

# DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 27. November 1936

Heft 51

Alle Rechte vorbehalten.

## Umbau und Vertiefung der Schleuse Herbrum des Dortmund-Ems-Kanals.

Von Oberregierungs- und -baurat Pigge, Münster i. W., jetzt Berlin, und Regierungsbaurat Dörholt, Meppen.

Die Schleuse Herbrum ist die letzte Schleuse im Emsabstieg des im Jahre 1899 in Betrieb genommenen Dortmund-Ems-Kanals. Unterhalb beginnt das Ebbe- und Flutgebiet der Ems. Die Schleuse Herbrum ist seinerzeit als Schleppzugschleuse mit geböschten Kammerwänden und massiven Häuptern ausgebildet worden. Vor dem Umbau hatte sie eine nutzbare Länge von 176 m und eine Lichtweite in den Häuptern von 10 m. Zur Füllung und Entleerung dienten in jedem Haupt zwei Umlaufkanäle, die durch einfache, von Hand angetriebene Rollschütze geöffnet und geschlossen wurden. Sowohl am Unterhaupt als auch am Oberhaupt bildeten zwei handangetriebene Riegeltore mit einfach gekrümmter Blechwand den

Höhe auch bei der Festlegung der Höhe des Unterdrempels der Schleuse zugrunde gelegt worden. Das Sollprofil des Flusses, das den Berechnungen der Kanalisierung unterhalb Meppen damals zugrunde gelegt wurde, ist auf der Strecke Herbrum—Papenburg beim Ausbau nicht überall hergestellt worden. Das Ausbauprofil der Ems ist auch heute noch nicht auf allen Stellen dieser Strecke erreicht worden, wenn auch der Fluß selbst in der Folgezeit sein Bett tiefer ausgewaschen hat.

Das für die Schifffahrt maßgebende kl. NW von NN + 0,15 m als Mittelwert an der Schleuse Herbrum ist in den nachfolgenden Jahren zum Teil wesentlich unterschritten. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß

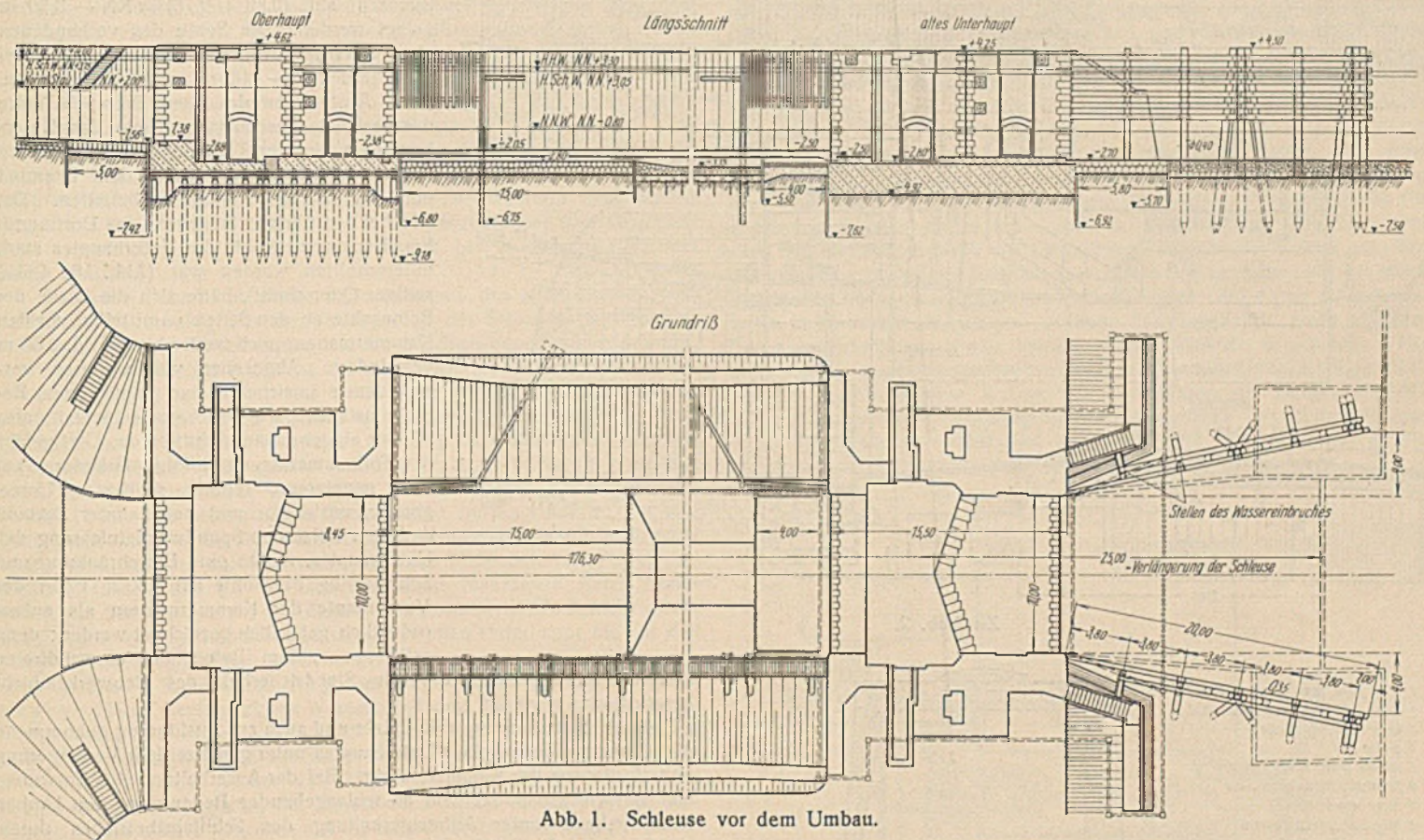


Abb. 1. Schleuse vor dem Umbau.

Abschluß der Schleusenammer. Über dem Unterdrempel war bei der Inbetriebnahme des Kanals beim kleinsten Normalwasser der Ems (NN + 0,15 m) eine Wassertiefe von 2,65 m vorhanden. Das Gefälle betrug bei normalem Stau und niedrigstem Unterwasser 1,85 m und verminderte sich bei voller Flut im Mittel auf 0,52 m. An jeder Kammerseite war ein hölzernes Leitwerk mit Längs- und Querlaufstegen angeordnet. Diese Leitwerke mußten bereits in den Jahren 1912 und 1913 ganz erneuert werden. Das linksseitige Leitwerk wurde dann wieder im Jahre 1928 in einfachster Weise durch eiserne Leitpfähle aus Peiner Walzträgern, die gegen das Ufer durch Streben abgesteift waren, ersetzt (s. Abb. 1, Schleuse vor dem Umbau, und Abb. 10, rechtsseitige Querschnittshälfte).

### 1. Veranlassung zum Umbau der Schleuse.

Durch die Kanalisierung der Ems von Meppen ab in den Jahren 1894 bis 1898 und durch Herstellung verschiedener Durchstiche unterhalb der Schleuse Herbrum in den späteren Jahren sind die Wasserstände der Ems, insbesondere die Niedrigwasserstände infolge der eingetretenen Laufverkürzung und damit verbundenen Vertiefung des Flußbettes wesentlich verändert worden. Nach dem Regulierungsentwurf der Ems zwischen Herbrum und Papenburg war beim Bau des Dortmund-Ems-Kanals das Niedrigwasser der Ems bei Herbrum auf NN + 0,15 errechnet und diese

das kl. NW nur ein Mittelwert aller Tideniedrigwasserstände der Monate Mai bis Oktober darstellt. Die Mehrzahl der Ebben ist bereits unter diesen gemittelten Wasserstand abgefallen. Der niedrigste bislang beobachtete Wasserstand erreichte eine Ordinate von NN - 0,80 m.

Der Unterdrempel der alten Schleuse Herbrum lag auf NN - 2,50 m und somit 2,65 m unter dem maßgebenden kl. NW von NN = + 0,15 m. Wenn auch an allen anderen Schleusen des Dortmund-Ems-Kanals eine Wassertiefe von 2,5 m für 2 m tief gehende Fahrzeuge als ausreichend erachtet wurde, so mußte doch beim Unterdrempel der Schleuse Herbrum eine etwas größere Wassertiefe gefordert werden. War es doch häufiger vorgekommen, daß Fahrzeuge, die bei Ebbe von unten in die Schleuse einfuhren, in der Schleusenammer auf Versandungen gerieten, die sich von Zeit zu Zeit in allen Flußschleusen bilden. Unzweckmäßige Dampfermanöver warfen aus diesen flachen Versandungen höhere Barren auf, so daß bei tiefgehender Ebbe die hierauf festgelaufenen Fahrzeuge nicht mehr flott kamen. Sie mußten während der ganzen Niedrigwasserzeit bei offener Schleuse liegenbleiben. Aus diesem Grunde mußte in Herbrum der Schleusenbetrieb bereits eingestellt werden, wenn bei fallendem Wasser das kl. NW von NN = + 0,15 m erreicht wurde.

Hierdurch ergab sich ein großer Ausfall von Betriebszeiten. Der größte Ausfall an Betriebszeiten war im Jahre 1921 mit etwa 760 Betriebs-

stunden. Im Mittel der Jahre 1918 bis 1929 war in den Monaten Mai bis Oktober ein Ausfall von täglich 1 1/2 bis 2 Betriebsstunden eingetreten. Diese Mittelwerte wurden häufig Wochen hindurch stark überschritten. Für die Monate Juli bis September 1921 betrug der Ausfall täglich 4 bis 5 Stunden. Am 3. November 1921 blieb der Wasserstand sogar 20 Stunden unter dem kl. NW.

Der Ausfall an Betriebsstunden wirkte sich bei der Schleuse Herbrum besonders ungünstig aus, weil hier die Schifffahrt stoßweise mit der Flut von Emden ankommt und auch nach Emden abfährt. Die mit der Flut ankommenden Schleppzüge konnten bis zum Eintritt der Betriebspause infolge des Niedrigwassers in den seltensten Fällen bereits alle durchgeschleust werden. Dazu kam, daß die Schleppzüge, die bei Hochwasser und bei einsetzender Ebbe zu Tal durchgeschleust wurden, nicht sofort abfahren konnten. Sie mußten erst wieder die nächste Flut abwarten, so daß sich die Zeitverluste summieren.

1. Neubau einer zweiten Schleuse;
2. Tieferlegen des vorhandenen Drempels und Vertiefung der vorhandenen Kammer;
3. Neubau eines neuen Unterhauptes in der Verlängerung der Schleuse mit anschließender Vertiefung der Kammer.

Der Bau einer zweiten Schleuse hätte zweifellos die beste Lösung dargestellt. Von den drei bestehenden Möglichkeiten war diese Lösung aber auch die teuerste. Wenn auch offenbar anzustreben war, an jeder Schleuse eines derartig wichtigen Kanals für Überholungs- und Betriebszwecke schon aus Sicherheitsgründen zwei Schleusen anzulegen, so scheiterte die Weiterverfolgung dieses Gedankens, abgesehen von der Kostenfrage, an dem schwebenden Plan des Ausbaues des Dortmund-Ems-Kanals und Herstellung eines Seitenkanals auf der Strecke Gieses-Papenburg.

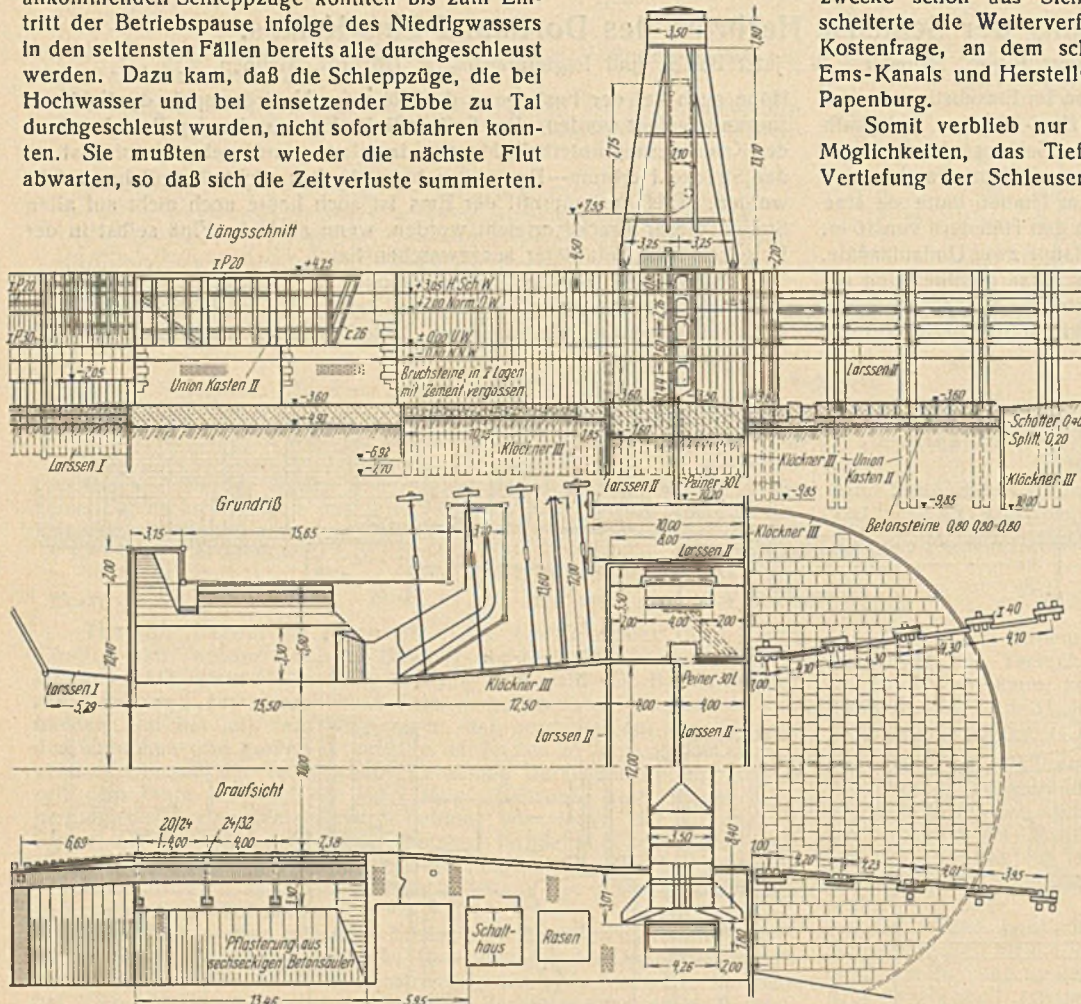
Somit verblieb nur noch die Weiterverfolgung der beiden übrigen Möglichkeiten, das Tieferlegen des vorhandenen Drempels und die Vertiefung der Schleusenammer.

Das niedrigste Unterwasser an der Schleuse Herbrum liegt, wie schon gesagt, auf Ordinate NN — 0,80 m. Nach den vorstehenden Ausführungen muß auf dem Drempel eine Wassertiefe von 2,50, besser noch von 2,60 bis 2,70 m vorhanden sein. Die Drempeloberkante muß hiernach auf  $(0,80 + 2,70) = NN - 3,50$  m gelegt werden. Die Sohle des vorhandenen alten Unterhauptes ist aber in der Kammerachse auf NN — 4,92 m gegründet worden. Beim Abstemmen des alten Drempels hätte demnach die geschwächte Sohle des Unterhauptes unter der Torkammer nur noch eine Dicke von 1,12 m und unter dem Drempel nur eine solche von 1,42 m behalten. Da, wie bei den übrigen Schleusen des Dortmund-Ems-Kanals, die Sohle des Unterhauptes stark unterschritten worden war (Abb. 16, linksseitiger Querschnitt), hätte sich die Dicke der Betonsohle an den Seiten unmittelbar vor den Kammermauern noch weiter bis auf rd. 0,80 m vermindert. Abgesehen von weiteren verschiedenen unsicheren und ungünstigen Begleitumständen, wie unsicherer, seinerzeit unter Wasser eingebrachter Schüttbeton, Gleitgefahr der Torkammermauern infolge Gründung auf 1:9 geneigtem, lehmig sandigem Untergrunde, unsicherer und unbekannter Zustand der alten hölzernen Spundwandeneinfassung des Unterhauptes, mußte eine Einschränkung und Schwächung der Sohle auf 0,80 m unter der Vorderkante der Kammermauern als außerordentlich gefährlich bezeichnet werden; denn selbst bei gutem Beton und einwandfreien

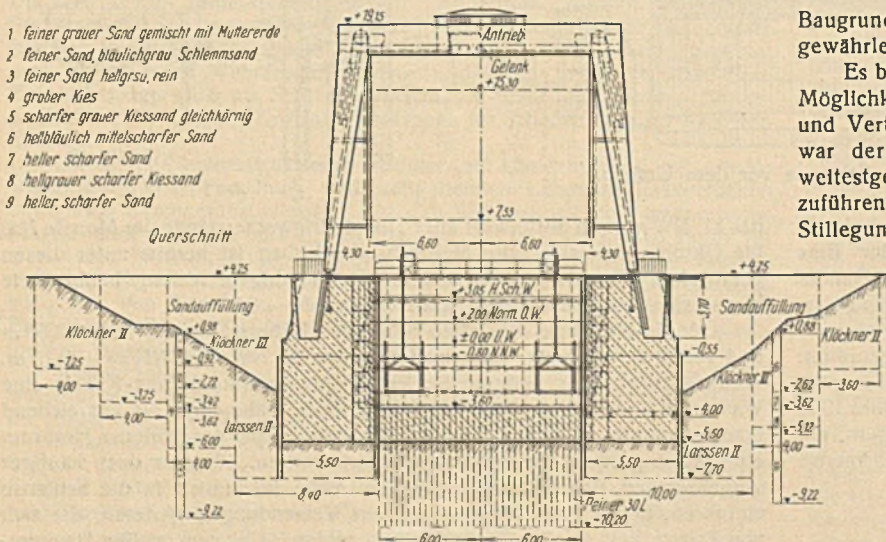
Baugrundverhältnissen wäre die Standsicherheit des Bauwerks nicht gewährleistet gewesen.

Es blieb also nur noch die letzte und auch zur Ausführung gekommene Möglichkeit, Neubau eines Unterhauptes unter gleichzeitiger Verlängerung und Vertiefung der Kammer, übrig. Bei der Ausarbeitung des Entwurfes war der Gesichtspunkt von ausschlaggebender Bedeutung, den Umbau weitestgehend unter Aufrechterhaltung des Schifffahrtbetriebes durchzuführen und die Schifffahrt möglichst wenig zu behindern. Nur die ohne Stilllegung des Verkehrs nicht ausführbaren Arbeiten sollten in einer möglichst kurz bemessenen Schifffahrtssperre während einer natürlichen Frostsperrperiode oder während einer künstlichen Sperre in den verkehrsschwachen Wintermonaten ausgeführt werden. Aus diesen Gründen wurde nach eingehenden Überlegungen ein Hubtor als neuer Torverschluß mit einer möglichst kurzen Unterhauptlänge ohne Torumläufe gewählt. Hierbei konnten das Tor mit Hubgerüst sowie die Fundamente für das Hubgerüst ganz während des Schifffahrtbetriebes fertiggestellt werden.

Der Abstand des neuen Unterhauptes vom alten Unterhaupt ist nach folgenden Gesichtspunkten bestimmt: Die alte Schleppzugschleuse hatte eine nutzbare Länge von 176 m, die für einen normalen Schleppzug, bestehend aus einem Dampfer von 25 m und zwei Kähnen von je 67 m Länge, ausreichte. In der neuen Kammer sollte außer diesem Normal-schleppzuge noch ein kleineres Fahrzeug von 4,60 m Breite und 30 bis 38 m Länge aufgenommen werden können, da viele kleine Fahrzeuge dieser Größen bei der bestehenden Verbindung mit den linksmündischen und holländischen Kanälen auf dem unteren Teil des Dortmund-Ems-Kanals verkehren. Die verlängerte Schleusenammer erhielt somit eine



Zu Abb. 2.



- 1 feiner grauer Sand gemischt mit Muttererde
- 2 feiner Sand, bläulichgrauer Schlemmsand
- 3 feiner Sand hellgrün, rein
- 4 grober Kies
- 5 scharfer grauer Kiessand gleichkörnig
- 6 hellbläulich mittelscharfer Sand
- 7 heller scharfer Sand
- 8 hellgrauer scharfer Kiessand
- 9 heller, scharfer Sand

Abb. 2. Verlängerung der Schleuse mit neuem Unterhaupt.

Diese Betriebsstundenverluste machten sich für die Schifffahrt auch deshalb besonders ungünstig bemerkbar, weil sie hauptsächlich in die stärksten Verkehrsmonate des Hochsommers und Frühherbstes fielen.

Diese Umstände führten dazu, die bestehenden schlechten Verkehrsverhältnisse an der Schleuse Herbrum durch durchgreifende Baumaßnahmen zu verbessern. Grundsätzlich boten sich hierzu drei Möglichkeiten:

neue nutzbare Länge von 193 m bei Unterwasserständen unter NN  $\pm$  0 m bzw. von 201 m bei Wasserständen über NN  $\pm$  0 m. Der Unterschied in der nutzbaren Kammerlänge bei gewöhnlichen Wasserständen und bei niedrigen Wasserständen ist darauf zurückzuführen, daß mit der Vertiefung des Unterdrempels wohl die Kammersole, nicht aber auch der Abfallboden des Oberhauptes, der auf NN - 2,38 m liegt, vertieft wurde. Die Drempehhöhe des neuen Unterhauptes ist auf NN - 3,50 m gelegt worden. Diese Höhe bietet bei den bisher niedrigsten Niedrigwasserständen von - 0,80 m noch 2,70 m Wassertiefe, so daß auch noch ausreichende Sicherheit für lange Zeit vorhanden ist, wenn die Wasserstände der Ems unterhalb Herbrum durch Auswaschen der Sohle oder andere Ereignisse weiter absinken sollten.

## II. Arbeitsplan; Beschreibung der Bauarbeiten.

Der Arbeitsplan für die gesamten Bauarbeiten war folgendermaßen vorgesehen: Die Verlängerung des Unterhauptes durch Spundwände, die Herstellung der beiderseitigen Unterhauptblöcke für das Hubgerüst, die Montage des Hubgerüsts und des Hubtores sollten im Laufe des Sommers und Herbstes des Jahres 1933 fertiggestellt werden. Die übrigen Arbeiten, wie Trockenlegen der Schleuse, Vertiefen des alten Unterhauptes und der Kammer, Herstellen des neuen Unterhauptdrempels, sollten in einer sechswöchigen Schiffsahrtssperre vom 1. Januar bis 15. Februar 1934 ausgeführt werden. Bei der Ausführung wurde jedoch dieses Bauprogramm dadurch wesentlich gestört, daß Ende November und Anfang Dezember unerwartet eine starke, etwa vierwöchige Frostperiode eintrat. Die Bauarbeiten waren noch nicht so weit gediehen, daß die während der Schiffsahrtssperre im Januar und Februar auszuführenden Arbeiten um einen Monat hätten vorverlegt werden können. Die Schiffsahrt glaubte nun, bei dieser unerwartet eingetretenen Frostperiode eine zweite, kurz darauf folgende künstliche Sperre von sechs Wochen nicht tragen zu können. Nach langen Verhandlungen wurden daher auf Wunsch der Schiffsahrtinteressenten die Bauarbeiten, die nur während einer Sperre ausgeführt werden konnten, um ein Jahr hinausgeschoben und die künstliche sechswöchige Sperre auf den 1. Januar bis 15. Februar 1935 vorläufig festgelegt.

Das neue Unterhaupt wurde 25 m unterhalb des alten Unterhauptes errichtet (Abb. 1 u. 2). Für die Verlängerung der Schleuse und die Einfassung des neuen Unterhauptes wurden Klöckner-Spundbohlen gewählt, und zwar Profil III mit Rücksicht auf die schwierige Rammung durch die schwere Sturzbettbefestigung des alten Unterhauptes. Die Spundwände schließen an beiden Seiten unmittelbar an das alte Unterhaupt an. Mit Rücksicht auf den Schiffsahrtbetrieb während der Bauarbeiten wurden diese Spundwände nicht parallel zueinander angeordnet, sie erweitern ihren Abstand vom alten Unterhaupt bis zum neuen Unterhaupt von 10 auf 12 m. Die beiden ersten Spundbohlen im Anschluß an das alte Unterhaupt wurden, da der Sohlenbeton des Unterhauptes vorstand, nicht eingerammt, sondern auf dem vorspringenden Sohlenbeton aufgesetzt und durch  $\square$ -Eisen, die am vorhandenen alten Mauerwerk durch Steinschrauben befestigt waren, mit diesem fest verbunden. Außerdem wurde der Zwickel zwischen Spundwand und dem alten Unterhaupt bis auf den vorspringenden Unterbeton ausbetoniert.

Am oberen Ende wurde die ganze Spundwandeneinfassung mit einem schweren Holm, bestehend aus Warzenblech und Winkelleisen, abgedeckt. 3 m unterhalb dieses Holmes wurden die Spundwände auf der Innenseite mit einem weiteren Holm, bestehend aus 2  $\square$  26, versteift. An diesem Holm greifen Anker von 13,60 und 10 m Länge an, die mit Hilfe von Eisenbetonplatten die Wände nach hinten in das Erdreich verankern. Die Anker wurden mit Spannschlössern und Kugelkalottenlagern an der Spundwand und der Ankerplatte ausgebildet.

Die Baugruben der beiden Fundamentblöcke des neuen Unterhauptes wurden im Schutze der Verlängerungs- und Umfassungsspundwände ausgehoben. Der Untergrund bestand in den oberen Teilen aus sehr feinen Sanden, denen Lehm in feiner verteilter Form beigemischt war, unten aus etwas gröberen Sanden. Zur Landseite hin sollten diese Baugruben zunächst schachtmäßig ausgehoben und abgestützt werden. Mit Rücksicht auf die schwierige Absteifung wurde aber der Plan abgeändert, und auch die beiden inneren Seiten der Baugruben wurden mit Spundwänden eingefäßt. Im Schutze der offenen Wasserhaltung und der Grundwasserabsenkung, die aus vier Rohrbrunnen bestand, konnte die Baugrube für den rechteitigen Unterhauptblock ohne besondere Schwierigkeit trocken gelegt und abgesteift werden. In Anbetracht der recht erheblichen Bodendrücke in der tiefen Baugrube wurde innerhalb der Spundwandeneinfassung auf Ordinate NN - 4,00 m ein schwerer eiserner Rahmen zur Absteifung eingebaut, der später mit einbetoniert wurde. Fast ohne Störungen konnte der rechteitige Unterhauptblock fertiggestellt werden. Bei der linksseitigen Baugrube traten jedoch unerwartet Schwierigkeiten auf. Außerhalb der eigentlichen Baugrube entstand bei einem sehr hohen Außenwasserstand zwischen altem Unterhaupt und der neuen Unterhauptbaugrube ein Wassereintrich, nachdem die Baugrube bereits bis auf Ordinate - 3,70 m im Schutze einer gleichartigen Grundwasserabsenkung wie auf

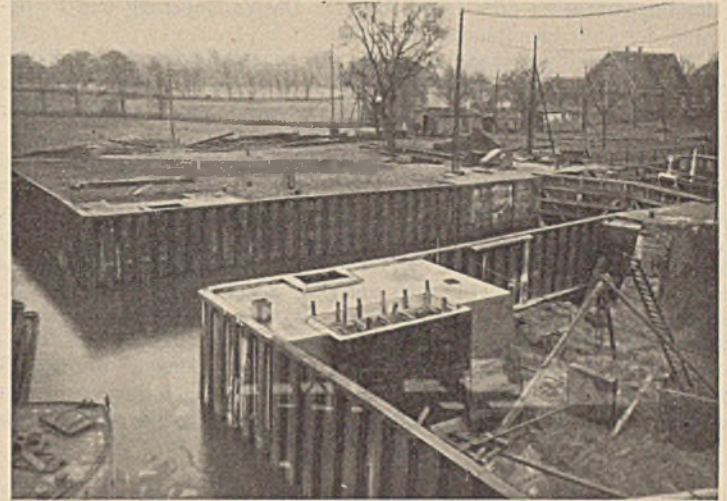


Abb. 3. Blick auf die Verlängerung der Schleuse und die fertigen Unterhauptblöcke.

der rechten Seite im Trockenem ausgehoben war. Dieser Wassereintrich setzte in kurzer Zeit die ganze Baugrube und die Pumpenanlage unter Wasser. Er war an zwei Stellen an einem Pfahlstumpf des alten hölzernen Leitwerks unter großem Sandaufrtrieb eingetreten (s. die gekennzeichnete Stelle in Abb. 1). Die eigentliche Baugrube des neuen Unterhauptblocks war hierbei nur von oben vollgelaufen, so daß in dieser selbst keine Bodenaufreibungen und Auflockerungen entstanden waren. Da nicht einwandfrei festzustellen war, worauf dieser Wassereintrich zurückzuführen war, andererseits aber zu einer genauen Untersuchung in Anbetracht des gedrängten Bauprogramms keine Zeit zu verlieren war, entschloß man sich, den weiteren Aushub der linksseitigen Baugrube im Nassen mit Hilfe eines Greifers bis auf die Solltiefe auszuheben und zunächst eine 2 m dicke Betonsole im Contractorverfahren einzubringen. Bei dieser Gründungsweise haben sich dann keine weiteren Schwierigkeiten mehr ergeben. Der Contractorbeton wurde mittels zweier Trichter eingebracht. Für diesen Beton wurde besonders hochwertiger Eisenportlandzement gewählt. Als der Contractorbeton 8 Tage alt war, wurde die Baugrube unter offener Wasserhaltung trocken gelegt, die Oberfläche des Betons in ausreichender Weise gereinigt und aufgeraut und das aufgehende Betonmauerwerk in der vorgesehenen Weise weiterbetoniert.

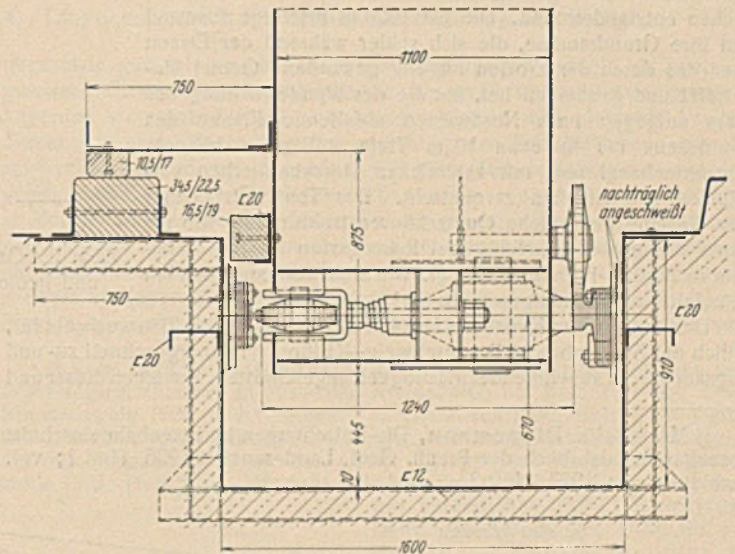


Abb. 4. Tornische.

Die Unterhauptblöcke wurden im Mischungsverhältnis 1 RT Traßzement (30 % Traß, 70 % Zement) : 1,8 RT Sand : 2,7 RT Kies hergestellt, so daß auf 1 m<sup>3</sup> fertigen Beton etwa 350 kg Traßzement entfallen. Hiermit wurde ein vollständig dichter Beton erzielt. Die mit diesem Beton hergestellten 12 cm dicken Prüfscheiben ließen bei der Wasserdurchlässigkeitsprüfung bei einem Wasserdruck von 0 bis 4 at, der ununterbrochen mehrere Tage auf die Scheiben wirkte, kein Wasser durch.

Der Beton wurde im plastischen Zustande eingebracht.

Die Unterhauptblöcke wurden in der Längsrichtung und unmittelbar hinter den Toranschlägen mit je einem Gerüst aus Profileisen und einem Rost aus Rundeißen bewehrt, um einen innigen Zusammenhalt des Blockes und eine sichere Überleitung und Verteilung der Torraddrücke

in das Fundament zu erzielen (s. Abb. 2). Die Verlängerung und Fertigstellung der Unterhauptblöcke zeigt Abb. 3.

Die außenseitigen Wandungen der Gegengewichtschächte wurden in Eisenbeton ausgebildet. Für die Entwässerung der Gegengewichtschächte wurde in der Schachtsohle ein Rohr einbetoniert, das das Tageswasser zum Außenwasser abführen kann.

Die Tornischen wurden durch schwere Panzerecken aus 10 mm dicken Walzblechen, die durch Profileisen rahmenförmig auf der betonseitigen Außenwand der Nischenkasten ausgestellt waren, ausgespart (Abb. 4). Diese Tornischen haben eine lichte Weite von 1,60 x 1 m und eine Gesamthöhe von 7,75 m entsprechend der Torhöhe. Wegen des großen Gewichtes wurde jede Nische in zwei Längen unterteilt angeliefert. Zum leichteren Einbau und einfacheren Aufstellen dieser 6 t schweren Nischen hatte das untere Ende zwei Füße aus Profileisen erhalten, die bis auf den Ausgleichbeton der Baugrubensohle herabreichten. Zum Anschluß an die Spundwände erhielten die Tornischen je zwei seitliche Schleppbleche, von denen die oberseitigen mit Rücksicht auf die später anzubringenden Dichtungs-

vorrichtungen des Tores 75 cm lang, die unterseitigen, die lediglich einen guten Anschluß an die Spundwände sichern sollte, 25 cm lang waren. Auf der Innenseite des Tornischenpanzers waren die beiderseitigen Befestigungsplatten für die Führungsschienen bereits vorher in der Werkstatt aufgenietet.

Beim Einbau dieser Tornischen in die ausgehobenen und versteiften Baugruben waren die eingerammten Spundwände unerwartet auf beiden Seiten um ein bleibendes Maß von je 10 cm ausgewichen, wodurch sich die planmäßig lichte Torauflagerweite von 13,20 m auf 13,40 m vergrößert hatte. Da das Tor in der Werkstatt bereits fertiggestellt und eine Abänderung des Tores nicht mehr möglich war, konnte der Fehler später bei der Trockenlegung der Baugrube nur dadurch behoben werden, daß die Auflagerplatten in den Tornischen um das fehlende Maß zur Wasserseite hin durch Anschweißen von Verlängerungsplatten verbreitert wurden (Abb. 4). Die Art der Befestigung der Laufschielen auf diesen Befestigungsplatten ist aus Abb. 4 ersichtlich. Die Befestigung ist durch Hammerkopfschrauben durchgeführt. (Schluß folgt.)

### Die Böschungsrutschungen am Mittellandkanal im tiefen Einschnitt bei Wenden und die Maßnahmen zu ihrer Beseitigung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat W. Sartorius und Dr.-Ing. Fr. Kirchhoff, Braunschweig.

Die Scheitelhaltung des Mittellandkanals durchschneidet nördlich von Braunschweig zwischen Wenden und Abbesbüttel die Wasserscheide zwischen dem Oker- und Allergebiet. Ihren Kern bildet ein hauptsächlich aus Tonen der Unteren Kreide bestehender Rücken, der von der Grundmoräne der Eiszeit in Gestalt von Geschiebemergel und von diluvialen Sanden in wechselnder Mächtigkeit überlagert ist. Seine Entstehung verdankt dieser Tonrücken einer dicht östlich des Kanals verlaufenden Hebungslinie, der sogenannten Braunschweiger Achse, in der sich ein Salzhorst aus dem in der Tiefe anstehenden Zechstein aufgewölbt hat (Abb. 1). Die Sattelachse verläuft in der Nähe des Kanals von Südwesten nach Nordosten; der Kanal biegt, kurz bevor er auf sie trifft, aus seiner allgemeinen west-östlichen Haupttrichtung nach Nordosten ab und liegt infolgedessen auf der nordwestlichen Flanke der Aufwölbung. Die Emporpressung des Salzhorstes hat die überlagernden jüngeren Schichten an seinen Flanken schräg gestellt, zu einer starken Spaltenbildung in ihnen geführt und die einzelnen Pakete der in ihrer chemisch-petrographischen Beschaffenheit stark wechselnden Tonschichten derart gegeneinander verschoben, daß zahlreiche, im geologischen Streichen verlaufende Gleitflächen entstanden sind. Die bis 1000 m mächtige Eiswand und ihre Grundmoräne, die sich später während der Eiszeit über das durch die Erosion hügelig gewordene Gebiet hingewälzt und geschoben hat, hat die der Wanderrichtung des Eises entgegen nach Nordwesten abfallende Flanke des Tonrückens bis in etwa 10 m Tiefe völlig zu kleinen, zusammenhanglosen, mit zahlreichen Druckharnischen versehenen Bruchstücken zerquetscht. Der Ton weist daher hier dieselbe gefährliche Quetschlinienstruktur auf, wie sie durch die große Rutschung bei Rosengarten an der Bahnstrecke Berlin—Frankfurt a. d. O. von den dort anstehenden Diluvialtonen bekanntgeworden ist<sup>1)</sup>.

Der Ton wird im Kanal von Bau-km 52,0 bis 54,2 (Abb. 2) in wechselnder, östlich der Straßenbrücke Braunschweig—Gifhorn (Hamburg) schnell zu- und langsam wieder abnehmender Mächtigkeit angeschnitten. Zwischen dieser und

der gleichnamigen Eisenbahnbrücke erreicht der Kanaleinschnitt bei km 53,3 mit annähernd 25 m Höhenunterschied zwischen Geländeoberfläche und Kanalsohle seine größte Tiefe. Auf Grund der Erfahrungen bei Tonn Einschnitten des Hauptkanals bei Schwiecheldt und des Hildesheimer

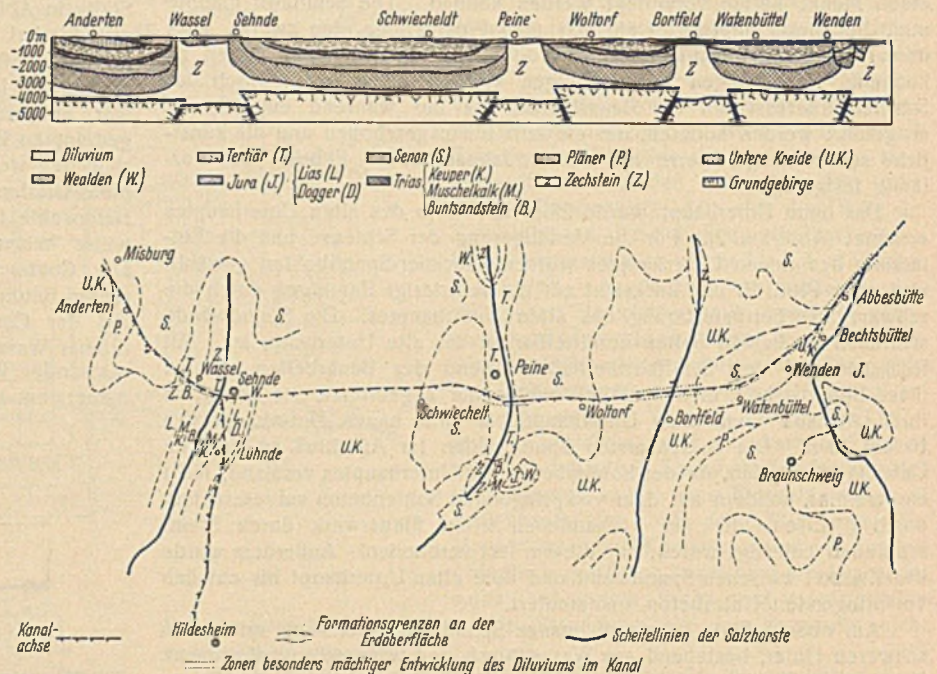


Abb. 1. Geologisches Längsprofil des Mittellandkanals von Misburg bis Abbesbüttel und geologische Kartenskizze der Umgebung (nach Prof. Kumm, Braunschweig).

Zweigkanals hat der Regelquerschnitt auf dieser Strecke von vornherein flachere Böschungen erhalten als sonst, und zwar im Ton unter Wasser 1 : 4 bis 1 : 5, über Wasser 1 : 3 und nur im Geschiebemergel die übliche Neigung 1 : 1,5. Man ist sich von vornherein darüber klar gewesen, daß dadurch nicht jede Rutschgefahr beseitigt sei, hat aber aus wirtschaftlichen Gründen von einer weitergehenden Abflachung abgesehen und lieber örtliche Rutschungen in Kauf genommen.

<sup>1)</sup> Michael u. Dienemann, Die Rutschungen im Eisenbahneinschnitt Rosengarten. Jahrbuch der Preuß. Geol. Landesanstalt 1926, Heft 1; vgl. auch Bautechn. 1927, Heft 3.

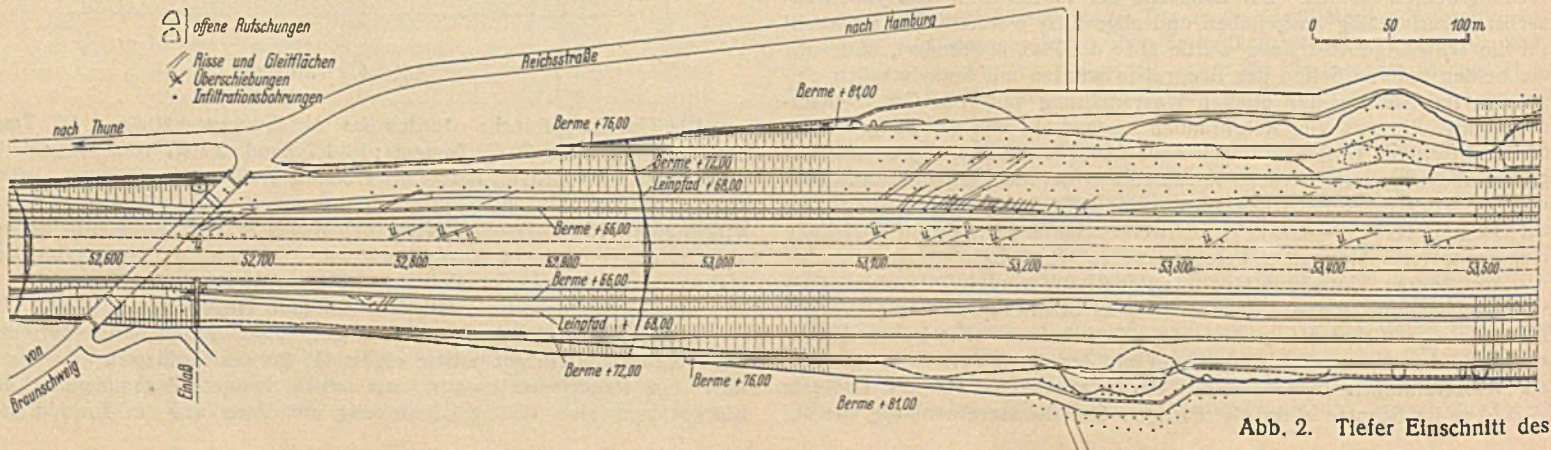


Abb. 2. Tiefer Einschnitt des



Abb. 3. Höhengschichtenplan der abgedeckten Kreidetonoberfläche von km 53,1 bis 54,3.

Die erste derartige Rutschung ist im Oktober 1930 bei km 53,450 an der Nordböschung aufgetreten, nachdem der dort ungefähr 14 m unter Gelände anstehende Ton angeschnitten war; sie hat sich im Laufe des folgenden Winters durch weitere Abrisse auf beiden Seiten auf eine Gesamtlänge von etwa 400 m ausgedehnt. Weitere Rutschungen, meist kleineren Umfangs, sind an der Nordböschung bei km 53,080, 53,105 und 53,150, an der Südböschung bei km 53,220/420, 53,680 und 53,970 gefolgt. Sie haben nicht alle die gleichen Ursachen, vielmehr sind Rutschungen des Geschiebemergels auf der Tonoberfläche und solche im Ton selbst zu unterscheiden. Eine Zwischenform bilden die beiden bisher umfangreichsten Rutschungen bei km 53,260/675 nördlich und 53,220/420 südlich, deren Entstehung auf besondere geologische Verhältnisse an dieser Stelle zurückzuführen ist.

Der Kanal durchschneidet hier eine quer unter einem Winkel von etwa 60° zu seiner Achse verlaufende, von den Schmelzwässern des Eises im Kreideton ausgewaschene Rinne, deren Sohle etwa 6 bis 9 m über dem Kanal-WS liegt und sanft nach Norden abfällt (Abb. 3). In der Sohle der Rinne liegen zwischen Kreideton und Geschiebemergel eine wasserführende Kalkschotterschicht und darüber eine aus zahlreichen Lagen von Ton und tonigem Feinsand bestehende, bis zu 6 m mächtige Schicht Becken- oder Bänderton (Abb. 4). Dieser Bänderton hat infolge der Freilegung und Entlastung durch den Kanaleinschnitt von oben her Niederschlagwasser, von unten her in stärkerem Maße als früher aus der Kalkschotterschicht kapillar aufsteigendes Grundwasser aufgenommen, ist dadurch aufgeweicht und schließlich unter der Last des darüberliegenden Bodens nach vorn ausgewichen. In der Geschiebemergeldecke sind infolge des Ausweichens der Unterlage zahlreiche Spalten und Risse entstanden, durch die das Oberflächenwasser immer weiter landeinwärts in den Bänderton gelangen und sein Zerstörungswerk fortsetzen konnte. Den Zustand der Rutschung an der Südböschung im März 1932 zeigt Abb. 5, die die charakteristische, zwiebelschalenförmige Ausbreitung erkennen läßt.

Etwas anders ist der Vorgang beim Abrutschen des Geschiebemergels auf dem Kreideton des Grundgebirges. Hier verwandelt sich die Tonoberfläche beim Zutritt von Oberflächen- und von Grundwasser aus den im Geschiebemergel vorhandenen und durch die Baggerung angeschnittenen Sandlinsen in eine blanke Gleitfläche, auf der der Geschiebemergel, der ohnehin mit dem Grundgebirge infolge des schon erwähnten Aufwärtens nicht fest verbunden ist, nach dem Kanaleinschnitt hin abrutscht.

Um die Rutschungen im Ton zu erklären, muß etwas näher auf dessen innere Beschaffenheit eingegangen werden.

Aus den Veröffentlichungen der letzten Jahre<sup>2)</sup> geht hervor, daß die Rutschneigung der tonig-lehmigen Böden auf der mehr oder weniger großen Wasseraufnahmefähigkeit der einzelnen Tonteilchen auf Grund ihres Feinaufbaues beruht. Diese Rutschneigung kann sich aber nie zu Rutschungen auswirken, wenn das Wasser nicht an die tiefer liegenden Teile der Tonablagerung gelangen kann.

Eine weitverbreitete Ansicht geht dahin, daß Wasser nur in praktisch belanglosen Mengen tief in tonige Ablagerungen eindringen könne, weil Ton im allgemeinen wasserdicht sei. Zumindest könnten aber nur dort nennenswerte Wassermengen, und zwar nur in die oberste Tonschicht eindringen, wo durch Austrocknung Schrumpfrisse entstanden seien. Die immer wieder eintretenden, häufig tief in die Böschungen eingreifenden Rutschungen in Toneinschnitten beweisen das Gegenteil. Die Ansicht von der Wasserdichtigkeit des Tones ist nur bedingt richtig und trifft nur für die einzelnen Bruchstücke einer Tonablagerung zu. Dagegen sind solche Ablagerungen in ihrer Gesamtheit, soweit es sich um im Wasser

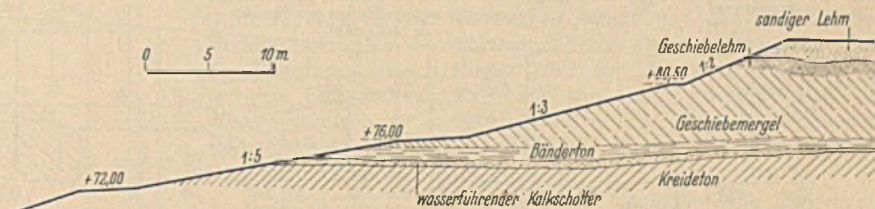
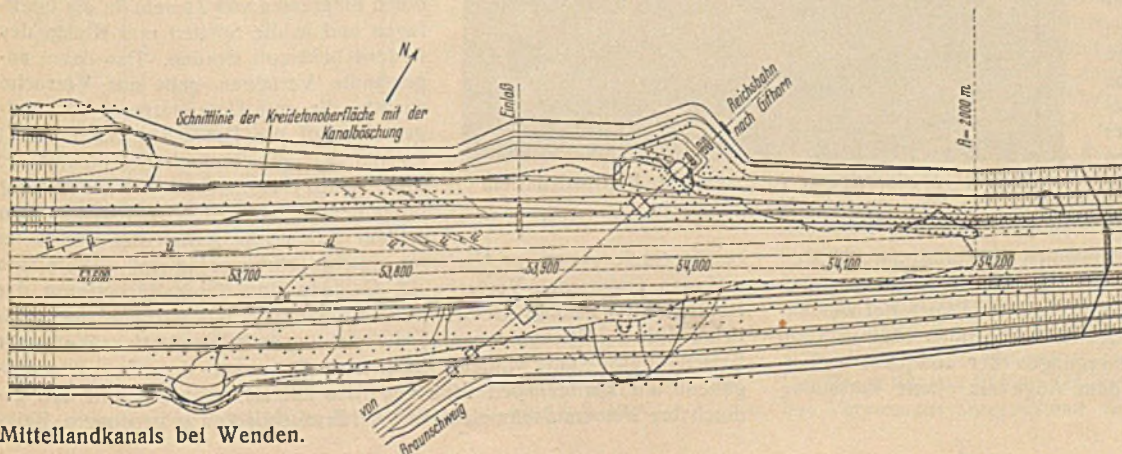


Abb. 4. Längsschnitt durch die vordiluviale Flußrinne im Kreideton.

abgesetzte, geologisch nicht sehr junge Ablagerungen handelt, bis zu einem gewissen Grade wasserdurchlässig, da sie meist in natürlicher, primärer Lagerung von einer Unzahl von großen, kleinen und kleinsten Spalten durchzogen sind. Diese verlaufen sowohl in den Schichtflächen als auch senkrecht dazu und sind im Laufe der in geologischen Zeiträumen vor sich gegangenen Umwandlung (Diagenese) des im Wasser abgesetzten Schlammes zu den mehr oder weniger festen Tonablagerungen durch Schrumpfungsvorgänge und die verschiedene chemisch-petrographische Zusammensetzung der einzelnen Schichten entstanden. Diese Zerklüftung ist häufig, wie auch im vorliegenden Falle, noch durch die schon erwähnten Auffaltungen, Pressungen und Zerrungen durch die gebirgsbildenden Erdkräfte ver-

<sup>2)</sup> Zum Beispiel: Kirchhoff, Untersuchungen über die Ursachen von Böschungsrutschungen in Jura- und Kreidetonen bei Braunschweig. Diss. Braunschweig 1930 und Geologie und Bauwesen 1930, Heft 2. — Ders., Die Ursachen von Böschungsrutschungen mit besonderer Berücksichtigung der Böschungsbewegungen der Grube „Treue“ bei Alversdorf. Braunkohle 1931, Heft 35. — Endell, Hofmann u. Wilm, Über die Natur der keramischen Tone. Bericht der Deutschen Keram. Ges. 1933, Bd. 14, Heft 10. — Endell, Fendius u. Hoffmann, Basenaustauschfähigkeit von Tonen und Formgebungsprobleme in der Keramik. Ber. d. Deutschen Keram. Ges. 1934, Bd. 15, Heft 12. — Hofmann, Endell u. Wilm, Röntgenographische und kolloidchemische Untersuchungen über Tone. Z. ang. Chem. 1934, Bd. 47, S. 539. — Endell, Beitrag zur chemischen Erforschung und Behandlung von Tonböden. Bau-techn. 1935, Heft 18. — Seifert, Ehrenberg, Tiedemann, Endell, Hofmann, Wilm, Bestehen Zusammenhänge zwischen Rutschneigung und Chemie von Tonböden? Mitt. d. Preuß. Vers.-Anst. f. Wasserbau u. Schiffbau. Berlin 1935.



Mittellandkanals bei Wenden.

größert. Jeder tiefere An-schnitt einer derartigen Tonablagerung läßt deshalb nach den jahrelangen Beobachtungen des zweit-geannten Verfassers erkennen, daß sie in ihrem Inneren ein „Trockenmauerwerk“ darstellt, dessen einzelne „Quadern“ tadellos ineinandergepaßt sind und dessen Fugen ein zusammenhängendes Netz bilden.

Im allgemeinen kann Niederschlagwasser oder aus überlagernden, wasserführenden Schichten ausfließendes Grundwasser in dieses Spaltenetz nicht eindringen. Denn die Natur hat die oberste Schicht der Tonablagerungen, soweit sie in früheren geologischen Zeiten oder auch bis zur Jetztzeit an der Oberfläche gelegen haben, durch Einwirkung der Atmosphärrillen zu einer zähplastischen, wasserdichten Schutzschicht umgewandelt. An jeder Tongrubenwand z. B. ist zu erkennen, daß unter dem Mutterboden eine mehr oder weniger dicke Schicht von meist graubraunem, zähplastischem Ton ansteht, der oberhalb der Frostgrenze teilweise große Schrumpfspalten aufweist, dagegen unter ihr praktisch wasserdicht ist und erst allmählich nach der Tiefe hin das oben-geannte, durch Diagenese usw. entstandene Spaltenetz zeigt.



Abb. 5. Rutschung an der Südböschung im März 1932.

Außer den vorstehend beschriebenen, mehr oder weniger umfangreichen offenen Rutschungen sind an den Tonböschungen des Wendener Einschnitts noch Bewegungen der einzelnen, in ihrer chemisch-petrographischen Beschaffenheit stark wechselnden Schichten beobachtet worden, die vermutlich auf die eingangs erwähnten, als „Blattverschiebungen“ bezeichneten Verschiebungen der einzelnen Schichtpakete bei der Aufwölbung des benachbarten Salzhorstes zurückzuführen sind. Als erste Anzeichen von Bewegungen haben sich, vor allem an der Nordböschung, zahlreiche im Streichen der Schichten verlaufende Risse,

Spalten und Überschiebungen gezeigt (vgl. Abb 2). Sie sind namentlich an der Grenze der schiefrig-blättrigen und der plastischen Tonlagen und an den konkordant in die Schichten eingelagerten Bänken von brotlaibförmigen Toneisensteingeoden aufgetreten und haben sich allmählich von der Kanalsohle bis zur oberen Grenzlinie des Tons verlängert. Zu größeren Bewegungen ist es in diesem Falle dank der getroffenen Gegenmaßnahmen nicht gekommen. — Diese Maßnahmen sind verschieden, je nachdem ob Rutschungen zu beseitigen

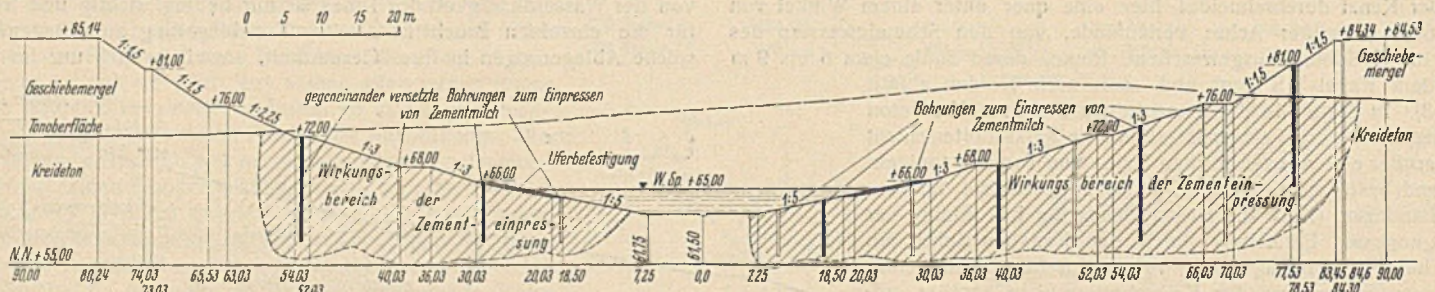


Abb. 6. Kanalquerschnitt in km 53,75 mit Grenze Geschiebemergel/Kreideton und vermutlichem Wirkungsbereich der Zementeinpressung.

Bei Herstellung von Geländeeinschnitten im Ton wird meist die obere natürliche Schutzschicht entfernt und der tiefer liegende, spaltenreiche Ton freigelegt. Das Tages- und sonstige Wasser kann dann ungehindert in die offenen Spalten eindringen und je nach dem Streichen und Fallen der Schichten bis tief in ihr Inneres gelangen, namentlich wenn, wie im Wendener Einschnitt, Überschiebungen, Verwerfungen, schiefrig-blättrige Schichten und Geodenbänke das Eindringen erleichtern. Je nach der durch die chemisch-petrographische Beschaffenheit bedingten Wasseraufnahmefähigkeit wird eine mehr oder weniger schnelle Erweichung eintreten, und zwar genügt, wie die Naturbeobachtung zeigt, eine randliche Erweichung der einzelnen Tonquadern von den Spalten aus, um Rutschungen herbeizuführen, ohne daß es dazu einer völligen Erweichung der gesamten Tonmasse zu Schlamm bedarf. Bei der Untersuchung von frischen Tonrutschungen kann man immer wieder beobachten, daß der größte Teil des Rutschhaufwerkes aus eckigen, im Kern festen Bruchstücken besteht, die eine äußere mehr oder weniger weiche Randzone, mindestens aber einen Wasser- und Schmierüberzug aufweisen, der die gegenseitige Reibung der einzelnen „Quadern“ so weit vermindert, daß der Gleichgewichtszustand aufgehoben wird. Die durch die Auflast am stärksten beanspruchten oder am meisten aufgeweichten Teile der Böschung beginnen sich dann langsam herauszuquetschen; in den dadurch frei werdenden rückwärtigen Raum drücken die rückwärts liegenden Massen nach. Die anfangs geringen gegenseitigen Bewegungen der Tonquadern summieren sich so lange, bis sie endlich dem Auge als offene Rutschung bemerkbar werden.

sind oder nur das weitere Fortschreiten beginnender Bewegungen zu verhüten ist. Wo der Zusammenhang des Bodens völlig zerstört ist, sind die losen Massen abgeräumt und die Böschungen so weit abgeflacht und zuückgelegt worden, daß sie hinter die Abrißlinie in gewaschenen Boden zu liegen kommen. Dabei ist die Neigung im Ton über Wasser auf 1:4, unter Berücksichtigung der verbreiterten Bermen teilweise bis auf 1:5 $\frac{1}{4}$  ermäßigt worden, während im Geschiebemergel im allgemeinen die 1 $\frac{1}{2}$ fache Neigung beibehalten oder bei größerer Höhe zur Entlastung der darunterliegenden Tonböschung auf 1:2 abgeflacht worden ist. Nach neueren erdstatischen Untersuchungen scheint auch für den oberen Teil der Böschungen eine weitergehende Abflachung zweckmäßig zu sein.

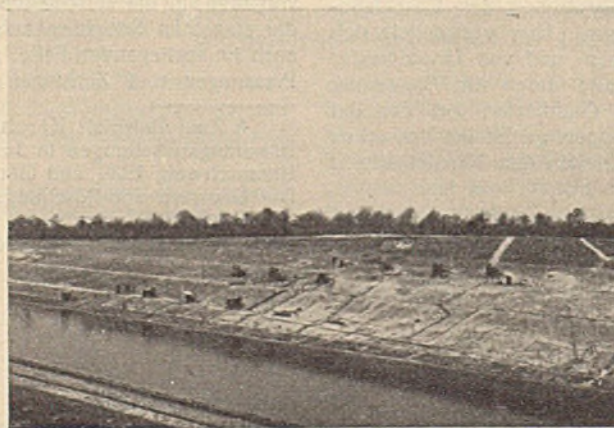


Abb. 7. Niederbringen von mehreren Bohrlochstaffeln an der Nordböschung.

Beginnende oder wenigstens noch in den Anfängen stehende Bewegungen sind durch Einpressen von Zement in die Gleitfugen und in die Spalten und Klüfte des Bodens bekämpft worden. Das dabei angewandte Verfahren geht auf Versuche zurück, die mit Unterstützung der Notgemeinschaft der Deutschen Wissenschaft im Mineralogisch-Geologischen Institut der Technischen Hochschule Braunschweig unter Leitung von Prof. Dr. Stolley von seinem damaligen Assistenten, dem an zweiter Stelle genannten Verfasser, durchgeführt worden sind. Die ersten größeren praktischen Versuche im Gelände sind durch Vermittlung der Deutschen Forschungs-Gesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) mit geldlicher Hilfe der Reichswasserstraßenverwaltung im Winter 1931 im Wendener Einschnitt ausgeführt worden. Dabei ist anfangs, von dem Gedanken ausgehend, die spaltennahen Teile des Tons mit Kalk anzureichern und dadurch ihre Wasseraufnahmefähigkeit und Erweichbarkeit zu verringern, Kalk-

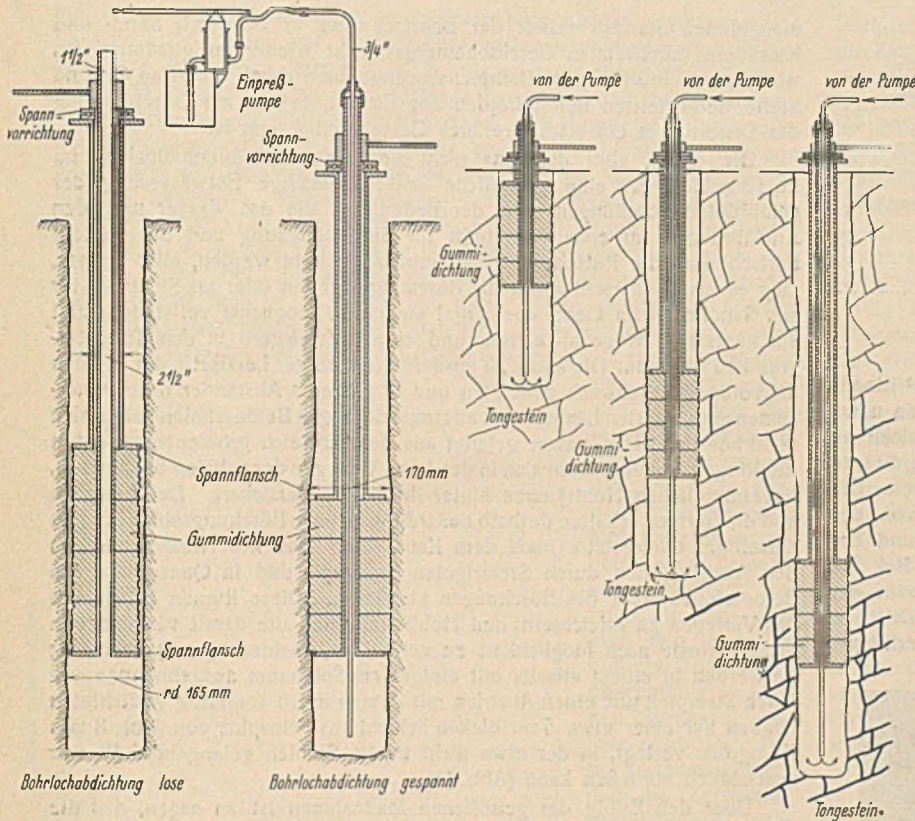


Abb. 8. Einpreßgerät und Gummidichtung in einem Bohrloch in verschiedenen Tiefen eingebaut (Schema).

milch, später Zementmilch mittels Druckluft in Bohrlöcher eingepreßt worden. Nachdem durch Aufgraben festgestellt war, daß nach mehreren Wochen der eingepreßte Kalk noch weich und schmierig, der Zement dagegen vollständig erhärtet war, ist bei den weiteren Versuchen nur reine Zementmilch verwendet worden. Im Laufe der Zeit ist in enger Zusammenarbeit mit der Streckenbauleitung in Wenden ein praktisch brauchbares und wirtschaftliches Verfahren entwickelt worden, das zum Patent angemeldet ist und nachstehend beschrieben werden soll.

In den gefährdeten Böschungen werden Bohrlöcher von 16,5 cm Durchm. — diese Weite ist mit Rücksicht auf vorhandenes Gerät gewählt worden — im allgemeinen ohne Verrohrung in mehreren Abschnitten bis zur gewünschten Tiefe, d. i. bis 3,5 m unter Kanalsohle, niedergebracht (Abb. 6). Die gegenseitige



Abb. 10. Einpressen von Zementmilch mittels Handpumpe.

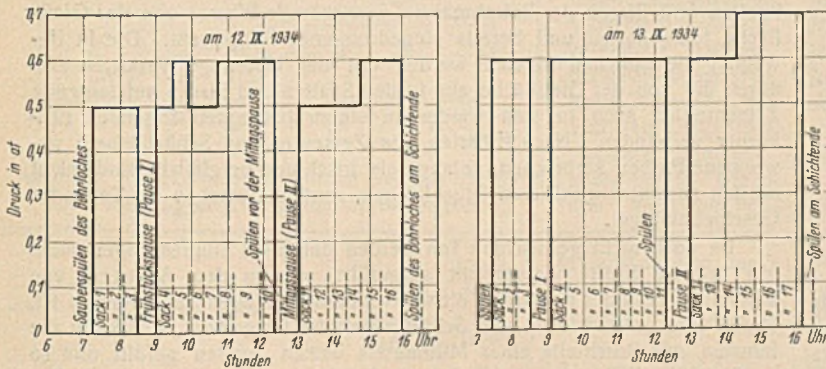


Abb. 9a

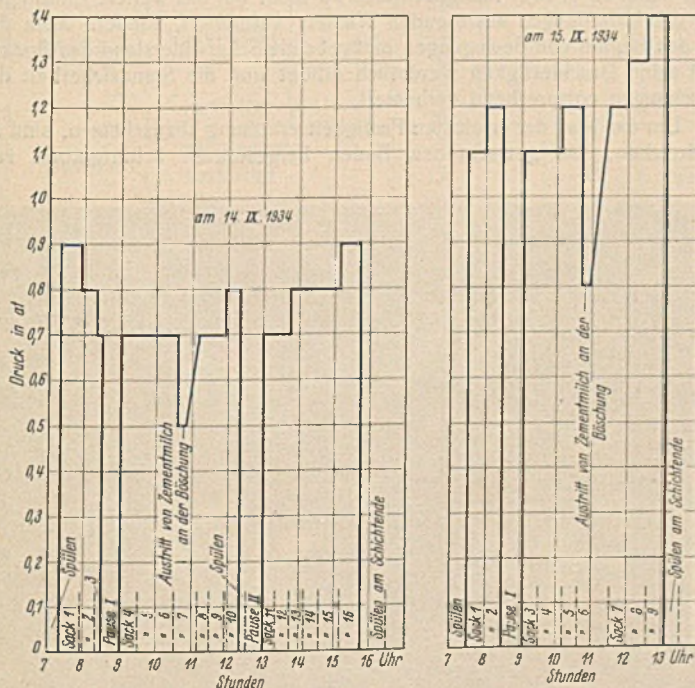


Abb. 9b.

Abb. 9a u. b. Verlauf des Preßdruckes bei Bohrloch 103 in km 53,7 nördlich in der Zeit vom 12. bis 15. 9. 1934.

Entfernung der in mehreren gegeneinander versetzten Staffeln (Abb. 7) angeordneten Bohrungen hängt von den geologischen Verhältnissen, dem Streichen und Fallen der Schichten, der Tiefe der Bohrungen, der Klüftigkeit der Tonablagerung und dem zulässigen Einpreßdruck ab. Sie wird so bemessen, daß die Wirkungskreise der einzelnen Löcher sich etwas überschneiden, und schwankt zwischen 5 und 15 m. Die größte bisher erreichte Bohrlochtiefe beträgt 27 m.

Das durch das einzelne Bohrloch angeschnittene Spaltennetz des Tons wird in mehreren, je 3 bis 5 m langen Abschnitten nacheinander mit Zementmilch infiltriert, und zwar wird damit im allgemeinen von oben, nur bei besonderen Verhältnissen, wie Vorhandensein von Geoden, von unten begonnen. Zu diesem Zweck wird zunächst der oberste Bohrlochabschnitt oben in der Weise abgedichtet, daß ein durchbohrter, außen mit Querrillen versehener Gummizylinder eingeführt und zwischen zwei an dem hohlen Traggestänge befestigten Tellern so weit gestaut wird, daß er sich fest gegen und teilweise in die verhältnismäßig weiche Bohrlochwand hineinpreßt (Abb. 8). Nach Verpressen des obersten Abschnitts wird das Bohrloch tiefer geführt, am oberen Ende des neuen Abschnitts wieder abgedichtet, verpreßt usw. Um das Bohrloch und die von ihm angeschnittenen Spalten dauernd für die Tieferbohrung und die Zementinpressung offenzuhalten, wird es am Ende jeder Arbeitsschicht durch Ausspülen von Zementmilch befreit. Zu Beginn der folgenden Schicht können dann durch den Anfangsdruck, der immer etwas höher als am Vortage ist (Abb. 9a u. b), neue, noch nicht gefüllte Spalten geöffnet werden. Zum Verständnis dieser nacheinander folgenden Spaltenöffnung ist wichtig, daß beim Bohren durch die Drehung der Schappe die Spalten der Tonablagerung in der Bohrlochwand mehr oder weniger zugeedrückt werden.

Zur Ausfüllung des Spaltennetzes wird zu Zementmilch angemachter Portlandzement verwendet und mittels einer von Hand betriebenen Kugelvendruckpumpe und eines durch die Gummidichtung gesteckten, 20 mm weiten Druckrohres dem Bohrloch zugeführt (Abb. 10). Die Mischung von Zement und Wasser ist so eingestellt, daß sie sich einerseits gut verpressen läßt und auch in die feinsten Spalten gelangt, andererseits das Anmachewasser, soweit es nicht beim Erhärten chemisch gebunden wird, mechanisch von der Zementsteinmasse aufgenommen, jedenfalls nichts davon an den umgebenden Ton abgegeben wird. Durch Versuche ist ein Verhältnis von 50 kg Portlandzement auf etwa 25 bis 30 l Wasser als zweckmäßig ermittelt worden. Der Einpreßdruck wird möglichst gering gehalten, da das Spaltennetz nur wasserdicht ausgefüllt, aber nicht aufgeweitet werden soll; das „Trockenmauerwerk“ des Bodens muß vor jeder Bewegung bewahrt, jede seiner Fugen aber mit „Mörtel“ gefüllt werden. Der Druck liegt zu Beginn des Pressens weit unter 1 kg/cm<sup>2</sup>, steigt während des Verpressens entsprechend der zunehmenden Ausfüllung der Spalten

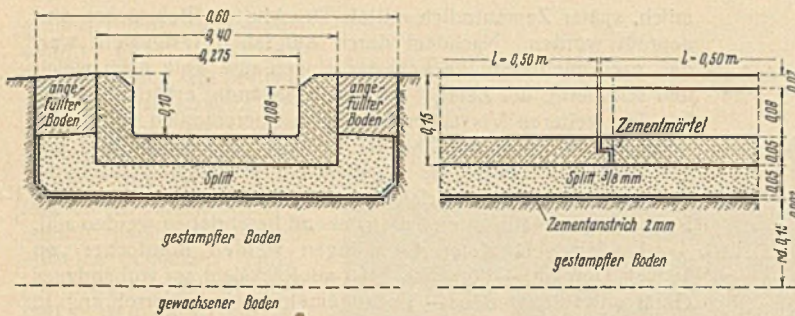


Abb. 11. Entwässerungsrinne aus Betonschalen.

langsam höher, geht aber im allgemeinen nicht über  $2,5 \text{ kg/cm}^2$  hinaus (vgl. Abb. 9). In der Nähe von Bauwerken (Brücken, Sickerschlitzen usw.) wird nur mit höchstens  $1,5 \text{ kg/cm}^2$  gepreßt, nachdem höhere Drücke an dem besonders gefährdeten nördlichen Widerlager der Eisenbahnbrücke Braunschweig—Gifhorn zu Bewegungen des Bauwerks geführt haben. Die Menge des in ein Bohrloch einzupressenden Zementes hängt von der Klüftigkeit der Tonablagerung, von der Tiefe des Bohrloches und der Entfernung des nächsten, also dem zu erfassenden Bereich ab. Bei den bisher ausgeführten Verfestigungsarbeiten sind im allgemeinen in ein Bohrloch von 15 m Tiefe mit einem Wirkungsbereich von 15 m Durchm. etwa 10 t Zement eingepreßt worden. In der Nähe von Verwerfungen

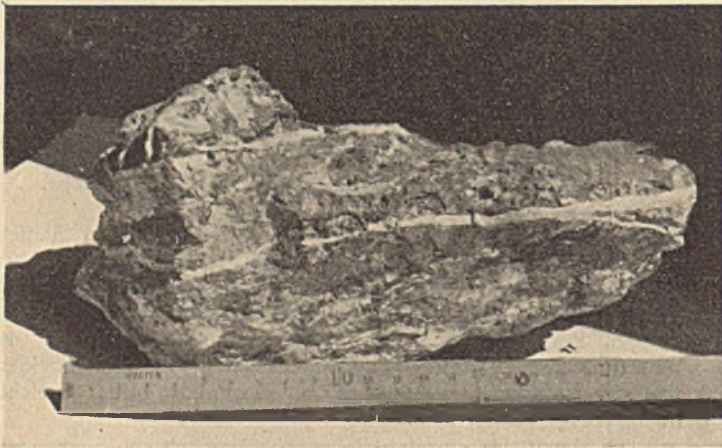


Abb. 13. Tonbrocken mit Zementadern.

gelegene Bohrungen in besonders spaltenreichem Ton haben sogar bis 22,5 t (450 Sack) Zement bei einem Einpreßdruck unter  $1 \text{ kg/cm}^2$  aufgenommen. Im ganzen sind bis Ende März 1936 zur Verfestigung von etwa  $900000 \text{ m}^3$  rutschgefährdeter Böschung rd. 8000 t Zement verbraucht worden.

Eine Abart des beschriebenen Verfahrens ist bei den schon erwähnten Rutschungen des Geschiebemergels auf der Kreidetonoberfläche und im Bändertone angewandt worden. Dabei wird in die Grenzfläche zwischen Geschiebemergel und Kreideton und in die Gleitflächen im Bändertone von Bohrlochern aus, die bis etwas darunter niedergebracht werden, Zementmilch eingepreßt. Da in diesem Falle nur ein, und zwar der unterste Abschnitt des Bohrlochs zu infiltrieren und die Gummidichtung bei der



Abb. 12. Schürfgraben im verfestigten Ton mit Zementausfüllung der Klüfte.

mangelnden Standsicherheit der Bohrlochwand in dem mit Sand- und Kiesadern durchsetzten Geschiebemergel nicht wieder zu gewinnen ist, wird der zu infiltrierende Bohrlochabschnitt oben durch einen an Ort und Stelle hergestellten Betonpfropfen abgedichtet, in den zur Durchführung des Druckrohres ein etwas weiteres Gasrohr eingesetzt ist.

Die dritte, aber durchaus nicht unwichtigste Schutzmaßnahme im Rutschgebiete ist eine gründliche und planmäßige Entwässerung der gefährdeten Böschungen. Bei der Bedeutung, die das Wasser nach den Ausführungen im ersten Abschnitt für die Entstehung und das weitere Fortschreiten der Rutschungen hat, muß angestrebt werden, alles Wasser, mag es als Niederschlag auf die Böschungen fallen oder als Sickerwasser aus Sandlinsen im Geschiebemergel austreten, möglichst vollständig und auf kürzestem Wege abzuleiten und es am Versickern in den Tonuntergrund zu hindern. Die zunächst ausgeführten, an der Landseite der Bermen angeordneten, schwach geneigten und in größeren Abständen durch Querrinnen entwässerten Längsrinnen aus trapezförmigen Betonschalen haben sich nicht bewährt. Das Wasser gelangt aus dem Erdrich größtenteils nicht in die Rinnen, sondern staut sich in den beim Verlegen der Schalen bleibenden, unvermeidlichen Hohlräumen hinter ihnen und versickert. Der Leinpfad und die Berme erhalten deshalb neuerdings bei den Böschungsabflachungen einseitiges Quergefälle nach dem Kanal hin. Das Sickerwasser wird an den Austrittstellen durch Steinrigolen abgezapft und in Querrinnen aus Betonschalen über die Böschungen abgeleitet. Diese Rinnen haben, um das Verlegen zu erleichtern und Hohlräume und die damit verbundenen Sickerverluste nach Möglichkeit zu vermeiden, rechteckigen Querschnitt; sie werden in einem allseits mit einigen cm Spielraum ausgehoben und durch Stampfen und einen Anstrich mit Zementmilch sorgfältig gedichteten Graben auf einer etwa 5 cm dicken Schicht aus Feinsplitt von 3 bis 8 mm Korngröße verlegt, in der etwa nicht in die Schalen gelangendes Wasser unschädlich abfließen kann (Abb. 11).

Über den Erfolg der getroffenen Maßnahmen ist zu sagen, daß die Abflachung in dem angegebenen Umfange allein nicht immer genügt hat, um weitere Bewegungen zu verhüten, und dann durch Einpressen von Zement in die Gleitfugen ergänzt worden ist. Dadurch wird das in den Spalten und Rissen der Rutschmassen versickernde Wasser von der Gleitfläche ferngehalten und bereits eingedrungenes fortgepreßt. Die in Bewegung befindlichen Massen werden mit der Unterlage verkittet und durch die von der Gleitfläche aus in den Spalten und Rissen aufsteigende Zementmilch auch in sich wieder zu einem zusammenhängenden Erdkörper verbunden. Nach Erhärten des Zementes aus Schürflöchern gewonnene Proben zerbrechen, solange sie frisch und bergfeucht sind, nicht an den zusammengekitteten Bruchflächen, sondern daneben im Ton oder Geschiebemergel.

Im noch nicht gerutschten Ton werden durch die Einpressungen nicht nur größere Klüfte wasserdicht ausgefüllt, wie an dem Austreten von Zement an von der Preßstelle oft weit entfernten Stellen zu erkennen ist. Durch eine größere Zahl von Schürfgräben ist festgestellt, daß auch die feinsten, nur Bruchteile eines Millimeters dicken Spalten gefüllt und so an Stelle der Hohlräume im Boden ein Skelett aus Zementstein geschaffen wird (Abb. 12 u. 13). Infolgedessen wird nicht nur das weitere Eindringen des die Rutschungen auslösenden Wassers verhindert, sondern auch der für den Beginn von Bewegungen maßgebende Scherwiderstand des Bodens und seine Druckfestigkeit wesentlich erhöht und die Standsicherheit der Böschungen entsprechend verbessert.

Um das Maß der erreichten Festigkeitserhöhung abzuschätzen, sind an zahlreichen, im gewachsenen Boden hergestellten Schürfgräben ver-

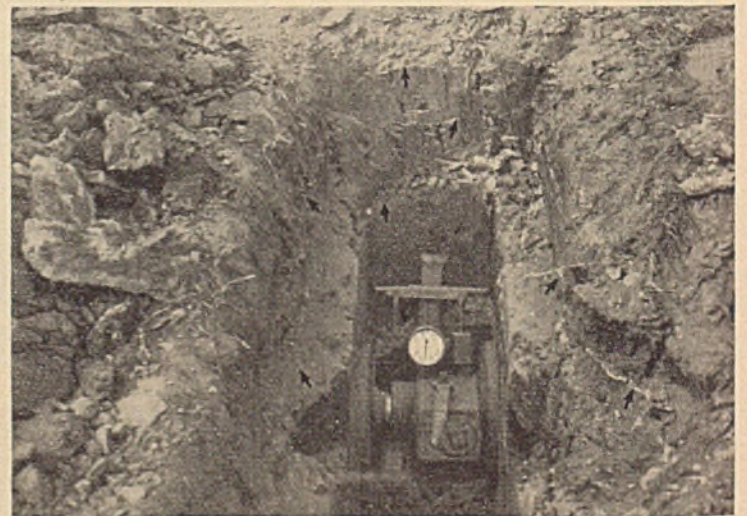


Abb. 14. Druckversuch im verfestigten Ton.



gleichende Druckversuche im durch Zementeinpressung verfestigten und im unverfestigten Ton von gleicher Ausgangsbeschaffenheit vorgenommen worden. Zu diesem Zweck sind in die gegenüberliegenden Grabenwände in etwa 1 m Tiefe unter Gelände bzw. Böschung kreisrunde oder quadratische eiserne Platten von 1000 cm<sup>2</sup> Fläche eingesetzt, mittels einer dazwischengesetzten Druckwasserpresse gegen den Boden gedrückt und gleichzeitig der Pressendruck und der gegenseitige Abstand der beiden Platten gemessen worden, dessen Zunahme dem Eindringen der Platten in den Ton entspricht (Abb. 14). Der Druck ist in Stufen von etwa 1 at so lange gesteigert worden, bis der größte Pressendruck erreicht oder der Zusammenhang des die Grabenwand bildenden Tons zerstört worden ist. Der auf diese Weise gewonnene Verlauf der Druckeinsenkungslinien läßt bei den unverfestigten Tonen eine stark vom Wassergehalt abhängige, gleichmäßig zunehmende Verformung

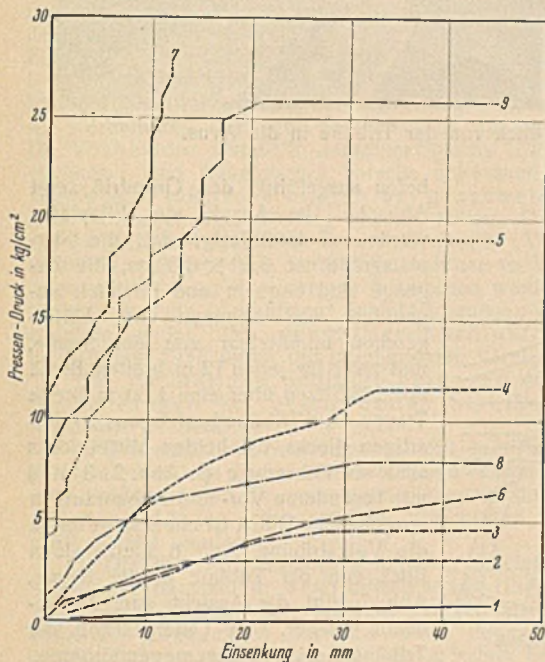


Abb. 15. Druckeinsenkungslinien bei unverfestigten und verfestigten Gault- und Neokom-Tonen. Die in den Linien der ver-

festigten Tonen dagegen Einsenkungen, die, durch die Zahl und Dicke der unter den Lastplatten angetroffenen Zementadern bedingt, anfangs gering sind und sich erst bei höheren Drücken ungleichmäßig in kleinen Sprüngen steigern (Abb. 15). Danach ist anzunehmen, daß die Zerstörung des Gefüges beim unverfestigten Ton durch die zunehmende gegenseitige Verschiebung der einzelnen „Quadern“, beim verfestigten Ton durch Zerbrechen der von den Lastplatten erfaßten Zementadern eintritt.

festigten Tone erscheinenden sprunghaften Änderungen erklären sich durch die Zerstörung von Vorsprüngen an den Zementadern, da sich beim Geländeversuche naturgemäß keine völlig ebenen Anlageflächen herstellen lassen. Im Endergebnis beträgt der größte Druck im unverfestigten Ton bei 17 bis 20% Wassergehalt und 31 mm und mehr Einsenkung nie mehr als 8 kg/cm<sup>2</sup>, während bei geologisch gleichen verfestigten Tonen gleichen Wassergehalts im günstigsten Falle 27 kg/cm<sup>2</sup> und mehr bei höchstens 12 mm Einsenkung erreicht worden sind.

Die Frage, ob sich die neuartigen Zementeinpressungen auf die Dauer bewähren werden, kann zur Zeit noch keineswegs abschließend und mit voller Sicherheit beantwortet werden. Denn die Arbeiten werden planmäßig und in größerem Umfang erst seit Herbst 1933 durchgeführt, Rutschungen im Ton aber entwickeln sich erfahrungsgemäß sehr langsam und treten oft noch nach Jahren auf; auch ist die außergewöhnliche Trockenheit der beiden Jahre 1934 und 1935 zweifellos günstig gewesen, während sich die reichlicheren Niederschläge des Winters 1935/36 bei der Kürze der Zeit noch nicht haben voll auswirken können.

Gegen die Zementeinpressungen wird oft eingewendet, daß das Wasser, das durch sie am Abfluß gehindert wird, sich hinter den verfestigten Böschungen stauen müsse und eine erhöhte Gefahr für sie bedeute. Dem ist aber entgegenzuhalten, daß es sich beim Ton nicht um wasserführende Schichten handelt, die abgedämmt werden, und daß Niederschlag- und Sickerwasser, das nicht mehr in die mit Zement gefüllten Spalten und Klüfte des Tons eindringen kann, auf der Tonoberfläche oder, soweit auch dort streckenweise Zement eingepreßt ist, seitlich davon und in den Sandeinlagerungen im Geschiebemergel nach wie vor abfließen kann. Die bisherigen Erfolge zeigen jedenfalls, daß der Grundgedanke richtig ist, und ermutigen dazu, den eingeschlagenen Weg weiter zu verfolgen.

Für die Sicherung der Böschungen auf der am meisten gefährdeten, rd. 1,6 km langen Strecke sind bis Ende März 1936 im ganzen annähernd 960 000 RM aufgewendet worden. Davon entfallen auf Abgrabungen rd. 310 000 RM, auf Zementeinpressungen etwa 590 000 RM, der Rest auf Entwässerungsarbeiten, Grunderwerb und Bauleitung. Bei den Abgrabungen hat 1 m<sup>3</sup> Erdaushub einschließlich Abdecken und Wiederaufbringen des Mutterbodens i. M. etwa 2,15 RM gekostet, während die Zementeinpressungen je m<sup>3</sup> infiltrierten Bodens durchschnittlich etwa 0,65 RM erfordert haben. Aus diesen Zahlen kann allerdings nicht ohne weiteres auf die geringere oder größere Wirtschaftlichkeit der einen oder anderen Maßnahme geschlossen werden, weil die abzutragenden oder zu verfestigenden Bodenmassen im allgemeinen nicht gleich groß sind.

Die Kosten der besonderen Maßnahmen, die zur Sicherung der in der gefährdeten Strecke liegenden Reichsbahnbrücke notwendig geworden sind und in Freilegung und Unterfangung des nördlichen Landwiderlagers, behelfmäßiger Verlängerung der Brücke nach Norden sowie Ausführung eines tief reichenden Sickerschlitzes auf der Ostseite des südlichen Landwiderlagers bestehen, sind in den aufgeführten Beträgen noch nicht mit enthalten. Auch sind schon weitere Abgrabungen und Zementeinpressungen im Gange, da noch nicht überall ein dauernder Gleichgewichtszustand erreicht ist. Der Gesamtaufwand ist also noch wesentlich größer, als oben angegeben.

Die Abgrabungen sind, soweit die Rutschungen bereits während des Baues der Kanalstrecke beseitigt werden konnten, von dem Erdarbeitsunternehmer dieses Loses, der Fritz Schuppert G.m.b.H., Hannover, im übrigen von der Firma A. Spindler, teilweise in Arbeitsgemeinschaft mit Fr. Preuße, beide in Braunschweig, ausgeführt worden. Die Zementeinpressungen werden von dem Bohrunternehmer W. Heinrichs, Abbebüttel über Gilhorn, die Entwässerungsarbeiten im Eigenbetriebe der Bauverwaltung ausgeführt. Die Planung und Leitung der Arbeiten obliegt seit der Auflösung der früher in Wendeh bestehenden Streckenbauleitung dem Kanalbauamt in Braunschweig.

Linie Nr.	Art des Tonnes	Form der Druck- platten	Wasser- gehalt des Tonnes %	Zementadern in der Grabenwand			
				links		rechts	
				Zahl	Stärke mm	Zahl	Stärke mm
1	Mittleres Gault	unverfestigt	25	—	—	—	—
2			22	—	—	—	—
3			20	—	—	—	—
4			20	1	1	2	2
5	Neokom	verfestigt	20	2	2	2	2
6			17	—	—	—	—
7			17	3	2-4	3	2-4
8	Unteres Gault	unverfestigt	20	—	—	—	—
9			20	2	2	2	2

Alle Rechte vorbehalten.

### Haupttribüne der Avus in Berlin.<sup>1)</sup>

Von Mag.-Oberbaurat Bettenstaedt, Berlin.

Seit langem war eine westliche Durchbruchstraße vom Messegelände nach dem Halenseer Kurfürstendamm geplant. Erst die großzügigen Bauaufgaben, die Reich und Stadt zur Durchführung der Olympischen

<sup>1)</sup> Ein Aufsatz von Dipl.-Ing. Neukam über die Stahlkonstruktion für die Haupttribüne an der Nordschleife der Avus wird im Stahlbau 1936, Heft 25 erscheinen.

Spiele stellen, brachte auch diesen für den Verkehr so wichtigen Plan in kürzester Zeit — in den Jahren 1935 und 1936 — zur Ausführung.

Zugleich mit dem vollständigen Abbruch des ehemaligen Lunaparkes und der Freilegung des schönen Halensees mußte für den Bau der neuen Halenseestraße die Nordschleife der Avus mit ihren Baulichkeiten, u. a. den alten Holztribünen, überlegt und neuzeitlich wiederhergestellt werden.

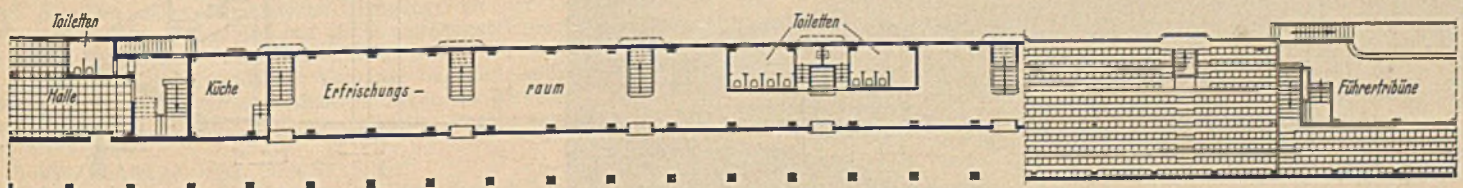


Abb. 2. Grundriß der Tribüne.

Als Bauplatz für eine neue große Tribüne kam nur ein etwa 6 m breiter Geländestreifen zwischen der Avus und dem Messedamm gegenüber der Deutschlandhalle in Frage (Abb. 1). Von hier aus ist die gesamte neue 12 m hohe Steilkurve der Nordschleife sowie Start und Ziel und eine weite Strecke der Bahn gut zu überblicken. Und man darf schon jetzt sagen, daß die gute und weite Übersicht das Interesse an den Rennen weiterhin steigern wird.

Der Bürgersteig am Messedamm wurde um 3 m überbaut, so daß sich eine Tribürentiefe von 9 m ergab. Die 240 m lange Tribüne ist in Eisen-

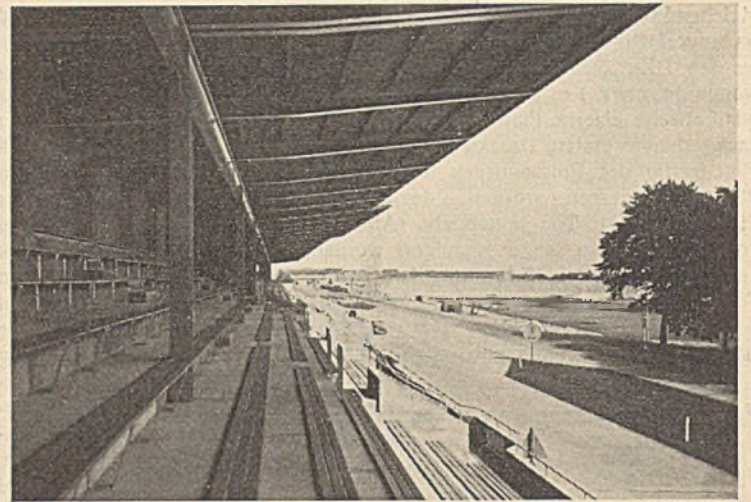


Abb. 6. Blick von der Tribüne in die Avus.

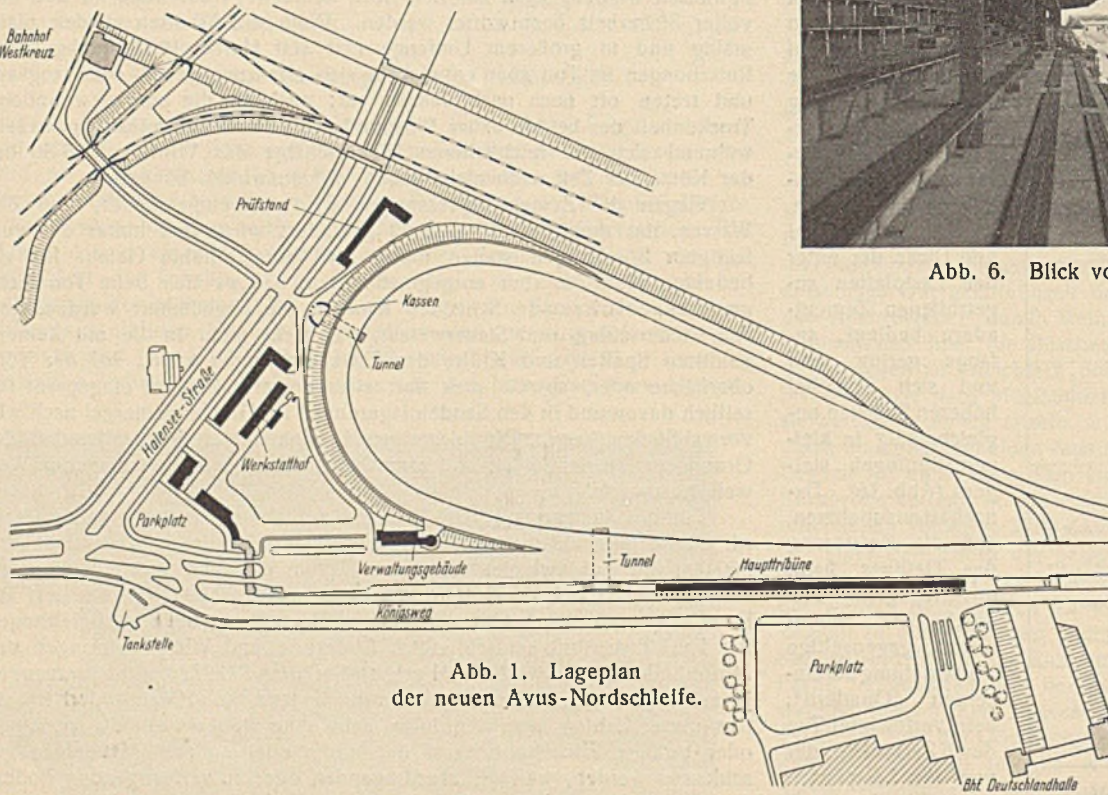


Abb. 1. Lageplan der neuen Avus-Nordschleife.

beton ausgeführt; den Grundriß zeigt Abb. 2. Die Anzahl der Sitzplätze wurde auf 4500 festgesetzt, die Sitzplatzgröße ist  $0,50 \times 0,80$  m, die Zugänge sind bequem und reichlich angeordnet und kommen vom Untergeschoß unmittelbar von der Straße, und zwar für jeden 12 m breiten Block mit 228 Sitzen über eine 1,50 m breite Treppe. Die Tribüne besteht aus 20 derartigen Blocks, die beiden Mittelblocks sind als Führerloge (s. Abb. 2, 3 u. 5) mit besonderen Vor- und Nebenräumen ausgebildet. Abb. 4 ist ein Schnitt durch die Volktribüne, Abb. 6 bietet einen Blick von der Tribüne in die Kurve, Abb. 7 gibt die Ansicht zum Messedamm wieder. Im Untergeschoß der Tribüne liegen in einem gemeinsamen Gang Toiletten, Küchen, Büfets, Kassen und Räume für die Post, den Rundfunk u. a.

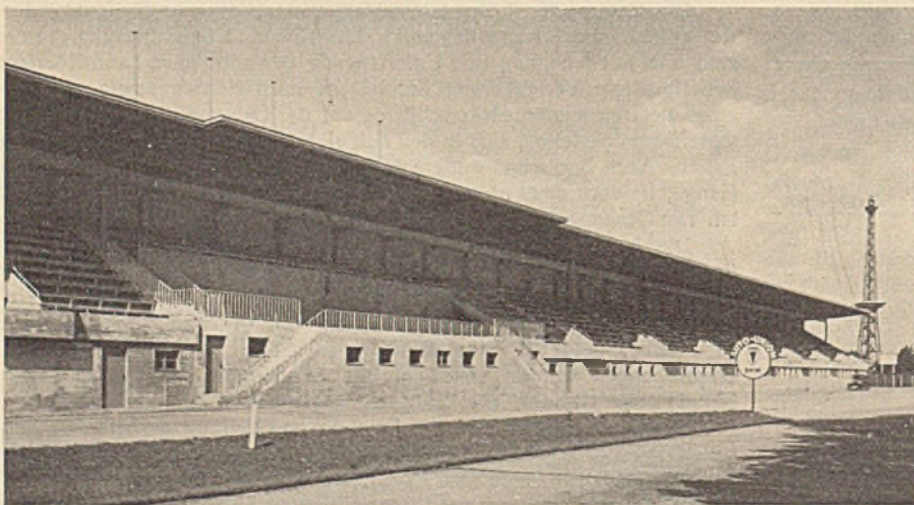


Abb. 5. Ansicht zur Avus mit der Führerloge.

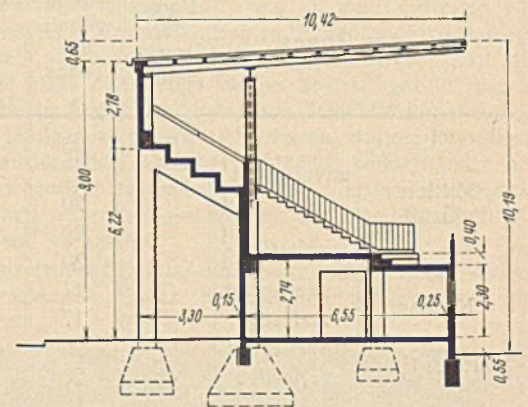


Abb. 3. Schnitt durch die Führerloge.



Abb. 7. Ansicht zum Messedamm.

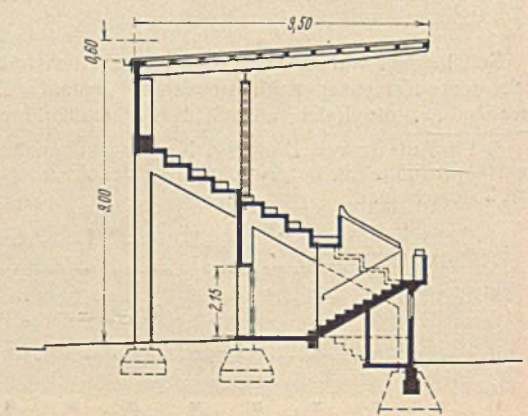


Abb. 4. Schnitt durch die Volktribüne.

Die Tribüne gibt dem großen Aufmarschplatz vor der Deutschlandhalle einen wirkungsvollen Abschluß. Sie bildet durch ihre kräftigen Eisenbetonpfeiler einen 240 m langen Säulengang und wirkt ohne jede architektonische Zutat lediglich durch ihre sachliche und klare Konstruktion. Die alle 4 m sich wiederholenden Pfeiler sind die äußeren Stützen der dreistelligen Eisenbeton-Rahmenbinder, zwischen diese Binder sind die Tribünenstufen eingespant, von denen nur die Setzstufen als Balken konstruiert sind. Die äußeren Betonflächen der Tribüne am Messedamm sind gestockt, alle übrigen Innen- und Außenflächen schalungsrauh gelassen. Da der Baugrund etwa 4 bis 5 m hoch aufgefüllten Boden

hat, mußten breite Stampfbetonfundamente mit einer Bodenpressung von nur 1,5 kg/cm<sup>2</sup> angelegt werden.

Das Dach ist in Stahlkonstruktion ausgeführt und mit der äußeren Eisenbetonwand fest verankert. Stützen sind nur alle 12 m und möglichst weit nach hinten angeordnet, so daß die freie Sicht wenig beeinträchtigt wird. Der Kragarm der Dachträger I 34 wurde zur Erzielung einer leichteren Wirkung aufgeschnitten und verjüngt wieder zusammengeschnitten (s. Abb. 6). Die Dachdeckung ist doppellagige teerfreie Pappe auf Schalung und Sparren. — Entwurf und Ausführung geschahen im Auftrage der Stadt Berlin unter Mitarbeit des Architekten Wilms.

## Vermischtes.

1. Teilbericht über den II. Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau in Berlin-München 1936<sup>1)</sup>. Das „Schweißen im Stahlbau“ war eines der acht Hauptthemen, die auf dem II. Kongreß behandelt wurden. Über die acht Themen wurden im Einvernehmen mit den technischen Beratern des Vorstandes und mit dem Deutschen Organisationsausschuß von Berichterstellern aus verschiedenen Ländern Berichte ausgearbeitet, die in dem Vorbericht den Mitgliedern der Vereinigung kurz vor dem Kongreß zugänglich gemacht wurden. Der Vorbericht umfaßt in deutscher Sprache 1610 Seiten, er ist auch in englischer und französischer Sprache erschienen<sup>2)</sup>. Die Berichte zum Thema III „Praktische Fragen bei geschweißten Stahlkonstruktionen“ haben einen Umfang von 342 Seiten. Dazu kommen dann noch die im Schlußbericht zu erwartenden rd. 20 „Vorträge“, deren Umfang ebenfalls sehr groß sein wird. Die Aufsätze im Vorbericht und die Vorträge werden noch im einzelnen besprochen werden müssen. Hier sollen zunächst nur die „vorläufigen“ Schlußfolgerungen zum Thema III bekanntgegeben werden. Die „endgültigen“ Schlußfolgerungen sollen erst im Frühjahr 1937 durch die Internationale Vereinigung gezogen werden.

Die vorläufigen Schlußfolgerungen zum Thema III, Praktische Fragen bei geschweißten Stahlkonstruktionen, haben folgenden Wortlaut:

1. Das elektrische Schweißen hat seit dem Pariser Kongreß in vielen Ländern erhebliche Fortschritte erzielt, und es sind viele Eisenbahnbrücken und Straßenbrücken in geschweißter Konstruktion entstanden. In verschiedenen Ländern sind amtliche Vorschriften über das Schweißen in Kraft gesetzt worden.

2. Die bisherigen Erfahrungen haben gezeigt, daß niedrig gekohlter unlegierter Baustahl in werkstofftechnischer Hinsicht für das Schweißen vollkommen geeignet ist; bei hochwertigen Stählen bestehen nach den bisherigen Erfahrungen ebenfalls keine Bedenken, wenn man darauf achtet, daß der hochwertige Baustahl in seiner Legierung so zusammengesetzt ist, daß er durch das Schweißen nicht spröde und nicht rissig wird.

3. Die durch die Schweißverbindung erzielten Bauformen zeigen vielfach schöne Flächenwirkungen und ermöglichen gute ästhetische Gestaltung unserer Bauwerke.

4. Die geschweißten Konstruktionen können ganz allgemein um 15 bis 20% leichter im Gewicht werden als gleichwertige genietete Konstruktionen. Ganze Bauteile, wie beispielsweise hochbeanspruchte Stützen, Rahmen usw., können wesentlich besser in geschweißter Bauweise ausgeführt werden.

5. Allgemein läßt sich sagen, daß das Schweißen große Sorgfalt in der Herstellung in der Werkstatt und eine dauernde Bauüberwachung erfordert. Die Güte der Schweißarbeit hängt wesentlich von der Tüchtigkeit des Schweißers ab; sie erfordert eine dauernde Schulung und Überwachung des ausführenden Personals. Es gehören große Erfahrungen dazu, um die Schrumpfspannungen auf ein Mindestmaß zu beschränken. Namentlich gilt dies von der Herstellung von Baustellenstößen.

6. Laboratoriumsversuche haben erwiesen, daß Stumpfstöße hinsichtlich der Dauerfestigkeit Kehlnahtverbindungen überlegen sind, ebenso haben Laboratoriumsversuche und die Erfahrung der Praxis gezeigt, daß die Dauerfestigkeit geschweißter Stumpfnahverbindungen bei geeigneter Ausführung zumindest die gleiche ist wie die Dauerfestigkeit der üblichen Nietverbindungen. Gleich hohe Dauerfestigkeit geschweißter I-Träger ist mit verschiedenartigen Nähten zur Verbindung von Steg und Gurt erreichbar.

7. Die Dauerfestigkeit von Stumpfnahverbindungen wird wesentlich erhöht, wenn die Nahtwurzel nach Ausräumen von Schlacke usw. nachgeschweißt wird, und wenn allmähliche Nahtübergänge vom Mutterwerkstoff zur Schweißhergestellt werden. Bei Stirnkehlnähten und bei beginnenden Flankenkehlnähten ist die Dauerfestigkeit wesentlich geringer als bei durchlaufenden Kehlnähten. Dies bedingt, daß an solchen Stellen auch im Mutterwerkstoff die zulässige Spannung herabgesetzt werden muß. Bei dynamisch beanspruchten Bauwerken sollten unterbrochene Nähte und Schlitznähte vermieden werden. Bei Kehlnähten ist das Durchschweißen bis in die Wurzel besonders wichtig. Daher ist bei Kehlnähten das Vorschweißen mittels 3 bis 4 mm dicker Schweißdrähte zu empfehlen. Durch Schaffen eines allmählichen Übergangs an der Oberfläche vom Mutterwerkstoff zur Schweißhergestellt kann die Dauerfestigkeit bei Stirnkehlnähten und beim Beginn von Flankenkehlnähten wesentlich gesteigert werden.

8. Die durch die thermischen Vorgänge beim Schweißen auftretenden Schrumpfspannungen werden bedeutend, wenn die Bauteile der Schrumpfung nicht folgen können. Bei rein statischer Beanspruchung sind diese

Wärmespannungen im allgemeinen infolge des plastischen Verhaltens des Werkstoffes für die Sicherheit des Tragwerkes wahrscheinlich ohne Bedeutung. Die umfangreichen Versuche bei Dauerbiegefestigkeit von geschweißten Trägern haben bewiesen, daß die hohen Schrumpfspannungen auch in den Längsnähten dem Bauwerk nicht gefährlich werden können. Maßnahmen zur Vermeidung von Schrumpfspannungen sind besonders das Geringhalten der Nahtquerschnitte, bewegliches Lagern der zusammenschweißenden Teile, so daß die Bauteile dem Schrumpfen folgen können, und die Vermeidung von Schweißgut mit großem spezifischen Wärmeverbrauch. Selbstverständlich können die Schrumpfspannungen durch geeignete Formgebung der Konstruktion und besonders durch zweckmäßige Folge in der Durchführung der Schweißverbindungen gering gehalten werden.

9. Bei vollwandigen Trägern sind dicke Profile für die Gurtung gegenüber mehreren Lagen dünner Profile zu bevorzugen.

10. Es empfiehlt sich sehr, wichtige Stumpfnähte mittels Durchstrahlens zu prüfen. Längsnähte werden stichprobenweise untersucht. Es empfiehlt sich, dickere Stumpfnähte bereits zu durchstrahlen, wenn erst ein gewisser Teil der Fugenhöhe ausgefüllt ist, weil Schrumpfrisse in den ersten Lagen häufiger auftreten. Auch das elektrische Durchstrahlungsverfahren eignet sich besonders bei Längsnähten gut zur Prüfung von Rissen nahe an der Oberfläche. Mechanische Prüfmethode werden zur Untersuchung von Stumpfnähten kaum mehr angewandt.

Man erkennt, daß der Kongreß sich sehr weitgehend den deutschen Auffassungen angeschlossen hat, wie sie in DIN 4100 und in den Vorläufigen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken ihren Niederschlag<sup>3)</sup> gefunden haben.

Kommerell.

Eine englische Eisenbetonbrücke mit geringer Bauhöhe. Beim Bau einer Brücke über die Strecke Brighton—Portsmouth der englischen Süd-Eisenbahn, die den Verkehr zwischen einer neu entstandenen Wohnsiedlung bei Worthing mit dem jenseits der Eisenbahn gelegenen Strand an Stelle einer zu beseitigenden Kreuzung mit der Eisenbahn in Schienenhöhe vermitteln soll, galt es, mit möglichst geringer Bauhöhe auszukommen, weil die Anlage der beiderseitigen Rampen, für die 1:30 als

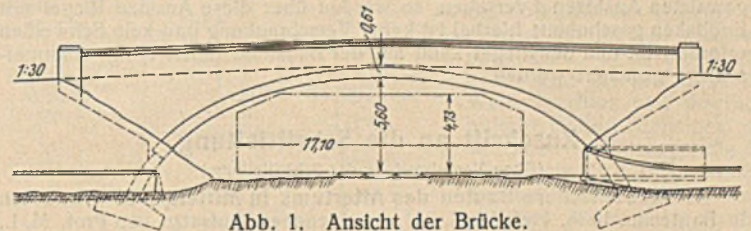


Abb. 1. Ansicht der Brücke.

steilste Neigung festgesetzt wurde, Schwierigkeiten hatte. Die Kosten für den Bau der Brücke hatte überdies die Siedlung zu tragen, und es wurde deshalb besonderer Wert darauf gelegt, die Baukosten niedrig zu halten. Weiter bestand die Aufgabe beim Bau der Brücke darin, unter ihr Raum für vier Gleise zu schaffen, obgleich zur Zeit die Strecke nur zweigleisig ist. Alle diese Forderungen wurden erfüllt, indem man für die Brücke, wie *Railw. Gaz.* 1936 vom 26. Juni berichtet, ein Eisenbetongewölbe mit elliptischer

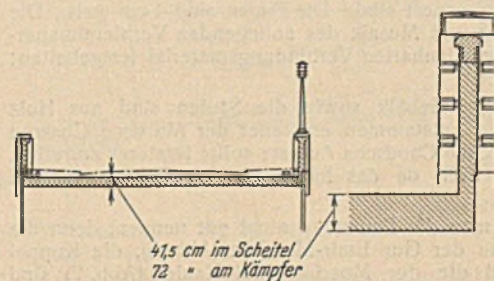


Abb. 2. Querschnitt der Brücke.

Leibung von 29,68 m Weite zwischen den Kämpfern wählte (Abb. 1). Bei einer lichten Höhe im Scheitel von 5,6 m über S.-O. ergab sich dabei ein 17,1 m breiter, 4,73 m hoher Lichtraum unter der Brücke zur Aufnahme der vier Gleise, und es war mit einer Bauhöhe von 61 cm im Scheitel der Brücke auszukommen,

<sup>3)</sup> Siehe auch Kommerell, Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten mit Beispielen für die Berechnung und bauliche Durchbildung. 4. Aufl. I. Teil: Hochbauten, II. Teil: Vollwandige Eisenbahnbrücken. Berlin 1934 und 1936, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>1)</sup> Vgl. *Bautechn.* 1932, Heft 33, S. 428.  
<sup>2)</sup> Besprechung des im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn erschienenen deutschen Vorberichtes s. *Bautechn.* 1936, Heft 52.

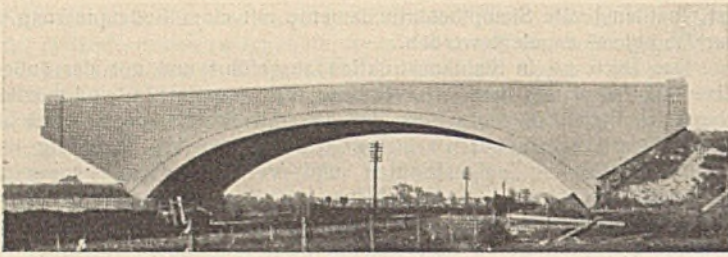
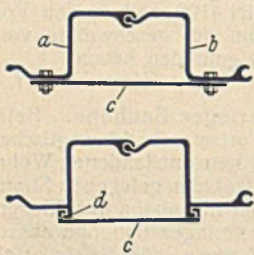


Abb. 3. Ansicht der Brücke.

was sich in bezug auf die beiderseitigen Rampen günstig auswirkte. Das Gewölbe selbst hat eine Scheiteldicke von 41,5 cm, sie nimmt bis zu den Kämpfern auf 72 cm zu. Die Widerlager sind ebenso wie das Gewölbe mit Eisen bewehrt, und ihre Aufstandflächen sind so geneigt, daß sie senkrecht zur Drucklinie verlaufen. Als Bodendruck war rechnerisch  $3,3 \text{ kg/cm}^2$  vorgesehen, in Wirklichkeit beträgt er aber nur  $2,9 \text{ kg/cm}^2$ . Die Breite der Brücke zwischen den beiderseitigen Brüstungen, die ebenfalls in Beton, einheitlich mit dem Gewölbe, hergestellt sind (Abb. 2), beträgt 12,2 m, so daß sie neben einer 7,3 m breiten Fahrbahn zwei Fußwege von 2,45 m Breite aufnehmen kann. Durch Postamente an den Enden der Brücke, auf denen sich Laternenmaste erheben, ist die Brücke zu einem ansehnlichen Bauwerk gemacht. Neben ihr soll für die Siedlung ein Bahnhof errichtet werden, der voraussichtlich lebhaften Verkehr durch Besucher des Badestrandes erhalten wird, so daß einerseits Vorkehrungen getroffen werden mußten, daß der Strom dieser Besucher ohne Schwierigkeiten über die Eisenbahn geleitet werden kann, andererseits auch eine ansprechende Anlage geschaffen wurde (Abb. 3). Am Entwurf hat daher auch der Architekt der Siedlung teilgenommen, während die Ausführung unter Leitung der Eisenbahngesellschaft stand. Wkk.

### Patentschau.

Einrichtung an Z-förmigen Spundbohlen zur Verhütung des Verdrehens um ihre Längsachse beim Einrammen. (Kl. 84c, Nr. 603 495 vom 14. 8. 1931 von Dipl.-Ing. Gerhard Schreiber in Berlin-Heinersdorf.)



Um das Verdrehen der Z-förmigen Spundbohlen um ihre Längsachse beim Einrammen zu verhindern, sind die freiliegenden Flansche der paarweise zusammengezogenen Bohlen durch Riegel miteinander verbunden, indem man z. B. in gewissen Abständen Flachisen vorsieht, die durch Verschweißen, Verhaken oder Verschrauben mit den Bohlenflanschen verbunden sind. Die das Bohlenpaar bildenden Z-förmigen Spundwandisen *a* und *b* werden durch Riegel *c* und Verschraubung miteinander verbunden. Sind die Bohlenflansche mit angewalzten Ansätzen *d* versehen, so werden über diese Ansätze Riegel mit Endhaken geschoben; hierbei ist keine Verschraubung und kein Schweißen erforderlich, und der Riegel kann auf der Baustelle durch einige Hammerschläge gesichert werden.

### Zuschrift an die Schriftleitung.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

**Erdbebensichere Bauten des Altertums in Mittelasien.** Zu diesen in Bautechn. 1936, Heft 18, S. 251, erschienenen Aufsätze von Prof. M. L. Ewdokimow-Rokotowsky möchte ich unter Zugrundelegung eines von mir veröffentlichten Buches<sup>1)</sup> folgendes bemerken:

Die in dem Aufsätze wiedergegebenen Bauwerke sind von Tamerlan und seinen Nachfolgern erbaut. Sie stammen aus der Zeit vom 14. bis 16. Jahrhundert, sind also 400 bis 600 Jahre alt. Verwendet sind beim aufgehenden Mauerwerk auch normale Ziegel mit einem zementartigen Mörtel; an dem ältesten Bauwerke, das bereits stark verfallen ist, dem Mausoleum Ak Sarei, maß ich Ziegelplatten  $25 \times 25 \times 5$  und  $24 \times 24 \times 5,5$  cm, die mit vollen Fugen aufgemauert sind. Die Fugen sind 1 cm weit. Die glasierten Ziegel, Fayencen und Mosaik des anliegenden Verblendmauerwerks sind mit einem porzellanartigen Verbindungsmaterial festgehalten; die Fugen sind noch enger.

Das in Abb. 10 gezeigte Gebälk sowie die Säulen sind aus Holz geschnitten und bemalt; sie entstammen entweder der Moschee Chasred Chyser oder aber der Moschee Chodscha Achrar; sollte letzteres zutreffen, so sind sie aus neuerer Zeit, da das Innere von den Russen instand gesetzt worden ist.

Erdbebensicher kann man die Bauwerke nicht gut nennen, denn die Kuppel sowie die Medrese der Gur Emir-Moschee (Abb. 6), die Kuppel der Tiljakari-Moschee und die der Moschee Bibi-Hanim (Abb. 2) sind bereits eingestürzt. Die Kuppel der Gur Emir-Moschee (Abb. 6) wurde im Jahre 1905 wieder instand gesetzt. Übrigens sind Erdbeben nicht sonderlich häufig, denn während meines  $5\frac{1}{2}$ -jährigen Aufenthaltes in Turkestan waren dort keine Erdbeben zu verspüren.

<sup>1)</sup> Architekt Dr. Julius Smolik, Die timuridischen Baudenkmäler in Samarkand aus der Zeit Tamerlans. Wien 1929, Krystal-Verlag.

Die vorstehend nicht genannten Bilder des Aufsatzes stellen folgende Bauten dar: Abb. 3 die Gräberstadt Schach Sinda mit Moschee Oldscha Aim, Abb. 4 dieselbe mit Mausoleen an der Gräberstraße, Abb. 9 dieselbe mit Mausoleum Turkan aka, Abb. 5 Schir dar Medrese und Abb. 8 die Moschee Chodscha Achrar, alle in Samarkand. Smolik.

### Erwiderung.

1. Das mittelasiatische Gebiet der U. d. S. S. R. (Turkestan, Samarkand Buchara) gehört zweifellos zum seismischen Gebiet. Was die Kraft der Erdbeben betrifft, so steht dieses Land sogar an zweiter Stelle in der U. d. S. S. R., es folgen sich nämlich: Transkaukasien, Turkestan, Transbaikalien, das Altaigebirge und Kamtschatka.

Die Bemerkung Dr. Smoliks, daß er während seines  $5\frac{1}{2}$ -jährigen Aufenthaltes im Turkestan keine Erdbeben beobachtet habe, ist durchaus nicht überzeugend. Nicht die Häufigkeit, sondern die Stärke der Erdbeben ist für die Zerstörung von Bauwerken von Bedeutung.

2. Dr. Smoliks Bemerkung, daß die Bauten nicht wohl erdbebensicher genannt werden können, da die Kuppeln einiger in meinem Aufsatz genannter Moscheen dem Verfall nahe sind, ist völlig unbegründet. Hier ist außer acht gelassen, daß der Verfall einfach durch die Länge des Bestehens der Bauten hervorgerufen ist. Wenn es keine erdbebensicheren Maßnahmen gegeben hätte, so würden diese Bauten schon längst zerfallen sein.

3. Beispiele erdbebensicherer Bautätigkeit stammen noch aus der vormongolischen Periode (9. bis 13. Jahrh.). Zu Zeiten Timurs (1333 bis 1405) erreichten die erdbebensicheren Bauten ihre Blütezeit. Über die erdbebensichere Bautätigkeit gibt es das vorzügliche Werk „Kultur des Orients“, Heft 2, „Fragen der Wiederherstellung“, ferner ist zu nennen die Zeitschrift „Bauindustrie“ 1929, Heft 2 und besonders Heft 4, wo die Mausoleen, Moscheen und Minarets des 9. bis 13. Jahrhunderts ausführlich besprochen werden, sowie auch das Herstellungsverfahren für durchbrochene Verzierungen der Gebäude aus Lehmziegeln, ferner Messerschneidereien, Bemalungen behufs Schaffung von Meisterwerken der Kunst und Schönheit.

Wiederherstellungsarbeiten werden ungefähr seit dem Jahre 1910 ausgeführt, haben jedoch während der Jahre 1927 bis 1930 ihren Höhepunkt erreicht. Daher ist es nicht zu verwundern, daß in einzelnen Fällen Teile der Gebäude durch neue Teile, zumeist durch Holzteile ersetzt werden.

Zu bemerken ist, daß Mittelasien äußerst arm an Bauholz ist und daß deshalb der Gebrauch von Holz in der Baukunst des Altertums nicht üblich war. Ewdokimow-Rokotowsky.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

### Personalmeldungen.

**Preußen.** Versetzt: die Regierungs- und Bauräte (W) Hillebrand von der Oderstrombauverwaltung Breslau an die Wasserstraßendirektion Hannover. Le Blanc von der Rheinstrombauverwaltung Koblenz an die Wasserbaudirektion Königsberg (Pr.); die Regierungsbauräte (W) Kossinna vom Neubauamt II Münster an die Oderstrombauverwaltung Breslau, Gorges vom Neubauamt I Münster an das Neubauamt II Münster, Seemann vom Wasserbauamt Marienburg an die Oderstrombauverwaltung Breslau, Siebrasse vom Wasserbauamt Küstrin an das Wasserbauamt Marienburg als Vorstand, Simon vom Wasserbauamt II Minden an das Wasserbauamt Celle, Schaerig vom Bauamt Insterburg an das Wasserbauamt II Minden, Canisius vom Hafenbauamt Kolberg an das Wasserbauamt I Minden; der Regierungsbauassessor (W) Hinze vom Wasserbauamt Celle an das Wasserbauamt Bingerbrück.

Die Leitung des Wasserbauamts Glogau ist dem Regierungsbaurat (W) Bachmann übertragen worden.

Unter Übernahme in den Staatsdienst überlesen: die Regierungsbauassessoren (W) Wegner dem Wasserbauamt Küstrin, Siegfried Niebuhr dem Wasserbauamt Glogau, Kropp dem Hafenbauamt Swinemünde, Buck dem Wasserbauamt Tönning, Engelbrecht der Regierung Schleswig, Siemens dem Marschenbauamt Husum.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbaureferendare Friedrich Manuel (Hochbaufach), Walter Seidel, Leo Ribbat (Wasser- und Straßenbaufach).

In den Ruhestand getreten: die Oberregierungs- und -bauräte (W) Paulmann bei der Wasserbaudirektion Stettin und Dr.-Ing. Buchholz bei der Rheinstrombauverwaltung Koblenz; Regierungs- und Baurat (W) Hartmann bei der Oderstrombauverwaltung Breslau; Regierungsbaurat (W) Hugo Dormann, Vorstand des Wasserbauamts Glogau.

Verstorben: Oberregierungs- und -baurat (W) Dr.-Ing. Niebuhr bei der Wasserbaudirektion Königsberg.

**INHALT:** Umbau und Vertiefung der Schleuse Herbrum des Dortmund-Ems-Kanals. — Die Böschungsrutschungen am Mittellandkanal im tiefen Einschnitt bei Wenden. — Haupttribüne der Avus in Berlin. — Vermischtes: 1. Teilbericht über den II. Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau in Berlin. — Eine englische Eisenbetonbrücke mit geringer Bauhöhe. — Patentschau. — Zuschrift an die Schriftleitung. — Personalmeldungen.

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