

# DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang

BERLIN, 15. Januar 1937

Heft 3

## Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1936.

Von G. Schaper.

(Fortsetzung aus Heft 1.)

Alle Rechte vorbehalten.

2. Rheinbrücke bei Speyer (Reichsbahndirektion Ludwigshafen) (Abb. 8 u. 9).

Die Brücke führt die eingleisige Eisenbahn Speyer—Heidelberg und eine Straße, die künftig Reichsstraße werden soll, auf gemeinsamem Überbau über den Rhein. Das rechtsrheinische Flutgelände wird in sechs Öffnungen von vollwandigen gelenkigen Trägern, die über je drei Öffnungen ohne Gelenke mit Stützweilen von je 44,65 m durchlaufen, überbrückt (Abb. 8). Der Stromüberbau hat parallelgurtige Hauptträger mit postenlosem Strebenfachwerk (Abbildung. 9); sie laufen ohne Gelenke über die beiden Stromöffnungen von 108,8 und 163,2 m Stützweite durch. Abb. 9 zeigt den Stand der Aufstellungsarbeiten im November 1936; der Überbau der kleinen Stromöffnung ist beinahe fertig. Der Stromüberbau besteht mit Ausnahme der Glieder der Windverbände aus St 52. Die Fahrbahnlängsträger des Straßenbrückenteiles sind geschweißt; alle anderen Bauteile sind genietet.

3. Rheinbrücke bei Maxau (Reichsbahndirektion Karlsruhe) (Abb. 10).

Auf zwei getrennten Überbauten werden die zweigleisige Eisenbahn Wörth—Karlsruhe und die von Osten nach Westen führende Reichsstraße Nr. 10 über den Rhein geführt, der in zwei Öffnungen von 116,8 und 175,2 m Stützweite überbrückt wird. Die Hauptträger sind parallelgurtige Fachwerkträger, die in gleicher Höhe über die beiden Öffnungen ohne Gelenke durchlaufen. Die Ausfachung besteht nur aus Streben. Abb. 10 zeigt den Blick auf die Brücke vom linken Ufer aus; im Vordergrund ist die alte Schiffsbrücke zu sehen, die durch die neue feste Brücke ersetzt wird. Der Baustoff des ganzen Eisenbahnüberbaues und der Hauptträger der Straßenbrücke ist St 52; die Fahrbahn der Straßenbrücke besteht aus St 37. Beide Überbauten sind ganz genietet.

Für den Bau der Rheinbrücken bei Speyer und

Maxau hat seinerzeit ein öffentlicher Wettbewerb stattgefunden<sup>7)</sup>. Bei beiden Brücken erhielt damals den ersten Preis je ein Entwurf mit über der Fahrbahn liegenden, vollwandigen Bogenträgern. Die Deutsche Reichsbahn hat nach reiflicher Überlegung aber für die Stromüberbauten beider Brücken parallelgurtige, über beide Öffnungen mit gleicher Höhe durch-

gehende Fachwerkträger gewählt, weil diese Überbauform die wirtschaftlichste und eine wohl auch in schönheitlicher Hinsicht sehr ansprechende Lösung ist.

4. Überführung des Personengleises Berlin—Oranienburg über die Stettiner Bahn in Berlin (Reichsbahndirektion Berlin) (Abb. 11).

Der 90 m weit gestützte Überbau hat parallelgurtige Hauptträger mit Strebenfachwerk und mit schrägem Endabschluß. Der Baustoff ist St 37. Am Obergurt sind außen und innen Besichtigungsstege angeordnet, die durch korbartige Leitern an den letzten Pfosten zugänglich sind. Die Endportale sind in den Ebenen der Endpfosten angeordnet. Der ganze Überbau ist genietet.

5. Eingleisige Eisenbahnbrücke über den Werk-Kanal bei Deichow in km 6,75 der Strecke Crossen—Sommerfeld (Reichsbahndirektion Osten) (Abb. 12).

Die Stützweite der parallelgurtigen Hauptträger beträgt 60 m. Die Ausfachung ist ein Strebenfachwerk mit Pfosten und Unterteilung. Zur Unterhaltung und Besichtigung der Brücke ist ein einziger, den ganzen Brückenquerschnitt umfassender Besichtigungswagen angeordnet (In der Abbildung rechts). Der Baustoff des Überbaues ist St 37.

6. Unterführung der Rathausstraße in Flensburg (Reichsbahndirektion Altona) (Abb. 13 u. 14).

Zwei eingleisige Eisenbahnbrücken mit vollwandigen Hauptträgern von 30,30 m Stützweite. Die



Abb. 8. Rheinbrücke bei Speyer. Flutüberbauten.



Abb. 9. Rheinbrücke bei Speyer. Stromüberbau im Bau.



Abb. 10. Rheinbrücke bei Maxau. Blick auf die Brücke vom linken Ufer aus.

<sup>7)</sup> Vgl. Bautechn. 1929, Heft 38 u. 49, S. 597 u. 627.

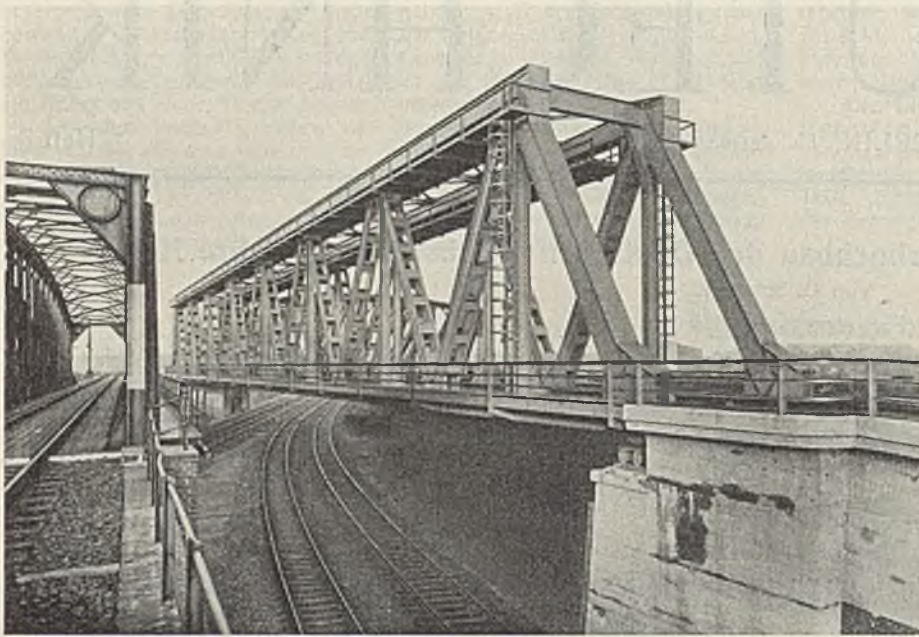


Abb. 11. Überführung des Personengleises Berlin—Oranienburg über die Stettiner Bahn.

Hauptträger sind genietet, die Fahrbahn ist geschweißt. Der Baustoff der Hauptträger ist St 52, der der Fahrbahn St 37. Abb. 13 gibt die Ansicht der Brücke, Abb. 14 einen Blick in einen der Überbauten wieder. Die Bauformen sind sehr ansprechend. Die Geländer und Konsolen sind ebenso wie die Auflagermauern und die Flügelmauern gut durchgebildet.

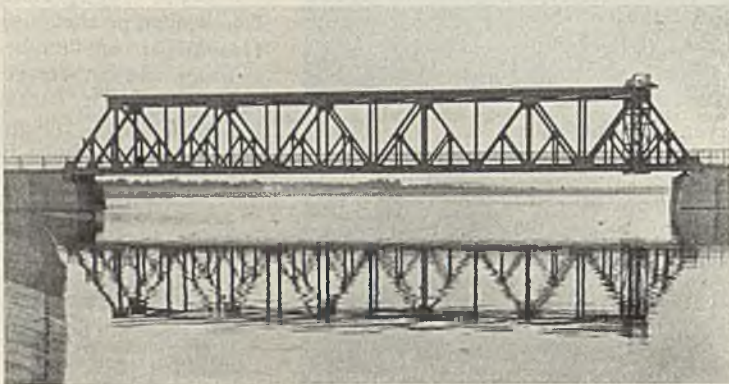


Abb. 12. Brücke über den Werkkanal bei Deichow, km 6,75 der Strecke Crossen—Sommerfeld.

7. Unterführung der Poppelsdorfer Allee in Bonn unter der Bahn Köln—Koblenz (Reichsbahndirektion Köln) (Abb. 15).

Auf dem Bauwerk werden drei Gleise über die Poppelsdorfer Allee geführt. Die Hauptträger sind vollwandige Zweigelenkrahmen

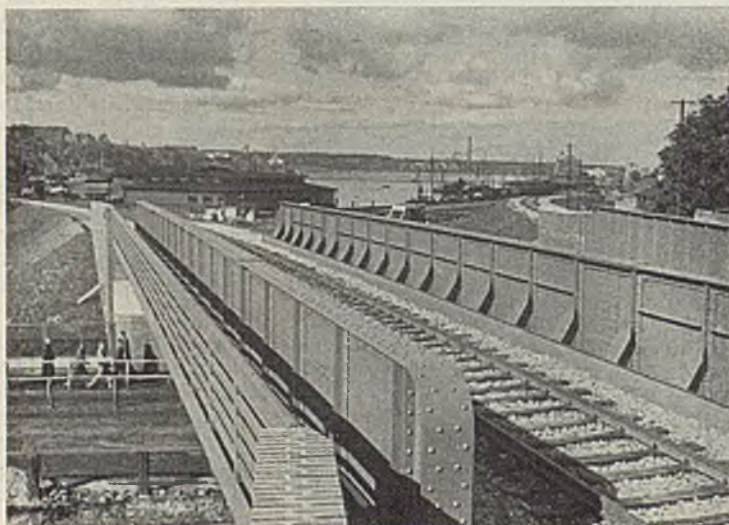


Abb. 14. Unterführung der Rathausstraße in Flensburg. Blick in einen der Überbauten.

von 15,00 bis 15,40 m Stützweite, sie sind geschweißt, nur die Stegblechstöße sind genietet. Die Fahrbahn ist ganz genietet. Wegen des Baugrundes sind die Zweigelenkrahmen nicht auf den Widerlagern abgestützt, sondern auf umgekehrt liegenden, genieteten, vollwandigen Zweigelenkrahmen, die einbetoniert sind und deren Riegel 2 m unter der Straßenoberkante liegen. Der Baustoff ist St 37.

8. Unterführung der Leibnizstraße unter der Stadt- und Fernbahn in Berlin (Reichsbahndirektion Berlin) (Abb. 16).

Die vier Gleise der Stadt- und Fernbahn werden mit vier Überbauten über die Leibnizstraße geführt. Die Hauptträger sind vollwandige, genietete Zweigelenkrahmen über dem Fahrdamm, die mit kurzen Kragarmen in die Seitenöffnungen über den Bürgersteigen vorkragen und hier kurze eingehängte Vollwandträger stützen. Die Stützweiten betragen 4,8 — 14,8 — 4,8 m. Der Baustoff ist St 37. Die Formen der Hauptträger, der Konsolen und der Geländer sind einfach und straff und wirken fraglos sehr ansprechend.

9. Unterführung der Charlottenburger Chaussee unter der Stadt- und Fernbahn am Bahnhof Tiergarten in Berlin (Reichsbahndirektion Berlin) (Abb. 17).

Das Bauwerk besteht aus vier eingleisigen Überbauten mit vollwandigen, parallelgurtigen Hauptträgern, die in gleicher Höhe über die drei Öffnungen durchgehen und in

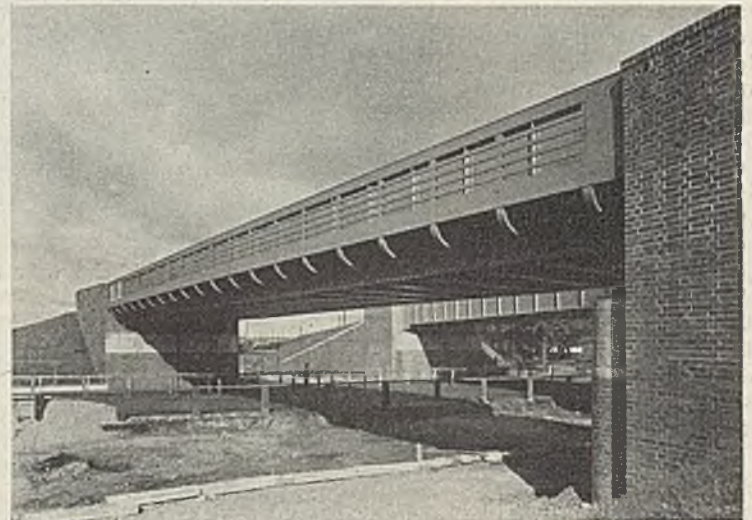


Abb. 13. Unterführung der Rathausstraße bei Flensburg. Ansicht der Brücke.

den Seitenöffnungen dicht neben den Mittelstützen Gelenke aufweisen. Das Bauwerk ist schief. Die Stützweiten der Hauptträger liegen zwischen den Werten 11,353 — 18,502 — 6,781 m und 11,746 — 19,142 — 7,015 m. Die Mittelstützen sind stählerne Zweigelenkportale. Der Baustoff ist St 37.

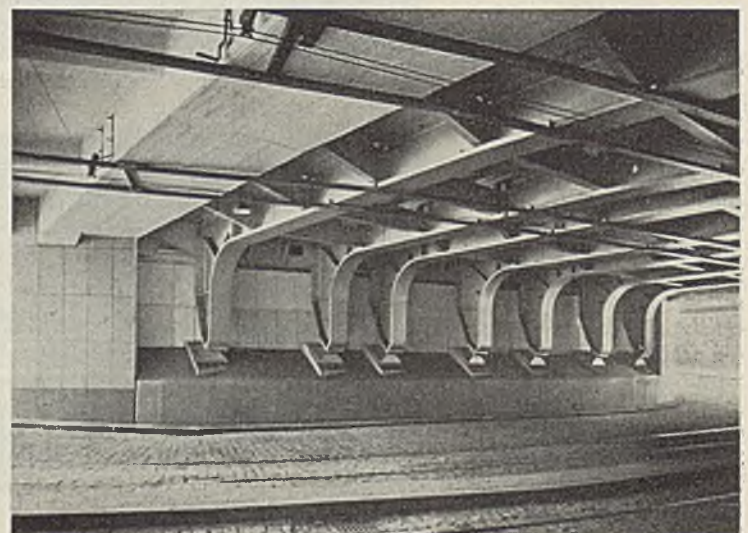


Abb. 15. Überführung der Poppelsdorfer Allee in Bonn.

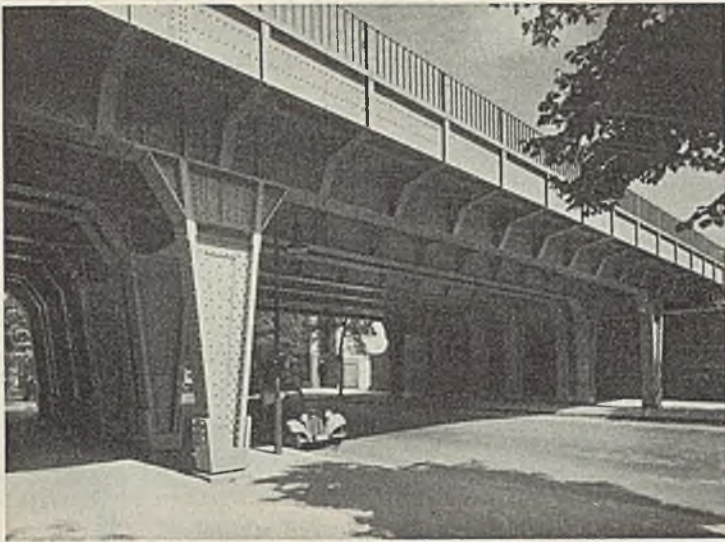


Abb. 16. Unterführung der Leibnizstraße.



Abb. 18. Unterführung der Friedrichstraße. Alte Überbauten.



Abb. 17. Unterführung der Charlottenburger Chaussee.

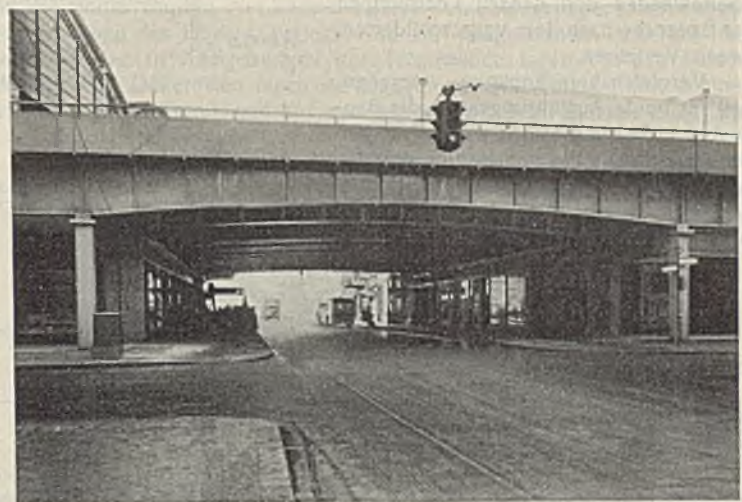


Abb. 19. Unterführung der Friedrichstraße. Neue Überbauten.

10. Unterführung der Friedrichstraße unter der Stadt- und Fernbahn am Bahnhof Friedrichstraße in Berlin (Reichsbahndirektion Berlin) (Abb. 18 u. 19). — Die alten Überbauten waren Fachwerk-Bogenzwickelträger (Abb. 18), sie behinderten die freie Durchsicht durch das Bauwerk, die neuen Überbauten (Abb. 19) helfen diesem Übelstande ab.

Die im Jahre 1936 über der Friedrichstraße durchgeführten Umbauten bestehen aus vier eingleisigen Überbauten und einem Bahnsteigüberbau.

Alle Hauptträger sind Träger auf zwei Stützen mit leicht nach oben gekrümmten Untergerurten. Die Stützweiten schwanken zwischen 22,23 und 23,22 m. Der äußerste Überbau (Abb. 19) ist des guten Aussehens wegen geschweißt; alle übrigen sind gelenket. Der äußerste Überbau ruht auf viereckigen, geschweißten Stützen, deren Köpfe ebenso einfach und schlicht gehalten sind wie die Hauptträger und Stützen selbst. Der Baustoff ist St 37. (Schluß folgt)

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Allerkanal- und Landgrabendüker unter dem Mittellandkanal.

Von Regierungsbaurat Helmut Steffenhagen, Swinemünde.

(Schluß aus Heft 1.)

### II. Allgemeines über das Gründungsverfahren der Firma Philipp Holzmann.

Bisher ist es bei dem Bau von Dükern unter dem Mittellandkanal, wenn das Kanalbett noch nicht ausgehoben war und Schleuderbetonrohre oder in der Baugrube herzustellender Beton vorgesehen waren, üblich gewesen, eine mehrstellige Grundwassersenkungsanlage oder eine Grundwassersenkungsanlage mit Tiefpumpen auszuführen.

Die genannte Firma führte seinerzeit ein neues Gründungsverfahren ein. Dieses besteht in dem Herstellen einer dünnen, biegefesten Eisenbetonsole zwischen Spundwänden mittels Unterwassergußbetons

(Kontraktor-Verfahren), wobei die Sohle gegen Auftrieb durch erdgefüllte Auflastkasten, die seitlich neben dem Bauwerk auf die Sohle gesetzt werden, belastet wird (Abb. 8a). Im Bereiche des Preußischen Kanalbauamtes Oebisfelde ist hiernach zuerst der Reißlinger Düker gebaut worden.

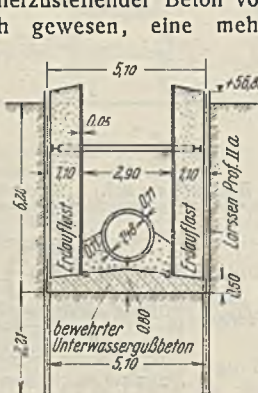


Abb. 8a.

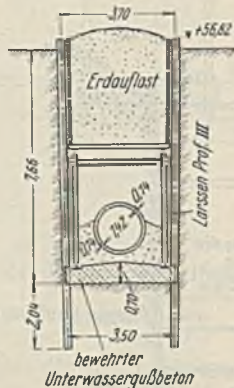


Abb. 8b.

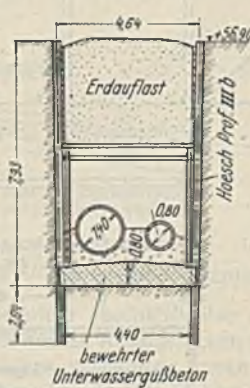


Abb. 8c.

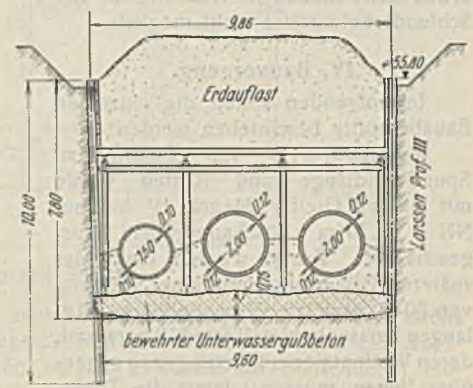


Abb. 8d.

Abb. 8a bis d. Ausgeführte Dükerbaugruben.

Dieses Gründungsverfahren wurde später insofern verbessert, als die Belastung statt seitlich nunmehr über dem Bauwerk angeordnet wurde (Abb. 8b bis d). Das Belastungsgewicht wurde durch senkrechte eiserne Stützen auf die Sohle übertragen. Die letztere Ausführungsart spart erheblich an Baugrubenbreite. Hierbei ist es möglich, mehrrohrige Düker, die eine größere Baugrubenbreite erfordern, ohne Schwierigkeiten durch Anordnung von Zwischenstützen — wie das im vorliegenden Falle geschehen ist — zu bauen (Abb. 8d).

Bisher wurden vier Düker, deren Baugrubenquerschnitte in Abb. 8a bis d dargestellt sind, ohne besondere Zwischenfälle gebaut.

Nach Angabe der Fa. Ph. Holzmann wurde das verbesserte Gründungsverfahren mit Auflastkasten über dem Bauwerk (Abb. 8b bis d) zum Patent angemeldet.

**III. Gründung und Baugrubenbreite.**

Der Düker mußte wegen seiner Herstellung aus Betonrohren im Trocknen verlegt werden. Zur Trockenlegung wurden zwei Ausführungsarten erwogen, entweder Grundwassersenkung oder Herstellen einer dünnen Betonsohle zwischen Spundwänden und danach Leerpumpen der Baugrube nach dem vorgeschilderten, neuen Verfahren.

Vergleichsberechnungen ergaben, daß für beide Ausführungsarten die Baukosten etwa die gleichen waren. Wegen des stark durchlässigen Sanduntergrundes (s. Bohrungen Abb. 3b u. 4b) mußte bei der Ausführung mittels Grundwassersenkung mit Kulturschäden an den benachbarten, ausgedehnten Äckern und daher mit erheblichen Schadenersatzforderungen gerechnet werden. Aus diesem Grunde wurde auf die Ausführung mittels Grundwassersenkung verzichtet.

Die Baugrube war in Höhe der Baugrubensohle 9,6 m breit (Abb. 9). Hierbei betrug der Abstand zwischen den äußeren Rohrwandungen zweier benachbarter Rohre 0,95 m und zwischen den Rohrmuffen nur 0,6 m. Zwischen den Rohrmuffen und der eisernen Zwischenstütze des Belastungskastens verblieb nur noch ein beiderseitiger, ausreichender Spielraum von 0,15 m. Eine weitere

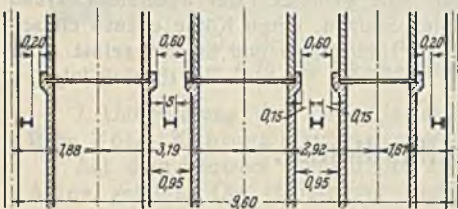


Abb. 9. Baugrubenbreite.

Verringerung der Baugrubenbreite war wegen der beim Rammen unvermeidlichen Abweichungen und wegen der etwas schwankenden Außenmaße der Schleuderbetonrohre nicht möglich.

**IV. Bauvorgang.**

Im folgenden sollen die einzelnen Bauabschnitte beschrieben werden:

Zu Abb. 11a. Zur Ersparnis an Spundwandlänge und Kosten wurde mit einem Greifer Menck IV bis auf NN + 55,70 m böschungsgemäß ausgeschachtet. Zuerst wurden längs der späteren Dükerrohre mit einer Neigung von 50:1 nach auswärts die bis zu 10 m langen Larssenbohlen IIa und III gerammt, deren Wellentäler möglichst genau gegenüber liegen müssen, damit die Trennwände (Abb. 2a u. 3a) ohne Schwierigkeit von oben her eingeschoben werden

können. (Einzelheiten über die Trennwände s. unter IV. zu 11d.) Nach Fertigstellung des gesamten Spundwandkastens, zu dem auch die Einfassungen der Häupter aus Larssenbohlen I mit Kupferzusatz gehören (Abb. 10), wurde der Spundwandkasten mit einem Greifer etwa 3 m tief ausgeschachtet.

Zu Abb. 11b. Hierauf wurde eine vorübergehende Aussteifung aus starken Rundhölzern in 4 m Abstand eingebracht (Abb. 12 u. 13) und weiter bis zu 4,5 m Tiefe ausgeschachtet.

Zu Abb. 11c. Dann wurden die endgültigen Aussteifungen, die etwa 2,75 m über der Dükerachse des kleinen Rohres angeordnet waren,

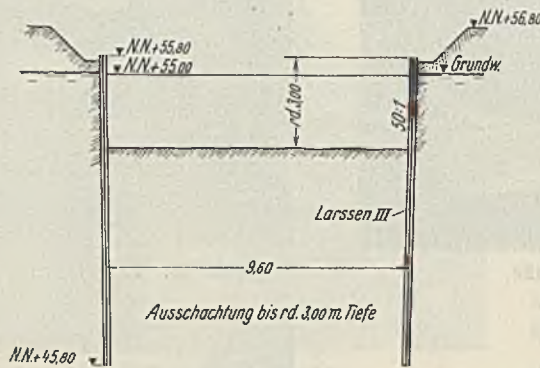


Abb. 11a.

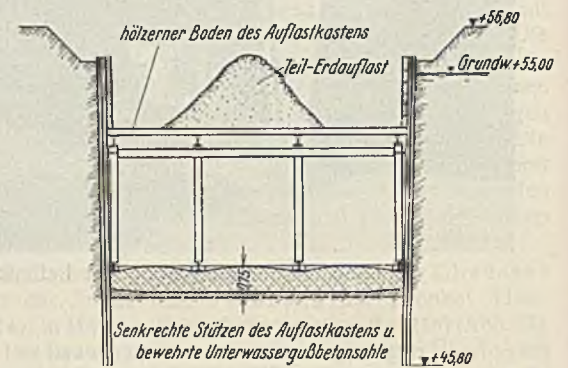


Abb. 11e.

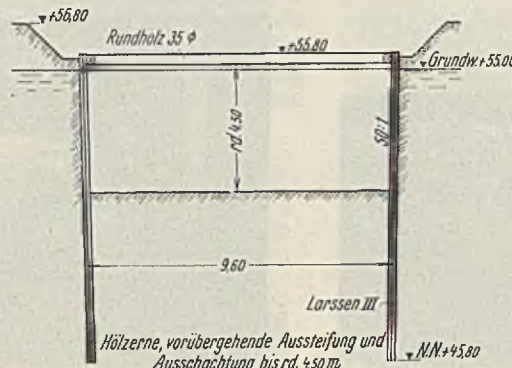


Abb. 11b.

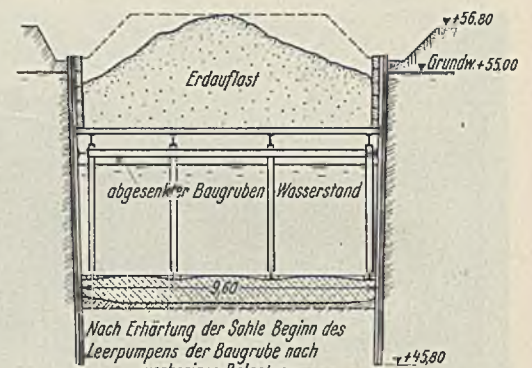


Abb. 11f.

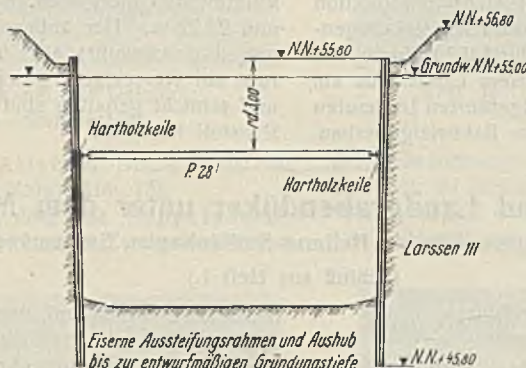


Abb. 11c.

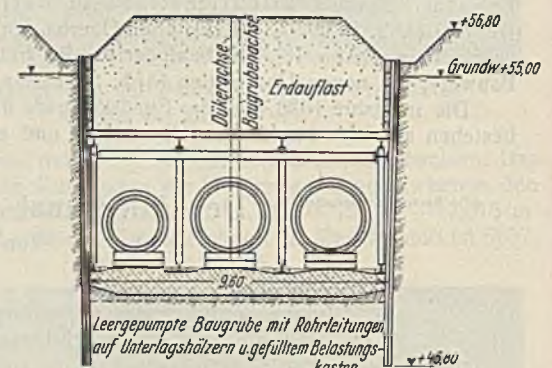


Abb. 11g.

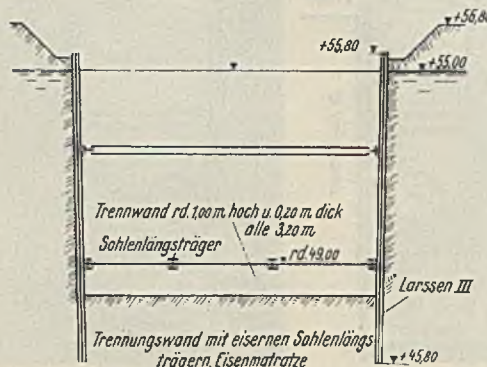


Abb. 11d.

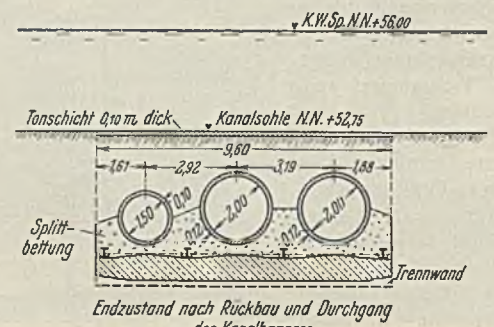


Abb. 11h.

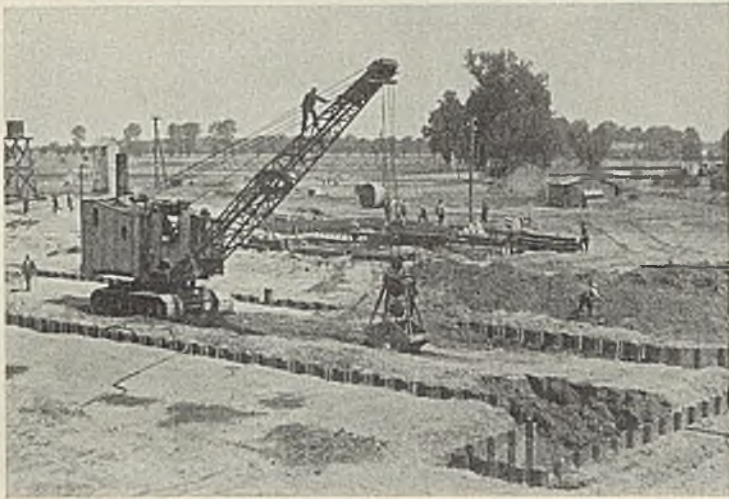


Abb. 10. Beginn der Ausschachtung des Spundwandkastens.

abschnittsweise eingebracht. Sie lagen im mittleren Dükerteile etwa auf NN + 53,00 m und stiegen nach den Dükerenden zu bis auf NN + 56,00 m. Die Aussteifung bestand aus 21 einzelnen Rahmen (Abb. 14). Diese Rahmen waren aus Breitflanschträgern gebildet, deren Querschnitte je nach der Baugrubentiefe zwischen IP18 und IP28 wechselten. Die zusammengeschaubten Rahmen wurden mit dem Greifer in die erforder-

wände aus bewehrtem Beton, die je etwa 9,75 m lang, 0,2 m dick, 1 m hoch und bis zu 5,6 t schwer waren, wurden mit einem Greifer eingebaut. Um sie schneller verwenden zu können, wurde hochwertiger Zement verwendet.

Um die Arbeiten zu erleichtern und zu beschleunigen, wurden zwei über die Baugrubenbreite reichende und längs zur Dükerachse fahrbare Arbeitsgerüste verwendet (Abb. 15). Mit dem größeren wurde nur der Unterwassergußbeton mit drei Gießrohren je Baublock eingebracht, während das kleinere Arbeitsgerüst zum Einbauen der Eisenbewehrung der Sohle und der Stützen diente.

Bei der nach beiden Seiten in Dükerneigung ansteigenden Sohle wurden die drei Gießrohre nicht in der Mitte des Baublocks — wie bei der fast waagerechten Sohle —, sondern an der höheren Seite unmittelbar an der höheren Trennwand aufgestellt (Abb. 16), damit die Oberfläche der Sohle ein einseitiges Gefälle erhielt und an Beton gespart wurde. Zwischen je zwei Trennwänden wurde die Eisenbewehrung der Sohle in Form einer Matratze (Abb. 16) in zwei Teilen von etwa  $\frac{1}{3}$  und  $\frac{2}{3}$  der Baugrubenbreite eingebracht und durch einen Taucher an den Trennwänden mittels Rundisen befestigt. An den Stellen, an denen die Gießrohre standen, waren die Matratzen entsprechend dem Gießrohrdurchmesser ausgespart, damit das Rohr mit dem unteren Ende im Beton steckte (Kontraktor-Verfahren).

Zur gleichmäßigen Übertragung der Belastung durch den Auflastkasten auf die Sohle wurden vier Reihen eiserne Sohlenlängsträger (Abb. 14) auf ganzer Länge des Dükers verlegt, die im waagerechten Dükerteil mit beiden Enden in Aussparungen der Trennwände lagen. In den beiden ansteigenden Dükerästen lagen sie dagegen nur mit einem Ende in einer Aussparung der Trennwand auf und wurden mit dem anderen Ende, um

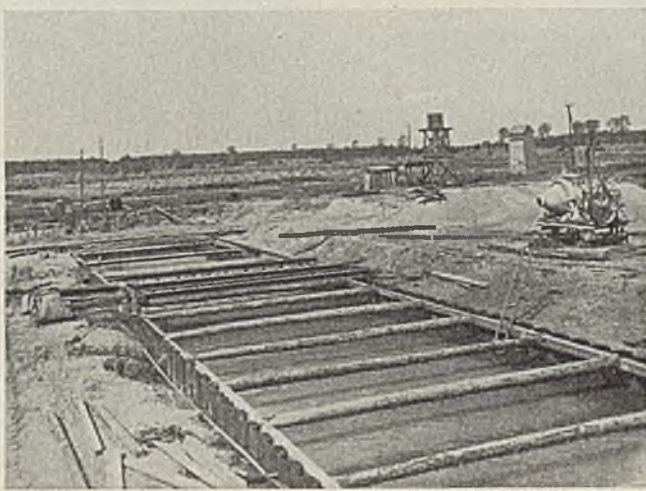


Abb. 12. Vorübergehende, obere, hölzerne Aussteifung.



Abb. 13. Einzelheiten der oberen Aussteifung.

liche Hohenlage gebracht, zunächst durch mehrere auf die Oberkante der Spundwand aufgebackte Rundisen befestigt und dann mit Hartholzkellen an den Spundwänden sorgfältig verkeilt. Im mittleren Dükerteil mußten diese und andere Arbeiten für die Baugrubenaussteifung, für das Tragwerk des Belastungskastens und für die Bewehrung der Sohle bis zur Herstellung der Eisenbetonsohle mit Ausnahme des Erdaushubes und des

wegen der abgetreppten Sohle möglichst in der Oberflächenneigung des Unterwassergußbetons zu liegen, mit Rundisen auf der anderen Trennwand aufgehakt (Abb. 16). Die Sohlenlängsträger werden einbetoniert und sind daher verloren.

Zu Abb. 11e. Die Spundwände wurden gründlich in Sohlenhöhe vom Erdschlamm gereinigt, um einen dichten Abschluß des Betons zu erzielen.

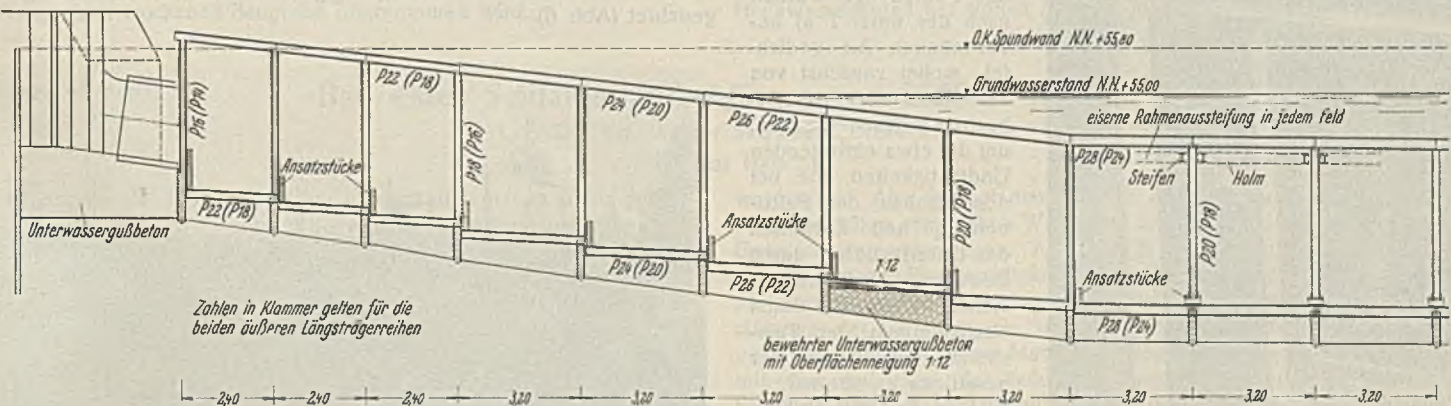


Abb. 14. Anordnung der Rahmenaussteifung, der Längs- und Sohlenträger mit Stützen.

Betonierens durch einen Taucher ausgeführt werden, da der Grundwasserstand auf etwa NN + 55,00 m lag.

Zu Abb. 11d. Die Trennwände hatten den Zweck, die Baugrube in einzelne Baublöcke von etwa 3,2 m Länge zu zerlegen. Dieser Abstand wurde mit Rücksicht auf die dünne Eisenbetonsohle und die Anordnung der Stützen des Belastungskastens gewählt (Abb. 2a u. 14). Die Trenn-

Nachdem abschnittsweise die senkrechten Stützen des Belastungskastens mit kurzen Ansatzstücken aufgestellt und ihre oberen Enden mit den Längsträgern verbunden waren (Abb. 14 u. 17), wurde der Sohlenbeton eingebracht. Auf diese Längsträger wurden starke Kanthölzer als Boden des Belastungskastens gelegt, mit Erde beschwert und schließlich die Seitenwände des Belastungskastens aufgestellt (Abb. 17, 18 u. 19).

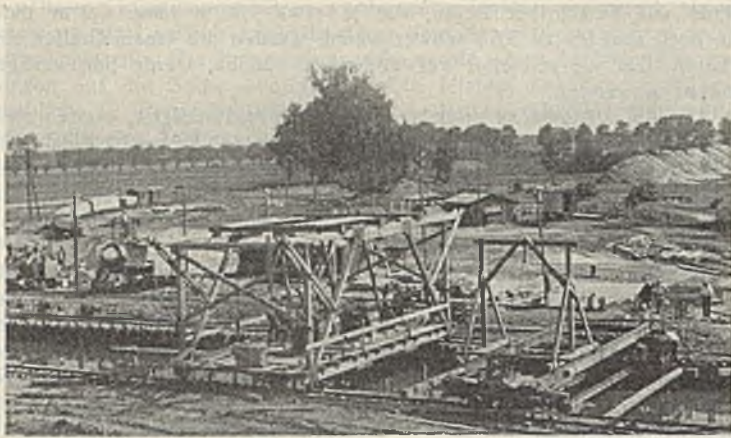


Abb. 15. Großes und kleines Arbeitsgerüst.

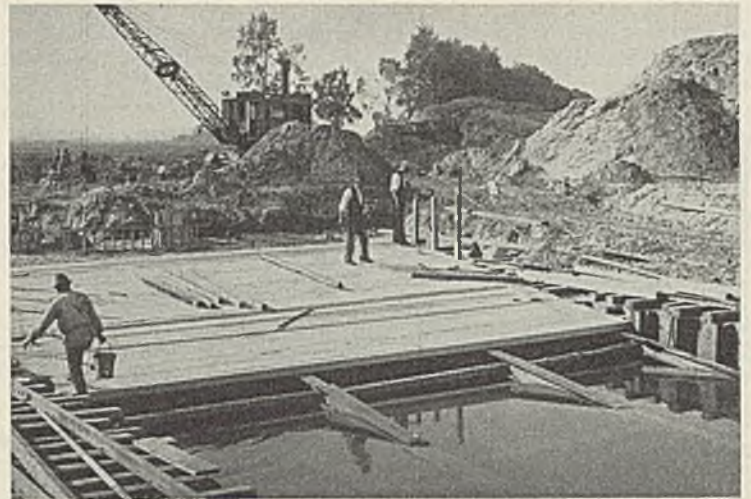


Abb. 18. Bodenbau des Belastungskastens.

Die Belastungsanlage stand nicht in Verbindung mit der Baugrubenaussteifung (Abb. 14, 17 u. 19).

Zu Abb. 11f. Nunmehr wurde die gesamte Erdbelastung von 1610 m<sup>3</sup> abschnitt- und lagenweise aufgebracht (Abb. 20 u. 21). Nach dem Erhärten der Sohle, deren tiefste Stellen zweckmäßig zuerst hergestellt wurden, um so eine längere Erhärtungszeit ohne Arbeitszeitverlust wegen des dort auftretenden größten Auftriebes zu erhalten, wurde die Baugrube langsam leergepumpt.

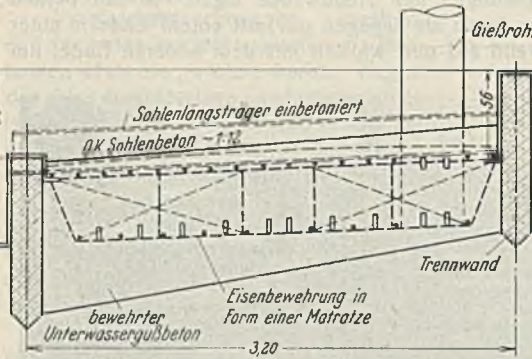


Abb. 16. Eisenbewehrung (Matratze).

Einige größere Leckstellen waren leicht durch Einstemmen von Hanf zu dichten. Darauf wurde der Zementschlamm von der Sohle entfernt, und die Buckel (Abb. 22), die sich um die Gießrohre gebildet hatten und die die Verlegung der Dükerrohre behinderten, abgehackt oder abgemeißelt.

Die Schleuderbetonrohre wurden — wie üblich — auf einem Rohrverlegungswagen (Abb. 23) nach Abbrennen der Stirnspundwände eingefahren, durch mehrere an den Längsträgern des Belastungskastens auf-

Zu Abb. 11g. Im leergepumpten Spundwandkasten sammelte sich innerhalb von 20 Stunden etwa 5 cm Wasser an. Nach und nach dichteten sich kleinere Sickerstellen an den Spundwandschlössern von selbst.

gehängte Flaschenzüge in die richtige Lage gebracht und zunächst auf Unterlag Holzern, die später durch eine Splittbettung ersetzt wurden, gelagert (Abb. 24). Alle Muffen der Rohrstränge wurden nach der unter I. a) beschriebenen Art gedichtet, wobei zunächst von dem Einbringen des Asbestons abgesehen wurde, um die etwa eintretenden Undichtigkeiten, die bei dem Einbau der Splittbettung und Entfernen der Unterlaghölzer durch Bewegung der Rohre entstehen könnten, durch Nachstemmen der Teerstricke von innen her beseitigen zu können.

Hierauf wurden die Verbindungsschrauben zwischen den Ansatzstücken der senkrechten Stützen und den Flanschen der halb in die Sohle einbetonierten Längsträger entfernt.

Zu Abb. 11h. Die Splittbettung wurde laufend lagenweise unter Einschlämmen von Sand eingebracht und die Unterlaghölzer dabei entfernt. Bei teilweiser Verfüllung der Baugrube wurden die Rohrstöbe nochmals von Innen her nachgestemmt und die Stoßfuge dann mit Asbeston ausgeschmiert. Nach der vollständigen Verfüllung der Baugrube und dem Abbau des Belastungskastens wurden die senkrechten Stützen mit

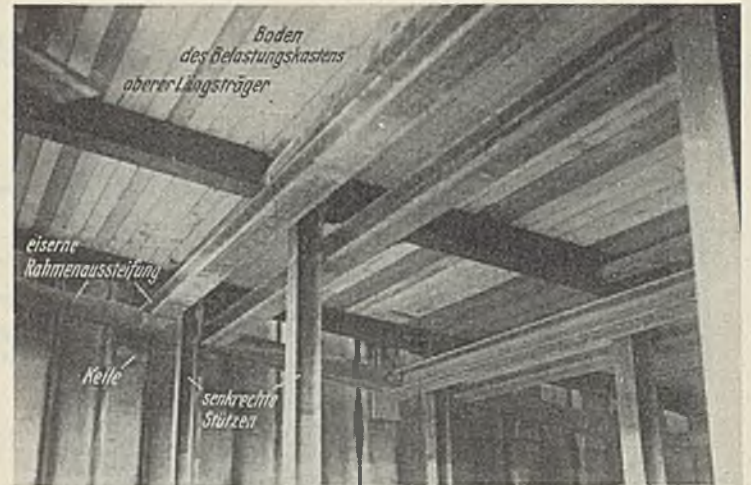


Abb. 19. Boden des Belastungskastens mit oberen Längsträgern und Stützen.

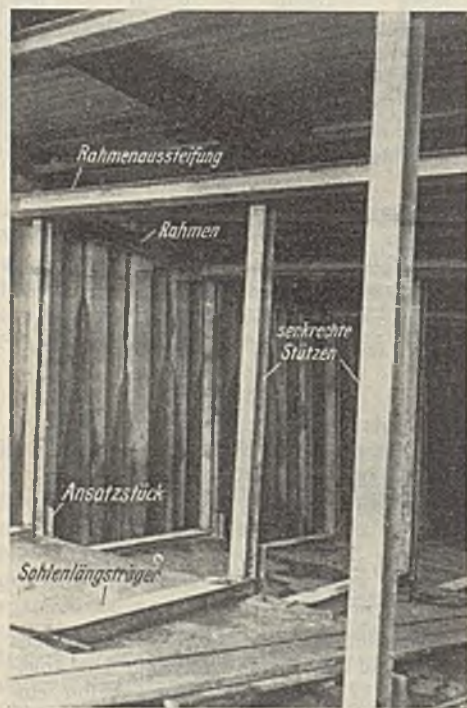


Abb. 17. Stützen des Belastungskastens mit Ansatzstücken und Sohlenlängsträgern.

den Ansatzstücken und dann die Spundwände — außer den Stirnwänden vor den Häuptionen — gezogen. Später wurde das Kanalbett über dem Düker ausgehoben.

Für die Herstellung der eisernen Trennwand im Vorbecken und der Pilasterungen des Ein- und Auslaufes war eine aus acht Filterbrunnen bestehende Grundwassersenkungsanlage für die Dauer von 25 Tagen eingerichtet (Abb. 6).



Abb. 20. Seitenwände des Belastungskastens.

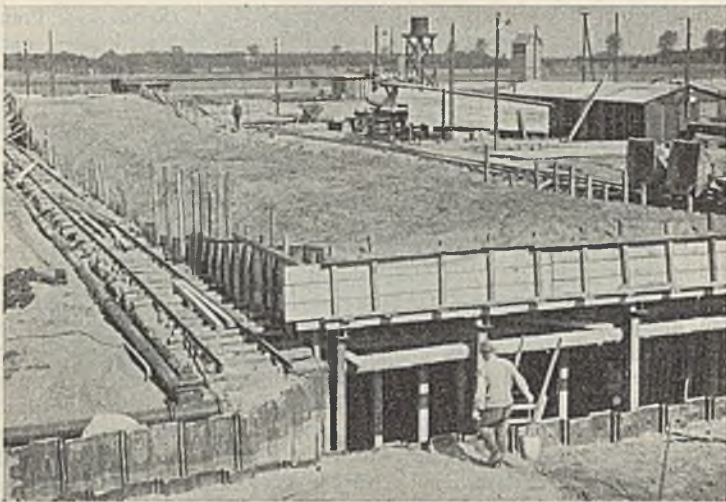


Abb. 21. Belastungskasten völlig belastet.

Der Düker wurde am 20. Juli 1934 begonnen und war bis auf Restarbeiten an der Pflasterung des Ein- und Auslaufes am 1. Januar 1935 fertiggestellt worden.

#### Schlußbemerkung.

Das Verfahren der Philipp Holzmann AG, einen Düker zwischen eisernen Spundwänden auf einer dünnen Eisenbetonsohle mit Auflastkasten

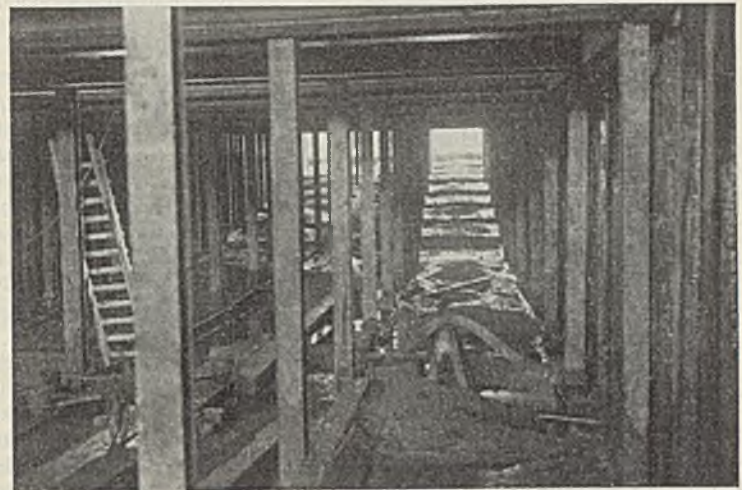


Abb. 22. Blick von Mitte Baugrubensohle nach Auslauf.

Bei zwei späteren Bauten am Mittellandkanal — einem Einlaßbauwerk für 10 m<sup>3</sup>/sek Wasserabfluß und einem einrohrigen Düker — ist nach Angabe des Preußischen Kanalbauamtes Oebisfelde mit Erfolg inzwischen eine andere Bauweise angewendet worden, die auch erlaubt, eine Eisenbetonsohle zwischen Spundwänden einzubauen und danach die Baugrube trocken zu legen. Die Spundwände sind oben nach einwärts geneigt, so daß die Baugrubensohle sich bei beginnendem Aufschwimmen festkitt<sup>3)</sup>.

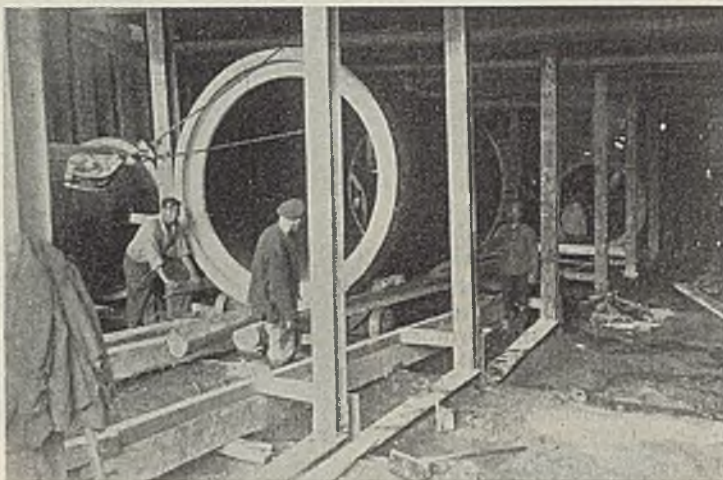


Abb. 23. Einbau des mittleren, großen Rohres mit Rohrverlegewagen.

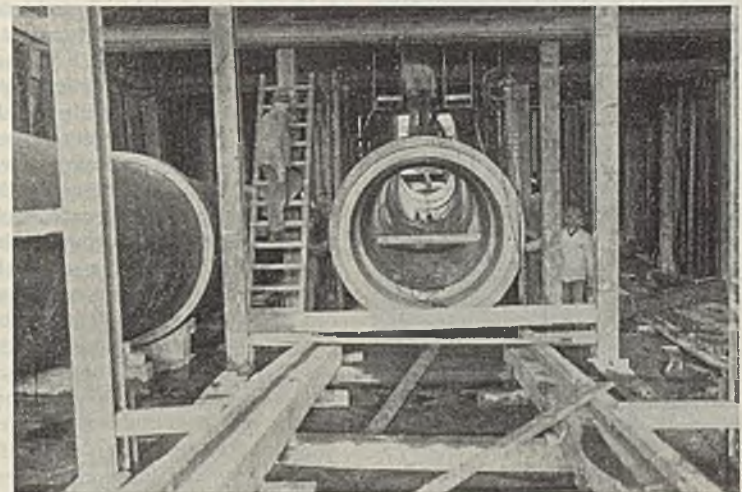


Abb. 24. Rohreinbau mit Flaschenzügen.

zu gründen, hat sich bei den vorgeschilderten Arbeiten gut bewährt. Es erlaubt eine sorgfältige Ausführung und Überwachung der Rohrverlegung in trockener, ausreichender Baugrube und ist, wie im vorliegenden Falle, auch zweckmäßig bei großen Baugrubentiefen und -breiten. Auch jegliches Wagnis entfällt, da von der Fa. Ph. Holzmann die volle Gewähr für die Herstellung einer trockenen Baugrube übernommen wird.

Dieses Verfahren eignet sich ebenfalls für große Baugrubentiefen und -breiten und ist bereits bei 10 m breiter Baugrube mit Erfolg angewendet worden<sup>4)</sup>.

<sup>3)</sup> Bautechn. 1934, Heft 54, S. 725.

<sup>4)</sup> Bautechn. 1936, Heft 41, S. 599; Dettmers und Wöltinger, der Hochwassereinlaß bei Rühren (Mittellandkanal).

Alle Rechte vorbehalten.

## Bau eines Schlammfaulbehälters von 2500 m<sup>3</sup> Inhalt.

Von Dr.-Ing. Walter Schween, Dresden.

(Schluß aus Heft 2.)

Der gesamte Behälter sollte ohne alle Arbeitsfugen in einem pausenlosen Betonierungsvorgang hergestellt werden. Diese Ausführung bedingte jedoch, daß die gesamte Innenschalung, die sich an keiner Stelle auf fertigen Beton stützen konnte, mit Hilfe einer behelfsmäßigen Stützkonstruktion aufgestellt wurde. Die Aufgabe wurde auf Vorschlag der ausführenden Firma dadurch gelöst, daß auf den Eisenbeton-Spundwanddruckring ringsherum insgesamt 14 Eisenbetonsäulen aufbetoniert wurden, auf die dann hölzerne Gitterträger aufgesetzt werden konnten, die wiederum als Unterstützung für die Schalung Verwendung fanden. Auf die einzubetonierende Strecke wurden die Säulen gut aufgerauht. Den oberen Teil der Gitterträger und die auf ihnen errichtete Innenschalung zeigt Abb. 5. Das Aufstellen der Außenschalung bereitete keine besonderen Schwierigkeiten, da diese auf den Unterbeton in Höhe + 107,6 abgesetzt werden konnte.

Abb. 6 u. 7 geben einen ungefähren Begriff von der hochwertigen Arbeit, die beim Verlegen und Flechten der Eisenbewehrung geleistet

worden ist. Abb. 6 zeigt den unteren Zugring etwa an der Übergangsstelle zwischen senkrechter Wand und unterer Kegelschale, wo vier Lagen Eisen hintereinander liegen. Abb. 7 ist in der unteren Kegelschale zwischen Unterbeton und Ringbewehrung aufgenommen; man erkennt deutlich die auf dem Spundwanddruckring aufsitzenden Eisenbetonsäulen zur Unterstützung der Gitterträger. Nachdem in der unteren Kegelschale auch noch die innenliegenden Momenteneisen verlegt worden waren, konnte mit dem Aufstellen der letzten Innenschalung begonnen werden. Die Schalung bestand aus genau vorgerichteten Platten, auf die nach dem Aufstellen nur noch radial angeordnete Kanthölzer gelegt wurden. Die Schalung wurde an dem dahinterliegenden Bewehrungskörper befestigt, der seinerseits wieder mit der Unterbetonschicht verbunden war.

Nachdem auch die Bewehrung auf der oberen Kegelfläche und der Decke, wie in Abb. 8 wiedergegeben, verlegt war, konnte mit dem Betonieren begonnen werden. Abb. 9 zeigt den fertig eingeschalteten Behälter.

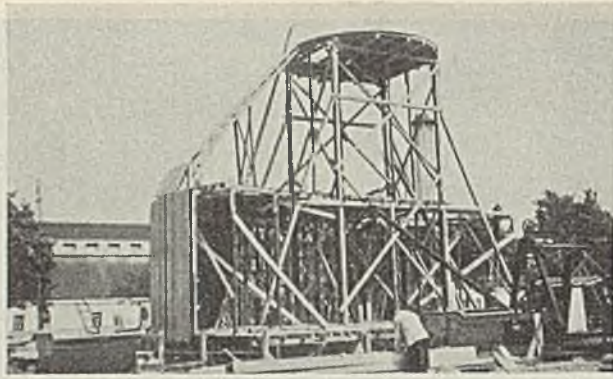


Abb. 5. Aufstellen der Schalung für den oberen Kegel und die Decke. 8. September 1936.

Zur Erlangung eines möglichst dichten Betons war vorgeschrieben, daß die Siebkurve der Zuschläge innerhalb des in § 7 der Eisenbetonbestimmungen 1932 mit „besonders gut“ bezeichneten Bereiches lag. Die im Dresdner Gebiet gewonnenen Betonkiese enthalten zu viel feine Bestandteile gegenüber der genannten Siebkurve. Der angelieferte, unter Grundwasser ausgebagerte Grubenkies mußte daher durch Zusatz gröberer Kornzusammensetzung verbessert werden. Die geforderte Siebkurve wurde durch Beimengung von 0,13 GT Grand (3 bis 7 mm) und 0,30 GT Splitt (7 bis 30 mm) zu 1 GT Kiessand erreicht. Weiterhin wurde dem Wassergehalt des Betons besondere Aufmerksamkeit geschenkt. Das Ausbreitmaß des eingebrachten Betons betrug etwa 40 bis 45 cm. In dieser Steife konnte die Mischung gerade noch durch Gleibrinnen eingebracht werden. Ein höherer Wassergehalt hätte die Festigkeit und vor allem die Betondichte erheblich herabgesetzt. Als Bindemittel ist wegen der Aggressivität des Grundwassers und weil u. U. auch im Behälterinnern mit dem Auftreten saurer Wasser gerechnet werden muß, der kalkarme Hochofenzement verwendet worden, wengleich der Beton dem unmittelbaren Angriff dieser Wasser durch die äußere



Abb. 6. Isteg-Ringbewehrung des Zugringes zwischen senkrechter Wand und unterem Kegel. 23. September 1936.

Pappisolierung und einen inneren, wasserdichten Putz entzogen ist. Als Grundsatz wurde beachtet, daß das Anbringen dieser Schutzschichten keine Veranlassung geben durfte, auf die Dichtigkeit und möglichst widerstandsfähige Zusammensetzung des Betons weniger gesteigerten Wert zu legen. Die verwendete Betonmenge betrug 300 kg/m<sup>3</sup> fertigen Beton. Lediglich in dem besonders stark beanspruchten unteren Zugring wurden 350 kg zugegeben.

Der Zement wurde auf Abbindeverhältnisse sowie auf Raumbeständigkeit (Kochversuch und 28-Tage-Prüfung) untersucht.

Von allen verwendeten Zuschlagstoffen (Kiessand, Grand, Splitt) wurden mit dem großen Siebsatz Siebkurven aufgenommen und daraus die Kornzusammensetzung der gesamten Zuschläge errechnet.

Mit Hilfe einer Teilmischung, die restlos in eine Meßsäule eingebracht und in derselben Weise wie beim Bauwerk eingestampft wurde, konnte der Verdichtungsgrad sowie der Zementgehalt je m<sup>3</sup> fertigen Betons festgestellt werden. Insgesamt 110 l Kiessand + Grand + Splitt ergaben 84,5 l festen Beton. Daraus errechnet sich der Verdichtungsgrad als Verhältnis zwischen diesen beiden Raumteilen zu  $110 : 84,5 = 1,30$ , d. h. zu 1 RT festen Beton sind 1,30 RT Zuschläge erforderlich.

Das Ausbreitmaß des eingebrachten Betons wurde bei Herstellung der zur Nachprüfung der Betongüte angefertigten Probekörper mit festgestellt. Als Probekörper wurden angefertigt:

1. Druckwürfel 20/20 cm,
2. Zugsäulen 16/20 cm,
3. Wasserdichtigkeitsplatten  $d = 12$  cm.

Das mittlere Ausbreitmaß betrug 40 bis 45 cm. Die hergestellten Probekörper wurden nach 28 Tagen geprüft und dabei Druckfestigkeiten von über 200 kg/cm<sup>2</sup> sowie Zugfestigkeiten von reichlich 12 kg/cm<sup>2</sup> festgestellt. Die Wasserdichtigkeitsprüfung, die nach den „Richtlinien für die

Prüfung von Beton auf Wasserundurchlässigkeit\* (Runderl. d. Preuß. Fin.-Min. v. 12. 2. 36<sup>5</sup>) vorgenommen wurde, ergab, daß die Platten, nachdem sie zunächst 48 Std. lang einem Wasserdruck von 1 kg/cm<sup>2</sup>, dann weitere 24 Std. lang nacheinander Drücken von 3 und 7 kg/cm<sup>2</sup> ausgesetzt worden waren, keinerlei Wasser durchließen und auch keine Durchfeuchtung oder Tropfenbildung zeigten. Nach dem Zerschlagen der Probekörper wurde festgestellt, daß eine Durchfeuchtung der Platten bis auf durchschnittlich 21 mm Tiefe eingetreten war. Die Prüfung ergab also einen ausgezeichnet dichten Beton.

Der Beton wurde mit Hilfe eines Gleßturmes eingebracht. Aus der Gleßrinne gelangte die Mischung durch eine Falleitung auf einen im Innern des Behälters etwa 6 m unter der Decke angeordneten Verteilertisch, auf dem der Beton nochmals durchgearbeitet wurde. Er wurde von hier aus durch mehrere feste Rinnen und anschließende bewegliche Fallrohrstränge unmittelbar bis an die Verwendungsstelle gebracht, wo er durch Arbeiter, die zwischen den Schalungen standen, sorgfältig durch Stochern und Stampfen verdichtet wurde. Entsprechend dem nach oben fortschreitenden Betonvorgang wurden die Rinnen umgebaut und die in der Schalung freigelassenen Löcher für das Einbringen des Mischgutes und das Einsteigen der Leute nacheinander geschlossen. Nachdem der Beton etwa Geländehöhe erreicht hatte, wurde der Verteilertisch außerhalb des Behälters über der Decke angeordnet und der Beton von hier aus durch offene Rinnen über die Dachschräge (Abb. 10) und durch anschließende Fallrohrleitungen in die senkrechten Wände eingeleitet. Auch hier sorgten zwischen den Schalungen arbeitende Leute für gute Verdichtung des Betons. Die Fallrohrleitungen wurden entsprechend der steigenden Betonierhöhe laufend verkürzt, bis beim Erreichen der Hauptsimshöhe nur noch die Schrägrinnen erforderlich waren. Diesen Zustand zeigt Abb. 11. Die anschließende schräge Dachfläche wurde ohne äußere Schalung hergestellt.

Die vorbeschriebene Betonierung des gesamten Behälters wurde in ununterbrochenem Arbeitsgang in 21 Schichten, d. h. in 7 Tagen und 7 Nächten durchgeführt. In dieser Zeit wurden (siehe Zusammenstellung) etwa 1130 m<sup>3</sup> Beton eingebracht. Die mittlere Schichtleistung betrug somit etwa  $1130 : 21 = 54$  m<sup>3</sup>, d. s. bei der verwendeten 500-l-Mischmaschine rd.  $\frac{54000}{500} \cdot 1,3 = 140$

Mischungen je Schicht. Die Hochstleistung in einer Schicht wurde mit 217 Mischungen erreicht. Die Tatsache, daß der Mittelwert erheblich unter diesem Höchstwerte liegt, ist darauf zurückzuführen, daß die Leistung der Mischmaschine besonders gegen Ende der Betonierung beim Herstellen der senkrechten Wände sowie vor allem der Dachschrägen und der Decke (mehrfacher Umbau

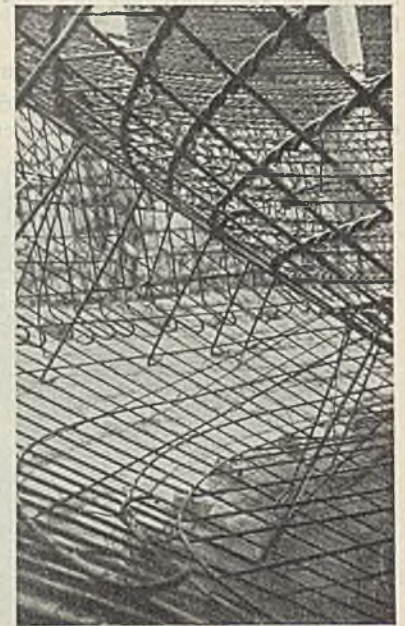


Abb. 7. Bewehrung des unteren Kegels. 23. September 1936. (Unten Meridian- und Ringverteilungseisen auf Unterbeton. Oben zwei der auf dem Druckring der Spundwand aufstehenden insgesamt 14 Eisenbetonsäulen zur Unterstützung der Schalung.)

<sup>5</sup>) Beton-Kalender 1937, I. Teil, S. 397.

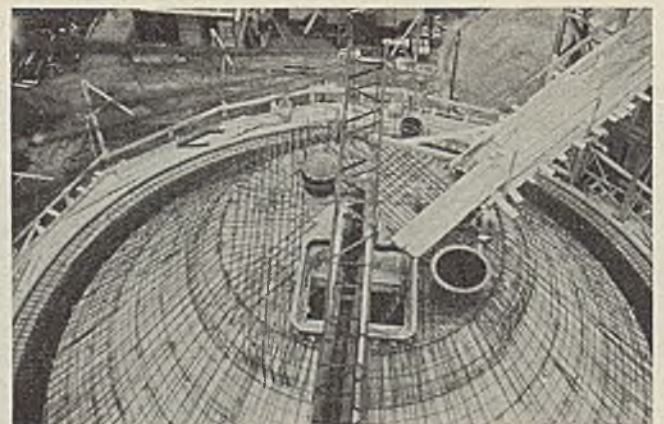


Abb. 8. Eisenbewehrung der oberen Kegelschale und der Decke etwa am 10. Oktober 1936.

(Auf der Decke sind eingesetzt der Grundrahmen für die Gashaube, der Unterteil des Schlammewurftrichters und der Mannlochdeckel.)



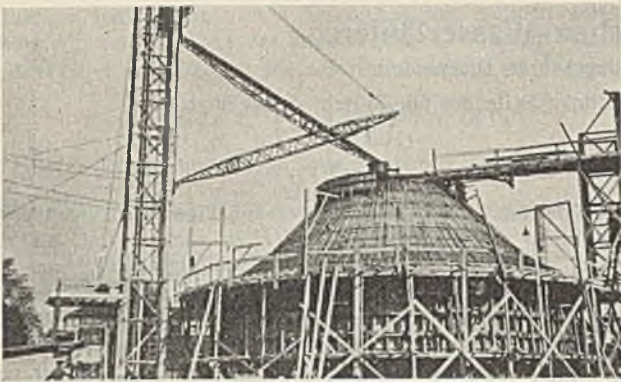


Abb. 9. Fertig eingeschalter Behälter während des Betonierens. 11. Oktober 1936.

der Betonrinnen!) nicht voll ausgenutzt werden konnte. Einen Begriff von der Größe der ohne Arbeitsfugen hergestellten Betonmenge von 1130 m<sup>3</sup> vermittelt die Angabe, daß zur Herstellung dieser Menge etwa 120 Eisenbahnwagenladungen Zuschlagstoffe (je 12 m<sup>3</sup> Kies, Grand oder Splitt) und 20 Eisenbahnwagenladungen Zement (je 350 Sack) erforderlich sind.



Abb. 10. Betonverteilungstisch mit Schüttrinnen beim Betonieren der senkrechten Wände und des oberen Kegels. 13. Oktober 1936.

Nach dem Erhärten und Ausschalen des Betons begannen die weiteren Ausbaurbeiten mit der Herstellung der gasdichten Verkleidung der Behälterdecke. Die Dichtungsschicht besteht aus einer mit Wasserstoff geschweißten Lage von 1,25 mm dickem Walzblei zwischen zwei Papplagen mit Klebeanstrichen. Seitlich reicht die Dichtung noch etwa



Abb. 11. Betonieren des Hauptsimses. 13. Oktober 1936.

2 m über die schräge Behälterdachfläche nach unten. An die verschiedenen Öffnungen in der Decke wurde die Dichtung durch Doppelflanschen gasdicht angeschlossen. Die waagerechte Decke erhielt über der Gasdichtung noch einen wärmehaltenden Korkplattenbelag. Darüber wurde eine Eisenbetonkappe angeordnet, die auch über die seitliche Gasdichtung hinwegreicht. Die Kappe dient zur Anpressung der Dichtung und vor allem als druckverteilende Schicht für die Maschinenlasten auf der Decke. Unter dem Motorfundament und den Maschinenkonsolen ist die Korkplattendämmung weggelassen worden, um eine unmittelbare Übertragung der Lasten auf die tragende Eisenbetonkonstruktion zu gewährleisten.

Die senkrechte Außenfläche des Behälters unter Gelände erhielt einen mehrmaligen bituminösen Schutzanstrich (1 Kalt- und 2 Heißeinmalstriche), dessen oberste Schicht mit Zementmörtel berappt wurde. Nach Fertigstellung dieser Anstriche wurde mit der Hinterfüllung begonnen, wobei von 1 m Tiefe bis Geländehöhe an der Behälteraußenfläche eine 15 cm dicke Trockenmauer aus Hohlsteinen errichtet wurde, die aufsteigende

Bodenfeuchtigkeit von dem Wandputz fernhalten soll.

Von dem 80 cm über Gelände befindlichen Sockel bis unter den Hauptsims erhielt die Außenwand als Wärmeschutz zunächst eine 3 cm dicke aufgeklebte Korkisolierung, die durch 12 cm dickes vollporöses Vorsatzmauerwerk verkleidet wurde. Hierauf wird noch ein doppellagiger Schauseitenkalkputz aufgebracht werden.

Die Wärmedämmung der schrägen Dachfläche wird ebenfalls durch aufgeklebte Korkplatten (5 cm dick) erreicht. Zum Aufbringen der Dachdeckung sind auf den Beton radial angeordnete Latten verschraubt, auf denen die eigentliche Dachlattung für das Biberschwanddoppeldach befestigt ist. Damit ist die ganze über Gelände liegende Behälteraußenfläche gegen starke Wärmeverluste ausreichend gesichert.

Wie bei derartigen Behälterbauten üblich, wurden die Innenflächen wasserdicht geputzt. Die Arbeiten bestanden aus dem Aufbringen eines Zementmörtelspritzputzes und einer ebenfalls aufgespritzten Bitumenemulsion als Oberputz nach einem Patent der Firma Wolfsholz AG, Berlin.

Neben diesen Arbeiten lief die Aufmauerung des Bedienungsturmes einschließlich Herstellen der Treppenanlage, Zwischendecken usw. Es folgte dann die Herstellung der Zwischenkonstruktion zwischen Bedienungsturm und Behälterdecke (Kranbahnbalken, seitliche Abschlußwände). Nachdem diese Arbeiten etwa Mitte Dezember vollendet waren, wurde an den Ausrüstungsarbeiten mit dem Aufstellen der Kranbahn, dem Einbau der Rohrleitungen, Maschinen usw. begonnen. Den neuesten Bauzustand vom 20. Dezember zeigt Abb. 13.

Dank sorgfältiger Vorbereitung sowie sauberer Unternehmerarbeit und gutem Zusammenwirken von Bauleitung und den beteiligten Firmen sind die Bauarbeiten bisher in kurzer Zeit ohne Unfall fertiggestellt worden.

Die Eingliederung des Faulbehälters in den Betrieb der Kläranlage erfordert noch weitere Arbeiten, von denen besonders zu nennen sind: Herstellung von Rohrkanälen, Bau einer Kompressor- und Druckkesselanlage zur Beförderung des Faulgutes in den Behälter, Herstellung einer



Abb. 12. Aufmauern des Bedienungsturmes. Betonieren des Rohrkanals. 30. Oktober 1936.

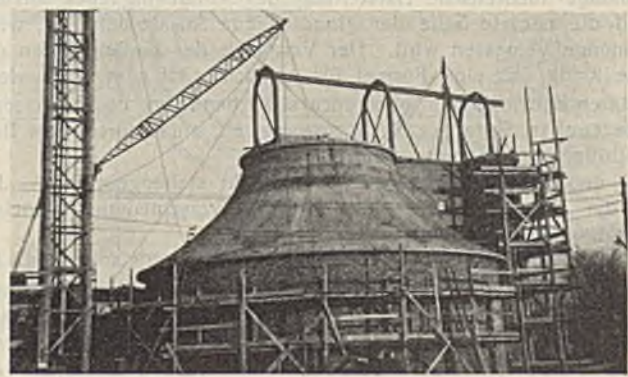


Abb. 13. Im Rohbau fertiger Behälter am 20. Dezember 1936.

Rechts Zwischenwände und Bedienungsturm. Oben 5-t-Kranbahn. Es fehlen noch die Dachdeckung, der Außenputz und das obere Schutzgeländer.

Faulschlammlleitung vom Behälter zum Schlamm-trockenplatz, Bau eines 6000 m<sup>2</sup> großen Schlamm-trockenplatzes mit Sickerleitungen, Filterkörper, Ladespuren usw., Errichtung eines Gasbehälters, Bau einer Heizanlage für die Beheizung des Faulbehälters, Herstellen von elektrischen Schaltanlagen usw. Die vorgenannten Arbeiten sind zum größten Teil bereits in Angriff genommen worden.

Der Entwurf wurde im Stadtamt für Tiefbau und Betriebe, Vorstand Stadtbaurat Dr.-Ing. Leske, unter Baudirektor Dr.-Ing. Burkhardt aufgestellt. Die Einzelbearbeitung und die Bauleitung lagen in den Händen des Verfassers. Die Hauptarbeiten wurden durch die Löser Bauunternehmung G. m. b. H. ausgeführt.

Die Gesamtbaukosten belaufen sich auf etwa 400 000 RM. Die Arbeiten sollen im Frühjahr 1937 vollendet sein.

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Abfluß in offenen natürlichen Wasserläufen.

Von Dr.-Ing. Anton van Rinsum, Regierungsbaurat, Deggendorf.

Die Beobachtung des Abflusses in offenen natürlichen Wasserläufen läßt erkennen, daß das Wasser einen bestimmten Querschnitt erfüllt, sich dabei aber in den einzelnen Punkten des Querschnitts mit verschiedener Geschwindigkeit weiterbewegt. Beim Beharrungszustande, d. h. wenn der wassergefüllte Querschnitt gleichbleibt und der Zufluß sich nicht ändert, sind die Geschwindigkeiten in den einzelnen Punkten nur geringen Schwankungen unterworfen, so daß sie als fest angesehen werden können.

Um die Wassermenge  $Q$  (in  $m^3$ ) ermitteln zu können (Abb. 1), die in 1 sek durch den Querschnitt  $F$  (in  $m^2$ ) fließt, teilt man demgemäß den Querschnitt in kleine Teile  $\Delta F$  auf, in denen jeweils die Geschwindigkeiten  $v$  annähernd als gleich groß angenommen werden können, bestimmt hieraus die Teilwassermenge

$$\Delta Q = v \Delta F$$

und summiert alle diese Werte:

$$(1) \quad Q = \sum v \Delta F.$$

Anders pflegt man vorzugehen, wenn es gilt, die gesetzmäßigen Zusammenhänge beim Abfluß auf theoretischem Wege zu ergründen. Hier geht man von dem Ansatz aus:

$$(2) \quad Q = v_m F,$$

worin  $v_m = m/\text{sek}$  die „mittlere Geschwindigkeit“, die zu bestimmende Größe ist. Man setzt sich also bewußt über die Tatsache hinweg, daß die Geschwindigkeiten in den einzelnen Punkten des Querschnitts voneinander verschieden sind, und glaubt von einem Mittelwerte ausgehen zu müssen. Dieser vereinfachende Ansatz geht einmal darauf zurück, daß bei den Aufgaben des praktischen Wasserbaues die Frage gestellt wird: wie groß muß ein Wasserquerschnitt sein, um eine bestimmte Wassermenge zu fassen, oder umgekehrt: welche Wassermenge vermag ein gegebener Querschnitt abzuführen. Für diese beiden Fälle ist das Bindeglied für den gesuchten Zusammenhang der Quotient  $v_m = Q/F$  mit der Dimension  $m/\text{sek}$ , also einer Geschwindigkeit. Andererseits hat man auch theoretische Gründe für die Einführung des Wertes  $v_m$  ins Feld geführt.

Durch die Verbindung der beiden Gl. (1) u. (2)

$$(3) \quad v_m F = \sum v \Delta F$$

will ich beide Darstellungsweisen für eine und dieselbe Größe, die Wassermenge, einander gegenüberstellen. Die linke Seite der Gleichung ist dann nach der allgemeinen Auffassung als der Ausgangspunkt für die gesetzmäßige theoretische Darstellung des Abflußvorganges anzusehen, während die rechte Seite der grundlegende Ansatz dafür ist, wie eine Wassermenge gemessen wird. Der Vergleich der beiden Seiten ermöglicht die Kritik, ob eine Formel für  $v_m$  richtig ist oder nicht. Ich will die weiteren Entwicklungen aber auch dazu benutzen, nachzuweisen, daß auch die rechte Seite der Gl. (3) geeignet ist, ein theoretisches Bild für den Abflußvorgang zu vermitteln.

Bei den obigen Ansätzen ist man nicht stehengeblieben. Jedoch schlug die Entwicklung für beide Seiten verschiedene, voneinander unabhängige Wege ein.

Mit dem Werte  $v_m$  selbst kann man zunächst nichts anfangen. Jedoch erkannte man bald, daß er von sehr verschiedenen Faktoren abhängig ist und daher weiter zergliedert werden muß. Allen dafür aufgestellten Formeln (angefangen bei Eytelwein über Bazin bis in die neuere Zeit mit Hermanek, Forchheimer u. a.) ist dabei der grundlegende Ansatz gemein:

$$v_m = f(K, R, J),$$

eine Funktion, in der  $K$  ein aus der Erfahrung näher zu umgrenzender Beiwert ist,  $R$  den „hydraulischen Radius“ oder Profilhalbmesser (Quotient aus dem Querschnitt  $F$  und dem benetzten Umfange  $p$ ) und  $J$  das Wasserspiegelgefälle bedeuten. Es macht nun bei den nachfolgenden Untersuchungen keinen grundlegenden Unterschied aus (insbesondere wenn es sich um die natürlichen Flüsse handelt), ob man an Stelle von  $R$  die mittlere Tiefe  $t_m$  einführt. Aus theoretischen Gründen ziehe ich sogar diesen Wert vor, will mir aber doch vor Augen halten, daß immer  $R < t_m$  ist, ein Unterschied, der im Notfalle durch einen Beiwert

$$\frac{R}{t_m} = \mu < 1$$

wieder ausgeglichen werden könnte. In Übereinstimmung mit der vorherrschenden Meinung setze ich ferner:

$$(4) \quad v_m = K \sqrt{t_m J}.$$

Die linke Seite der Gl. (3) geht damit über in:

$$(5) \quad \begin{aligned} Q &= K \sqrt{t_m J} (t_m b) \\ &= K \sqrt{J} (t_m^3 b). \end{aligned}$$

Diese Gleichung besagt, daß die gesetzmäßigen Zusammenhänge beim Abfluß nicht so sehr zwischen  $Q$  und  $F$  zu suchen sind, als vielmehr zwischen  $Q$  und einer Funktion der Querschnittsgrößen  $t_m$  und  $b$ , wobei die mittlere Tiefe in einer höheren Potenz als 1 vorkommt.

Aber auch auf der rechten Seite der Gl. (3) ist man bei der angegebenen Form nicht stehengeblieben, sondern hat aus praktischen Erwägungen heraus die Messungspunkte in einem Querschnitt nach bestimmten Regeln geordnet. Es ist nicht nur der Ausfluß dieser praktischen Erwägungen, sondern doch wohl auch die Empfindung eines physikalischen Zusammenhanges, wenn die Punkte, die an verschiedenen Punkten in einer Lotrechten gemessen werden, als zusammengehörig betrachtet werden („Geschwindigkeitskurve in der Lotrechten“) (Abb. 2). Ich will diesen Gedanken auch mathematisch auswerten.

Anstatt die Teilwassermenge  $\Delta Q$  auf einen kleinen, nach Tiefe und Breite begrenzten Teil des Querschnitts zu beschränken, wie es in der Gl. (1) zum Ausdruck kam, beziehe ich sie nunmehr auf einen schmalen Flächenstreifen  $t_0 \Delta b$ , wobei ich die Meßpunkte in einer Lotrechten zusammenfasse und durch den Mittelwert  $v_{m1}$  ausdrücke (Abb. 2), d. h. es ist  $\Delta Q = v_{m1} t_0 \Delta b$ .

Ferner stelle ich mir vor, daß die Lotrechten, in denen die Messungen vorgenommen werden, immer näher zusammenrücken, d. h. ich kann von den meßbaren Größen  $\Delta b$  auf die unendlich kleinen Breitenabschnitte  $db$  übergehen. Ich bringe damit zum Ausdruck, daß auch die rechte Seite der Gl. (3) einer rein theoretischen Behandlung zugänglich ist, wobei die veränderliche Tiefe  $t_0$  von maßgebender Bedeutung ist. Ich kann damit die Wassermenge berechnen durch den Ansatz:

$$Q = \int_0^b v_{m1} t_0 db.$$

Wenn man allgemein die Anschauung vertritt, daß die mittlere Geschwindigkeit  $v_m$  eine Funktion der mittleren Tiefe  $t_m$  ist, dann muß logischerweise auch die einzelne in irgendeinem Punkte gemessene Geschwindigkeit  $v$  und damit auch der Mittelwert der in einer Lotrechten gemessenen Geschwindigkeiten  $v_{m1}$  eine Funktion der Wassertiefe  $t_0$  in dem betreffenden Punkte des Querschnitts sein, d. h. ich kann setzen:

$$v_{m1} = f(t_0).$$

Nach eingehenden Untersuchungen über die Form der Geschwindigkeitskurve in der Lotrechten und der Beziehungen der Geschwindigkeiten untereinander bin ich dazu gekommen, in enger Anlehnung an die Form der Gl. (4) zu setzen:

$$(6) \quad v_{m1} = K \sqrt{t_0 J},$$

wobei natürlich  $\bar{K}$  von  $K$  verschieden ist, und es ergibt sich die Wassermenge zu

$$\begin{aligned} Q &= \int_0^b K \sqrt{t_0 J} t_0 db \\ &= \int_0^b \bar{K} \sqrt{J} t_0^3 db. \end{aligned}$$

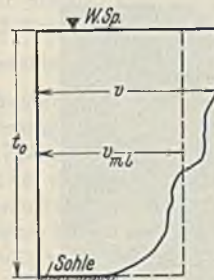


Abb. 2. Verteilung der Geschwindigkeit in der Lotrechten.

$J$  kann man in Übereinstimmung mit der allgemeinen Auffassung genau genug als Festwert vor das Integral ziehen;  $K$  und  $t_0$  dagegen sind auf jeden Fall veränderliche Größen.

Wenn ich nunmehr wieder wie in Gl. (3) die Ergebnisse der Untersuchungen miteinander vergleiche:

$$(7) \quad K \sqrt{J} t_m^3 b = \sqrt{J} \int_0^b \bar{K} t_0^3 db \text{ beides } = Q,$$

so erkennt man, daß auch auf der rechten Seite eine theoretische Formel für die Wassermenge entstanden ist, die ihrerseits zur Nachprüfung den Messungen gegenübergestellt werden muß.

Es erhebt sich die Frage: worin besteht der Unterschied zwischen den beiden Formeln? Er liegt darin, daß ich auf der linken Seite der Gl. (7) mit den Mittelwerten  $K$  und  $t_m$  rechne, während ich auf der rechten Seite die veränderlichen Größen  $\bar{K}$  und  $t_0$  eingeführt habe.

Es liegt nun nahe, um den weiteren Vergleich der beiden Formeln zu erleichtern, auch auf der rechten Seite den als veränderlich erkannten Beiwert  $\bar{K}$  als Festwert  $K_m$  auszuschneiden, da er ohnehin auf empirischem Wege bestimmt werden muß und hierbei eine einfache Formeldarstellung anzustreben ist. Dies schließt nicht aus, daß die Untersuchungen, um

ihn näher zu umgrenzen, von  $K$  ihren Ausgang nehmen müssen. Ich kann aber  $K_m$  nur dann vor das Integral ziehen, wenn ich zum Ausgleich einen Beiwert  $\beta$  einführe, der mathematisch bedingt ist. Damit wird

$$(8) \quad Q = K \sqrt{J} t_m^{3/2} b = \beta K_m \sqrt{J} \int_0^b t_0^{3/2} db.$$

In dieser Darstellung der Zusammenhänge werde ich aber gleich darauf aufmerksam, daß  $t_m^{3/2} b$  niemals durch den Ausdruck  $\int_0^b t_0^{3/2} db$  ersetzt werden darf, nur bei dem Grenzfall, daß es sich um einen recht-eckigen Querschnitt handelt. In allen anderen Fällen ist immer

$$t_m^{3/2} b < \int_0^b t_0^{3/2} db.$$

Je unregelmäßiger ein Querschnitt geformt ist, desto größer wird auch der Unterschied zwischen den beiden Werten sein. Ich habe Differenzen bis zu 18% gefunden.

Wenn man sich zu der Auffassung durchgerungen hat, daß in einer Geschwindigkeitsformel die Veränderlichkeit der Werte  $K$  und  $t_0$  zum Ausdruck gebracht werden muß, um eine richtig gebaute Formel zu erhalten, so erhebt sich sofort die Frage, wie weit es überhaupt zulässig ist, an ihrer Stelle in einer allgemeinen Formel die Mittelwerte  $K$  und  $t_m$  einzuführen. Vom mathematischen Standpunkte aus betrachtet ist dies solange nicht zulässig, als der Exponent der Funktion von  $t_m \geq 1$  ist. Da aber  $t_m$  aus den Messungsunterlagen eindeutig gegeben ist, müssen alle Fehler, die sich bei der Verwendung von  $t_m$  in die Formel einschleichen, in dem Beiwerte  $K$  untergebracht werden, d. h.  $K$  ist nicht nur der Sammelpunkt alles dessen, was physikalisch noch zu deuten ist, sondern auch dessen, was durch den mathematisch unrichtigen Bau der Formel nicht getroffen ist. Durch die Einführung der Veränderlichen  $K$  und  $t_0$  wird dagegen die Erfassung des Beiwertes einwandfreier und eindeutiger. An dieser grundsätzlichen Einstellung ändert sich nichts, ob ich  $t_m$  mit einer höheren Potenz als  $3/2$  einführe oder ob ich  $t_m$  wieder durch  $R$  ersetze, was ja die festgestellten Differenzen noch mehr vergrößerte, oder wenn unter Umständen eine Vereinfachung der Formel möglich ist, z. B. bei einem Flachlandfluß mit völlig ausgeglichener Abfluß.

Eine im Jahre 1935 von mir veröffentlichte Schrift<sup>1)</sup> hat sich eine systematische Klarlegung der hier aufgeworfenen Fragen zur Aufgabe gemacht und versucht auf empirisch-rechnerischem Wege die Zusammenhänge in allen Einzelheiten aufzudecken und zu ordnen. Der Wert der Schrift steht und fällt mit der Anerkennung des eben entwickelten grundlegenden Gedankens, daß die Gesetze des Abflusses in offenen natürlichen Wasserläufen nicht durch die Mittelwerte  $t_m$  und  $K$  in Verbindung mit  $v_m$  ergründet werden können, sondern allein durch die Berücksichtigung der Veränderlichkeit der Faktoren  $t_0$  und  $K$ , und daß nur auf diesem Wege eine richtig gebaute Formel für  $v_m$  abgeleitet werden kann.

Die Schrift ist in einer Reihe von Fachzeitschriften des In- und Auslandes von verschiedenem Standpunkte aus, aber vorwiegend günstig beurteilt worden. Dies bestärkt mich in der Auffassung, daß ich mich auf einem richtigen Wege befinde. Die Beurteilungen spiegeln deutlich die Stellung wider, die der jeweilige Besprecher dem Fließvorgang gegenüber als einem physikalischen Problem einnimmt. Auf den grundlegenden Gedanken, den ich oben in den Vordergrund der Betrachtung gerückt habe, ist man allerdings in den meisten Fällen nicht näher eingegangen. Dies führe ich darauf zurück, daß bei dem vielbesprochenen und vielumstrittenen Problem eine ganz neue Berechnungsweise nur schwer Eingang findet, insbesondere wenn sie praktisch noch nicht erprobt ist. Dies kommt auch in einzelnen Besprechungen zum Ausdruck.

Mein Hauptbestreben wird auch weiterhin darauf gerichtet sein, die praktische Anwendung der von mir entwickelten Gedankengänge zu erleichtern, wobei ich allerdings auch auf die Mitwirkung der Fachwelt angewiesen bin. Über erhebliche Vereinfachungen im Rechnungsgang hoffe ich bei einer späteren Gelegenheit berichten zu können. Ein Fall der praktischen Anwendung wurde in einer Fachzeitschrift von mir behandelt<sup>2)</sup>.

<sup>1)</sup> Dr.-Ing. Anton van Rinsum, Der Abfluß in offenen natürlichen Wasserläufen. Mitteilungen aus dem Gebiete des Wasserbaues und der Baugrundforschung, Heft 7. Berlin 1935, Verlag Wilh. Ernst & Sohn. — Besprechung s. Bautechn. 1935, Heft 52, S. 687.

<sup>2)</sup> Die Bestimmung der Wasserführung der Flüsse aus dem Querschnitt und den Oberflächengeschwindigkeiten. Wkr. u. Ww. 1936, Nr. 20, München.

### Vermischtes.

Neuer Geschäftsführer des Ruhrverbandes. Der bisherige stellvertretende Baudirektor der Emschergenossenschaft Marinebauamt a. D. Dr.-Ing. Prüß ist zum alleinigen Geschäftsführer des Ruhrverbandes gewählt worden und hat am 1. Januar d. J. seine neue Tätigkeit begonnen.

Dr. Prüß legte im Jahre 1910 auf der T. H. Berlin die Diplomprüfung in der Fakultät für Bauingenieurwesen ab und wurde 1914 zum preußischen Regierungsbaumeister des Wasser- und Straßenbauwesens ernannt. Von 1914 bis 1919 leitete er als Wasserbaubeamter Hafen- und Werftbauten der deutschen Marine und wurde zum Marinebauamt ernannt. 1920 trat er in den Dienst der Emschergenossenschaft und übernahm dort 1922 als Nachfolger von Dr. Imhoff die Leitung des Abwasseramtes, 1934 auch die Stellvertretung des Baudirektors der Emschergenossenschaft.

Die Rampen der Triborough-Brücke in New York. Über den Bau der neuen Ausfallstraße in New York, in deren Zuge die Triborough-Brücke liegt, ist bereits in Bautechn. 1936, Heft 34, S. 486, berichtet. Aus Engng. 1936, Nr. 3696 vom 13. November, S. 520, wird nachstehend noch einiges über die Rampen der Triborough-Brücke hinzugefügt. Bemerkenswert sind besonders die ohne Wegkreuzung durchgeführten Rampen am Nordende der Triborough-Brücke auf der Ward's- und Randall's-Insel, deren Grundriß und Verlauf aus Abb. 1 u. 2 ersichtlich sind.

Bezüglich der Lage der Inseln sei auf Abb. 1 des Berichtes in Bautechn. 1936, Heft 34, S. 486, verwiesen.

An die Nordrampe der Triborough-Brücke schließt sich im nördlichen Teil der Randall's-Insel fast rechtwinklig eine kreuzungslose Rampe in der Richtung auf Manhattan an. Die Rampe mündet in diesem Stadtteil in die 125. Straße, nachdem sie den Harlem-Fluß überquert hat. Hinter der Hubbrücke über den Harlem-Fluß verläuft dieser Rampenausläufer noch über eine

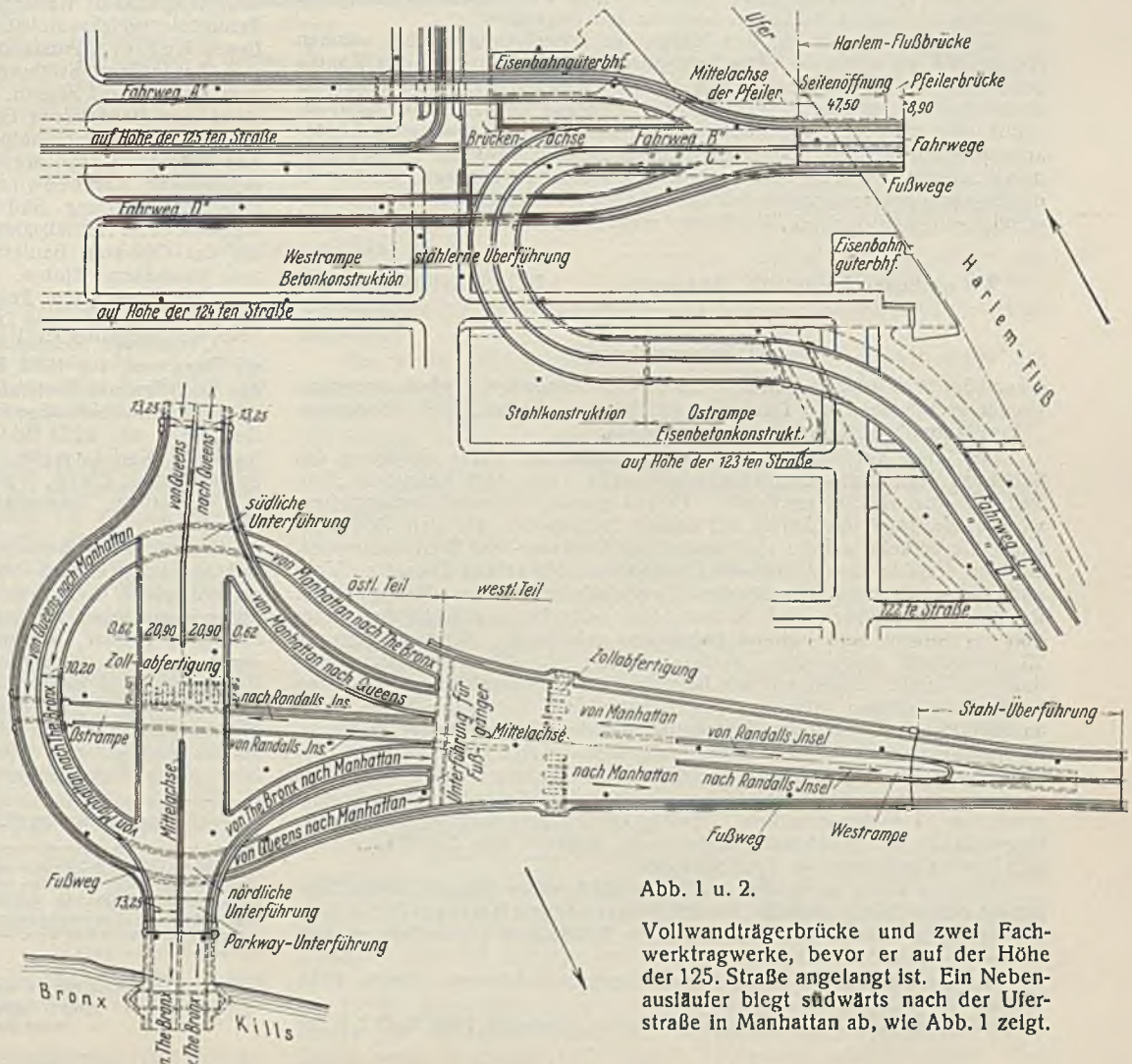


Abb. 1 u. 2.

Vollwandträgerbrücke und zwei Fachwerktragwerke, bevor er auf der Höhe der 125. Straße angelangt ist. Ein Nebenausläufer biegt südwärts nach der Uferstraße in Manhattan ab, wie Abb. 1 zeigt.

Die Abzweigung auf der Randall's-Insel zeigt Kreuzungen in drei Höhenlagen und umfaßt 12 Fahrwege. Der Unterbau besteht aus Eisenbeton und einigen Überführungen in Stahlkonstruktion, ebenso wie die Abzweigung am Ostufer des Harlem-Flusses, die von der 125. bis zur 92. Straße südwärts führt.

### Zuschrift an die Schriftleitung.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

Der Einfluß von Fehlern auf die Holzfestigkeit nach Versuch und Rechnung.

Bei seiner Untersuchung des Einflusses von Waldkanten auf die Holzfestigkeit geht Prof. Dr. Gaber von einer Annahme aus — an allen vier Ecken des rechteckigen Querschnitts wird gleichzeitig eine geradlinige Abschrägung unter  $45^\circ$  vorausgesetzt —, die nur für annähernd quadratische Querschnitte, und auch hier nur für im Verhältnis zur Querschnittseite schmale Waldkanten, zutrifft. Durch Anwendung seiner Näherungsannahme außerhalb dieses Bereichs kommt der Verfasser zu einer viel zu gefährlichen Einschätzung des Einflusses der Waldkanten. Da im Ingenieurholzbau eigentlich nur das handelsüblich scharfkantige und das handelsüblich vollkantige Holz — größte zulässige Breite der Waldkanten, schräg gemessen, bei scharfkantigem Holz  $1/10$ , bei vollkantigem Holz  $1/7$  der größeren Querschnittseite — verwendet wird, treffen die von Gaber gezogenen Schlußfolgerungen nicht zu. Ich habe seinerzeit<sup>1)</sup> unter Voraussetzungen, die den praktischen Möglichkeiten besser Rechnung tragen, den Einfluß der Waldkanten für Rechteckquerschnitte mit  $h:b = 1$  bis  $4$  wie folgt festgestellt:

	bei scharfkantigem Holz	bei vollkantigem Holz
Abminderung der Querschnittfläche . . .	2%	4,1%
Abminderung des Trägheitsmoments . . .	5,4%	10,7%

Diese Zahlen gelten für den ungünstigsten Fall, und zwar bei einem Seitenverhältnis  $4:1$ , das doch nur höchst selten vorkommt. Bei einem Seitenverhältnis  $2:1$  sind die Abminderungen nur halb so groß. Hiernach sind die möglichen Schwächungen bei scharfkantigem Holz belanglos, ebenso die Querschnittschwächung bei vollkantigem Holz. Aber selbst der Grenzfall einer rd. 10%igen Minderung des Trägheitsmoments bei vollkantigem Holz ist angesichts der üblichen Sicherheiten bei Bemessung auf Biegung und Knickung nicht bedenklich.

Dr.-Ing. H. Seitz VDI, Stuttgart.

### Erwiderung.

Zu den Ausführungen des Herrn Dr.-Ing. Seitz zu dem Abschnitte „Waldkante“ meines Aufsatzes bemerke ich folgendes:

Mir kam es darauf an, den Mangel an Scharfkantigkeit bei unseren Bauhölzern zu erfassen. Die Schräglflächen, durch die wir die Kanten gebrochen haben, liegen nicht wie bei der richtigen Waldkante auf einem Kegelzylinder, und die so hergestellten Holzstäbe können daher nicht als waldkantig, sondern nur als Stäbe mit gebrochenen oder unscharfen Kanten angesprochen werden. Es ist aber nur nötig, den Ausdruck „Waldkante“ durch „unscharfe Kante“ oder „gebrochene Kante“ zu ersetzen, um sowohl das Ergebnis unserer Arbeit aufrechtzuerhalten als auch den berechtigten Einwendungen gegen den Teil „Waldkante“ meines Aufsatzes Rechnung zu tragen.

Gaber.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

### Bücherschau.

Deutscher Reichsbahn-Kalender 1937. 11. Jahrgang<sup>2)</sup>. Herausgegeben vom Pressedienst der Deutschen Reichsbahn. Leipzig 1936, Konkordia-Verlag Reinhold Rudolph. Preis 3,20 RM.

Der kurz vor Jahreschluß 1936 erschienene elfte Jahrgang des beliebten Reichsbahn-Abreiß-Kalenders steht unter dem Leitworte „Die Reichsbahn im Jahreslauf“. Er will einmal besonders herausstellen, wie der Kreislauf des Jahres mit dessen Jahreszeiten auf den Personen- und Güterverkehr, auf die Maßnahmen des Verkehrs- und Betriebsdienstes, auf den Einsatz des deutschen Eisenbahners für seinen Dienst an Volk und Wirtschaft einwirkt. Diesem Zweck sind 27 Bilder der einzelnen Reichsbahndirektionen und 34 besonders hübsche jahreszeitliche Bilder von der Strecke und einigen Bahnhöfen gewidmet. Nicht weniger als 23 vortrefflich ausgewählte weitere Blätter „Mit der Reichsbahn durch deutsche Lande“ zeigen, wie wir Jahreslauf und Jahreszeit in der deutschen Landschaft erleben können. „Reichsbahn und Technik“ werden veranschaulicht durch 10 Bilder, Einzelheiten aus der „Geschichte der deutschen Eisenbahnen“ sind durch 8 Bilder dargestellt. „Aus dem Betriebe der Reichsbahn“ sind 20 interessante Bilder ihres gesamten Schaffensgebietes entnommen, und den „Eisenbahnern“ hat der Kalendermann diesmal wiederum 14 Bilder gewidmet. Endlich findet man noch 22 andersartige Gegenstände der Reichsbahn betreffende Bilder. Alle 158 Bilder sind mit kurzem erläuternden Text versehen.

Alles in allem ist in der statlichen Blättersammlung des neuen Jahrganges eine sehr anschauliche, abwechslungsreiche und lehrreiche Darstellung des heutigen Lebens bei der deutschen Reichsbahn geschaffen worden,

<sup>1)</sup> Vgl. Seitz, Grundlagen des Ingenieurholzbau. Berlin 1925, Verlag Julius Springer.

<sup>2)</sup> Besprechung des (10.) Jahrganges 1936 s. Bautechn. 1936, Heft 2, S. 36.

deren einzelne Blätter der genaueren Betrachtung und Würdigung im Laufe des Jahres durchaus wert sind. Wir können daher jedem die Anschaffung und Benutzung des Deutschen Reichsbahn-Kalenders 1937 warm empfehlen.

Ls.

Der Deutsche Reichspost-Kalender 1937. Herausgegeben mit Unterstützung des Reichspostministeriums. 9. Jahrg.<sup>1)</sup> Leipzig, Konkordia-Verlag Reinhold Rudolph. Preis 2,80 RM.

Der Reichspost-Kalender liefert uns auf seinen Blättern in Wort und Bild einen lehrreichen Einblick in die zahlreichen Aufgaben und Betriebs-einrichtungen der Deutschen Reichspost. Der neue Jahrgang zeigt uns das Wirken und Streben der Deutschen Reichspost, ihre fortschreitende Entwicklung, ihre volkswirtschaftliche Bedeutung und insbesondere die bequemsten und vorteilhaftesten Benutzungsmöglichkeiten. Technische, wirtschaftliche und soziale Leistungen lassen erkennen, daß die „Stephansjünger“ die Zeichen der neuen Zeit verstanden haben und sich ganz auf die Volksgemeinschaft im Sinne des Dritten Reiches einstellen.

Ausstattung und Druck sind wie immer vorbildlich. Der Kalender wird den Benutzern auch im neuen Jahre recht willkommen sein. Nd.

### Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. a) Hauptverwaltung: Gestorben: Reichsbahndirektor von Beck.

b) Betriebsverwaltung: Ernann: zum Vizepräsidenten einer Reichsbahndirektion: Direktor bei der Reichsbahn Schloe in Frankfurt (Oder).

Versetzt: die Reichsbahnoberräte Nippe, Dezerent der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Kassel, als Dezerent zur RBD Dresden, Paulsen, Dezerent der RBD Erfurt, als Dezerent zur RBD Königsberg (Pr.), Karl Burger, Vorstand des Neubauamts Türklismühle, als Vorstand zum Betriebsamt Saarbrücken 1, Dr.-Ing. Heinrich Meyer, Vorstand des Betriebsamts Hersfeld, als Dezerent zur RBD Altona, Dr.-Ing. Zinßer, Vorstand des Betriebsamts Halle (Saale) 2, als Dezerent zur RBD Berlin, Hensch, Vorstand des Betriebsamts Jülich, als Vorstand zum Betriebsamt M-Gladbach, Wildbrett, Vorstand des Betriebsamts Salzburg, als Dezerent zur RBD Erfurt, Pfennings, Dezerent der RBD Regensburg, als Dezerent zur RBD Münster (Westf.) und Georg Bauer, Vorstand des Betriebsamts Dresden 4, als Dezerent zur RBD Halle (Saale); die Reichsbahnräte: Walter Zachow, Vorstand des Betriebsamts Wittenberge 2, als Vorstand zum Betriebsamt Berlin 11, Reinhard, Vorstand des Betriebsamts M-Gladbach, als Dezerent zum RZA Berlin, Weckmann beim Betriebsamt Mainz, als Vorstand zum Betriebsamt Jülich, Dr.-Ing. Adolf Fischer bei der RBD Hannover, als Vorstand zum Betriebsamt Karlsruhe 2, Rebmann, Vorstand der Bauabteilung Traunstein (Reichsautobahnen), als Vorstand zum Betriebsamt Cottbus 2, Erwin Keßler, Vorstand des Betriebsamts Marktredwitz, als Vorstand zum Betriebsamt Salzburg, Wolz bei der RBD Nürnberg, als Vorstand zum Betriebsamt Seesen, von Werden bei der RBD München, als Vorstand zum Betriebsamt Glückstadt, Dr.-Ing. Börner bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in München, als Vorstand zum Betriebsamt Wittenberge 2, Merkl bei der RBD Regensburg, als Vorstand zum Betriebsamt Marktredwitz und Dellmann bei der RBD München zur Oberbetriebsleitung Süd in Würzburg; die Reichsbahnbaueassessoren Asbeck beim Betriebsamt Düsseldorf zur RBD Königsberg (Pr.) und Seils bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Königsberg (Pr.) zum Neubauamt Zinten.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Reinhard Schneider bei der RBD Altona die Stelle eines Dezerenten.

Überwiesen: Reichsbahnoberrat Dobmaier, Dezerent des RZA Berlin, als Dezerent zur RBD Berlin und Reichsbahnrat Ritzhaupt, Vorstand des Betriebsamts Karlsruhe 2, zur RBD Karlsruhe.

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnoberräte Fritz Schneider, Dezerent der RBD Berlin, Berlinghoff, Dezerent der RBD Saarbrücken, Karl Lemcke, Vorstand des Betriebsamts Ludwigslust 1 und Reichsbahnrat Ewig, Vorstand des Betriebsamts Hildesheim.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Heckel, Vorstand des Betriebsamts Dresden 2.

Im Ruhestand verstorben: Eisenbahndirektionspräsident Adolf Schultze in Magdeburg, zuletzt Präsident der Eisenbahndirektion Stettin; die Oberregierungsrate Gatzl in München, zuletzt Vorstand des Personalamtes beim ehemaligen bayerischen Verkehrsministerium, Adolf Müller in Stuttgart, zuletzt Dezerent der RBD Stuttgart; Oberregierungsbaurat Ernst Moeller in Hannover, zuletzt Dezerent der RBD Hannover; Regierungs- und Baurat Rudolf Busse in Königsberg (Pr.), zuletzt Dezerent der RBD Königsberg (Pr.); die Reichsbahnräte Müller-Neuhoff in Stettin, zuletzt bei der RBD Stettin, Dr.-Ing. Franz Müller in München, zuletzt Vorstand des Messungsamtes der RBD Ludwigshafen (Rhein), und Hemminger in Stuttgart, zuletzt bei der RBD Stuttgart.

<sup>1)</sup> Besprechung des (8.) Jahrganges 1936 s. Bautechn. 1936, Heft 3, S. 48.

INHALT: Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1936. (Fortsetzung) — Der Allerkanal- und Landgrabendücker unter dem Mittellandkanal. (Schluß) — Bau eines Schlammfaulbehälters von 2500 m<sup>3</sup> Inhalt. (Schluß) — Der Abfluß in offenen natürlichen Wasserläufen. — Vermischtes: Neuer Geschäftsführer des Ruhrverbandes. — Die Rampen der Triborough-Brücke in New York. — Zuschrift an die Schriftleitung. — Bücherschau. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.