verlegt. Das beim Verlegen und Dichten eingeschlagene Verfahren hatte sich glänzend bewährt.

C. Rohrstrecke auf der rechten Rheinseite, zwischen eisernen Spundwänden bei offener Wasserhaltung gegründet.

Im Anschluß an diese Rohrversenkung folgte auf der rechten Rheinseite die Herstellung einer Teilstrecke der beiden Dükerrohre von 58,7 m zwischen eisernen Larsenspundwänden bei offener Wasserhaltung. Diese Teilstrecke wurde in zwei Bauabschnitten bei Rheinniedrigwasser, das eine derartige Herstellung ermöglichte, ausgeführt. Die Spundwände von 6 bis 8 m Länge, die nach Fertigstellung des Bauwerks wieder gezogen wurden, waren mit 0,60 m Abstand vom eigentlichen Baukörper geschlagen, um Arbeitsraum für Ausführung eines Glatstriches und eines Anstriches des Rohrkörpers mit Inertol zu schaffen. Der Rohrkörper selbst wurde aus Eisenbeton gefertigt.

D. Rechtsrheinische Endstrecke mit Schieberschacht ohne Wasserhaltung.

Die letzte, 34 m lange Baustrecke konnte in offener Baugrube ohne Wasserhaltung ausgeführt werden. Auf dieser Strecke sind die bisher einen Kreisquerschnitt aufweisenden Dükerrohre bis zu dem an ihrem Ende befindlichen Schieberschacht in die beiden als Zufluß zur Kläranlage vorgesehenen Bachprofile (Abb. 14), die in weiterem Verlauf in eins übergehen, übergeführt. Das Schieberbauwerk weist einen elliptischen Querschnitt von 14,4 m äußerer Länge und 11,50 m äußerer Breite auf und ist mit Basaltlavasäulen verkleidet, da es, noch im Rheinhochflutgebiet liegend, äußerst widerstandsfähig und geringsten Strömungswiderstand bietend ausgeführt werden mußte. Es enthält je zwei Doppelkettenrollenzugschieber für jedes der beiden Dükerrohre. Vier Schächte ermöglichen den Zutritt zu den einzelnen Schieberkammern (Abb. 3).

Die Arbeiten, deren Reihenfolge neben der Dauer der einzelnen Arbeitsvorgänge aus Abb. 5 zu erkennen ist, waren Anfang 1927 begonnen und trotz mehrfacher Behinderung durch Hochwasser, Niedrigwasser und Frost von insgesamt 159 Tagen Ende 1928 fertiggestellt worden.

Der fertiggestellte Düker war nun daraufhin zu beobachten, wie sich namentlich die Eigenspannungen des Betons anwirkten. Diese Auswirkung zeigte sich auch nach einem Alter der Rohre von 1/2 bis 1 Jahr in Form eines Zusammenziehens und durch Bilden dadurch verursachter feiner Risse in den Stoßstellen. Die Stöße wurden daraufhin wieder vorgenommen, um sie, wie vorgesehen, als Dehnungsfugen auszubearbeiten



Abb. 14.



und sie mit Bleiwolle zu dichten. Sie wurden dann weiter beobachtet, und die bei den weiteren Schiebungen der Rohre sich ergebenden Undichtigkeiten durch Nachstemmen der Bleiwolle erneut gedichtet. Die Schiebungen sind nunmehr ebenso wie der an den Stoßfugen beobachtete Ausfluß von doppeltkohlensaurem Kalk vollständig zur Ruhe gekommen; seit einem halben Jahre wurde kein Ausfluß oder Austreten von Wasser mehr beobachtet. Der Düker ist demnach als vollkommen dicht anzusprechen.

Die Firma Grün & Bilfinger hat durch diese Ausführung ein Werk geschaffen, das in ähnlicher Form und Ausführung bisher in Europa noch nicht vorhanden war und an Einrichtung der Baustelle sowie an Umfang und Vielseitigkeit des Geräteparks sehr hohe Anforderungen stellte, denen sie aber jederzeit in zweckmäßigster Weise entsprach.

Die Oberleitung von seiten der Verwaltung der Stadt Köln wurde von dem inzwischen verstorbenen Stadtbaurat Deibel bis Anfang April 1928, in der nachfolgenden Zeit vom Verfasser ausgeübt.

## Die Analyse des festen Betonkörpers, ein Weg zur Erzielung vollwertiger Betonmischungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Mag.-Baurat Dr.-Ing. Erich Weise, Stadtentwässerung Berlin.

### 1. Einführung.

Die Bauunfälle im Eisenbetonbau, die namentlich das Ausland in den letzten Jahren zu verzeichnen hatte, mahnen auch die deutsche Fachwelt von neuem, die Methoden der Betonherstellung unter weitmöglichstem Eindringen in die Zusammenhänge noch zu verbessern. Indem sich die dem Deutschen Beton-Verein angehörenden Baufirmen im Frühjahr 1928 zur Durchführung einer besonderen Baukontrolle verpflichtet haben, ist ein verheißungsvoller Weg zu diesem Ziel in Deutschland beschritten worden.

Im folgenden soll versucht werden, Richtlinien für die Baukontrolle zu entwickeln, wie sie sich nach Erfahrungen bei der Herstellung größerer Betonbauten der Berliner Stadtentwässerung als notwendig oder wenigstens wünschenswert erwiesen haben. Hierbei sollen als Gütemaßstab für den Beton nur die „Haupteigenschaften“, die Druckfestigkeit nach 28 Tagen und die Dichtigkeit berücksichtigt werden.

Die beiden „Haupteigenschaften“ des Betons sind in der Hauptsache abhängig von der Güte des Bindemittelkittes und dem Grade der Verkittung. Vorweg ist noch folgendes zu bemerken:

a) Sämtliche Betonproben wurden mit derselben Zementart angemacht. Von einer Untersuchung des Einflusses der Normenfestigkeit und sonstigen Eigenschaften des Zementes konnte also abgesehen werden.

b) Der Einfluß des Feinmehls der Zuschlagstoffe (< 0,2 mm Durchm.) sowie der von Traß und Thurament wird an späterer Stelle besonders behandelt werden. Er bleibt also im folgenden, soweit möglich, unberücksichtigt.

c) Als Unterscheidungsmerkmale für die Körnung der Zuschlagstoffe ist das größte Korn (*D*) in mm sowie der Körnungsfaktor *k* eingeführt. Über letzteren wurde bereits an früherer Stelle<sup>1)</sup> berichtet. Hier wurde auch ausgeführt, daß diesseits eine Trennung von Sand und Kies (*D* kleiner bzw. größer als 7 mm) nicht für erforderlich gehalten wird. Von der vielfach üblichen<sup>2)</sup> Unterscheidung zwischen „Mörteldichte“ und „Beton-dichte“ wird also abgesehen.

d) In den folgenden Ausführungen werden die nachstehenden Bezeichnungen verwendet:

- R.T. = Raumteile,
- R.P. = Raumprozent,
- G.P. = Gewichtsprozent,
- $W_{28}$  = Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen,
- r* = Raumgewicht,  $r_3$  = Raumgewicht bei Einrüttelung mit drei Schlägen auf dem Rütteltisch,
- s* = spezifisches Gewicht,
- G* = absolutes Gewicht in kg,
- $G_z$  = Zementgehalt in kg, bezogen auf 1 m<sup>3</sup> des festen Betonkörpers,
- k* = Körnungsfaktor der Zuschläge einschl. des Feinmehls unter 0,2 mm  $\phi$ ,
- D* = größter Korndurchmesser in mm,
- o* = Oberfläche der Zuschläge einschl. des Feinmehls unter 0,2 mm in m<sup>2</sup>/kg lufttrockenes Gemenge,
- H* = Haftwasser (in l) je kg Zuschläge,
- g* = Mischungsfaktor =  $\frac{\text{Gewicht des Zementes}}{\text{Gewicht der Zuschläge}} = \frac{G_z}{G_{\text{Zuschl.}}}$ ,
- $w'$  = Zementwasserfaktor =  $\frac{\text{Zementgewicht}}{\text{Wassergewicht}} = \frac{G_z}{G_w}$ ,
- $w'_A$  = Zementwasserfaktor beim Zeitpunkte des Anmachens,
- $w'_{Au}$  = Zementwasserfaktor beim Zeitpunkte des Ausschalens,

<sup>1)</sup> „Abramsscher Feinheitmodul, Fullerkurve, Körnungsfaktor“ in Bautechn. 1929, Heft 4.

<sup>2)</sup> „Zweckmäßige und wirtschaftliche Betonmischungen für Wasserbauten, im besonderen der Zement-Kalk-Traß-Beton“. Von Dr.-Ing. Karl Ostendorf. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

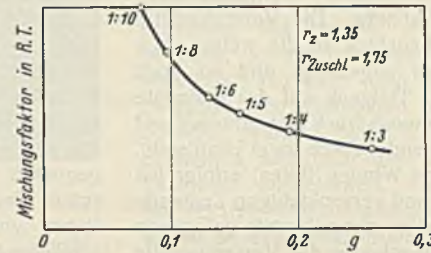


Abb. 1 a.

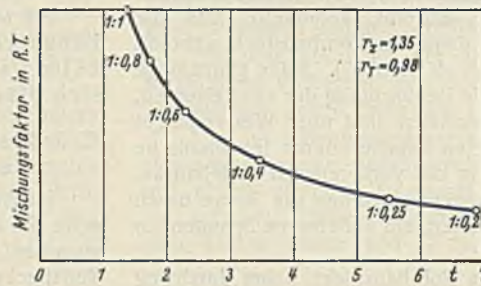


Abb. 1 b.

Abb. 1. Mischungsfaktor und Traßfaktor, in Abhängigkeit vom Mischungsverhältnis nach Raumteilen.

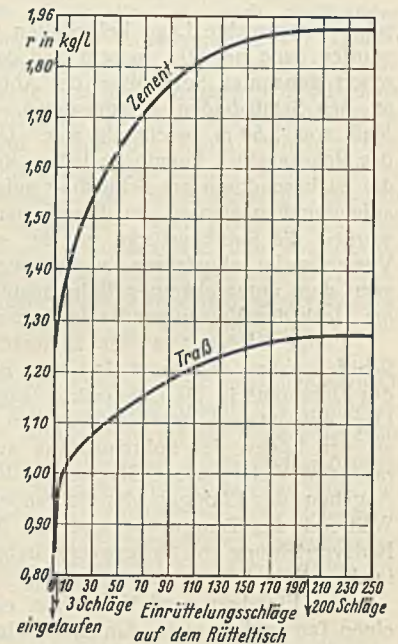


Abb. 2. Raumgewicht von Zement und Traß, in Abhängigkeit vom Einrüttelungsgrade.

$$w' = \frac{\text{Gewicht des Wassers beim Zeitpunkte des Ausschalens}}{\text{Gewicht des Wassers beim Zeitpunkte des Anmachens}} = \frac{G'_{wAu}}{G_{wA}} = \frac{w'_A}{w'_{Au}}$$

$$t^3) = \text{Traßfaktor} = \frac{\text{Gewicht des Zementes}}{\text{Gewicht des Trasses}} = \frac{G_z}{G_T}$$

$$h_{Au} = \text{Haftwasserfaktor in G.P.} = 100 \cdot w'_{Au} \cdot \frac{H}{g}$$

$$z = \text{Zementfaktor in kg/1000 m}^2 = 1000 \cdot \frac{G_z}{o}$$

$$K_{Au} = \text{Kittstärke in mm} = \frac{g}{o} \left( \frac{1}{s_z} + \frac{1}{t \cdot s_T} + \frac{1}{w'_{Au}} \right)$$

$$L_{3Au} = \text{Dichtigkeitsfaktor} = g \left( \frac{1}{s_z} + \frac{1}{t \cdot s_T} + \frac{1}{w'_{Au}} \right) : \left( \frac{1}{r_3 \text{ Zuschl.}} - \frac{1}{s_{\text{Zuschl.}}} \right)$$

$$l_{Au} = \text{Luftporengehalt in R.P.} = 100 - 01 \cdot G'_z \left( \frac{1}{s_z} + \frac{1}{t \cdot s_T} + \frac{1}{g \cdot s_{\text{Zuschl.}}} + \frac{1}{w'_{Au}} \right)$$

$$L_{Au} = \text{Verkittungsfaktor in R.P.} = 100 \left( \frac{1}{s_z} + \frac{1}{t \cdot s_T} + \frac{1}{w'_{Au}} \right) : \left( \frac{1000}{G'_z} - \frac{1}{g \cdot s_{\text{Zuschl.}}} \right)$$

$$\alpha = \text{Ausbeutungsfaktor in R.P.} = 100000 : G'_z \left( \frac{1}{r_z} + \frac{1}{t \cdot r_T} + \frac{1}{g \cdot r_{\text{Zuschl.}}} \right)$$

$$M = \text{Materialkosten für 1 m}^3 \text{ festen Beton in RM} = G'_z \left( m_z + \frac{m_{\text{Zuschl.}}}{g} + \frac{m_T}{t} \right)$$

$$m = \text{Materialkosten für 1 kg des Einzelstoffes in RM,}$$

Indizes: *z* = Zement,

*T* = Traß,

Zuschl.<sub>l</sub> = Zuschläge, lufttrocken.

<sup>3)</sup> Bemerkung: Für Traß kann sinngemäß auch jedes Feinmehl eintreten.



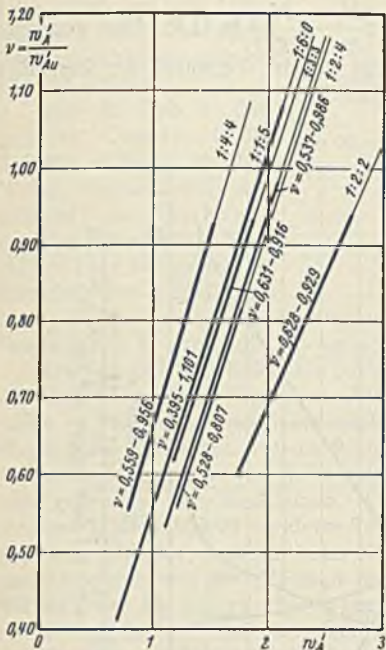


Abb. 3. Beziehung zwischen Anmachwassermenge und Wassergehalt beim Zeitpunkte des Ausschalens.

e) Es ist mit den nachstehenden spezifischen Gewichten gerechnet worden:  $s_z = 3,09$ ;  $s_T = 2,36$ ;  $s_{Zuschl.} = 2,65$ .

f) Von allen untersuchten Mischungen sind je drei Probewürfel mit 10,7, 16 und 22 G.P. Wasser angemacht worden, bezogen auf lufttrockenes Gemenge.

g) Unter „fester Masse“ wird der Ausdruck  $\sum \frac{G}{s}$  in Litern verstanden.

Unter Zugrundelegung der Raumgewichte bei der Mischung für Zement  $r_z = 1,35$ , für Traß  $r_T = 0,98$  und für die Zuschläge  $r_{Zuschl.} = 1,75$  sind die  $g$ - bzw.  $t$ -Werte in Abb. 1 dargestellt worden. Abb. 2 zeigt die Raumgewichte für Zement und Traß in Abhängigkeit von der jeweiligen Einrüttelung.

2. Die Güte des Bindemittelkittes.

Für eine bestimmte Zementsorte wird die Güte des Bindemittelkittes — abgesehen von der hier nicht zu behandelnden Beeinflussung

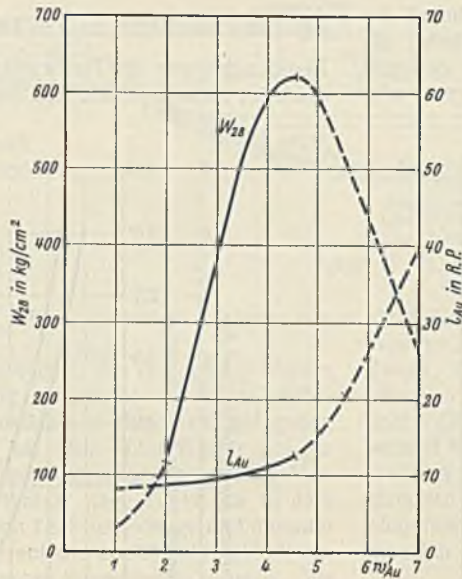


Abb. 5. Druckfestigkeit und Luftporengehalt von Probewürfeln  $10 \times 10 \times 10$  cm aus reinem Zement.

durch andere zusätzliche Mörtelbildner und Feinmehle — allein durch die jeweilige Wassermenge und den hiermit in Zusammenhang stehenden Luftporengehalt bestimmt. Hierbei muß zunächst berücksichtigt werden, daß die einmal beigegebene Wassermenge wesentlichen zeitlichen Veränderungen unterworfen ist. Je nachdem, ob beispielsweise der Zeitpunkt des Anmachens, des Ausschalens oder Abdrückens ins Auge gefaßt wird, ergibt sich ein bestimmter Zementwasserfaktor, der im folgenden mit den Indizes  $A$ ,  $Au$  oder  $Abdr$  versehen wird. Über diese Veränderlichkeiten der einmal beigegebenen Wassermenge, auch im Hinblick auf die Anmachkonsistenz wird zusammenfassend an späterer Stelle besonders berichtet. Von besonderer Bedeutung ist, daß für die Festigkeit nach 28 Tagen bei Zugrundelegung der  $w'_{Abdr}$ -Werte gegenüber einer Verwendung von  $w'_{Au}$  keine weitergehenden Erkenntnisse gefunden wurden. Dieses findet offenbar seine Erklärung darin, daß einerseits die Veränderung des Wassergehaltes bei der gewählten Lagerung der Probewürfel (s. Abb. 6) in der Zeitspanne von der Ausschalung bis zum Abdrücken verhältnismäßig gering ist, und daß weiterhin auch die Nachhärtung wesentlich langsamer vor sich geht als die stürmische Abbindeung in den ersten drei Tagen bis zum Ausschalen.

Der Wert  $\nu = \frac{w'_A}{w'_{Au}}$  ist in Abb. 3 für die untersuchten

Mischungsverhältnisse in Abhängigkeit von  $w'_A$  gesetzt. Es erscheint nun sinnfällig, die Eigenschaften des fertigen Betons nicht, wie bisher üblich, von der Anmachwassermenge abhängig zu machen, sondern von der in festem Beton vorhandenen Wassermenge. Im folgenden wird diese auf den Zeitpunkt des Ausschalens bezogen ( $w'_{Au}$ ). Über die Art und Weise, wie aus den Anmachmengen der Einzelstoffe die feste Raummenge des Betons beim Zeitpunkte des Ausschalens entsteht, soll die Abb. 4 ein anschauliches Beispiel liefern, das auf  $1 \text{ m}^3$  festen Beton bezogen ist.

Die Grundlage für die Güte des Bindemittelkittes möge nach dieser Betrachtung die Abb. 5 abgeben. Hier sind die Druckfestigkeit nach 28 Tagen und der Luftporengehalt für Würfel aus reinem Zement in Abhängigkeit vom Zementwasserfaktor beim Ausschalen dargestellt. Die Abb. 6 zeigt in einer ähnlichen Darstellung die Festigkeiten der untersuchten Betonwürfel für verschiedene Zuschlagstoffe und Mischungsverhältnisse. Man erkennt bei Vergleich mit der Abb. 5, daß für gleiche Zementwasserfaktoren größere und kleinere Betondruckfestigkeiten als beim reinen Zement erzielt wurden. Dieser Umstand

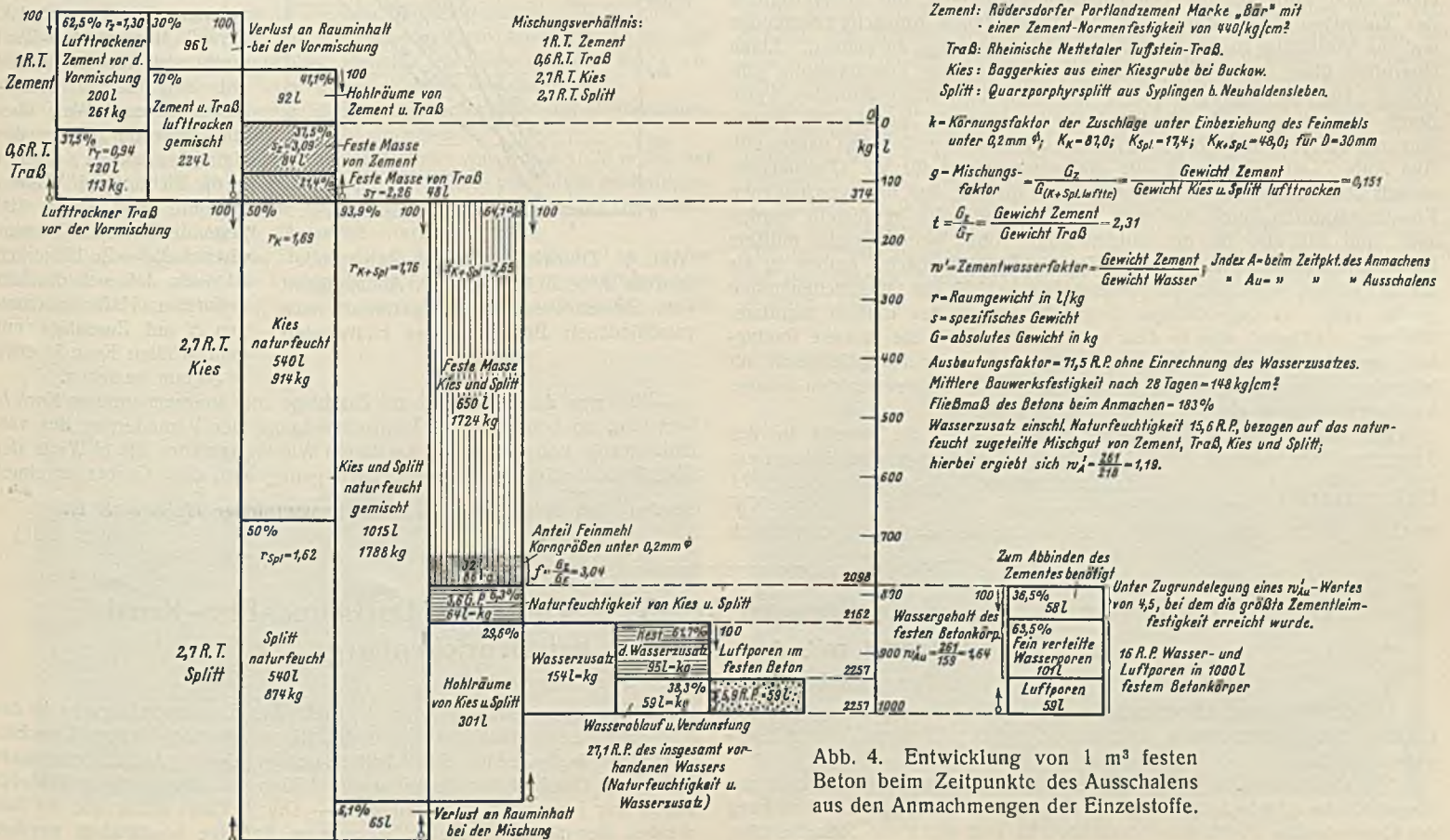


Abb. 4. Entwicklung von  $1 \text{ m}^3$  festen Beton beim Zeitpunkte des Ausschalens aus den Anmachmengen der Einzelstoffe.



erklärt sich in der Hauptsache aus dem verschiedenartigen Einfluß der jeweiligen Oberflächenaufsaugung der verwendeten Zuschlagstoffe, die dem angemachten Zementleim bei der Betonherstellung Wasser entzogen und so die Festigkeit je nach den Umständen in günstigem oder ungünstigem Sinne beeinflussen.

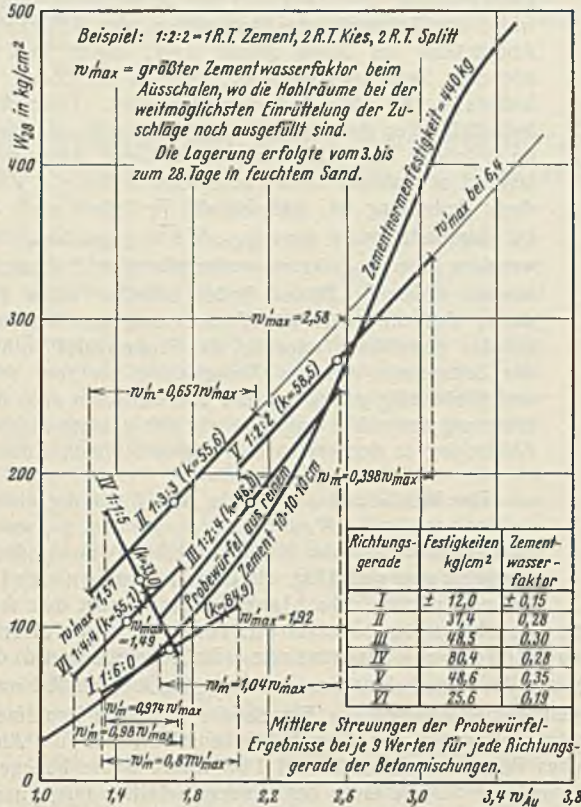


Abb. 6. Druckfestigkeit von Betonprobewürfeln 30 × 30 × 30 cm, in Abhängigkeit vom Zementwasserfaktor, getrennt nach verschiedenen Bereichen des Körnungsfaktors bzw. nach verschiedenen Mischungsverhältnissen.

Wieviel Wasser jeweils der Zuschlagstoff im Beton aufgesogen hat, so daß es für den eigentlichen Abbindevorgang des Zementes wenigstens zunächst verloren ist, hängt von einer ganzen Reihe von Faktoren ab. In erster Linie sind hier die Oberflächenbeschaffenheit und Kornverteilung der Zuschläge sowie die Größe der vorhandenen Anmachwassermenge und ihr Verhältnis zur Zementmenge und Kiesmenge zu nennen. Einen Überblick über die Aufsaugefähigkeit verschiedener Zuschlagstoffe gibt Abb. 7. Die Haftwassermenge, die in verhältnismäßig einfacher Weise durch Versuch an mehr als 100 Proben festgestellt worden ist, wurde hier auf den jeweiligen Körnungsfaktor der Zuschläge bezogen dargestellt. Aus Abb. 7 ist gleichzeitig die Haftwassermenge für die Oberflächeneinheit abzulesen. Zu berücksichtigen ist hierbei, daß die verschiedenen Körnungsfaktoren durch Mischung von Kies und Splitt hergestellt worden sind, und daß also für die untersuchten Proben keine gleiche mittlere Oberflächenbeschaffenheit vorlag. Da die Splittoberfläche rauher ist als die des Kiesel, wird hier die Aufsaugefähigkeit für die Oberflächeneinheit größer sein. In gegenteiliger Tendenz verläuft der Einfluß kapillarer Wirkung. Während also in dem vorliegenden Falle die mittlere Rauigkeit der Oberfläche und damit die relative Wasseraufsaugefähigkeit mit fallendem Körnungsfaktor wächst, nimmt das Aufsaugevermögen infolge kapillarer Wirkung ab.

Mit Hilfe dieser Haftwassermengen  $H$ , über die bereits in der Bautechn. 1929, Heft 10, S. 160, Fußnote<sup>1)</sup> berichtet wurde, ist nun ein Haftwasserfaktor  $h = 100 \cdot \frac{\text{Haftwassermenge}}{\text{Wassergehalt}}$  oder  $h_{Au} = 100 w'_{Au} \cdot \frac{H}{g}$  in G.P. gebildet worden. Für zwei verschiedene Zuschläge ergibt sich

der Haftwasserfaktor zu  $h = 100 w' \left( \frac{H_1}{g_1} + \frac{H_2}{g_2} \right)$  in G.P. Eine getrennte Berücksichtigung des Haftwasseranteils für das Feinmehl der Zuschläge erscheint zu weitgehend und auch unnötig.

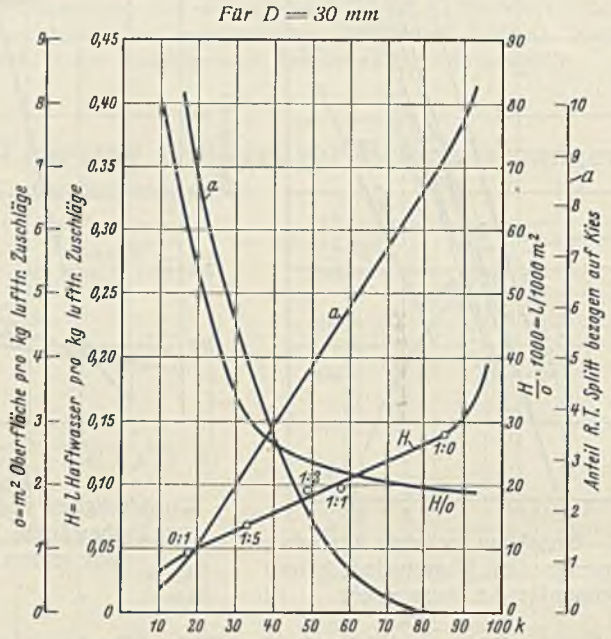


Abb. 7. Oberflächen und Haftwassermengen der Zuschläge, in Abhängigkeit vom Körnungsfaktor.

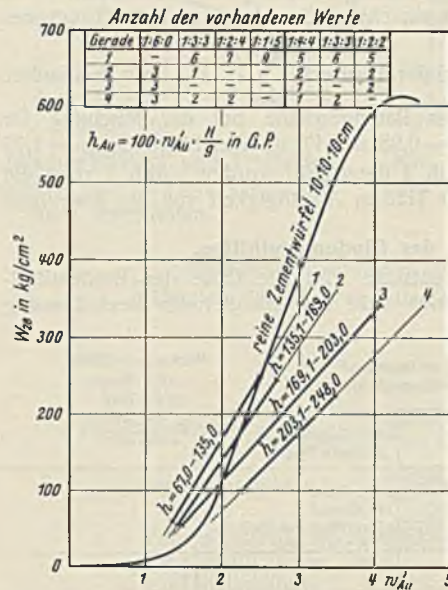


Abb. 8. Druckfestigkeit von Betonprobewürfeln 30 × 30 × 30 cm, in Abhängigkeit vom Zementwasserfaktor, getrennt nach verschiedenen Bereichen des Haftwasserfaktors.

Will man diese  $H$ -Werte auf Zuschläge mit anderem größten Korn  $D$  beziehen, so können unter Vernachlässigung der Veränderung des verhältnismäßig unbedeutenden kapillaren Wirkungsanteiles die  $H$ -Werte der Abb. 7 für bestimmte  $k$ -Werte genau genug nach dem Gesetz errechnet werden, daß für  $D_x = \frac{D}{n}$  die Haftwassermenge  $H_x = n \cdot H$  ist. (Schluß folgt.)

## Die Böschungs- und Sohlenbefestigungen bei der 2. Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals an der Kreuzung mit der Emscher bei Henrichenburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Stecher, Münster i. W.

Die 2. Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals an der Kreuzung mit der Emscher bei Henrichenburg ist am 19. Oktober 1929 dem Verkehr übergeben worden.

Sie stellt eine Umgehungstrecke von rd. 1800 m Länge für eine unübersichtliche scharfe Krümmung des Kanals dar, die infolge Einschränkung des Querschnittes durch eine Straßenbrücke und durch ein Sicherheitstor,

vor allem aber durch den in der Zeit des Franzoseneinbruchs in das Ruhrgebiet zerstörten und nur notdürftig wiederhergestellten Emscherdüker ein bedeutendes Schifffahrtshindernis bildete. Am Emscherdüker betrug die Durchfahrtsbreite nur noch 13,75 m, ein Begegnen von Schleppzügen war hier nicht mehr möglich. — Die 2. Fahrt selbst und ihr Bau werden demnächst in einem besonderen Aufsätze beschrieben werden.



Hier sollen nur die Ufer-, Sohlen- und sonstigen Böschungsbefestigungen behandelt werden.

Der in Abb. 1 dargestellte Querschnitt der 2. Fahrt ist in der üblichen Weise muldenförmig ausgebildet; die Uferbefestigung besteht aus einer 20 cm starken Lage von gesiebtem Rheinkies von 5 bis 30 mm Korngröße und einer darüberliegenden 30 cm starken Schüttung von Bruchsteinen in der Größe 10 bis 15 cm.

Die Bruchsteine wurden aus Sandsteinbrüchen des Teutoburger Waldes auf dem Wasserwege bezogen. Auf einer kurzen Strecke wurde probeweise an Stelle der Bruchsteine Kupferschlacke aus einer nahe gelegenen Kupferhütte eingebaut. Diese Schlacke hat sich unter Wasser gut gehalten und besitzt wegen ihres hohen Einheitsgewichtes zweifellos Vorteile gegenüber den Sandsteinen. Über Wasser dagegen ist sie in dem strengen Winter 1928/29 in kleine Teile von 1 cm Seitenlänge und darunter zerfallen, offenbar, weil sie beim Kippen auf die Halde sehr schnell abgekühlt wurde und infolgedessen hohe innere Spannungen aufweist. Sie hat sich also für Bauten über Wasser nicht bewährt.

Hinzu kommt, daß sich Kupferschlacke wegen ihrer glasigen Beschaffenheit weniger gut als Sandstein verbauen läßt und auch teurer als dieser ist.

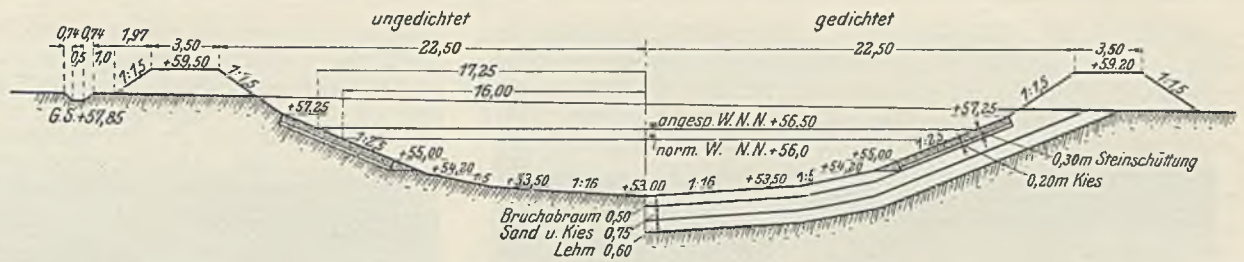


Abb. 1. Querschnitt der 2. Fahrt.

nördlich des Dükers das bisherige Emscherbett gekreuzt wird, das zu diesem Zwecke zugeschüttet werden mußte. Die Dichtung hat den Zweck, Wasserverluste nach der Emscher hin zu vermeiden, die andernfalls mit Sicherheit eingetreten sein würden, da zur Hinterfüllung des neuen Dükers und zur Zuschüttung der alten Emscher Sandboden verwendet wurde.

Das Hinter- und Zufüllen wurde lagenweise unter sorgfältigem Abstampfen und nachträglichem Einschlämmen vorgenommen. Auf den so eingebrachten Sandboden kam eine in drei Lagen eingestampfte Schicht ziemlich fetten Lehms von 60 cm Stärke, der gegen Ausspülungen zu-

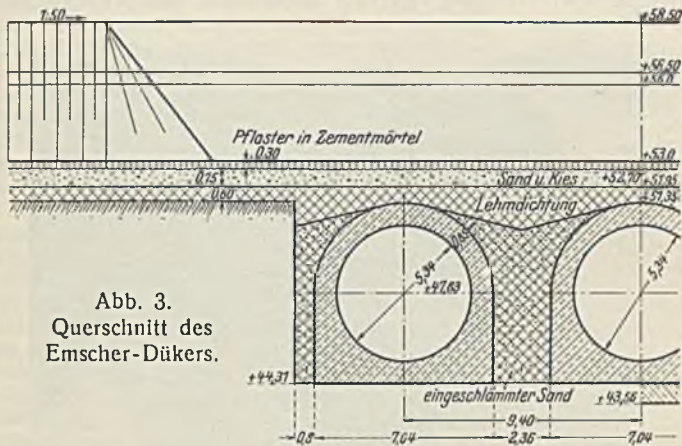


Abb. 3. Querschnitt des Emscher-Dükers.

Die Uferbefestigung ist in die Böschung eingelassen. Die Böschungsneigung beträgt 1:2 1/2, da sich bei anderweitigen Ausführungen gezeigt hat, daß die Steinschüttung bei steilerer Böschungsneigung leicht abrutscht und infolgedessen hohe Unterhaltungskosten verursacht.

Um einen guten Böschungsfuß herzustellen, ist die untere Begrenzungslinie der Uferbefestigung waagrecht gehalten.

Die Uferbefestigung (ohne den Fuß) reicht von NN + 57,25 m bis auf NN + 55,0 m, sie liegt also 0,75 m über und 1,50 m unter dem zukünftigen, um 0,50 m über dem jetzigen angespannten Wasserspiegel des Dortmund-Ems-Kanals. Abb. 2 zeigt die fertige Uferbefestigung.

Während auf der freien Strecke die 2. Fahrt nicht gedichtet zu werden brauchte, erschien dies im beiderseitigen Anschluß des neuen Dükers, der zur Unterführung der Emscher unter der 2. Fahrt dient, notwendig, zumal



Abb. 2. Fertige Uferbefestigung.

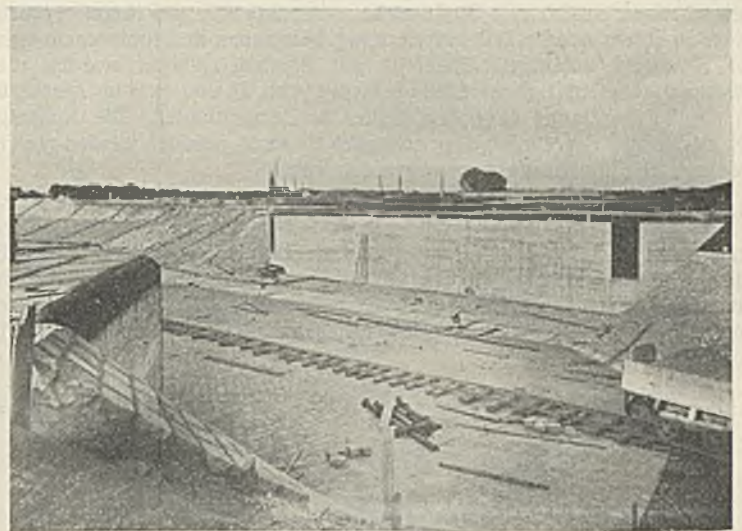


Abb. 4. Emscher-Düker.

nächst durch eine Kiessandschicht von 75 cm Stärke, darüber durch eine Schicht von Bruchabraum, alten Betonbrocken und Abfällen von der Bearbeitung von Pflastersteinen von 50 cm Stärke geschützt ist (Abb. 3). Über der waagrecht liegenden Decke des Dükers ist die Bruchabraum-schicht durch 30 cm starkes Reihenpflaster in Zementmörtel ersetzt worden, um eine Beschädigung des Dükers durch schleifende Anker u. dgl. zu verhindern (Abb. 3 u. 4). Für die Pflastersteine wurde derselbe Sandstein verwendet wie für die Schüttsteine der Uferbefestigung.

Beiderseits des in der 2. Fahrt liegenden Sicherheitstores wurde die Sohle durch sechsseitige Betonprismen von 40 cm Höhe befestigt, die an Ort und Stelle hergestellt wurden. Die Prismenbefestigung wurde auch auf den unteren flacheren Teil der anschließenden Böschungskegel ausgedehnt (Abb. 5). Von der Neigung 1:2 1/2 an war eine Herstellung von



Abb. 5. Böschungskegel am Sicherheitstor.



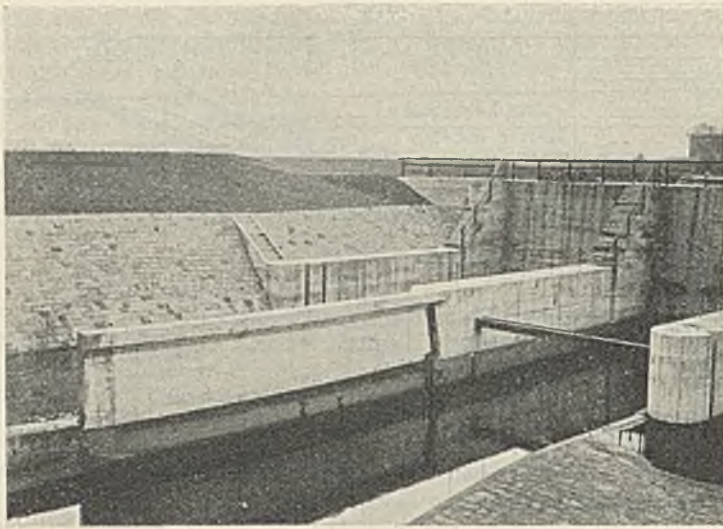


Abb. 6. Böschung der Emscher am Düker.

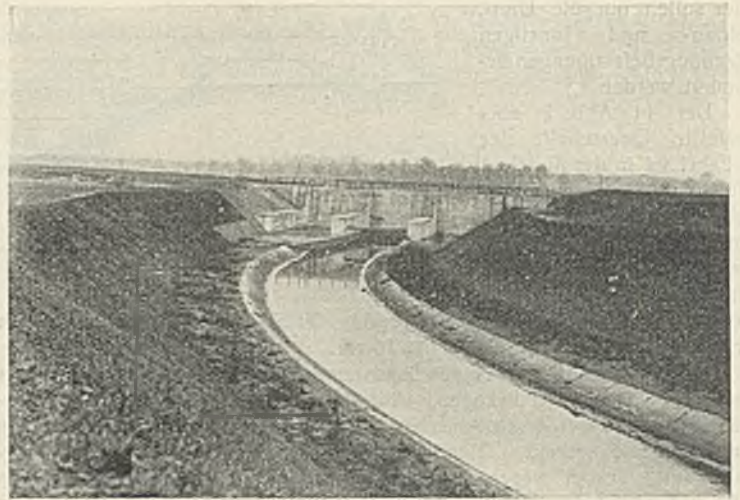


Abb. 7.

Böschungen des neuen Emscherlaufs oberhalb des Dükers.

Betonprismen an Ort und Stelle nicht mehr möglich, die Kegel wurden daher in ihrem oberen Teil mit vierseitig behauenen Reihenpflastersteinen aus Sandstein befestigt. Ebenfalls mit Bruchsteinpflaster wurden die Böschungskegel am Emscherdüker befestigt (Abb. 3), und zwar im Anschluß an das Sohlenpflaster über dem Düker in Zementmörtel. Die Neigung der Böschung konnte infolgedessen steiler als sonst gehalten werden (1 : 1), wodurch an Flügellänge gespart werden konnte.

Dieses Pflaster erhielt eine Unterlage von 20 cm Kies.

In der gleichen Weise wurden die Böschungen der Emscher beiderseits des Ein- und des Auslaufes des neuen Emscherdükers befestigt, nämlich die Böschungen, die flacher als 1 : 1 wurden, in unregelmäßigem Bruchsteinpflaster, ohne Zementmörtel, die steileren Böschungen und die Sohlen der Ein- und Ausläufe in Reihenpflaster mit Zementmörtel (Abb. 6).

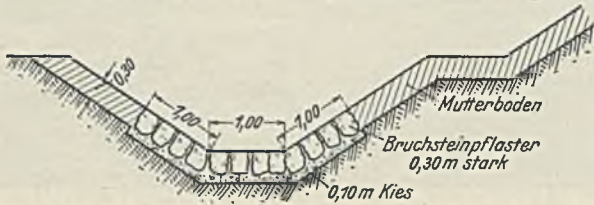


Abb. 8. Querschnitt des Emscher-Umflutgrabens.

Die Sohle und die Böschungen des Kleinwasserquerschnittes des neuen Emscherlaufs oberhalb des Dükers sollten ursprünglich mit Steinpackung auf Kiesunterlage befestigt werden. Mit Rücksicht auf das stark schlammige Emscherwasser erschien es aber besser, eine möglichst glatte Befestigungsart zu wählen. Es wurden daher 20 cm starke Betonplatten unmittelbar auf dem festen Mergel des Untergrundes an Ort und Stelle gestampft (Abb. 7). Um einen Ausgleich zwischen dem Grund- und dem Emscherwasser zu ermöglichen und dadurch etwaige Rutschungen zu verhindern, wurden in Abständen von 2 m 3 mm weite Querfugen und in

zum Ausfließen neigen, wurde in der Sohle und dem unteren Teil der Böschungen mit 20 cm Bruchsteinpflaster auf 10 cm Kiesunterlage befestigt (Abb. 8).

Kurz nach Füllung der 2. Fahrt mit Wasser rutschte die oben beschriebene Uferbefestigung an drei Stellen ab, und zwar lagen die



Abb. 10. Rutschungen auf einem Ufer der 2. Fahrt.

Rutschungen sämtlich unmittelbar neben dem neuen Emscherdüker auf der daselbst angebrachten Dichtung.

Die zwei nördlich des Dükers gelegenen Rutschungen auf dem Ost- und dem Westufer der 2. Fahrt hatten offenbar ihre Ursache in dem Sacken des zugeschütteten alten Emscherlaufes, der an dieser Stelle von der 2. Fahrt gekreuzt wird.

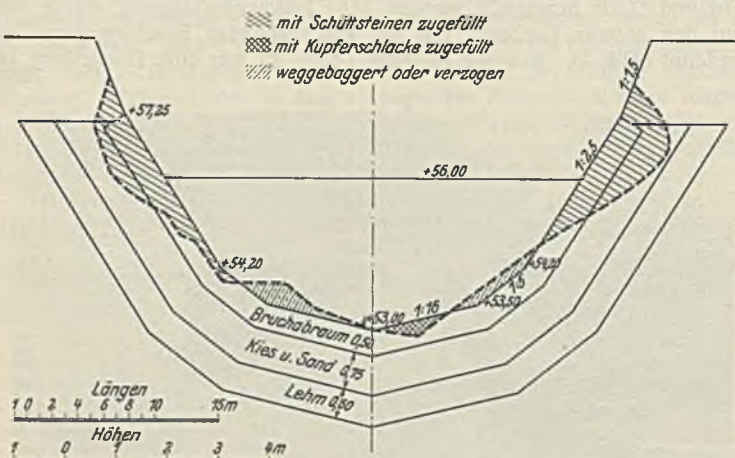


Abb. 9. Rutschungen auf den Ufern der 2. Fahrt.



Abb. 11. Rutschung auf der Südwestseite des Dükers.

der halben Böschungshöhe eine Längsfuge eingelegt, unter denen 10 cm tiefe und 20 cm breite Kessrigolen angebracht wurden.

Der neben der 2. Fahrt herlaufende Emscher-Umflutgraben, dessen Sohle zum Teil in Sandschichten liegt, die unter einseitigem Wasserdruck

Das Zuschütten war, wie schon oben erwähnt wurde, mit äußerster Sorgfalt vorgenommen worden. Nach dem Befund der Peilungen (Abb. 9) kann aber kein Zweifel bestehen, daß trotzdem der Boden unter dem Gewicht des Kanalwassers nachträglich noch gesackt ist, wodurch sich die



Böschung, auf der die Schutzschicht der Lehmdichtung lagerte, steiler als vorher stellte. Die Lehmschicht wird nach der Füllung der 2. Fahrt auf ihrer Oberfläche unter dem Einfluß des Wassers glatt geworden sein, so daß die Schutzschicht mit der darüber lagernden Uferbefestigung nach der Mitte der 2. Fahrt zu abrutschte und ein Teil des oberhalb der Uferbefestigung liegenden Bodens nachstürzte (Abb. 10).

An der Südwestseite des Dükers trat eine ähnliche Rutschung auf (Abb. 11). Auch hier zeigte die Peilung in der Mitte der 2. Fahrt zum Teil größere Tiefen, als vor der Füllung festgestellt war. Die Ursache der Rutschung konnte nicht einwandfrei festgestellt werden, vermutlich liegt sie in starker Zusammenpressung der hier als Schutzschicht über der Lehmdichtung lagernden 75 cm starken Kies- und Sandschicht und der darüber angeordneten 50 cm starken Schicht aus Bruchabraum.

Die nach den Rutschungen angestellten eingehenden Untersuchungen

haben jedenfalls ergeben, daß die Lehmschicht nicht mit abgerutscht ist, so daß zu vermuten ist, daß die Glätte der Lehmschicht eine wesentliche Rolle gespielt hat. Es ist daher beabsichtigt, bei künftigen ähnlichen Ausführungen die Reibung zwischen Schutzschicht und Lehmschicht dadurch zu vergrößern, daß vor Aufbringung der Schutzschicht eine dünne Lage grober Schotter auf die Lehmschicht leicht eingewalzt wird.

Die Wiederherstellung der Rutschstellen bereitete keine besonderen Schwierigkeiten. Zunächst wurden alle entstandenen Mehrtiefen an den Böschungsfüßen mit schwerer Kupferschlacke, die sich nach obigen Ausführungen ja unter Wasser bewährt hat, ausgefüllt, darauf die Böschung bis Oberkante Uferbefestigung aus Schüttsteinen wiederhergestellt und endlich der Boden oberhalb wieder aufgefüllt. Zum Schluß wurden die in den Kanalquerschnitt hineingerutschten Mehrmassen entweder seitlich in die zu tiefen Stellen verzogen oder mit einem Greifer herausgenommen.

**Vermischtes.**

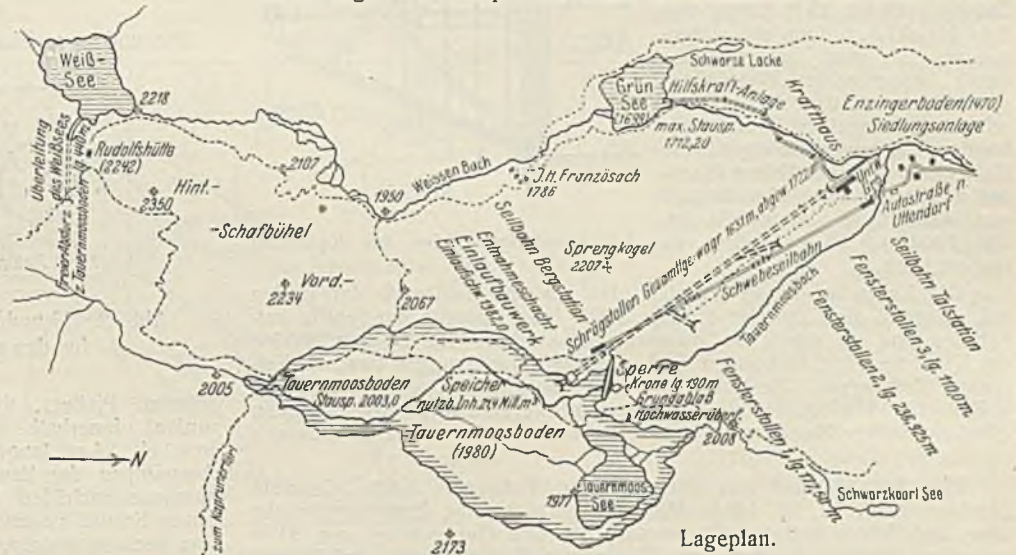
**Das Stubachwerk der Österreichischen Bundesbahnen.** Die elektrisch betriebenen Linien der Österreichischen Bundesbahnen bilden westlich von Salzburg ein zusammenhängendes Netz von 743 km Länge, in das zwei Kraftwerkgruppen speisen, die sich aus je einem Lauf- und einem Speicherwerk zusammensetzen. Die östliche Kraftwerkgruppe umfaßt das Mallnitz- und das Stubachwerk.

Das Stubachwerk nutzt die Gletscherabflüsse des Nordwestabfalles der Glocknergruppe in drei Stufen von zusammen 1200 m Gefälle und nach unten zunehmender Wassermenge aus. Der Ausbau der obersten 530 m hohen Stufe wurde im Jahre 1929 beendet. Sie liefert, wie wir einer Mitteilung von Dr.-Ing. H. Ascher in der ETZ 1930, Heft 5, entnehmen, rd. 40 Mill. kWh jährlich. Von dem 23,4 km<sup>2</sup> umfassenden Einzugsgebiet (s. Abb.) ist fast ein Drittel vergletschert.<sup>1)</sup> Die Eisschmelze gibt daher gerade in heißen, trockenen Sommern eine reiche Wasserspende. Vom Gesamtjahresabfluß von rd. 45 Mill. m<sup>3</sup> werden 22 Mill. gespeichert. Als Speicherbecken dient der durch eine Sperrmauer abgeschlossene Tauernmoosboden, dessen Stauspiegel auf 2003 m Seehöhe liegt. Die Sperre umfaßt bei 190 m Länge und 25 m größter Höhe nur 28 000 m<sup>3</sup> Mauerwerk. Die im festen Fels gegründete Schwergewichtmauer besteht aus Stampfbeton, der zum Frostschutz auf beiden Seiten mit Bruchsteinmauerwerk verkleidet ist. Hinter der wasserseitigen Steinverkleidung liegt eine Schicht von wasserdichtem Vorsatzbeton. Auch unmittelbar auf der Felssohle ist eine solche Schicht aufgebracht. Ein Beobachtungstollen durchzieht der Länge nach die Sperre. In Abständen von etwa 20 m sind Dehnfugen in der Mauer angeordnet, die mit Kupferblechen und später ausbetonierten Dichtungschächten geschlossen sind. In der Sperre liegt ein Grundablaß, der durch Schieber und Drosselklappe verschlossen ist. Der Hochwasserüberfall ist abseits der Mauer im Felsen ausgesprengt.

Das Wasser wird 20 m unter dem höchsten Stauspiegel entnommen. Durch einen Feinrechen und einen dahinter liegenden kurzen Druckstollen fließt das Wasser in die Druckrohrleitung, die im Bereich des Einlaufschachtes in zwei Stränge gegabelt ist. Durch den Schacht führt auf einer Stiegenanlage der Stollenweg bis über den Stauspiegel. Auch das Gestänge der Handdrosselklappen ist in ihm hochgeführt.

An das Einlaufbauwerk schließt der begehbare Schrägschacht an, in dem das zum Enzingerboden hinabführende Druckrohr frei auf Sockeln

verlegt ist. Um die drei Fensterstollen möglichst kurz zu halten, schmiegt sich der Schrägschacht der Bergoberfläche an und ist daher im Längenschnitt mehrfach gebrochen. Bei der guten Standfestigkeit des Granitneises erübrigte sich im allgemeinen eine Stollenauskleidung. An den Knickpunkten der Rohrleitung sind Festpunkte angeordnet. In jeder Teilstrecke liegen eine Stopfbüchse und ein Mannloch. Der lichte Durch-



messer des Druckrohres nimmt von 1800 auf 1200 mm nach unten hin ab, die Wanddicken steigen dabei von 9 auf 46 mm. Die oberste Strecke besteht aus genieteten Blechschüssen, die unteren aus wassergasüberlappt geschweißten Röhren aus Siemens-Martin-Flußeisen mit Nietmuffen. Neben der Rohrleitung führt eine Betonstiege durch den Schrägschacht. Die Krafthausanlage am Enzingerboden, 1470 m Seehöhe, umfaßt den parallel zur Druckrohrleitung stehenden Maschinensaal mit senkrecht dazu angebautem Schalthaus.

Im Krafthaus sind vier eindüsige, einlagerige Turbinen zu je 8000 PS aufgestellt und mit den Einphasen-Wechselstrom-Generatoren von 7500 kVA Spitzenleistung unmittelbar gekuppelt. Die Maschinenspannung beträgt 6200 V; sie wird auf 55 000 V transformiert. Die Vergrößerung der Anlage um zwei weitere 8000-PS-Sätze ist vorgesehen.

Die Errichtung des Werkes verlangte den Bau einer 17 km langen Autostraße, die den Höhenunterschied von 700 m zwischen der Bahnstation Uttendorf und dem Enzingerboden mit zahlreichen Kehren und Kunstbauten überwindet.

**Die Neubauten im Hafen von Havre.** Nach einem Bericht in „Dock Harbour“ Nr. 99 vom Januar 1929 wurde schon 1920 der Hafen durch Anlage des neuen Beckens für Tankschiffe erweitert. Die Anlage liegt an der südlichen Hafenummauer und umfaßt ein Becken von 270 m Länge, 170 m Breite mit 10 m Wassertiefe, an dem zur Zeit 33 Tanks mit zusammen 125 t Fassungsvermögen liegen. Eine Pumpanlage und eine Fullstation für Eisenbahntankwagen, sowie eine Raffinerie sind ebenfalls dort angeordnet. Der Eingang zum Becken wird durch eine zusammenfaltbare Schwimmbarre geschlossen, die den Ölaustritt aus dem Becken in den übrigen Hafenteil verhindert (Abb. 1).

Zur Zeit wird der Bau eines 600 m langen Kais vollendet, der für Hochseeschiffe, insbesondere Kriegsschiffe, gedacht ist. Die Wassertiefe beträgt dort 14 m über Normalnull. Der Kai erhält fünf Gerüstkrane von je 5 t

<sup>1)</sup> Auch die Abbildung ist der ETZ 1930, Heft 5, entnommen.

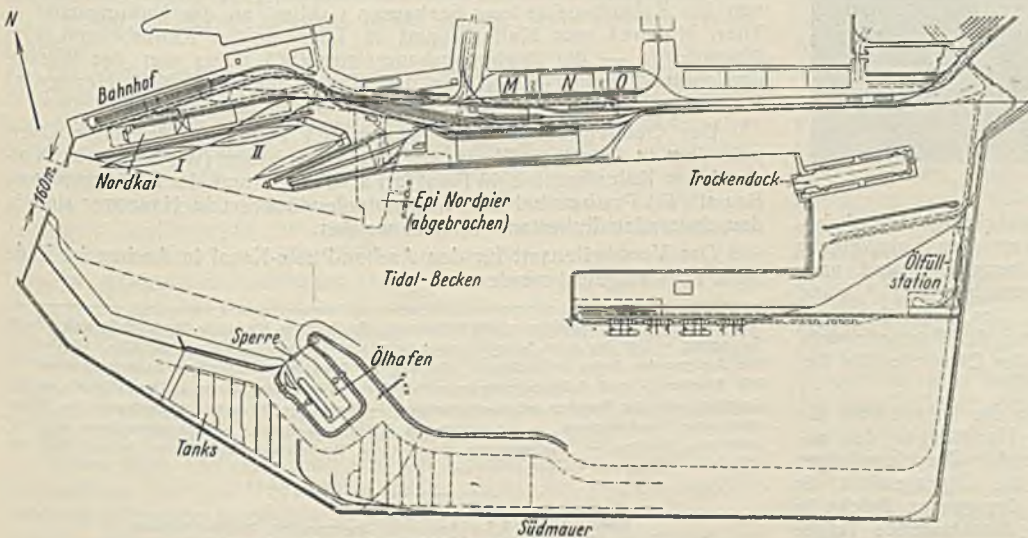


Abb. 1.



