

# DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang

BERLIN, 2. Juli 1937

Heft 29

## Das neue Uferschutzwerk am Unterlande von Helgoland.

Von Regierungsbaurat Bahr, Tönning, und Regierungsbaurat Poppe, Stralsund.

(Schluß aus Heft 24.)

Alle Rechte vorbehalten.

### c) Ausführung des Bauwerks am Südstrand.

Der Plan, an die Fertigstellung des Nordstrandbohlwerks den Bau der letzten Teilstrecke sofort anzuschließen, wurde erst im Spätherbst 1934 aufgegriffen. Trotzdem gelang es, die Geldmittel schon Anfang 1935 bereitgestellt zu erhalten. Das war von großem Vorteil, denn die Belange des im Juni einsetzenden Kurbetriebes machten es notwendig, zu diesem Zeitpunkte den Badegästen bereits die fertige Anlage und nicht etwa eine Baustelle vor dem Kurhause zu bieten. Für die Vorbereitung und Durchführung des Baues standen demnach die 4 Monate Februar bis Mai zur Verfügung.

Wegen der knappen Zeit wurde mit den Arbeiten schon Mitte Februar, bei der ausgesetzten Lage der Baustelle also reichlich früh, begonnen.

mäßig von dünnen hellgrauen, etwas härteren Bänken durchsetzt. Es läßt sich infolge seiner plastischen Verformung immerhin leichter durchschlagen als gleich fester Beton. Auf allen Strecken sind Doppelbohlen gerammt.

Bei den Z-Profilen ist das Schlagen von Doppelbohlen aus rammtechnischen Gründen eine Notwendigkeit, weil sich die einzelne Z-Bohle, besonders natürlich bei hartem Untergrunde, nicht einwandfrei führen läßt. Beim Larssenprofil dagegen ist es möglich, auch Einzelbohlen zu schlagen, was bei sehr festem Boden von Vorteil sein kann, wenn der Bär für das Rammen der Doppelbohle nicht mehr ausreicht. Besonders auf abgelegenen Baustellen, wo nicht ohne weiteres schwere Rammen herangezogen werden können, kann dieser Umstand Bedeutung gewinnen.



Abb. 20. Zerstörung des Rammgerüsts am 17. Februar 1935.



Abb. 21. Vortrieb des Rammgerüsts.

Abb. 20 u. 21. Bau des Bohlwerks am Südstrand.

Das Rammgerüst, hier aus gebrauchten Eisenbahnschienen bestehend, wurde wieder mit der Auslegerramme vorgestreckt. Nachdem einige Joche geschlagen waren, setzte am 17./18. Februar ein Sturm ein, dem das Gerüst und die Ramme zum Opfer fielen (Abb. 20). Das kostete 14 Tage Zeitverlust, da der Elektromotor der Ramme durch Seewasser unbrauchbar geworden war und an das Festland gebracht werden mußte, um die Ankerwicklung zu erneuern.

Anfang März konnte nach Einbau des wiederhergestellten Motors der Gerüstvortrieb von neuem aufgenommen werden. Die Spundwand wurde nach dem am Nordstrand bewährten Verfahren mit zwei Rammen geschlagen. Die erste mit 800-kg-Bär, die der Gerüstspitze mit 15 bis 20 m Abstand folgte, setzte wieder die Bohlen — hier Larssenbohlen Profil III — an und schlug sie bis auf den gesunden Fels. In gleichem Abstände kam die zweite Ramme mit 1200-kg-Bär zum Nachschlagen (Abb. 21). Bei 12- bis 13 stündiger Arbeitszeit konnten mit beiden Rammen bis zu elf Doppelbohlen täglich bewältigt werden. Die Rammleistung und die Schlagzahl je Doppelbohle waren demnach etwa die gleichen wie am Nordstrand. Inzwischen führte eine weitere Ramme die 15 m lange Querwand aus. Nach Fertigstellung der 160 m langen Strecke vom Kurhaus bis zum Abschlußdamm wurde die 80 m lange Flügelwand an der Hafenseite der Landungsbrücke in derselben Weise geschlagen.

Über die Rammerfahrungen mit Z-Profilen Klöckner II aus St 45/52 am Nordstrand, mit Larssenprofilen III bzw. II aus St 37/42 am Südstrand und an der Landungsbrücke seien einige Angaben eingefügt. Sie decken sich mit den Beobachtungen, die die Preußische Bauverwaltung in früheren Bauausführungen mit Eigen- und Unternehmerbetrieb beim Rammen von Larssenprofilen und Z-Profilen aller Bauweisen gesammelt hat.

Sämtliche Bohlen sind hier unter den gleichen Verhältnissen geschlagen. Sie stehen sämtlich 1,3 bis 1,5 m tief in dem Helgoländer oberen Buntsandstein, der überall dasselbe Gefüge besitzt. Das rote Gestein hat unverwittert eine sehr gleichmäßige Härte und ist gleich-

Bei der Rammung im Buntsandstein hat sich gezeigt, daß das Larssenprofil in der Längsrichtung der Wand infolge stärkerer Ecken und Schrägstellung seiner Stege steifer ist als die Z-Profile. Aus demselben Grunde ist die Steifigkeit des Larssenprofils quer zur Rammrichtung besser. Überdies sind die Z-Profile mehr als das Larssenprofil zugunsten des Güteverhältnisses auf Kosten der Rammeligenschaften für schweren Boden ausgebildet. Beim Rammen der Nordstrecke mit dem Z-Profil ist es wiederholt vorgekommen, daß die in Rammrichtung vorstehende halbe Rückenseite der Bohle mit der daran sitzenden Schloßkeule bei Widerständen im Boden oder auf dem Fels abgelenkt wurde, z. T. so sehr, daß die Bohle in der Ecke zwischen Rücken und Steg abriß (Abb. 22). Die nächste Bohle hat sich mit ihrem Schloßstück dann von der führenden Keule gelöst und ist wieder senkrecht in den Boden eingedrungen. Zwischen beiden Bohlen entstand dadurch ein keilförmiges Loch. Andererseits war es zu begrüßen, daß die anschließende Bohle beim Rammen wieder in der Sollstellung senkrecht stehenblieb und nicht von der abgewichenen Keule der Nachbarbohle mitgenommen wurde. Derartige Fälle sind beim Rammen der Larssenbohlen nicht beobachtet worden. Ebenso hatten die Köpfe der Z-Bohlen sich etwa zur Hälfte verformt, man mußte sie vielfach während des Rammens gerade abschneiden, um sie weiterschlagen zu können. Bei den Larssenbohlen, auch dem Profil II der Flügelwand, hielt die Verformung sich in engen Grenzen. Der Vorteil der größeren Steifigkeit des Larssenprofils kann aber nur bei so schwerem Rammboden wie dem Buntsandstein zur Geltung gelangen, nicht bei den gewöhnlich vorkommenden Bodenarten, wo die Steifigkeit aller Profile völlig ausreicht und das Güteverhältnis ausschlaggebend wird.

Die Steifigkeit des Larssenprofils brachte andererseits bei dem Vorellen der Bohlenköpfe in der Rammrichtung, das um so größere Maße annimmt, je härter der Boden und je häufiger und stärker der Schlag der Ramme wird, insofern eine Schwierigkeit, als sich eben wegen der großen Steifigkeit die Bohlenköpfe schwer zurückhalten lassen. Diese Schwierigkeit



Abb. 22. Ausgewichene und abgerissene Bohle der Spundwand am Nordstrand. Blick gegen die ehemalige Rammrichtung.

wächst mit der Länge der Rammstrecke. In der Larssenwand des Südabschnitts mußten mehrfach Keilbohlen eingelegt werden. Es empfiehlt sich daher, beim Rammen längerer Spundwandstrecken aus Larssenbohlen gleich einige Paßbohlen mit verschieden großem Keil mitliefern zu lassen. Die Z-Bohlen der Spundwand am Nordstrand ließen sich dagegen, trotz der stärkeren Verformung beim Rammen, wegen ihrer geringeren Steifigkeit in der Rammrichtung stets mit Windenkraft ausrichten; Keilbohlen waren hier nicht nötig. Das kann bei schwieriger Linienführung (z. B. Krels) sehr zugunsten der Z-Profile sprechen.

Nach dem Rammen wurde die Spundwand zunächst wieder abgedichtet. Die Bohlschlösser waren auch hier mit Teer und Asphalt ausgegossen. Die undichten Stellen waren etwas zahlreicher als in der Spundwand des Nordstrandes; sie wurden mit Bleiwolle verstemmt. Alsdann wurde möglichst schnell hinterfüllt. Insgesamt waren 11 000 m<sup>3</sup> Boden, im fertigen Bauwerk gemessen, einzubringen. Diesmal mußte der größte Teil, rd. 8000 m<sup>3</sup>, von der Weser herangeschafft werden. Hierin lag für die rechtzeitige Durchführung des Programms abermals die Hauptschwierigkeit, besonders, weil während der Bauzeit vielfach starke Winde mit grober See herrschten. Schließlich war eine Flotte von sechs bis acht Motorseglern beschäftigt, die sich bei unruhigem Wetter oft alle in der Wesermündung ansammelten. Natürlich kamen sie nach Abflauen des Windes auch ziemlich geschlossen auf Helgoland an und mußten dann in Tag- und Nachtschicht gelöscht werden. Einige von ihnen haben, wenn unterwegs Sturm aufkam, gefährliche Fahrten erlebt, besonders in den hohen, stellen Grundseen kurz vor Helgoland. Die mutige Einsatzbereitschaft ihrer Besatzung hat die rechtzeitige Fertigstellung des Baues erst ermöglicht und verdient hohe Anerkennung. Es kam hinzu, daß die Spundwände immerhin einige Wochen hindurch ohne den Rückhalt hinterfüllten Bodens fast auf ganzer Höhe frei standen, nur am Rammgerüst



Abb. 24. Bohlwerk am Nordstrand. Ansicht von der Seeseite. Im Hintergrunde die Biologische Anstalt.



Abb. 23. Bau des Bohlwerks am Südstrand. Einbringen und Einsumpfen der Hinterfüllung.

verankert. Ein schwerer Nordwest- oder Nordsturm hätte die gesamte Baustelle vernichten können. Glücklicherweise verging die kritische Zeit, bis die Wand über Ankerhöhe hinterfüllt war, ohne größeren Angriff.

Vor dem Aufbringen der Plattenabdeckung wurde der Sandboden wieder wie am Nordstrand durch feldweises Einsumpfen (Abb. 23) gründlich verdichtet. Dann wurden die Platten versetzt und schließlich, nachdem die alte hölzerne Landungsbrücke beseitigt war, die Wege auf der neugeschaffenen Fläche und der Platz vor dem Kurhaus mit 6 cm dicken Basalttneplatten belegt. Die gesamte Anlage konnte rechtzeitig zu Pfingsten, Anfang Juni 1935, dem Badeverkehr übergeben werden. Es ist bemerkenswert, daß der schnelle Baufortschritt nicht etwa zu Mehrkosten, sondern zu einer beträchtlichen Ersparnis von annähernd 20 % des veranschlagten Betrages geführt hat.

### 3. Bewährung der neuen Anlage.

In den seither verflossenen zwei Jahren hat die neue Gesamtanlage (Abb. 24 bis 27) sich ihren Aufgaben gewachsen gezeigt. Der Lande- und Badeverkehr ist bedeutend erleichtert. Die Zahl der Badegäste (zumeist Tagesgäste), die von 140 000 vor Einsetzen der Wirtschaftskrise auf 96 000 im Jahre 1932 gesunken war, hat sich 1935 auf 246 000, 1936 auf 237 000 gehoben; dieser Verkehr hätte auf der alten Landungsbrücke nicht mehr ohne Stockungen bewältigt werden können, während er sich jetzt reibungslos abwickelt. Darüber hinaus bietet das neue Bohlwerk mit Betonplattenabdeckung eine einzigartige, fast 500 m lange Wandelbahn am tiefen Wasser.

Die wichtigste Aufgabe des Bohlwerks bleibt aber der Strandschutz. Wieweit sie erfüllt ist, wurde in den schweren, anhaltenden Stürmen des Herbstes 1936 auf die Probe gestellt.

Bei Wasserständen bis 1 m unter Bohlwerkskante — das ist, bezogen auf die tiefstgelegene Spundwandstrecke, 1 m über MHW — rollt die Sturmsee aus dem Nordhafen jetzt ohne Brecher- und Gischtbildung an der Spundwand entlang (Abb. 28), im Gegensatz zu den früheren Verhältnissen namentlich an der Landungsbrücke (vgl. Abb. 11). Einiger un gefährlicher Gischt entsteht wie früher an einzelnen Punkten des Südstrandes bei Ost- und Südstürmen, die aber stets mit niedrigen Wasser-



Abb. 25. Bohlwerk am Nordstrand. Abdeckung (Wandelbahn) und Abwehrmauer.

ständen verbunden sind und fast nur von Oktober bis Februar, außerhalb der Badezeit, auftreten. Bei

Sturmflutwasserständen läuft die See, ohne viel Gischt zu erzeugen, über die Bohlwerkskante und wird zumelst von der Abwehrmauer zurückgeworfen (Abb. 29). Die schweren Brecher überspringen die Mauer, sie werden aber, wie Abb. 30 zeigt, von der Abflußrinne und der dahinterliegenden Betonplatte abgefangen.

Eine geringe Zerstörung richteten die beiden höchsten Sturmfluten des Herbstes an dem Gehwegbelag auf der Südspitze außerhalb des Endes der Abwehrmauer an. Die 6 cm dicken Platten waren mit Rücksicht auf die Sackung des Bodens vorläufig lose in Sand verlegt und wurden aufgerissen. Sie haben nunmehr, da der Boden zur Ruhe gekommen ist, eine Betonunterlage erhalten.

Daß auch die Auflösung der Betondecke hinter der Spundwand in Einzelplatten richtig war, zeigt Abb. 31. Sie gibt einen Schaden wieder, der am Nordstrandbohlwerk bald nach dessen Fertigstellung während einer Sturmflut nachts eintrat. Durch ein wenige cm<sup>2</sup> großes Loch an einem Rohrdurchlaß in der Spundwand, das sich unbemerkt durch Sacken des Bodens und



Abb. 26. Bohlwerk am Südstrand. Blick vom Oberlande.

des Rohres gebildet hatte, war im dauernden heftigen Wellenspiel vor der Wand so viel Boden herausgesaugt worden, daß der Plattenbelag seine Unterlage verlor. Unter einer durchgehenden Betondecke hätte der entstandene Hohlraum leicht zu einer umfangreichen Zerstörung führen können. Jetzt gaben die Platten sofort nach und machten den Schaden sichtbar, so daß die undichte Stelle in der Wand alsbald geschlossen, die Hinterfüllung ergänzt und die Platten wieder verlegt werden konnten.

#### 4. Bebauungsplan für den neuen Kurplatz.

Im Mittelpunkte des Badeverkehrs an der Landungsbrücke und vor dem Kurhause ist ein Platz von rd. 6000 m<sup>2</sup> Fläche entstanden. Für den Entwurf eines Bebauungsplanes für diesen Platz mit einigen zum Teil notwendigen, zum Teil sehr wünschenswerten Einrichtungen, wie einer Handgepäckabgabe für Tagesgäste, einer Bedürfnisanstalt, eines Verkehrsbüros, eines Musikpavillons, Zeitungsstandes usw. wurde der Architekt Prof. Fritz Höger, Hamburg, gewonnen. Der im Benchmen mit der Bauverwaltung aufgestellte Entwurf, Abb. 32, zeigt die geplanten Baulichkeiten. Gegenüber dem neuen Musik-



Abb. 27. Bohlwerk an der Landungsbrücke. Blick von der Kaiserstraße zum Wellenbrecher.



Abb. 30. Abwehrmauer des Bohlwerks nordöstlich vom Kurhause bei Sturmflut (West Stärke 10 bis 11).



Abb. 28. Bohlwerk vor dem Kurhause bei Nordwest Stärke 6 bis 7. Wasserstand rd. 1 m unter Spundwand-OK.



Abb. 29. Bohlwerk vor dem Kurhause bei Sturmflut (West Stärke 8 bis 10).

pavillon vor dem Kurhause liegt an der Hafenseite inmitten der Fläche zwischen Hauptweg und Bohlwerk eine 120 m lange, 3 m breite Arkade, die auf der Kurhausseite offen bleibt und auf Säulen aus Mannesmannrohren ruht. Auf der Westseite, der Wind- und Regenseite, ist sie geschlossen und mit durchlaufenden Fenstern versehen, um Durchsicht zum Hafen zu behalten. Hinter der Arkade schließen sich die einzelnen Baulichkeiten, Handgepäckabgabe, Bedürfnisanstalt, Verkehrsbüro derart an, daß ihre Vorderwand in der Flucht der Arkadenwand liegt und sie unmittelbar von der Arkade aus betreten werden können. Die Arkade führt, im rechten Winkel abbiegend, weiter zum Eingang des Zollabfertigungsgebäudes am seeseitigen Ende des Platzes und der Wandelbahn. Die Badegäste können somit bei stürmischem Wetter im Schutze der Arkade das Zollgebäude und weiter die Bootabfahrtstellen erreichen. Bei dem großen Andrang zum Zollgebäude an Sonntagen während der Badezeit ist ein solcher geschützter Zugang von großem Wert. Am landseitigen Ende ist die Arkade durch einen kloskartigen Bau, der dem Zeitungshandel und dem Kartenverkauf für die Fähre zur Düne dienen soll, abgeschlossen. Dieser bildet in seiner architektonischen Gestaltung ein Gegenstück zum Musikpavillon.

Durch die geplanten Bauten wird ein windgeschützter Schmuckplatz vor dem Kurhause geschaffen, der von der Wandelbahn mit Abwehrmauer, der Arkade und dem Kurhaus allseitig abgeschlossen wird und mit dem Musikpavillon in seiner Mitte ein würdiges Zentrum des Badelebens bildet.

Leider konnte die Gemeinde Helgoland, der die Kosten dieser Anlage zugefallen wären, sich im Jahre 1935 noch nicht zur Ausführung entschließen, obwohl der wichtigste Teil, die Arkade, aus den Ersparnissen beim Bau des letzten Bohlwerkabschnitts errichtet werden konnte. Lediglich der nicht aufschiebbarer Ersatz des alten Musikpavillons wurde vorgenommen.

Der neue Pavillon ist aus Raster (Oldenburger) Handstrichklinkern aufgemauert und innen mit Sperrholz verkleidet. Die drei vorderen zum Kurhause gelegenen Seiten des achteckigen Baues sind offen, die übrigen zum Windschutz mit Schiebefenstern ausgestattet. Bei windstillem Wetter kann er allseitig geöffnet werden. Die Decke des Pavillons ist nicht geschlossen, sondern mit gleichmäßig angeordneten lamellenartigen Öffnungen versehen, die durch schwache nach innen geneigte Schrägstellung der einzelnen Deckenfelder freigelegt und von außen nicht erkennbar sind. Der Schall der Musik findet so in der Decke unter dem Dach einen Resonanzboden. Die Akustik ist in der Tat ausgezeichnet. Die Deckenfelder sind grün-rot-weiß in den Helgoländer Farben gestrichen und bieten im Verein mit dem warmen Ton der Klinker ein lebhaftes Bild.

Das neue Bohlwerk wurde 1935 durch den Oberpräsidenten der Provinz Schleswig-Holstein, Gauleiter Lohse, eingeweiht. Es erhielt zum

Alle Rechte vorbehalten.

### Versuche und Erläuterungen zu den Richtlinien für die Prüfung von Beton auf Wasserundurchlässigkeit.<sup>1)</sup>

Bericht erstattet von Otto Graf und Kurt Walz, Stuttgart.

(Fortsetzung aus Heft 25.)

#### III. Prüfung der Proben auf Wasserundurchlässigkeit.

Die Platten wurden nach 28 tägiger feuchter Lagerung gemäß Abb. 10 geprüft<sup>9)</sup>. Das Druckwasser wirkte auf die Kreisfläche *D* von 10 cm Durchm. nacheinander

- während 24 Stunden mit 1,0 kg/cm<sup>2</sup>, dann nochmals
- 24 „ mit 1,0 „ hierauf
- 24 „ mit 3,0 „ und schließlich
- 24 „ mit 7,0 „

<sup>9)</sup> Die Platten der Reihe 11 wurden erstmals nach 28 Tagen, dann nochmals nach Aufbringen einer neuen Dichtungsschicht im Alter von 36 Tagen dem Wasserdruck ausgesetzt.



Abb. 31. Einbruch in der Betonplattenabdeckung infolge einer Undichtigkeit der Spundwand.

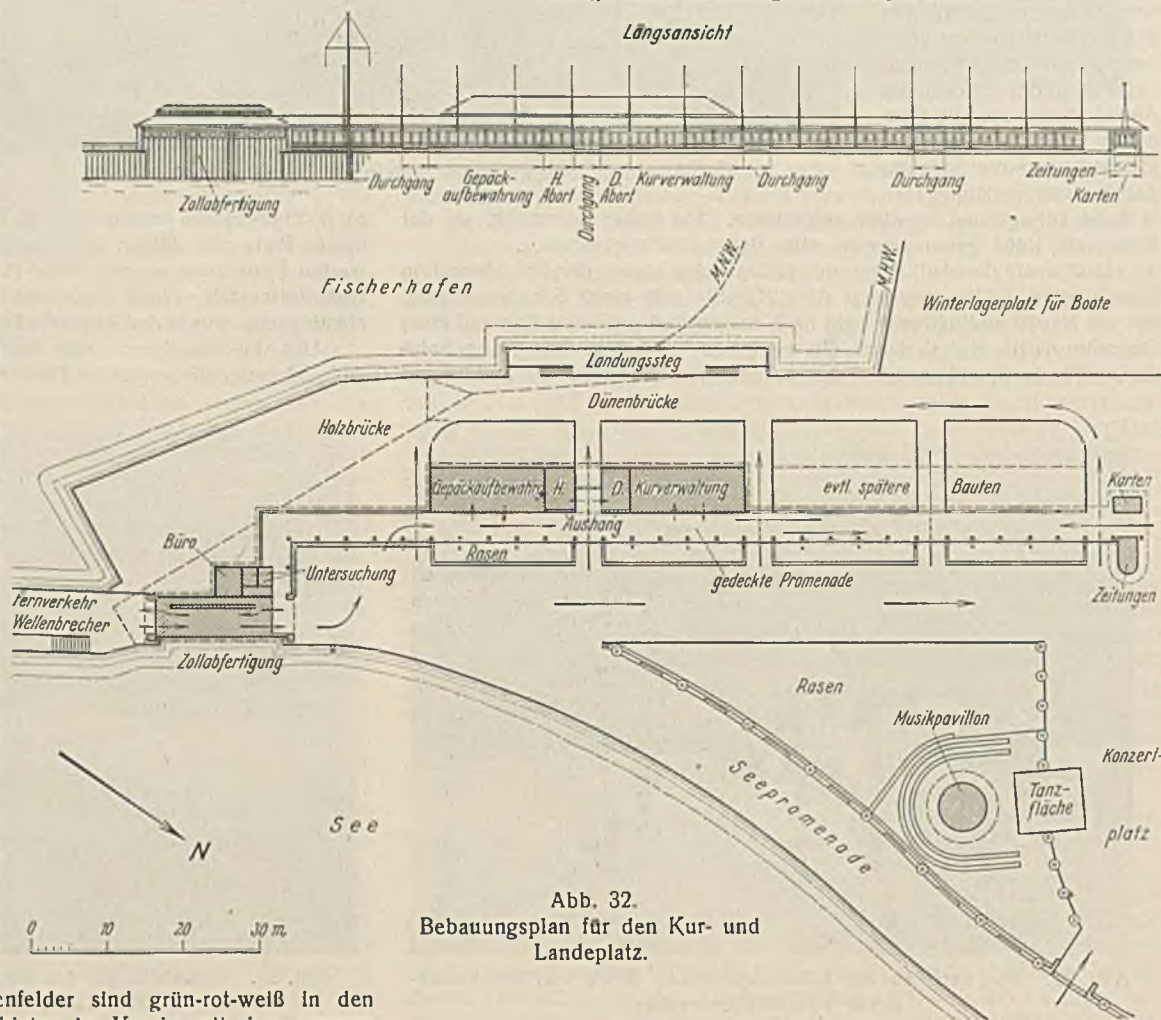


Abb. 32. Bebauungsplan für den Kur- und Landeplatz.

Gedenken an den am 9. November 1923 vor der Münchener Feldherrnhalle in Treue zum Führer gefallenen nationalsozialistischen Freiheitskämpfer Hans Rickmers aus altem Helgoländer Geschlecht den Namen „Hans Rickmers-Bohlwerk“.

Während der Prüfung, bei der sowohl die Fläche *B* als auch die anderen Flächen auf Wasserdurchgang untersucht wurden, waren die Proben der Luft des Prüfraumes ausgesetzt.

Die Feststellungen nach Augenschein finden sich in den Spalten 6, 7 und 8 der Zusammenstellung 1; der mengenmäßig ermittelte Wasseraustritt an der Fläche *B* ist in den Spalten 9 bis 12 aufgeführt.

#### IV. Beurteilung der Abdichtungsverfahren und der Versuchsergebnisse. 1. Gruppen I, II und III.

a) Gruppe I (2 cm dicker Mörtelmantel). Bei der Prüfung der Gruppe I wies der aus steiferem Mörtel hergestellte 2 cm dicke Mantel (Reihen 1a, 1b, 1d, vgl. Spalte 6 der Zusammenstellung 1) an den Stampf-

fugen und an der Anschlußfuge  $F$ , vgl. Abb. 10, schwachen Wasserdurchtritt auf. Bei Verwendung des weicheren Mörtels (Reihen 1 a w, 1 b w, 1 d w) waren die Stampffugen dicht; an der Anschlußfuge  $F$  war schwache Durchfeuchtung festzustellen.

Die Proben der mit Zementbrei ummantelten Reihe 1 c ließen an Rissen, die sich während der Prüfung bildeten, und an Stampffugen Wasser durchtreten.

b) Gruppe II. Mit dem 5 cm dicken Mörtelmantel der Gruppe II waren weniger durchlässige Stellen entstanden als mit dem 2 cm dicken Mantel.

Ein geringer Wasserdurchgang trat an wenigen Stellen der Anschlußfuge  $F$  auf, was nach der Lage der Fuge zum Druckwasserstrom ohne Einfluß auf die Durchlässigkeit sein dürfte. Beim Zerteilen der durchlässigen Platten nach der Prüfung zeigte sich in allen Fällen, daß der Beton gleichmäßig durchfeuchtet war, auch bei den beiden nicht durchlässigen Platten der Reihe 6 a war das Wasser gleichmäßig von oben rd. 11 cm tief eingedrungen.

Bei der mengenmäßigen Ermittlung zeigen die Einzelwerte (vgl. die Spalten 9 bis 12 der Zusammenstellung 1), wie immer bei Wasserdurchlässigkeitsversuchen, starke Abweichungen der Einzelwerte.

Beachtenswert ist weiter, daß bei der Wiederholung der Versuche, etwa einen Monat später mit gleich hergestelltem Beton, im Durchschnitt eine deutlich höhere Durchlässigkeit festgestellt wurde, vgl. z. B. Reihe 1 a mit 1 a w, Reihe 1 b mit 1 b w usw. Nach den Beobachtungen am Dichtungsmörtel während und nach der Prüfung ist nicht anzunehmen, daß diese Unterschiede durch die verschiedene Steife der Dichtungsmörtel verursacht wurden. Vielmehr muß angenommen werden, daß der Unterschied auf Änderungen der Eigenschaften des Zements zurückzuführen ist.

Die stehend hergestellten Platten der Reihen 1 d, 1 d w und der Gruppe II, bei denen der Wasserdruck gleichlaufend mit der Arbeitsfuge und senkrecht zur Stampfrichtung wirkte, ergaben im ganzen eine höhere Durchlässigkeit als die zugehörigen liegend hergestellten Platten. Eine Erhöhung der Durchlässigkeit kann bei stehend hergestellten Platten bei trockenerem Beton durch Fugenbildung und bei nasserem Beton als hier durch Bildung von Wasseranreicherung und damit von Hohlräumen an der Unterseite der Zuschläge entstehen.

c) Gruppe III (Mörtel zu den Mänteln der Gruppen I und II). In der Gruppe III wurde der weich und flüssig angemachte Mantelmörtel in 4 cm dicken Platten allein auf Durchlässigkeit geprüft. Ein Wasserdurchgang wurde nicht festgestellt; in beiden Fällen waren die Mörtel unmittelbar nach dem Versuch nur rd. 0,5 bis 1,0 cm tief durchfeuchtet.

Im Einklang hiermit wurde beim Zerteilen der ummantelten Platten der Gruppen I und II festgestellt, daß der Mörtelmantel, wenn die porigen Stellen der Stampf- und Anschlußfugen ausgenommen werden, nur rd. 0,3 bis 0,5 cm tief durchfeuchtet war. Die Haftung des Mörtels an Beton war in allen Fällen gut; Hohlstellen oder Wasserdurchfluß zwischen Beton und Mörtel wurde nicht festgestellt. Beim Aufspalten entlang der Berührungsfläche von Beton und Mörtelmantel ging der Bruch gewöhnlich durch den Beton.

d) Die Ergebnisse der Gruppen I bis III zeigen, daß durch Ummanteln der Betonkörper mit Mörtel in der beschriebenen Weise eine brauchbare Abdichtung der Flächen und damit hinreichend eindeutige Verhältnisse für die Prüfung des Betons auf Wasserundurchlässigkeit geschaffen werden können. Am besten läßt sich die Abdichtung mit einem weichen, nahezu flüssigen Mörtel erreichen (Ausbreitmaß  $g$  mit dem kleinen Rütteltisch rd. 20 cm). Sofern es möglich ist, eine 5 cm dicke Mörtelschicht anzubringen, ist diese mit Rücksicht auf das leichtere Einbringen des Mörtels einer nur 2 cm dicken Schicht vorzuziehen.

## 2. Gruppe IV.

Bei der Gruppe IV wurden der seitliche Mörtelmantel und der Beton zusammen hergestellt, um eine innige Verbindung des frischen Betons und des frischen Mörtels zu erhalten. Der zugehörige Arbeitsgang war einfach. Doch ist zu beachten, daß zum Aufbringen der oberen und unteren Dichtungsschicht II und III (vgl. Spalte 5 der Zusammenstellung 1) noch zwei Arbeitsvorgänge nötig sind; durch dieses Verfahren entsteht deshalb keine Ersparnis an Zeit und Werkstoff gegenüber der Ummantelung, wie sie bei der Gruppe II angewandt wurde.

Beim Durchbrechen der Proben der Reihe 3 (aus flüssig angemachtem Beton) konnte nach der Prüfung festgestellt werden, daß der Beton gleichmäßig feucht und daß die Verbindung von Mörtel und Beton innig wirksam war, ohne daß ein ungleiches Ineinanderfließen in breiter Zone festzustellen war.

Die undichten Stellen an den Fugen  $F_1$  und  $F_2$  (vgl. Zusammenstellung 1, Spalte 6) sind bei den Reihen 2 a und 2 b z. T. dort entstanden, wo der durchlässige Kernbeton beim nachträglichen Abstampfen etwas über den Mantelmörtel geflossen war.

## 3. Gruppe V.

a) Reihe 9 (Mischung aus Zement und Tricosalösung mit dem Pinsel aufgetragen). Die Abdichtung ist verhältnismäßig einfach auszuführen. Bei der Prüfung erwies sich der Dichtungsbelag bis auf die Stellen, an

denen während der Prüfung Schwindrisse auftraten, als undurchlässig. Die Durchfeuchtung an den Schwindrissen war nur schwach.

Die Schwindrisse traten während der Prüfung auf, weil die Außenflächen der Luft ausgesetzt waren. Schwindrisse sind zu vermeiden, wenn die Platten auch während der Prüfung feucht gehalten werden. Mit Rücksicht auf die Beobachtung auf undichte Stellen am Mantel war ein Feuchthalten bei unseren Versuchen nicht möglich.

Beim Durchbrechen der Platten nach dem Versuch wurde die Dicke der Dichtungsschicht zu 2 bis 3 mm festgestellt; sie war hart; sie haftete fest und satt am Beton, der im ganzen Querschnitt gleichmäßig feucht erschien. Die Platten mußten vorsichtig behandelt werden, da der spröde Anstrich durch Stöße leicht beschädigt werden kann.

Inzwischen wurde diese Abdichtung bei Platten verschieden großer Durchlässigkeit wiederholt angewandt. Hierbei wurde bei klebrigen Zementen auf die Verwendung eines Tricosalzusatzes verzichtet. Der Anstrich bestand wieder aus 1 G.-T. Zement und 0,4 G.-T. Wasser und wurde mit einem Tag Abstand mindestens dreimal aufgebracht. Die Dichtungsschicht wurde während der Prüfung wiederholt befeuchtet, Schwindrisse traten nicht auf. Mit Ausnahme von Stellen, an denen die Dichtungsschicht beschädigt war, war ein Wasserdurchgang nicht festzustellen, auch bei solchen Platten nicht, bei denen die Beobachtungsfläche  $B$  der aus stark durchlässigem Beton bestehenden Platten versuchsweise ebenfalls überstrichen war.

b) Reihe 10 (Tricosalschlämme gespritzt). Bei der Prüfung der Proben bildeten sich am Belag feuchte Flecke und Tropfen; Schwindrisse wurden nicht beobachtet. Der Belag war rd. 1 bis 2 mm dick. Die übrigen Feststellungen entsprachen denen, die bei den Platten der Reihe 9 gemacht wurden.

c) Reihe 11 (Abdichtung mit bituminöser Schmelzmasse). Die Platten wurden im Alter von 36 Tagen der Prüfung unterworfen. Bereits nach einem Tag zeigten sich bei 1 kg/cm<sup>2</sup> Wasserdruck Aufwölbungen und Blasen in der Dichtungsschicht sowie Wasseraustritt an feinen Poren. Diese Erscheinungen, insbesondere die Blasenbildung, verstärkten sich unter den höheren Drücken mehr und mehr, bis unter 7 kg/cm<sup>2</sup> der Versuch wegen Aufbrechens der mit Wasser gefüllten Blasen abgebrochen werden mußte.

Das Ummanteln mit bituminöser Schmelzmasse hat sich, wie nach unseren bisherigen Erfahrungen vorauszusehen war, nicht bewährt.

## 4. Gruppe VI.

Die Dichtungsschichten der Reihen 9 und 10 wurden auf durchlässige Mörtelplatten gebracht und dann geprüft. Ein Wasserdurchgang wurde bis zu einem Druck von 3 kg/cm<sup>2</sup> nicht festgestellt. Bei höheren Drücken brachen die Platten.

## 5. Gruppe VII.

(Blechmantel als Seitenabdichtung, Abb. 12.)

Die Ummantelung war wasserdicht.

Nach der Prüfung konnte der Blechmantel durch Abschlagen der Niete leicht vom Probekörper abgelöst werden<sup>10)</sup>. Die freigelegten Betonflächen wiesen nach Abb. 13 stellenweise sandige Beschaffenheit auf,



Abb. 13. Platte der Gruppe VII nach dem Ablösen des Blechmantels.

wie sie durch Aufsteigen von Wasser an den Außenflächen von Betonkörpern entsteht<sup>11)</sup>. Inwieweit an diesen porigen Flächen bei der Prüfung

<sup>10)</sup> Die Blechmäntel können wieder vernietet und auf diese Weise mehrmals benutzt werden.

<sup>11)</sup> Vgl. Heft 72 bis 74 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, S. 84, Fig. 117.

Wasserfluß vorhanden war, ließ sich nicht feststellen, weil der ganze Betonzylinder gleichmäßig durchfeuchtet war. Immerhin muß auch mit der Möglichkeit gerechnet werden, daß eine ungenügende Verbindung zwischen Blech und Beton, bedingt durch Wasserabsonderung, unter Umständen auch durch Schrumpfen des Betons, möglich ist und daß hierdurch ein nicht bestimmbarer Durchfluß entsteht. Die obere und die untere Abdichtungsschicht aus Mörtel hatten nach Augenschein satt am Blechring angelegen; sie hafteten auch fest an den Stirnseiten des Betonzylinders<sup>12)</sup>.

#### 6. Gruppe VIII.

(Platten mit einer Mörtelschicht auf der oberen Fläche.)

Die Feststellungen über das Verhalten der Fugen bei der Prüfung finden sich in Spalte 6 der Zusammenstellung 1. Hiernach zeigte sich im ganzen, daß der beste Anschluß zu erwarten ist, wenn der aufgerauhte Beton im mattfeuchten Zustande mit Zementschlämme eingebürstet und der Dichtungsmörtel sofort an diese Fläche satt angerieben und angestampft wird.

Beim Abschlagen der Mörtelschicht von den Platten nach der Prüfung ging der Bruch bei den Körpern der Reihen 5a und 5b durch den Beton. Bei den Körpern der Reihe 5c verlief der Bruch an einigen Stellen in der Fuge; die Haftung zwischen Mörtel und Beton war also etwas geringer ausgefallen als bei den Reihen 5a und 5b. Bei der Reihe 5d haftete nach dem Abschlagen des Mörteldeckels nur wenig Beton am Mörtel<sup>13)</sup>; im ganzen erschien die Haftung bei der hier angewandten Arbeitsweise am geringsten. Der Mörteldeckel ließ sich verhältnismäßig leicht ablösen. Zum Ergebnis der Reihe 5e sei bemerkt, daß es jedenfalls nicht allgemein gilt; im vorliegenden Falle wurde das Aufbringen und Anreiben der dünnen Mörtelschicht sorgfältig ausgeführt.

Weiter sollte mit diesen Versuchen festgestellt werden, ob die vorgesehene Art der Abdichtung, verglichen mit den andern bisher besprochenen allseitigen Abdichtungen, in der Größenordnung übereinstimmende Prüfungsergebnisse ergibt.

Die Proben, die lediglich eine Abdichtung der oberen Fläche erfahren hatten, ließen bei der Prüfung erkennen, daß ein wesentlicher Teil des eingepreßten Wassers an den Seitenflächen austritt.

#### 7. Gruppe IX.

Die Platten der Gruppe IX blieben ohne jede Abdichtung; entsprechend den Feststellungen bei der Gruppe VIII war an allen Flächen starker Wasseraustritt festzustellen.

#### 8. Zusammenfassung.

Die Ergebnisse zeigen, daß im vorliegenden Fall eine zuverlässige Abdichtung der Proben verhältnismäßig einfach herzustellen ist, wenn eine 5 cm dicke Ummantelung mit Mörtel aus 1 G.-T. Zement und 2 G.-T. Flußsand ( $g = 18$  bis 20 cm) oder wenn Zementbrei mehrmals mit dem Pinsel aufgetragen wird (insgesamt 2 bis 3 mm dick).

Bei so vorbereiteten Proben war nach sachgemäßem Vorgehen eine äußerlich wahrnehmbare Undichtheit oder eine solche zwischen Abdichtung und Probekörper nicht festzustellen. Nach dem Augenschein hatte bei solchen Proben eine gleichmäßige Durchfeuchtung des Betonquerschnitts von oben nach unten zwischen der Eintrittsfläche  $D$  des Wassers und der Beobachtungsfläche  $B$  stattgefunden.

Die Zahlenreihen der Zusammenstellung 1 lassen weiter erkennen, daß eine Abdichtung der Proben nötig ist. Beispielsweise waren die Proben der Gruppe VIII (seitlich nicht abgedichtet) an der Beobachtungsfläche  $B$  viel weniger durchlässig als die der Gruppe I (allseitig abgedichtet); derselbe Unterschied ist bei den Gruppen IX und V festzustellen. Die Art der Abdichtung ist offenbar von untergeordneter Bedeutung. Man kann deshalb die Abdichtung wählen, die zweckmäßig und billig herstellbar ist.

Neben den hier angewandten Verfahren können selbstverständlich auch andere Arbeitsweisen benutzt werden, wenn sie eine zuverlässige Abdichtung des Probekörpers ergeben.

#### B. Erläuterungen und Bemerkungen zu den Richtlinien für die Prüfung von Beton auf Wasserundurchlässigkeit.

In vielen Fällen ist die Wasserundurchlässigkeit des Betons eine ebenso wichtige Eigenschaft wie eine hinreichende Festigkeit. Es wurde daher in der Bauwelt oft als Mangel empfunden, daß allgemein geltende Vorschriften oder Anweisungen für die Prüfung und Beurteilung von Beton auf Wasserundurchlässigkeit fehlten. Die Prüfung von Beton auf Wasserundurchlässigkeit geschah in sehr verschiedener Weise; die Wiedergabe der Feststellungen war größtenteils so unterschiedlich gehalten, daß ein Vergleich von Prüfungsergebnissen verschiedener Stellen und auch

die Beurteilung der Feststellungen nicht möglich oder nur unzureichend war. Auch war es nicht möglich, bei Ausschreibungen bestimmte Forderungen über die Undurchlässigkeit des Betons aufzustellen, ohne eine genaue Beschreibung zu geben, unter welchen Bedingungen (Probenform, Probengröße, Druckstufen, Druckdauer usw.) der Beton eine bestimmte Undurchlässigkeit aufweisen soll.

Die Richtlinien des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton sind eine vorläufige Anweisung für die Prüfung des Betons auf Wasserundurchlässigkeit; die bei der Anwendung der Richtlinien allmählich entstehenden Erfahrungen werden zur Entwicklung der Richtlinien beitragen<sup>14)</sup>.

Im einzelnen sei zu den Richtlinien, die im folgenden eingerückt gesetzt sind, nachstehendes bemerkt.

1. Vorbemerkung. Zur Herstellung wasserundurchlässigen Betons verwendet man nach den bisherigen Erfahrungen zweckmäßig Beton, der weicher ist als erdfeuchter Beton (vgl. Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton — im folgenden kurz als „Best.“ bezeichnet — Teil A — DIN 1045 — § 8, Ziffer 5). Aus erdfeuchtem Beton lassen sich bei der auf Baustellen üblichen Arbeitsweise im allgemeinen keine wasserundurchlässigen Bauteile herstellen. Daher behandeln diese Richtlinien nur die Prüfung von weich und flüssig angemachtem Beton.

Zahlreiche Feststellungen in der Versuchsanstalt und auf den Baustellen ließen erkennen, daß mit erdfeuchtem Beton wohl einschichtige Probekörper wasserundurchlässig herstellbar sind, wasserdichte Bauteile jedoch nur unter Beachtung außergewöhnlicher Sorgfalt; besonders schwierig ist die Herstellung dichter Stampf- und Arbeitsfugen.

Eine wichtige Voraussetzung für die Herstellung undurchlässigen Betons ist deshalb, Mischungen zu verwenden, die sich bei der vorgesehenen Arbeitsweise nicht entmischen und die sich, soweit nötig, zuverlässig verdichten lassen, vor allem in den Stampffugen, in den Arbeitsflächen usw. leicht ineinanderdringen und dort einen gut geschlossenen Beton ergeben. Mit Rücksicht auf Festigkeit, Schwinden usw. soll andererseits der Beton nicht mehr Wasser enthalten, als für die Verarbeitung nötig wird. Damit ist für Bauten, die sowohl hohe Festigkeit als auch Dichtigkeit aufweisen müssen, ein Beton zu fordern, der mindestens soviel Wasser enthält, daß er beim Stampfen gut beweglich wird und an den Stampffugen einen gleichmäßig geschlossenen Beton ergibt.

Was die Zusammensetzung der Mischung selbst betrifft, so ist es nach den im letzten Jahrzehnt ausgeführten Untersuchungen einfach und sicher möglich, praktisch undurchlässigen Beton herzustellen<sup>15)</sup>. Die Zusammensetzung solcher Mischungen hält sich in dem Bereich, der in den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton DIN 1045 und 1048 für die Herstellung von gutem Beton gegeben ist. Bei der Verarbeitung sind überdies alle Maßnahmen besonders sorgfältig zu beachten, die für die Gleichmäßigkeit der Mischungen und des eingebrachten Betons wichtig sind. Hierher gehört auch das Abmessen der Stoffe nach Gewicht.

In diesem Zusammenhang sei bemerkt, daß die Berechnung undurchlässiger Mischungen mit Hilfe des „Füllungsgrades“<sup>16)</sup> ein Abmessen der Stoffe nach Raumteilen vorsieht. Abgesehen von den hierdurch bedingten Mängeln hält dieses Verfahren einer kritischen Nachprüfung durch Rechnung und Versuch nicht stand<sup>17)</sup>.

2. Die hier beschriebene Prüfung ist eine Vergleichsprüfung zur Beurteilung der Wasserundurchlässigkeit des Betons nach einer gewissen Erhärtungsdauer; der Befund und die ermittelten Werte sollen unabhängig vom Ort der Prüfung vergleichbar sein. Gütevorschriften sind in diesen Richtlinien nicht festgelegt, vielmehr sollen die Anforderungen von Fall zu Fall geregelt werden.

Das Alter bei Beginn der Prüfung wurde auf 28 Tage festgelegt. Erfordern die Umstände eine frühere Prüfung, so kann diese an zusätzlichen Proben schon nach 7 Tagen ermittelt werden. Bei unseren früheren Versuchen war festzustellen, daß für Portlandzementbeton eine Dichtigkeitssteigerung bei Steigerung des Alters von 7 auf 28 Tage meist eingetreten ist, doch ist die Änderung unter den gewählten Umständen oft nicht bedeutend gewesen. Abb. 14 u. 15 enthalten Beispiele dazu.

Hier ist zu berücksichtigen, daß u. a. bei Beton mit langsam erhärtenden Bindemitteln oder mit wasserbindenden Zusatzstoffen eine Beurteilung nach 7 Tagen zu früh erscheint.

Wesentlich ist, daß es sich unter praktischen Bedingungen darum handelt, Beton herzustellen, der im Bauwerk gegen einen bestimmten Wasserdruck undurchlässig wird. Dazu ist das Alter des Betons auf mindestens 28 Tage festzusetzen.

In den Richtlinien wurde darauf verzichtet, Angaben über den erforderlichen Grad der Undurchlässigkeit des Betons zu machen. Allerdings

<sup>14)</sup> Vgl. auch Runderlaß des Preußischen Finanzministers vom 12. 2. 1936 zur Einführung der Richtlinien.

<sup>15)</sup> Näheres vgl. u. a. bei Graf, Heft 65 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton; Walz, Die heutigen Erkenntnisse über die Wasserundurchlässigkeit des Mörtels und des Betons, Berlin 1931; Anweisungen für Mörtel und Beton (AMB) der Deutschen Reichsbahn, 1936, § 32; Walz, B. u. E. 1937, Heft 11 ff.

<sup>16)</sup> Vgl. z. B. AMB, Ausgabe 1928.

<sup>12)</sup> Wie hierzu von anderer Seite mitgeteilt wurde, sollen sich Blechmängel nicht bewährt haben. — Neuerdings hat Bieligg in Zement 1937, Heft 12, S. 189, einen Vorschlag entwickelt, der ebenfalls einen Blechmangel vorsieht; die Anregungen von Bieligg werden weiter verfolgt.

<sup>13)</sup> Die Mörtelfestigkeit dürfte größer als die Festigkeit des Betons der Platte anzunehmen sein.

sind Erfahrungswerte nötig, die angeben, gegen welchen Wasserdruck der Beton mit der in den Richtlinien gewählten Größe der Probekörper undurchlässig sein soll. Dabei dürfte folgendes wichtig sein:

Beton, der Wasserdruck aufnehmen soll, muß in den meisten Fällen wetterbeständig sein, und zwar in durchfeuchtetem Zustande. Dazu gehört Beton, der schon vor dem ersten Frost eine Druckfestigkeit von mindestens 150 kg/cm<sup>2</sup> aufweist<sup>17)</sup>. Wahrscheinlich empfiehlt es sich überdies, den Zementgehalt nach unten zu begrenzen derart, daß 1 m<sup>3</sup> Beton mit besonders guter Körnung mindestens 200 kg und bei ungünstigeren Verhältnissen mindestens 240 kg Zement enthalte<sup>18)</sup>.

Im ganzen empfehlen wir, vorläufig überall da, wo undurchlässiger, wetterfester Beton nötig ist, mindestens zu verlangen, daß bei der Prüfung nach den Richtlinien unter dem Wasserdruck von 3 kg/cm<sup>2</sup> Undurchlässigkeit nachgewiesen wird. Das Wasser sollte dabei nur wenig in die Probeplatte

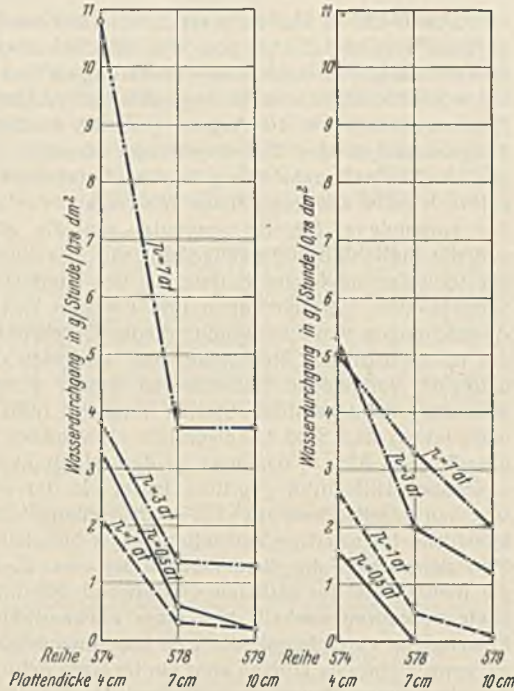


Abb. 14. Prüfung beginnend im Alter von 7 Tagen. Lagerung: 7 Tage unter feuchten Tüchern.  
Abb. 15. Prüfung beginnend im Alter von 28 Tagen. Lagerung: 11 Tage feucht, 17 Tage an der Luft.  
Wasserdurchlässigkeit von legend hergestellten Mörtelplatten verschiedener Dicke und verschiedenen Alters.

Aus „Deutscher Ausschuss für Eisenbeton“, Heft 65.

eingedrungen sein. Unter 7 kg/cm<sup>2</sup> sollte nur ein sehr geringer Durchgang auftreten, z. B. bis 10 g in 24 Stunden.

Besonders wichtig ist für die Vergleichbarkeit der Ergebnisse, daß die zu durchströmende Plattendicke gleich ist. Abb. 14 u. 15 lassen erkennen, daß der Wasserdurchgang mit Zunahme der Plattendicke abnimmt, jedoch nicht in allen Fällen unmittelbar abhängig von dieser, wie man es oft annimmt. Dies ist vermutlich auf die verschiedene Beschaffenheit des Betons über die Plattendicke hinweg zurückzuführen. Abhängig von der Mischung des Betons und von der Art der Herstellung der Platten kann die äußere Schicht durch Entmischen mehr Mörtel oder Zement enthalten oder auch einen anderen Wassergehalt aufweisen als der übrige Beton. Die Durchlässigkeit dieser Schicht kann daher an sich anders sein und ihr Einfluß je nach der Dicke des restlichen Betons mehr oder weniger groß werden. Der Einfluß einer besseren oder schlechteren Außenschicht wird daher bei dickeren Platten, bei denen der in der Mitte liegende, normal beschaffene Beton weit überwiegt, verhältnismäßig geringer sein als bei weniger dicken Probeplatten<sup>19)</sup>.

3. Je nach dem Zweck sind zu unterscheiden:

a) Die Eignungsprüfung. Sie wird vor Baubeginn durchgeführt und dient dazu, festzustellen, welche Zusammensetzung der Beton haben muß, um den Anforderungen in bezug auf Wasserundurchlässigkeit im Einzelfalle zu genügen (vgl. auch Best. Teil D — DIN 1048 — Vorbemerkung Ziff. 2a).

b) Die Güteprüfung. Sie bezweckt den Nachweis, daß der Beton bei der Bauausführung den geforderten Grad der Wasserundurchlässigkeit hat (vgl. auch Best. Teil D — DIN 1048 — Vorbemerkung Ziff. 2b).

Bei der Eignungsprüfung ist ähnlich vorzugehen wie bei der Eignungsprüfung zur Auswahl von Mischungen für bestimmte Druckfestigkeit. Man wird gewöhnlich mehrere Mischungen ansetzen, die sich im Zementgehalt oder auch, wenn dies praktisch möglich ist, durch den Zuschlag unterscheiden. Anweisungen für die ungefähre Wahl der Mischungen, deren Zuschlag sich an Hand der Sieblinien beurteilen läßt, sind wiederholt gegeben worden<sup>20)</sup>, so daß es nicht schwer ist, durch Herstellen von Proben aus wenigen Mischungen, die sich z. B. im Zementgehalt um 30 kg unterscheiden, jene Betonzusammensetzung nachzuweisen, die die Forderung erfüllt.

Besonders großen Einfluß auf die Undurchlässigkeit von Beton hat nach unserer Erfahrung der Zement selbst. So waren z. B. nach den Richtlinien hergestellte und geprüfte Proben unter sonst gleichen Verhältnissen mit Zement L bis 7 kg/cm<sup>2</sup> Wasserdruck dicht, während sie mit Zement R bereits unter 1 kg/cm<sup>2</sup> durchlässig waren. Die Festigkeiten der Zemente unterschieden sich bei der Normenprüfung unerheblich.

(Schluß folgt.)

<sup>19)</sup> Vgl. hierzu auch neuere amerikanische Feststellungen, Proc. Am. Concrete Institute, 1935, Vol. 31, S. 38 ff.

<sup>20)</sup> Vgl. Walz, B. u. E. 1937, Heft 11 ff.

## Betrachtungen zum Einsturzunglück beim Bau der Nordsüd-S-Bahn in Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat Dr.-Ing. e. h. J. Bousset, Berlin.

(Schluß aus Heft 26.)

### Die Entwurfsänderung und ihre Folgen für das Baulos in der Hermann-Göring-Straße.

Die Entwurfsänderung auf dem südlichen Abschnitt der Nordsüd-S-Bahn, von deren bedeutungsvollem Charakter im Interesse des künftigen Bahnbetriebes schon gesprochen wurde, war innerhalb der Reichsbahndirektion bis etwa Mitte Februar 1935 in ihrer Idee ausgereift. Die Bauwerksabmessungen des Bauloses in der Hermann-Göring-Straße änderten sich hierdurch erheblich. Aus einem Tunnel von knapp 12 m Breite mit zwei parallelen Gleisen war ein Tunnel von einer aus der Richtung Brandenburger Tor nach Süden allmählich sich auf über 17 m erweiternden Breite mit vier Gleisen geworden, dessen Sohle an der Unglücksstelle rd. 1 m tiefer lag (Abb. 5).

Grundzeichnungen zur Verfügung stellen konnte. Sie hatte sich bedingungsgemäß Änderungen vorbehalten. Der Auftragnehmer legte andererseits keine entschiedene Berufung in Richtung einer grundsätzlichen Neuregelung ein, behielt also unbeschränkt die vertraglichen Bindungen und Haftungen. Nun waren die Seitenwände und die ursprünglich einzige Mittelwand der Baugrube vom südlichen Endpunkte bis zum km 3,1 im Sinne der Regelblätter nach dem alten Entwurf bereits ausgerammt, es war also die ganze spätere Einsturzstrecke ausgerammt, und es war von Süden bis fast zur Mitte der Einsturzstrecke bis gegen die 3. Steifenlage ausgeschachtet. Es wurden nun zwar vorläufig die Rammungen weiter südlich von km 3,1 eingestellt, die Schachtarbeiten langsamer gefördert, vorübergehend von Ende Mai bis etwa zum 20. Juni ganz eingestellt, dann aber

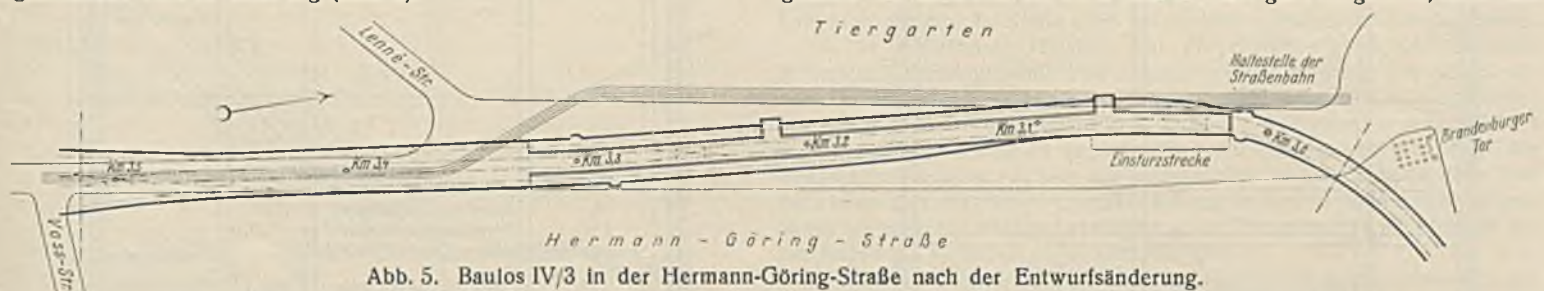


Abb. 5. Baulos IV/3 in der Hermann-Göring-Straße nach der Entwurfsänderung.

Die Folgen dieser Entwurfsänderung traten in ihren Einzelheiten nicht mit einem Schlage hervor, begreiflicherweise schon deshalb nicht, weil erneute Verhandlungen mit der Landespolizei und mit der Stadt Berlin notwendig waren. Erst Mitte Juni war alles dergestalt geklärt, daß die Reichsbahn ihrer Auftragnehmerin die auf den neuen Entwurf abgestellten

wurde zunächst in langsamem Tempo mit den Arbeiten wieder fortgeföhrt, insbesondere die durch die Verbreiterung der Baugrube erforderliche neue östliche Außenwand gerammt. Vom 1. August an wurde die Ausschachtung unter Einbau der 4. Steifenlage und der noch fehlenden übrigen Steifen sowie streckenweise einer 5. Steifenlage in schneller Folge gefördert.

Es war verhängnisvoll und unendlich tragisch, daß, nachdem derart die Arbeiten auf der Baustelle bis Ende Mai 1935 im Sinne des alten Entwurfs vorgetrieben waren und dann wegen noch schwebender Verhandlungen mit der Stadt Berlin bis zum 20. Juni ganz stillgelegt waren, sich niemand auf keiner der beiden Seiten fand, der die neue Aufgabe einerseits in Abhängigkeit von dem, was auf der Baustelle schon geschaffen war, und andererseits unter dem Zwange des neuen Entwurfs mit Besonnenheit zu überblicken sich entschloß und unnachsichtlich den Entschluß faßte, die Arbeit nicht eher wieder aufzunehmen, bis beiderseits — auf Seiten des Auftraggebers und auf Seiten des Auftragnehmers — eindeutige Klarheit über das herrschte, was zu tun war, wie insbesondere das für den alten Entwurf angelegte Aussteifungssystem im Sinne der Regelblätter für den umgeänderten Entwurf zu überführen sein würde. Es wäre in der Tat kein weitläufiger und weitblickender, sondern nur ein unmittelbarer und selbstverständlicher Gedankengang gewesen, der dazu hätte führen müssen, preisgegebene Sicherheiten durch andere im richtigen Augenblick planmäßig zu ersetzen.

Ein solcher Plan aber fehlte. Anstatt dessen wurden die Arbeiten am 20. Juni nach kurzer Stilllegung ohne einheitliche Richtlinien wieder aufgenommen. In allem, was nun folgte, muß eine zusammenhängende und gerichtete Gedankenfolge gefehlt haben. Nur aus diesem Umstande ist es zu begreifen, daß es niemandem zum Bewußtsein gekommen war, es vielmehr der Aufmerksamkeit aller entgangen war, wie mit dem vorgeschrittenen Aushub die Stabilität des ganzen Aussteifungssystems, wie es in der Baugrube hingestellt war, auf der 60 m langen Baustrecke, nämlich der Einsturzstrecke zwischen der Greifergrube und dem nördlichen Ende der östlichen Mittelwand, nur noch abhängen konnte von einer einzigen Stelle. Diese Stelle war das südliche Endfeld dieser Wand, dessen Haltefähigkeit aber bei einer nur unvollkommenen Verstrebung außerdem durch die Greiferarbeit aufs äußerste geschwächt, ja auf Null herabgedrückt war.

**Der Zustand der Baugrube innerhalb der Einsturzstelle vor dem Zusammenbruch.**

Als der Auftragnehmer Anfang Dezember 1934 mit den Bauarbeiten, und zwar mit den Rammarbeiten in der Hermann-Göring-Straße begann, hatte dieses Baulos eine höchst einfache Gestalt. Die Rammträgerlänge wurde der Sohllentiefe nach Maßgabe der Regelblätter angepaßt; auch war die Rammung im allgemeinen so durchgeführt, daß die Verbindungslinie gegenüberliegender Stiele der Außenwände etwa senkrecht zur Bahnachse lag. Der Grad der Abweichungen hiervon konnte im großen und ganzen als in den Grenzen des Unvermeidbaren liegend angesehen werden, ebenso hielten sich Verrammungen, d. h. Abweichungen von der Senkrechten infolge von Hindernissen im Boden, in den auch sonst beobachteten Grenzen. Nicht überall freilich schien ein genügendes Bemühen auf gerade Durchsteifung sichtbar, besonders dort, wo infolge der Rammstielstellung ein Konflikt zwischen gerader Durchsteifung und senkrechter Steifenlage zu den Seiten- bzw. Mittelwänden aufgetreten zu sein schien. Aus der durch die Verbreiterung der Baugrube notwendig gewordenen Rammung einer neuen östlichen Außenwand ergaben sich auch wohl zwangsläufig unvermeidbare größere Abweichungen von gerader Durchsteifung.

Abb. 6 bis 12 stellen zusammenfassend den Zustand des Absteifungsgüertes dar, wie er sich zum Teil mit Sicherheit, zum Teil mit größter Wahrscheinlichkeit nach den Feststellungen bei der Aufräumungsarbeit unter Zuhilfenahme von photographischen Aufnahmen, die kurz vor dem Zusammenbruch am 16. August gemacht worden waren, und nach den Zeugnisaussagen der Beweisaufnahme darstellt. Der Grundriß (Abb. 6) gibt die Baugrubenabsteifung in der vierten Steifenlage wieder. Er kann natürlich nicht als eine genaue Wiedergabe der Wirklichkeit gelten, aber das vorhandene Material genügt, um die Stellung der Rammstiele und die Steifenführung genügend genau zu rekonstruieren. Man bemerkt die teilweise ungleiche Entfernung der Rammstiele, d. h. die gewiß unvermeidbaren Verrammungen und die zum Teil sich daraus ergebenden Abweichungen von einer schnurgeraden Durchsteifung, die beim Hinzutritt der neuen östlichen Außenwand am wenigsten durchzuhalten war. Man hatte, um vorhandene Steifenlängen wieder verwenden zu können, recht wetherzig dazu gegriffen, Steifen innerhalb ihrer freien Länge zu stoßen, ohne immer den Stoß handwerklich einwandfrei auszubilden. Man sieht überdies aus Abb. 6, daß man zu demselben Zweck auch zu einem recht unschönen Hilfsmittel gegriffen hatte. In der westlichen Mittelwand erscheinen nämlich von Stiel 122 nach Norden die beiden C-Zangen durch künstliche konsolartige Verbreiterung der Mittelstiele auseinandergespreizt. Man sieht weiter die ohne Vermittlung einer C-Zange unmittelbar gegen die Rammstiele der östlichen Mittelwand gesetzten Steifen. Die Rammstiele entbehren deshalb hier einer einwandfreien Führung. Derartige Entartungen einer Regel, die sich hier ungewöhnlich häufen, sind gewiß zu verurteilen; sie können aber ein im Kern richtig durchgeführtes System, das als Ganzes übergreifende Sicherheitsgrade hat und haben muß, noch nicht zu Fall bringen. Die Ansichten (Abb. 9 bis 12) der westlichen Außenwand von der Greifergrube bis zum Rammstiel 42, der westlichen Mittelwand zwischen Greifergrube und Rammstiel 126, der östlichen Mittelwand

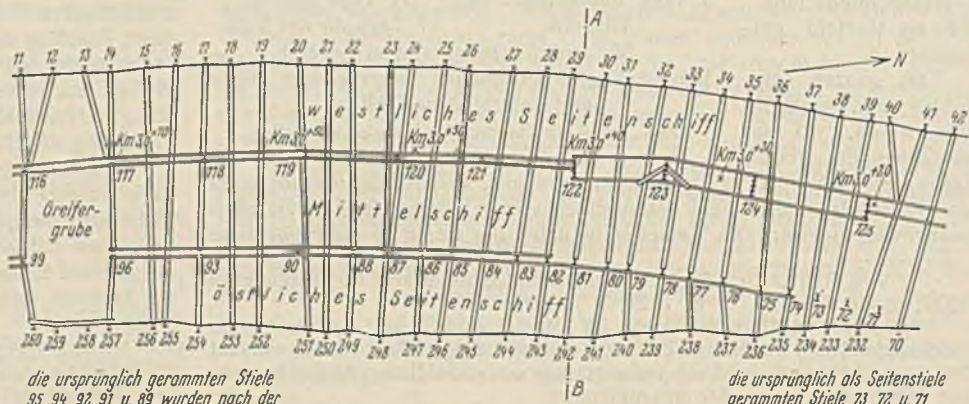


Abb. 6. Grundriß der Aussteifungen.

zwischen Greifergrube und Rammstiel 74 und der östlichen Außenwand (diese als Spiegelbild) zwischen den Rammstielen 260 und 70 sowie die Querschnitte etwa bei km 3,0 + 30 und km 3,0 + 55 (Abb. 7 u. 8) zeigen schematisch den Zustand des Aussteifungsgüertes am Vormittage des Unglücks. — Die Sohle der Ausschachtung lag innerhalb der Einsturzstrecken auf + 21,15 bis 20,85, teilweise noch einige Zentimeter tiefer. Gegen die

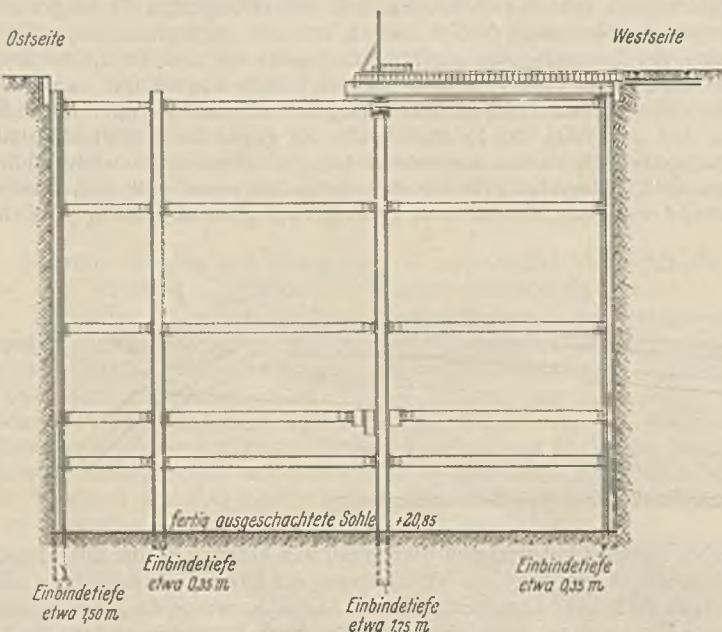


Abb. 7. Querschnitt etwa bei km 3,0 + 30.

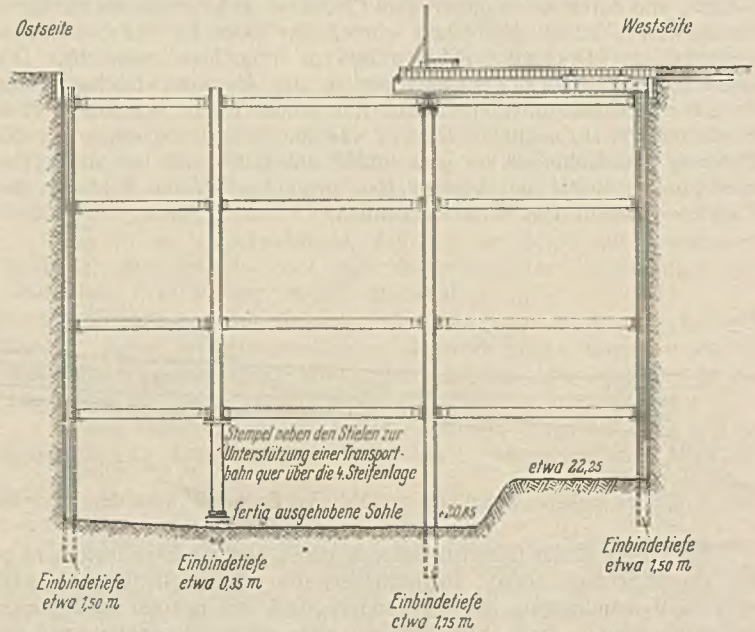


Abb. 8. Querschnitt etwa bei km 3,0 + 55.



Westwand war ein abgeboßtes Bankett bis etwa 1,40 m Höhe und etwa 1,40 m Breite stehengelassen. Die Einbindetiefe der Rammstiele der westlichen Außenwand betrug zufolge dieses Banketts von Süden bis zum Stiel 32 noch etwa 1,50 m, weiter nach Norden bis zum Stiel 42 nur bis 35 cm (die Füße der Stiele 34 und 38 sollen nach Zeugenaussagen sogar beim Einbohlen vorübergehend frei gestanden haben); von Stiel 33 nach Norden war eine 5. Steifenlage eingezogen (Abb. 7). Die Einbindetiefe der Rammstiele der westlichen Mittelwand betrug etwa 1,75 m, und es

waren unvollkommene Längsversteifungen zwischen den Stielen 116 und 117, ferner zwischen den Stielen 120 und 121 vorhanden. Innerhalb der östlichen Mittelwand betrug die Einbindetiefe der Stiele zwischen 35 und 50 cm; eine unvollkommene Längsversteifung befand sich hier zwischen den Stielen 96 und 93; Anzeichen waren gefunden, daß man an der Vervollständigung dieser Längsversteifung zur Zeit des Unglücks arbeitete. Die beiderseitigen C-Zangen der östlichen Mittelwand sind an der Greifergrube unterbrochen, und die einseitige C-Zange hat über den Stiel 74 hinaus keine Fortsetzung, so daß die östliche Mittelwand zwischen Greifergrube und Rammstiel 74 isoliert steht. Da das Einbringen des Sohlenbetons bevorstand, hatte man neben die Stiele dieser Wand Stempel zu stellen begonnen und am Fuße gegen die C-Zange angekellt, um die Stiele zur Aufnahme einer über die Stiefen führenden Transportbahn tragfähiger zu machen. Das Fehlen der Diagonalkreuze im untersten Felde zwischen 96 und 93 wog hier neben der geringen und gelockerten Einbindetiefe der Stiele deshalb um so schwerer, als die untersten C-Zangen infolge der Vertiefung der Baugrube unverhältnismäßig hoch über der Bausohle lagen. Die Einbindetiefe der Rammstiele in der östlichen Außenwand endlich betrug etwa 1,25 m.



Abb. 9. Schema der westlichen Seitenwand.

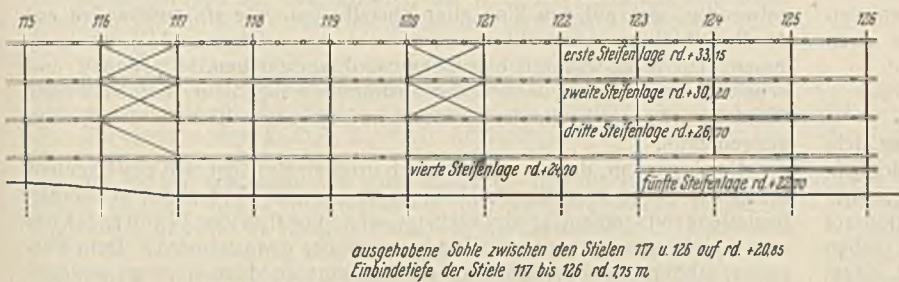


Abb. 10. Schema der westlichen Mittelwand.

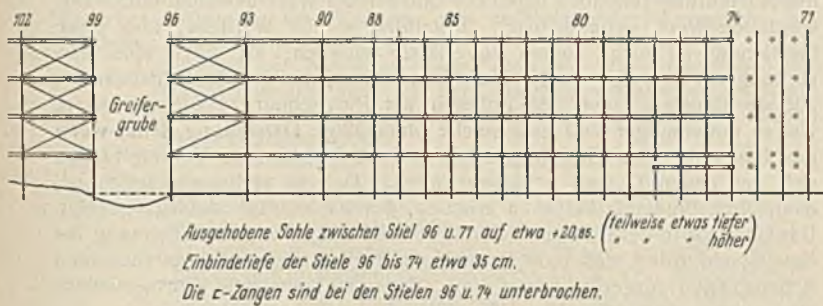


Abb. 11. Schema der östlichen Mittelwand.

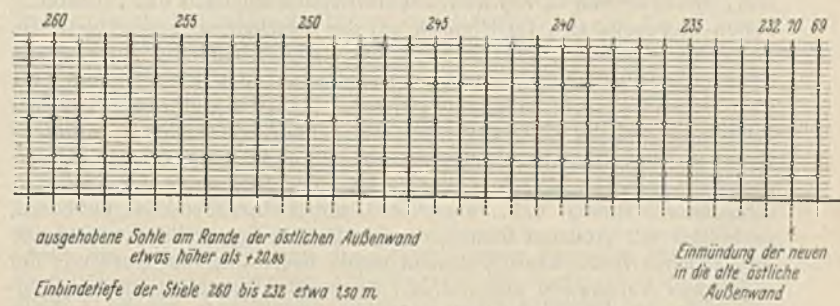


Abb. 12. Schema der östlichen Seitenwand (Spiegelbild).

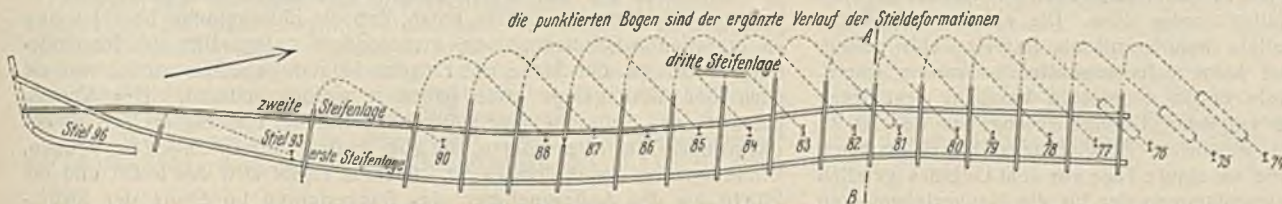


Abb. 13. Die Lage des oberen Teils der Rammträger der östlichen Mittelwand nach dem Einbruch in Beziehung zu der vor dem Einbruch eingemessenen Stielstellung (nach photogrammetrischer Aufnahme und Einmessung des Einbruchs).

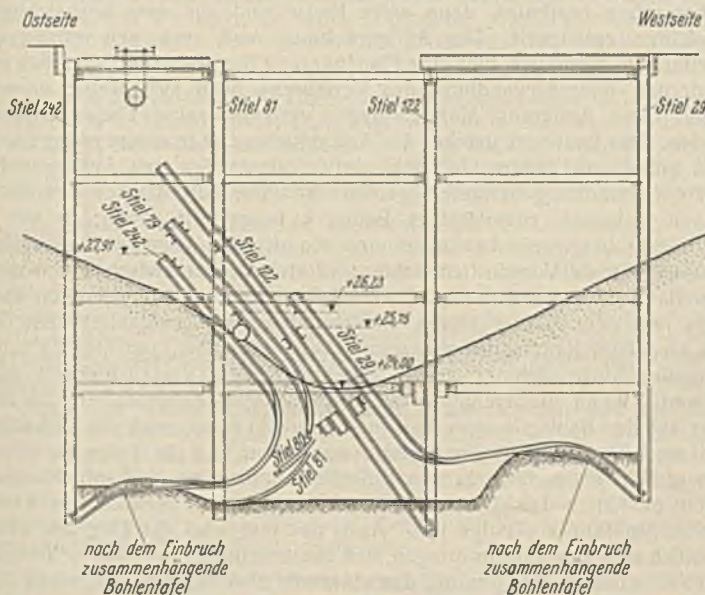


Abb. 14. Querschnitt (an der Stelle A-B der Abb. 6 u. 13) der zusammengestürzten Baugrube.

Aus diesem Tatbestande ergibt sich:

1. Als die Sohlenordinate nach dem ursprünglichen Entwurf etwa auf rd. +22,0 lag, hatte man den Rammstielen, wenn auch etwas knapp, die normenmäßige Einbindetiefe gegeben.

2. Die Abänderung des Entwurfs hatte schließlich eine Vertiefung der Sohle um 1,15 m verlangt. Aus dem Umstande, daß die alten Rammstiele um dieses Maß an Einbindetiefe gegenüber der Norm verloren, zog man einige leider nur unzureichende und unzusammenhängende Schlüsse. Man schützte die westliche Außenwand, indem man gegen sie über dem vollendeten Ausgrabung zunächst das Bankett in 1 bis 1,4 m Höhe stehen ließ mit der Absicht, diesen Stielen vor Beseitigung des Banketts und

vor Einbringen des Sohlenbetons in Abständen nacheinander am Fuß eine Betonsticherung zu geben. Weiter nach Norden zog man zur Sicherung der Stiefüße eine 5. Steifenlage ein.

3. In der westlichen Mittelwand hatte man nichts zum Ersatz der verlorengegangenen Einbindetiefe der Stiele getan. Überdies war ihre Längsversteifung durch Diagonalkreuze unvollkommen. Diese Mittelwand behielt aber freilich noch eine doppelte Sicherheit: Einmal waren die Köpfe ihrer Stiele dadurch, daß das westliche Schiff der Straßenbahn wegen abgedeckt war, gehalten, und außerdem stand ihr Abschnitt innerhalb der Einsturzstrecke nicht isoliert, sondern war auch dadurch festgelegt, daß die C-Zangen im Norden mit dem durch die völlige Baugrubenabdeckung in sich gesicherten Teil der Baugrube und im Süden mit der noch nicht voll ausgehobenen Baugrube, wo also die Stiele noch tief im Boden stecken, verbunden waren.

4. In mehrfacher Hinsicht war die Standfestigkeit der östlichen Mittelwand verhängnisvoll und folgenswer versäumt. Die Stiele, die normenmäßig als Mittelstiele 3 m im Erdboden einbinden sollen, standen nur noch 35 cm bis höchstens 50 cm im Boden. Obgleich nun diese Wand wegen der bei 96 und 74 unterbrochenen C-Zangen auf die Länge der Einsturzstrecke ganz auf sich angewiesen war, gerade deshalb aber eine ganz besonders sorgfältige Längsversteifung in sich hätte erhalten müssen, besaß sie nur eine einzige unvollkommene Verstreifung und diese an der aus folgenden Gründen ungeeignetsten Stelle.

5. Aus der mehrfach erwähnten Greifergrube war der mit Loren auf der jeweiligen Baugrubensohle hierher gefahrene Aushubboden mittels Greiferkranes emporgehoben und in Landfuhrwerke geladen worden. Es stand durch Zeugenaussagen während der Hauptverhandlung fest, daß, als der Bodenaushub seinem Ende entgegenging, der Greifer erheblich tiefer über die endgültige Bausohle hinaus eingriff. In der so entstehenden Grube war mehrfach das Grundwasser, obgleich es nahezu 1 m unter Sohle lag,

zutage getreten, und die Füße der Stiele 116, 117 und 96 wurden mehrfach freigelegt. Am Ende der Schicht wurde das Loch jeweilig wieder zugeschüttet. Für die Rammstiele 116 und 117 war dieser Vorgang deshalb nicht so verhängnisvoll, weil diese Stiele durch die C-Zangen längsgebunden waren. Für den Rammstiel 96 war der Vorgang aber verhängnisvoll, weil hier zwischen den Stielen 96 und 93 in Gestalt einer unvollkommenen Verschwertung der einzig nach der Sachlage mögliche schwache Längshalt der östlichen Mittelwand lag.

Hier war durch Nichtbeachtung der Norm das Aussteifungssystem im Kerne krank. Die Standfestigkeit der östlichen Mittelwand zwischen Greifergrube und Stiel 74 — eben das ist die Einsturzstrecke — war mit vollendetem Aushub völlig erschöpft. Durch die Labilität dieser Ostwandstrecke, die den hier zusammenstoßenden Stiefen keinen Halt mehr bot, war auch das ganze Baugrubenaussteifungssystem innerhalb dieser Strecke labil geworden. Ein geringfügiger äußerer Anlaß, seien es die unvermeidbaren Abweichungen von schnurgerader Durchsteifung, sei es ein Stoß, konnten genügen, um die Ostwand umzuwerfen. Als beim Wiederaushub der zusammengebrochenen Baugrube die verschütteten Bauglieder sorgfältig freigelegt wurden, war unter anderem der Nachweis ein entscheidendes Ergebnis, daß die Stielköpfe der östlichen Mittelwand sich gegen die jeweiligen Stielfüße um etwa 5 m seitlich nach Süden verschoben hatten (Abb. 13 u. 14), während alle übrigen Wände nur einen Quersammenbruch erlitten hatten.

#### Die Möglichkeit anderer Ursachen für das Bauunglück.

Es liegt in der Natur der Untersuchung eines Unfalles mit dem Ziele einer möglichst eindeutigen Klärung der Ursächlichkeit, daß alle Möglichkeiten, insbesondere auch Umstände, deren Abwendung nicht in der Macht der beteiligten Ingenieure stand, aber mit größerer oder geringerer Wahrscheinlichkeit ihre Wirkung oder Mitwirkung etwa im Spiel haben könnten, zur Erörterung kommen. Es ist auch unvermeidlich, daß, indem belastende und entlastende Umstände zu Worte kommen müssen, Über- und Unterbewertungen von Wahrscheinlichkeiten einerseits und Tatsächlichkeiten andererseits sich im Hinblick auf das Geschehene gegenüberstellen. So wurde gutachtlich und im Laufe der Hauptverhandlung auf eine unerwartet ungünstige geologische Beschaffenheit des Untergrundes, die überraschend gewirkt habe, hingewiesen. Indessen mußte an Hand der Bohrungen und der Zeugenaussagen der beim Ausschachten angetroffene Boden als ein solcher bezeichnet werden, wie er in der Regel beim Untergrundbau in Berlin freigelegt worden ist. Man fand auch hier Sand verschiedener Körnung, d. h. feinen Sand, mittelfeinen Sand bis Grobsand, auch Kies mit größeren Steinen durchsetzt, wie namentlich am Südende der östlichen Außenwand, Feinsand wurde namentlich am Nordende der westlichen Außenwand angetroffen. Auch eine Tonschicht, die am Südende unter der Bausohle auslief, konnte nicht als ein ungewöhnliches Hindernis angesehen werden, wie es bisher nicht ebenfalls mit der Berliner Bauweise ungezwungen bewältigt worden wäre. Die einwandfreie Wirksamkeit der Wasserhaltung allein konnte mit als Beweis dafür gelten, daß auf geologischem Gebiet keine Schwierigkeiten vorhanden waren. In der Technischen Hochschule Berlin angestellte Versuche bestätigten die Erfahrung, daß der Grad möglicher Durchfeuchtung des Bodens an der Tiergartenseite hinter der westlichen Baugrubenwand, sei es durch ungewöhnliche Regengüsse, wie sie einige Tage vor dem Unglück gefallen waren, sei es durch Wiedereinschlüssen der für die Neuverlegung von Kabeln und Rohren neben der Baugrube ausgehobenen Gräben dem Bodendruck gegen die Baugrubenwand keine derartige Erhöhung hätte bringen können, die für das Normensystem der Aussteifung ein Gefahrmoment bedeutet hätte. Unmöglich hätte dadurch auch etwa ein überraschender Durchbruch der Baugrubensohle hervorgerufen werden können. Für die Bildung vermuteter unterirdischer Hohlräume hinter der Baugrubenwand, hervorgerufen durch einen solchen Durchbruch oder durch ein Nachfließen des Feinsandes beim Einsetzen der Bohlen, konnten keine tatsächlichen Anhaltspunkte aufgedeckt werden. Es konnte daher auch nicht angenommen werden, daß ein plötzlicher Zusammenbruch solcher Hohlräume etwa einen zerstörenden Stoß gegen die Baugrubenwand ausgeübt hatte. Allen Erfahrungen widerspricht es auch, daß Erschütterungen des Straßenverkehrs und der Straßenbahn den Bodendruck auf die Baugrubenwände nennenswert erhöhen können. Gefährliche Schwingungen anzunehmen, mußte vollends abgewiesen werden, da die Unregelmäßigkeit der Verkehrsstöße auf Pflaster und Schienenstöße solche gar nicht hervorrufen können. Übrigens sind beim bisherigen Berliner Untergrundbau Baugruben dem Straßenverkehr aller Art weit mehr ausgesetzt gewesen, als es hier in der Hermann-Göring-Straße überhaupt denkbar war. Die unbegreifliche Plötzlichkeit der Ereignisse erweckte sehr begreiflich vorübergehend den Verdacht einer Sabotage. Die Summe und die Wucht der Tatsächlichkeiten, wie sie bei der sachlichen Nachprüfung zutage traten, waren gegenüber allen derartigen hypothetischen Annahmen schließlich so eindeutig, daß insbesondere den Ingenieuren, deren fachmännisches Sondergebiet hier berührt wurde, kein Zweifel an den wirklichen Ursächlichkeiten des Unglücks mehr übrig-

blieben konnte. Der labile Zustand der östlichen Mittelwand, bei der alle Sicherheitsbedingungen der Norm wie vergessen erschienen, war die Ursache des Einsturzes.

#### Zusammenfassung.

Unglücksfälle wie der in der Hermann-Göring-Straße führen zwangsläufig zu einer vielseitigen Besinnung. Sie sind bittere Erfahrungen, die, eben weil sie bitter sind, um so mehr genutzt werden müssen. Was ist, auf eine einfachste Formel gebracht, hier geschehen? Die deutlich dargestellten sinnvollen Einzelheiten einer generellen Baumethode, die sich jahrzehntelang bewährt hatte, der man auch hier folgen wollte, wurden in einem unbegreiflichen Grade leicht genommen. Leider geschieht es ja dann und wann, daß die gewohnte Handhabe eines Instrumentes den Handhaber blind macht gegen Gefahren, die mit diesem Instrument gebannt werden sollten. Nur ununterbrochene Wachsamkeit, verbunden mit klarer Anweisung auf selten der leitenden Stellen, kann dagegen schützen. Ein anderes kam hier noch hinzu: Man darf es wohl aussprechen, daß die Planänderung die belderseitigen Bauleitungen gewissermaßen aus dem Gleise geworfen hat. In seiner ursprünglichen Form war der Bau in geradlinig mechanischer Anwendung der Regel eingeleitet worden. Ein solches Verhalten genügte nicht mehr, als die Planänderung eintrat. Jetzt war es notwendig, sich auf den Sinn aller Einzelheiten, wie sie anschaulich auf den Regelblättern dargestellt waren, zu besinnen. Dinge und Dingsysteme lassen sich nicht willkürlich schieben und verschieben. Sie haben und behalten ihre Gesetze, denen der ausführende Ingenieur, der auf seiner Baustelle stets mit dinglichen Auswirkungen im Kampfe liegt, sich beugen muß.

Der Ingenieur, der hier nachträglich urteilen soll, hat sich gewissenhaft die ernste Frage vorzulegen: Heißt es von einem akademisch gebildeten bauleitenden Ingenieur zu viel verlangt, wenn von ihm jene Wachsamkeit und jene Besinnung seinem Werk gegenüber erwartet wird? Dem Verfasser scheint die Beantwortung dieser Frage in dem eingangs gekennzeichneten Verhältnis zu liegen, das vor allem anderen zwischen dem die Ausführung leitenden Ingenieur und seinem Werk bestehen muß. Das werdende Werk verlangt nach Gestaltung seines Werdens, und diese Gestaltung ist nicht anders zuverlässig möglich, als durch eine Darstellung der Baufolge an der Hand von Plänen, die den Aufsichtsbeamten auf der Baustelle und den Polieren als Richtschnur zu dienen haben. Um so notwendiger wird eine solche planmäßige Darstellung dann, wenn das Bauwerk seine Gestalt wandelt und alle bisherigen Vorbereitungen sich der neuen Gestalt anpassen sollen. Daß es völlig unmöglich ist, dann ohne bindende Pläne zu arbeiten, das hat sich hier deutlich gezeigt. Das Unglück in der Hermann-Göring-Straße mag die ernste Mahnung ins Bewußtsein rufen, daß jede Baustelle mit eindeutigen wohlurchdachten Arbeitsplänen ausgerüstet sein muß. Bauen ist keine freie Kunst, sondern eine strenge und gebundene Kunst.

Und noch auf ein anderes mag das Unglück die Aufmerksamkeit lenken. Die Beweisaufnahme ergab, daß die Entscheidung über jeweilig zu ergreifende Baumaßnahmen, insbesondere gelegentlich der Planänderung, nicht an der Stelle mit Entschiedenheit getroffen wurde, wo sie nach der Vertragslage hätte getroffen werden müssen. Der Vertrag belastete den Auftragnehmer weitgehend mit der Haftung im Verlauf der Bauarbeiten und ihrer Folgen, die vom Auftragnehmer tragen zu können, Voraussetzung des Auftrages ist. Hieraus ergibt sich das Recht und die Pflicht für den Auftragnehmer, das Bauverfahren im Sinne der Sicherheit zu bestimmen, selbstverständlich auch in den Grenzen der obwaltenden äußeren Bedingungen. Er hat es im Grunde mit seinem Angebot schon bestimmt, denn seine Preise sind aus dem beabsichtigten Verfahren entwickelt. Der Auftragnehmer muß auch neu wählen und bestimmen, wenn wie hier eine Planänderung des Auftraggebers etwa eine Änderung oder Abwandlung des Verfahrens nach sich zieht; er muß, wenn diese Änderung Mehrleistungen verlangt, seine Preise ergänzen dürfen. Der Bauamtsvorsteher des Auftraggebers ist in einem andern Sinne und auf einem andern Gebiet Bauleiter, als es der vom Auftragnehmer mit der Bauleitung betraute Ingenieur ist. Der Auftraggeber will ein für seinen Gebrauch zuverlässiges Bauwerk hergestellt haben; er will es rechtzeitig hergestellt haben; er muß wie hier sein Auge auf die Erfüllung baupolizeilicher Vorschriften richten; er steht ferner zwischen den durch den Bauauftrag zur Mittätigkeit veranlaßten Ämtern und Behörden einerseits und dem Auftragnehmer andererseits; er muß aufgeklärt sein über die einzelnen Baumaßnahmen seines Auftragnehmers, um klar zu sehen, wie der Auftragnehmer seinen übernommenen Verpflichtungen nachkommt. Wenn die Trennung der belderseitigen Aufgabenbereiche nicht klar auf der Baustelle zum Ausdruck gebracht wird, muß die Einheitslichkeit und Eindeutigkeit der Bauführung leiden, und die Folge ist ein gewisser Schwebezustand in den Entscheidungsrechten und -pflichten, der dann nur allzu leicht einen Schwebezustand im persönlichen Verantwortungsgefühl zur Folge hat. Auch das mag also das Unglück wieder deutlich zum Bewußtsein bringen, daß Bestimmungsrechte und -pflichten in der Sache und in der Form mit den einerseits übertragenen, andererseits übernommenen Aufgaben und Haftungen im Einklang stehen und bleiben müssen.

Alle Rechte  
vorbehalten.

## Die Hauptversammlung 1937 der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauwesen (D. G. f. B.) hielt ihre diesjährige Hauptversammlung in der Zeit vom 21. bis 25. Mai in Düsseldorf ab. Die Wahl des Tagungsortes war eine besonders glückliche, weil die Stadt Düsseldorf an sich eine starke Anziehungskraft ausübt und weil dort kurz zuvor bekanntlich die Reichsausstellung „Schaffendes Volk“ eröffnet worden war.

Einen besonderen Raum in der Veranstaltungsfolge nahm die Frühjahrstagung der Abwasserfachgruppe der D. G. f. B. ein, die sich auch insofern um das Gelingen dieses Treffens der in der Bautechnik tätigen Ingenieure besonders verdient gemacht hat, als sie im Rahmen der großen Ausstellung eine Sonderschau der Abwasserfachgruppe zustande gebracht hat. In dieser sind erstmalig die das Abwasserwesen fördernden und gestaltenden Kräfte der Technik zu einer wirkungsvollen, einheitlichen und übersichtlichen Darbietung vereinigt worden.

Der erste Tag der Veranstaltungen (21. Mai) war durch Sitzungen der zahlreichen Ausschüsse ausgefüllt. Traten doch außer der bereits erwähnten Abwasserfachgruppe der deutsche Ausschuss für Baugrundforschung, der Fachausschuß für Baustoffkunde, der Reichsverband deutscher Baumeister (Gruppe der Baumeister in der D. G. f. B.) und der Reichsbauausschuß für Luftschutz zusammen, die in ernster Arbeit wichtige technische Fragen behandelten.

Von besonderem Interesse war auch eine Sitzung, die der Frage des Beitritts der D. G. f. B. zur Reichsarbeitsgemeinschaft der deutschen Wasserwirtschaft innerhalb der Säule „Bauwesen“ des NSBDT galt und die der Vorsitzende der D. G. f. B., Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. e. h. Hertwig, persönlich leitete.

Am 22. Mai schlossen sich eine Vorstands- und Vorstandsratsitzung der D. G. f. B., eine Führerringsitzung des Reichsverbandes deutscher Baumeister und die 60. Hauptversammlung der Gesellschaft für Bauwesen sowie die Westgautagung der deutschen Baumeister an. Die Abwasserfachgruppe veranstaltete an diesem Tage gemeinsam mit der Fachgruppe „Wasserchemie“ des Vereins deutscher Chemiker eine wissenschaftliche Tagung im Ratskellerhaus auf der Ausstellung, die sich eines sehr regen Besuches erfreute. Die Vorträge mit anschließender Aussprache behandelten folgende Gegenstände:

1. „Einfluß von baulichen Maßnahmen des Wasserbaues und des städtischen Tiefbaues auf den natürlichen Wasserhaushalt und auf die Selbstreinigung der Gewässer“: Dr.-Ing. Weise, Berlin (Abwasserfachgruppe);
2. „Die Abwasserfrage an großen Strömen“: Dr.-Ing. Schreier, Düsseldorf (Abwasserfachgruppe);
3. „Abwassereinleitung in Gewässer“ (Fachgruppe für Wasserchemie)  
„Einleitung in natürliche Seen“: Dr. Waser, Zürich;  
„Einleitung in künstliche Seen“: Dr. Viehl, Leipzig;  
„Einleitung in fließende Gewässer“: Dr. Nolte, Magdeburg;
4. „Abwasser und Vierjahresplan“: Dr.-Ing. habil. Reinhold, Dresden (Abwasserfachgruppe).

Nachmittags vereinigte die Abwasserfachgruppe die Teilnehmer zu einer durch die Stadtverwaltung Düsseldorf veranstalteten Besichtigung von städtischen Entwässerungsanlagen sowie der im Neubau befindlichen städtischen linksrheinischen Kläranlage Lörrick. Die Teilnehmer fanden sich dann wieder auf dem Ausstellungsgelände zur gemeinsamen Besichtigung der Sonderschau der Abwasserfachgruppe ein.

Die Woche beschloß ein „Rheinischer Abend“ im Hauptrestaurant der Ausstellung, den der örtliche Bezirksverein der D. G. f. B. durch

künstlerische Darbietungen von Kräften der städtischen Bühnen besonders verschönte. Zu gleicher Zeit fanden unter künstlicher Lichteinwirkung märchenhaft anmutende Wasserspiele auf dem Ausstellungsgelände statt.

Am 23. Mai fanden sich die Tagungsteilnehmer bei der großen Veranstaltung der D. G. f. B. im Planetarium ein. Der Vorsitzende, Prof. Dr.-Ing. e. h. Hertwig, wies auf die große Bedeutung hin, die dem kürzlich vollzogenen Zusammenschluß aller Techniker im NSBDT beizumessen ist und umriß die große Aufgabe, die die Bautechnik in der nächsten Zukunft zu lösen haben wird.

Als Vertreter des Führers der deutschen Technik, des Generalinspektors für das deutsche Straßenwesen Dr.-Ing. Todt sprach der Gauamtsleiter des Gau Niederrhein Dr.-Ing. Reinhold. Es folgten die nachstehenden Vorträge:

1. „Die deutsche Bauwirtschaft im Vierjahresplan“ Generaldirektor Dr.-Ing. e. h. Eugen Vögler, Essen;
2. „Die Bedeutung der Abwasserfrage für die deutsche Volkswirtschaft und ihre Förderung im Sinne des Vierjahresplanes“ Direktor des Ruhrverbandes Dr.-Ing. Prüß, Essen;
3. „Das Bauen in der Deutschen Arbeitsfront“ Baurat Schulte-Frolinde, Leiter der Bauabteilung der Deutschen Arbeitsfront.

Bei dem anschließenden Empfang der Stadt Düsseldorf für geladene Gäste im Parkhotel gab Stadtrat Meyer, Düsseldorf, auch hier, wie bei den beiden vorangegangenen Vortragsveranstaltungen der Abwasserfachgruppe und der D. G. f. B., in Vertretung des erkrankten komm. Oberbürgermeisters Liederley seiner Freude über das Zustandekommen dieses Treffens der Bautechnik in Düsseldorf beredten Ausdruck.

Am 24. Mai vereinigten sich die Tagungsteilnehmer zu Besichtigungen. Einmal handelte es sich um die Inaugenscheinnahme der malerischen Schlösser und Wasserburgen am Niederrhein. Ferner besichtigten die am Abwasser besonders interessierten Teilnehmer die „Emscherkläranlage“ in Alsum, sowie die neuartige, einem Industrierwerk ähnelnde, noch im Bau befindliche Kläranlage des Niersverbandes bei Neersen. Ein kleinerer Kreis von Abwasserfachleuten fand sich schließlich am 25. Mai zu einer weiteren Besichtigung im Wuppergebiet ein, wo besonders die viel Neues bietende Kläranlage Buchenhofen und die in starkem Baufortschritt begriffene Bevertalperle in Augenschein genommen wurden.

Die D. G. f. B., besonders ihr Vorsitzender Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. e. h. Hertwig, sowie ihr Geschäftsführer Reichsbahndirektor i. R. Schenk, der die Hauptlast der umfangreichen Vorbereitungen zu tragen hatte, zugleich aber auch der Vorsitzende der Abwasserfachgruppe, Magistratsoberbaurat i. R. Langbein, die bereits genannten Vortragenden sowie die mit der Führung der Besichtigungen betrauten Herren wie Magistratsoberbaurat Dr.-Ing. Schreier für die Stadt Düsseldorf, Baudirektor Dr.-Ing. Ramshorn für die Emscher-Genossenschaft, Dr.-Ing. Schmitz-Lenders vom Niersverband und Dr.-Ing. Mahr vom Wupperverband dürfen zu der in jeder Beziehung gelungenen Tagungsveranstaltung beglückwünscht werden. Auch dem rührigen Stadtbaurat i. R. Seeger, Düsseldorf, gebührt besonderer Dank für seine rege Tätigkeit, deren Verdienst insbesondere das Gelingen der Sonderschau der Abwasserfachgruppe ist. Schließlich sei auch die warmherzige Förderung der Tagung durch die Stadt Düsseldorf und durch den Düsseldorfer Arch. u. Ing.-Verein unter Leitung seines Vorsitzers Oberregierungs- und Oberbaurat Krieger hervorgehoben. Dr.-Ing. Erich Weise, Berlin.

## Vermischtes.

**Technische Hochschule Breslau.** Dem Regierungsbaumeister a. D. Ulrich Fischer, Stuttgart, ist unter Ernennung zum o. Professor in der Fakultät für Bauwesen der Lehrstuhl für Eisenbeton- und Massivbrückenbau übertragen worden.

**Technische Hochschule Hannover.** Oberregierungs- und Steuerrat Dr. Otto Kerl, Hannover, ist beauftragt worden, in der Fakultät für Bauwesen das „Behördliche Vermessungswesen“ in Vorlesungen und Übungen zu vertreten. Weiter ist dem Dr.-Ing. habil. Walter Kleffner, Kiel, die Dozentur für das Fach „Bauwirtschaftslehre im Hochbau“ verliehen worden.

**Ehrungen der Deutschen Akademie für Bauforschung.** Dem Präsidenten des Österreichischen Ingenieur- u. Architekten-Vereins, Ing. Richard Brabbée, ferner dem Ministerialrat im Österreichischen Bundesministerium für Handel und Verkehr, Ing. Fritz Vogel, und dem Baurat Prof. Theiß, Wien, wurde die silberne Ehrenmünze für Verdienste um die Bauforschung verliehen. Die gleiche Ehrenmünze in Bronze erhielt der Generalsekretär des Österreichischen Ingenieur- u. Architekten-Vereins, Technischer Rat Willfort.

Aus Anlaß seines Rücktritts nach 15jähriger Amtstätigkeit als Vizepräsident der Deutschen Akademie für Bauforschung erhielt Ministerialrat Prof. Dr. Friedrich Schmidt, Reichsarbeitsministerium Berlin, die silberne Ehrenmünze für Verdienste um die Bauforschung. Er wird künftig nur noch dem Senat der Akademie angehören. An seiner Stelle wurde Regierungsbaumeister a. D. Gerlach, Berlin, als Vizepräsident der Deutschen Akademie für Bauforschung berufen.

Aus dem Geschäftsbericht der Unternehmung „Reichsautobahnen“ über das Jahr 1936. Die 1933 und 1934 eingesetzten 15 Obersten Bauleitungen<sup>1)</sup> haben auch im vierten Geschäftsjahr (1936) den weiteren Aus-

bau des Netzes der Reichskraftfahrbahnen tatkräftig fortgeführt. Es wurden 979 km Kraftfahrbahnen fertiggestellt und 757 km neu in Bau genommen. Die Streckenlänge der fertigen Kraftfahrbahnen erhöhte sich von 108 km bis Ende 1936 auf 1087 km; an weiteren 1644 km wurde gebaut. Die Zahl der Bauabteilungen erhöhte sich im Laufe des Jahres von 74 auf 81; vier Bauabteilungen wurden nach Beendigung ihrer Aufgabe aufgelöst.

Von den 1936 neu in Betrieb gesetzten 28 Teilstrecken mit zusammen 979 km seien erwähnt von Hauptstrecke München—Landesgrenze mit 77 km, Berlin—Halle—München 176 km, Berlin—Stettin 116 km, Berlin—Hannover 170 km, Berlin—Breslau 91 km.

Das vorläufige Netz der Reichsautobahnen nach dem Stande vom 31. Dezember 1936 zeigt die Abbildung.

Gegenüber rd. 5 700 000 m<sup>2</sup> im Jahre 1935 wurden 1936 15 200 000 m<sup>2</sup> Fahrbahnbefestigungen ausgeführt, davon 13 850 000 m<sup>2</sup> in Beton, rund 750 000 m<sup>2</sup> als bituminöse Decken und rd. 600 000 m<sup>2</sup> in Kleinpflaster. Bei den Erdarbeiten wurde infolge der Verminderung der Arbeitslosenzahl vielfach an Stelle des bisherigen Handschichtes zum Maschinenbetriebe übergegangen. Die Ende 1935 erbaute Tankstelle bei Darmstadt wurde in Betrieb genommen, andere Tankstellen wurden auf den Anschlußstellen Holzkirchen und Rosenheim (Strecke München—Landesgrenze) eröffnet, der Bau weiterer Tankstellen ist eingeleitet. Auf den fertigen Bahnen wurden nachträglich zahlreiche Rast- oder Parkplätze angelegt. Mit dem Bau von Straßenmeistergehöften ist an den Strecken Berlin—München und München—Landesgrenze begonnen worden.

Außer vielen Über- und Unterführungen von Eisenbahnen, Straßen und Feldwegen wurden folgende großen Brückenbauten fertiggestellt: die Saalebrücke bei Lehesten, die Waschmühlalbrücke bei Kaiserslautern, die Elbebrücken bei Dresden<sup>2)</sup> und Hohenwarthe, die Muldebrücke bei Sieben-

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1936, Heft 28, S. 419.

<sup>2)</sup> Vgl. Bautechn. 1935, Heft 35, S. 473; 1936, Heft 6, S. 69.

lehn, die Talbrücken bei Rüdersdorf, Tautendorf, Rohrerreuth und Bergen, die Sulzbachtalbrücke bei Denkersdorf<sup>3)</sup>, die Kaiserbergbrücke bei Dulsburg und die Oderbrücken bei Stettin<sup>4)</sup>.

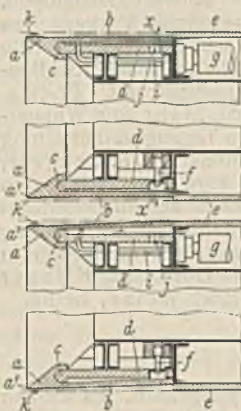
Seit Baubeginn wurden bis Ende 1936 2 200 000 m<sup>3</sup> Stampfbeton, rd. 1 200 000 m<sup>3</sup> Eisenbeton und rd. 160 000 t Stahltragwerke eingebaut. Als Baustoff wurde neben Stahl und Beton in erhöhtem Maße Naturstein verwendet. Insgesamt sind bisher 2660 Bauwerke fertiggestellt und 851 Bauwerke begonnen worden. Von den fertiggestellten oder begonnenen 3511 Bauwerken beträgt die Auftragssumme bei 92 Brücken je über 500 000 RM, bei 437 Brücken je 100 000 bis 500 000 RM, bei 2982 Bauwerken je bis 100 000 RM.

Der Personalstand im Jahresdurchschnitt 1936 betrug an Beamten 1342, Angestellten 4053, Arbeitern 2048, zusammen 7443 Köpfe. Diese verteilen sich auf den nichttechnischen Verwaltungsdienst 1833, technischen Verwaltungsdienst 5358, Stoffverwaltungs- und Lagerdienst 131, Straßenunterhaltungsdienst 69 und Straßenbewachungsdienst 52 Köpfe. 27 Straßenmeisterstellen wurden eingerichtet.

Das für den Bau von Reichsautobahnen eingesetzte Gerät umfaßte Ende 1936: 1927 Baulokomotiven, 39 291 Rollwagen, 749 Betonmischmaschinen, 384 Bagger, 554 Verdichtungsmaschinen, 72 Straßenfertiger sowie 2441,7 km Baugleise. Laskus.

**Patentschau.**

Vortriebschild zur Herstellung von Tunneln. (Kl. 19f, Nr. 617 994 vom 27. 6. 1933 von Gottfried Hallinger, Patentverwertungsgesellschaft m. b. H. in Essen.) Um die rein mechanische Lenkung der Vortriebschilde zu verbessern, besteht der vordere Teil des zylindrischen oder prismatischen Schildmantels einschließlich der Schildschneide auf seinem ganzen Umfang oder auf einem Teil seines Umfangs aus nebeneinanderliegenden Mantelteilen, von denen jeder unabhängig von dem anderen schräg zur Schildachse einstellbar ist. Die Schildschneide *a* und ein daran anschließendes Mantelstück *b* besteht aus schräg zur Schildachse stellbaren Abschnitten, deren Schwerpunkt *c* sich nahe der Schneide *a* an einem starren Mantelteil *d* befindet, derart, daß die äußere Umfläche der Mantelstücke *b* sich in einem Abstände *x* gegenüber der rückwärtig anschließenden starren Mantelfläche *e* befindet. Wird die Schildschneide *a* nach auswärts geschwenkt, so fluchtet die Schneidenspitze *a* mit der Umfläche des starren Mantelteils *e*; wird dagegen die Schildschneide *a* nach einwärts geschwenkt, so fluchtet das rückwärtige Ende des Mantelstückes *b* mit der Umfläche des starren Schildmantels *e*. Die Mantelstücke *a* haben an der Schneide äußere keilige Erhebungen *k*, deren Höhe etwa dem Abstände *x* entspricht. Die Mantelabschnitte werden durch Spindeln *f* bewegt, während zum Vortrieb des Schildes am starren Schildteil *e* angreifende Pressen *g* dienen. Befinden sich die schwenkbaren Schildmantelstücke parallel zur Schildachse, so wird das Erdreich mit Hilfe der Erhebungen *k* wenigstens annähernd im Umfange des starren Schildmantels *e* vor der Schneide des vorderen Schildmantelteils gelockert, so daß auch die Ringfläche *x* des starren Schildteils *e* bei ihrem Vordringen in dem vor ihr stark gelockerten Erdreich keinen nennenswerten Widerstand findet. Um in den zwischen dem starren Mantelteil *d* und den beweglichen Mantelstücken befindlichen Hohlraum eingedrungenes Erdreich zu entfernen, sind Spülrohre *i* vorgesehen, durch die das Erdreich durch eine Öffnung *j* im Mantelteil *d* ausgespült wird.



finden sich die schwenkbaren Schildmantelstücke parallel zur Schildachse, so wird das Erdreich mit Hilfe der Erhebungen *k* wenigstens annähernd im Umfange des starren Schildmantels *e* vor der Schneide des vorderen Schildmantelteils gelockert, so daß auch die Ringfläche *x* des starren Schildteils *e* bei ihrem Vordringen in dem vor ihr stark gelockerten Erdreich keinen nennenswerten Widerstand findet. Um in den zwischen dem starren Mantelteil *d* und den beweglichen Mantelstücken befindlichen Hohlraum eingedrungenes Erdreich zu entfernen, sind Spülrohre *i* vorgesehen, durch die das Erdreich durch eine Öffnung *j* im Mantelteil *d* ausgespült wird.

**Personalmeldungen.**

Preußen. Ernann: Zum Wasserbaudirektor der Oberregierungs- und -baurat Schäfer bei der Wasserbaudirektion Königsberg; zu Regierungs- und Bauräten die Regierungsbauräte (W) F. Albrecht bei der Wasserbaudirektion Königsberg, Thorwest, Vorstand des Wasserbauamts Duisburg-Meiderich, Scheunemann, Vorstand des Wasserbauamts Münster; zu Regierungsbauräten die Regierungsbaussessoren (W) Schubel beim Kanalbauamt Leipzig, Buhrow bei der Wasserbaudirektion Münster, Hinze beim Wasserbauamt Koblenz, Röhnisch beim Neubauamt I Münster, Stolze beim Wasserbauamt Gleiwitz, Ziemann beim Wasserbauamt Emden.

Versetzt: Oberregierungs- und -baurat (W) von Rohr von der Wasserbaudirektion Stettin nach Berlin zur kommissarischen Beschäftigung im Reichs- und Preussischen Verkehrsministerium; Regierungs- und Baurat



(W) Steude vom Wasserbauamt Eberswalde an die Wasserbaudirektion Münster; die Regierungsbauräte (W) F. Hansen vom Hafenbauamt Pillau an das Hafenbauamt Stolpmünde, Steckhan, bisher im Reichs- und Preussischen Verkehrsministerium, an das Kanalbauamt Leipzig, Dr.-Ing. B. Schumacher von der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg an das Wasserbauamt Eberswalde als Vorstand, Ziemann vom Wasserbauamt Emden an das Reichswasserstraßenmaschinenamt Rendsburg-Saatsee, Wichert vom Wasserbauamt Driesen an das Wasserbauamt Landsberg a. d. Warthe als Vorstand, Jessen vom Wasserbauamt Krossen a. d. Oder an das Wasserbauamt Driesen als Vorstand; die Regierungsbaussessoren (W) Störr vom Wasserbauamt Brieg an das Wasserbauamt Wesermünde, G. Petschke vom Maschinenbauamt Herne an das Wasserbauamt Emden, J. Albrecht vom Wasserbauamt Verden nach Berlin zur kommissarischen Beschäftigung im Reichs- und Preussischen Verkehrsministerium, S. Niebuhr vom Wasserbauamt Glogau an das Wasserbauamt Stettin, Wagner vom Bauamt für den Masurischen Kanal in Insterburg an das Wasserbauamt Münden i. H., Gebauer vom Wasserbauamt Berlin-Köpenick an das Wasserbauamt Verden.

Unter Übernahme in den Staatsdienst überwiesen: Die Regierungsbaussessoren (W) Wiedemann dem Hafenbauamt Swinemünde, Flänsch dem Wasserbauamt Brieg, Hanisch dem Wasserbauamt Breslau, Freiherr Schenk zu Schweinsberg dem Wasserbauamt Emden, Lohnes dem Maschinenbauamt Herne, Düsing dem Hafenbauamt Pillau, Feldmann dem Reichswasserstraßenamt Saarbrücken, Woltzick dem Wasserbauamt Krossen a. d. Oder.

In den Ruhestand getreten: Die Oberregierungsräte Rottmann und Luttermann beim Reichsschiffsvermessungsamt.

Verstorben: Regierungs- und Baurat (W) F. Fischer bei der Wasserbaudirektion Münster, Regierungsbaurat (W) Arnous, Vorstand des Wasserbauamts Landsberg a. d. Warthe.

Berichtigung zu dem Aufsatz „Die Entwicklung der Binnenschiffahrtsschleusen in der Nachkriegszeit“, Bautechn. 1937, Heft 15.

In meinen Ausführungen über die Verwendung von Rollkeilschützen als Umlaufverschlüsse wurde auf S. 193 von mir erwähnt, daß das Krupp-Grusonwerk erstmalig das Rollkeilschütz so nach dem Oberwasser zu angeordnet hat, daß auch die Blechhaut und die obere Dichtung nach diesem zu liegen.

Die Firma Ardetwerke G. m. b. H., Eberswalde, teilt mir jetzt mit, daß sie bereits im Jahre 1914 Rollkeilschütze als Umlaufverschlüsse geliefert hat, bei denen die Blechhaut nach dem Oberwasser zu angeordnet ist. Jedoch liegt die Sohlendichtung bei dieser Bauart mit der Seitendichtung nicht in einer Ebene. F. W. Peilert.

INHALT: Das neue Uferschutzwerk am Unterlande von Helgoland. (Schluß) — Versuche und Erläuterungen zu den Richtlinien für die Prüfung von Beton auf Wasserundurchlässigkeit. (Fortsetzung) — Betrachtungen zum Einsturzunfall beim Bau der Nord-Süd-S-Bahn in Berlin. (Schluß) — Die Hauptversammlung 1937 der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen. — Vermischtes: Technische Hochschule Breslau. — Technische Hochschule Hannover. — Ehrungen der Deutschen Akademie für Bauforschung. — Aus dem Geschäftsbericht der Unternehmung „Reichsautobahnen“ über das Jahr 1936. — Patentschau. — Personalmeldungen. — Berichtigung.

<sup>3)</sup> Vgl. Bautechn. 1936, Heft 36, S. 497.  
<sup>4)</sup> Vgl. Stahlbau 1937, Heft 14/15, S. 114.