

DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 3. Juli 1936

Heft 29

Die Schnettkerbrücke im Zuge der Verbandstraße OW IV (Ruhrschnellweg).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Stadtoberbaurat W. Utermann, Dortmund.

Eins der interessantesten Bauwerke im Zuge der OW IV stellt die Schnettkerbrücke dar, deren Gesamtansicht Abb. 1 veranschaulicht.

Zur Vorgesichte sei folgendes angeführt:

Das Schnettkertal liegt in einer Talmulde und gegenüber dem anschließenden Bau- und Wirtschaftsgebiete etwa 18 m tiefer. Diese Talmulde verläuft von Norden nach Süden und nimmt außer der Emscher noch die Eisenbahnlinien Dortmund—Witten, Dortmund—Hörde—Holzwickede und Dortmund—Schwerte—Iserlohn sowie etwa 15 Gleise der verschiedenen Anschlußwerke usw. auf. Die Verbindung zwischen dem östlichen und westlichen Wirtschaftsgebiete wurde durch Niveauübergänge vermittelt. Durch den in den Jahren vor dem Kriege ständig anwachsenden Güterverkehr wurde die Eisenbahn gezwungen, den Bahnhof Dortmunderfeld zu vergrößern. Die Eisenbahndirektion Essen stellte daher im Jahre 1912 einen Plan zur Erweiterung des Rangierbahnhofs Dortmunderfeld auf und ließ diesen durch die Landespolizeibehörde festsetzen.

Durch diese wesentliche Vergrößerung der Bahnanlagen, die sich bis weit nach Süden erstreckte, war die Beibehaltung der Niveauübergänge unmöglich geworden. Hinzu kam, daß inzwischen in dem südlichen Dreieck zwischen den Eisenbahnlinien Dortmund—Witten und Dortmund—Hörde—Holzwickede eine Gartenstadt—Schönau—entstanden war, auf deren gesicherte Verbindung mit dem Stadttinnern

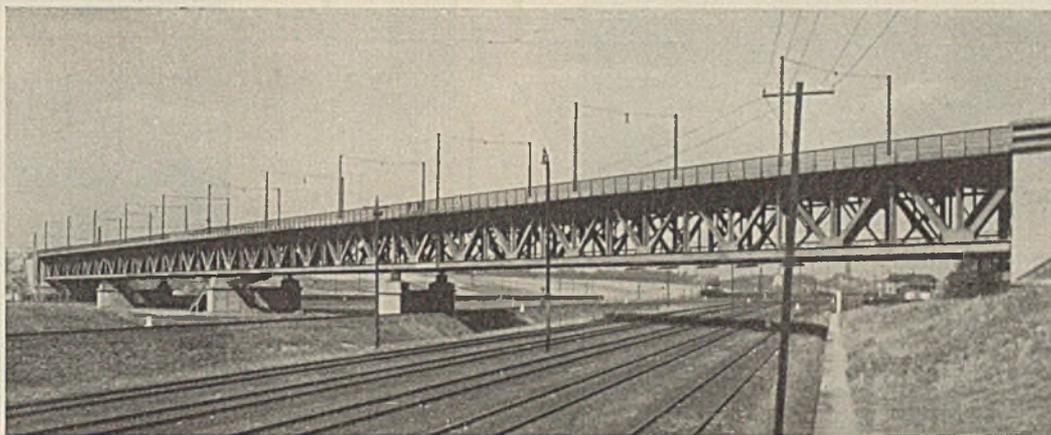


Abb. 1.

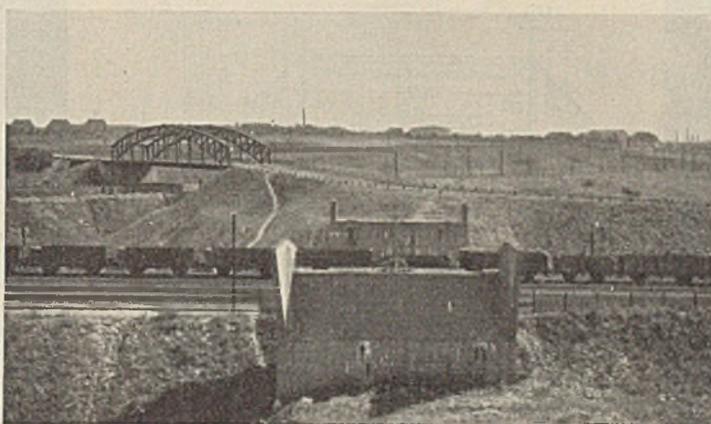


Abb. 2.

Bedacht zu nehmen war. Es wurden daher zwei Brücken geplant. Die erste Brücke überspannte die Eisenbahnlinie Dortmund—Hörde sowie einen Teil der Ranglergleise und bezweckte die Verbindung zwischen der Gartenstadt Schönau und dem Stadttinnern. Die zweite Brücke überspannte die Eisenbahnanlagen der Bahnstrecke Dortmund—Witten und

stellte die Verbindung der Stadt mit dem westlichen Vorgelände dar. Nachdem die beiden Widerlager inzwischen fertiggestellt, brach der Krieg aus. Die Arbeiten kamen vorläufig zum Erliegen (Abb. 2).

Inzwischen waren durch den Ruhrsiedlungsverband die Entwürfe für die Verbandstraße OW IV aufgestellt. Dieser Straßenzug kreuzte die Eisenbahn und das Schnettkertal an einer Stelle, die etwa 100 m südlich der bereits fertiggestellten Brücke über die Strecke Dortmund—Hörde lag, wohingegen die Linienführung der Verbandstraße sich mit dem westlichen Bauwerk deckte. Es bestand daher auch zunächst die Absicht, die

Einmündung der Verbandstraße—Hindenburgdamm—an der östlichen Talseite nach Norden abzulegen und den Anschluß an die bereits fertiggestellte Brücke herzustellen (Abb. 3). Die außerordentliche Bedeutung der Verbandstraße OW IV als Fernverkehrsstraße zwischen den Städten Dortmund—Essen ließ es jedoch ratsam erscheinen, diese sowohl durch die Linienführung wie durch die wechselnde Höhenlage unübersichtliche Straßenführung nicht auszuführen.

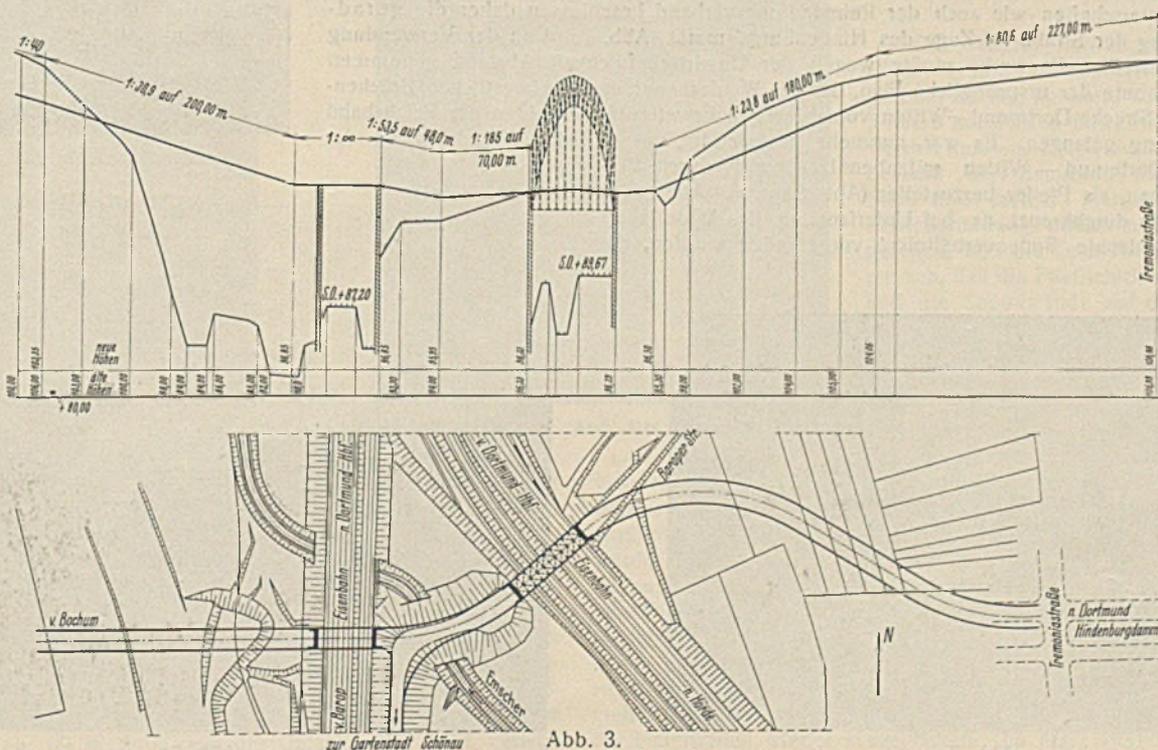


Abb. 3.

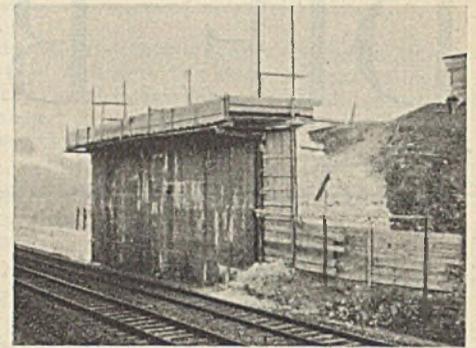
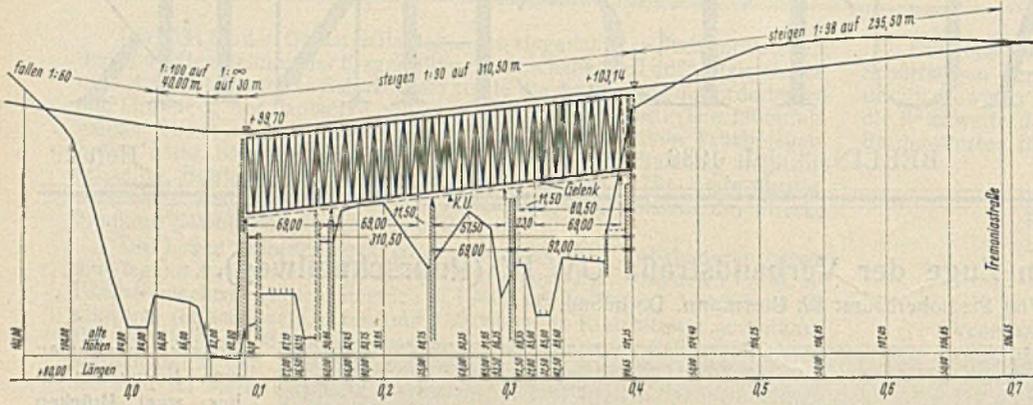


Abb. 5a.

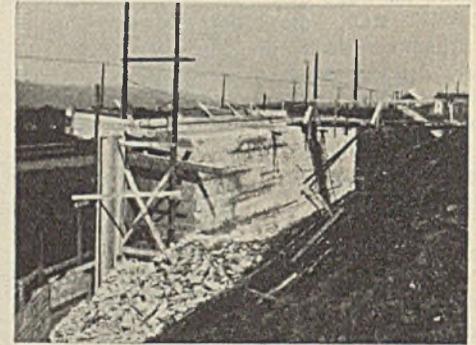
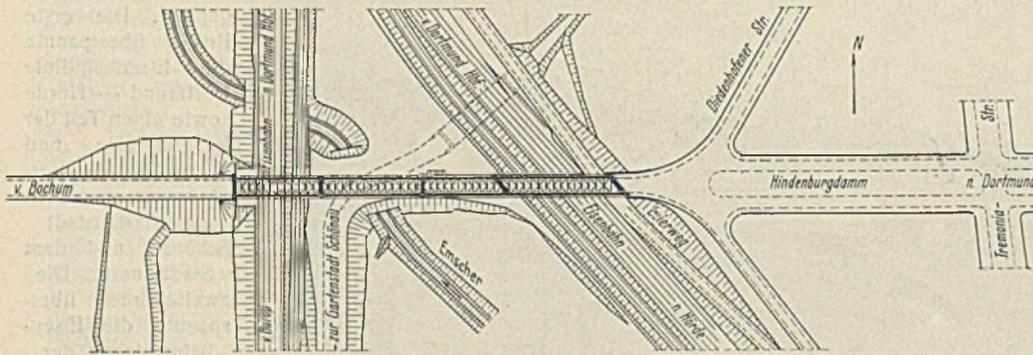


Abb. 5b.

Abb. 4.

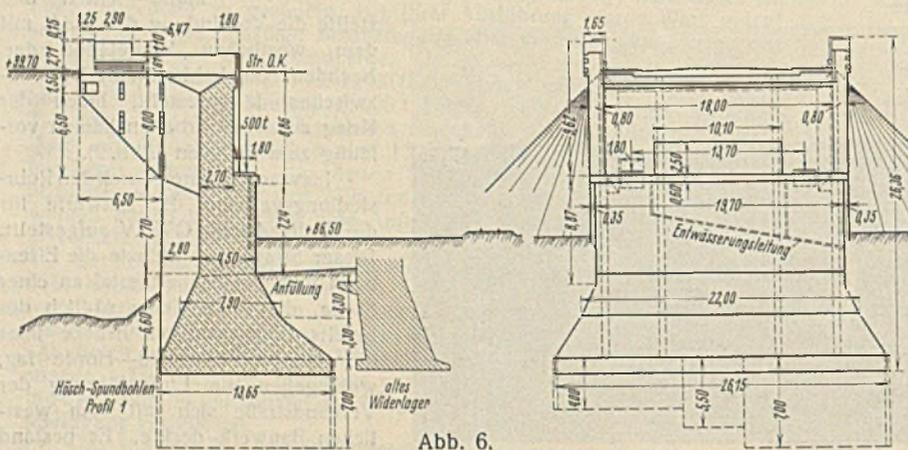


Abb. 6.

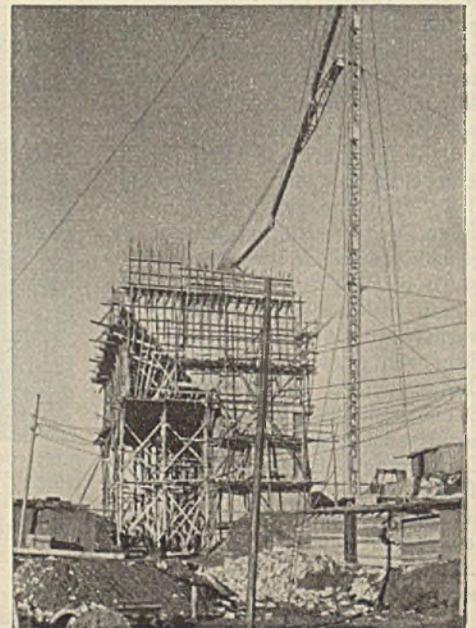


Abb. 6a.

Die städtischen Körperschaften wie auch der Ruhrledlungsverband beschlossen daher die geradlinige Durchführung der Straße im Zuge des Hindenburgdammes (Abb. 4). Von der Verwendung des bereits fertiggestellten Bauwerks mußte wegen der Unwirtschaftlichkeit Abstand genommen werden. Ebenso konnte der ursprüngliche Plan, der die Wiederbenutzung des westlichen Brückenwiderlagers an der Strecke Dortmund—Witten vorsah, wegen Erweiterungsabsichten der Reichsbahn nicht zur Ausführung gelangen. Es war nunmehr beabsichtigt, das östliche Widerlager an der Eisenbahnstrecke Dortmund—Witten mitzubeneutzen und durch Verstärkung und Umbau als Pfeiler herzustellen (Abb. 5a u. b). Aber auch diese Absicht wurde durchkreuzt, da bei Unterfangung des Widerlagers Abschnitt I sehr schlechte Bodenverhältnisse vorgefunden wurden, die

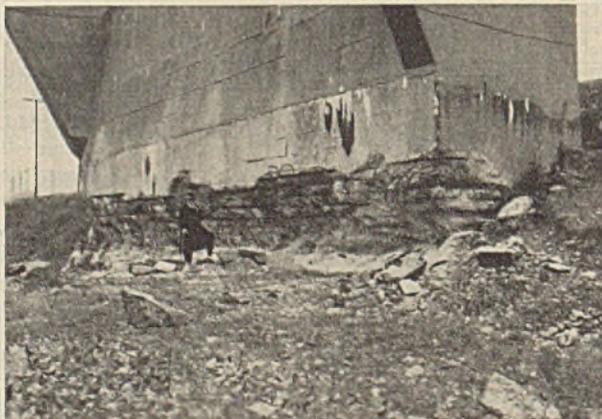


Abb. 7a.

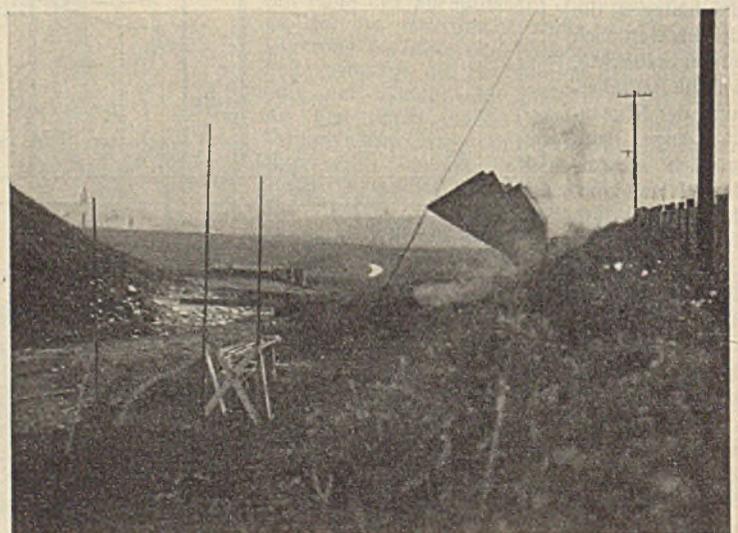


Abb. 7b.

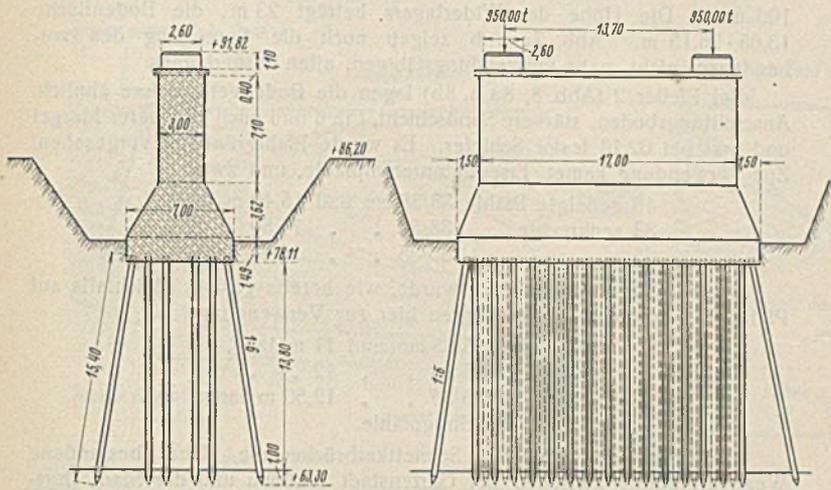


Abb. 8.

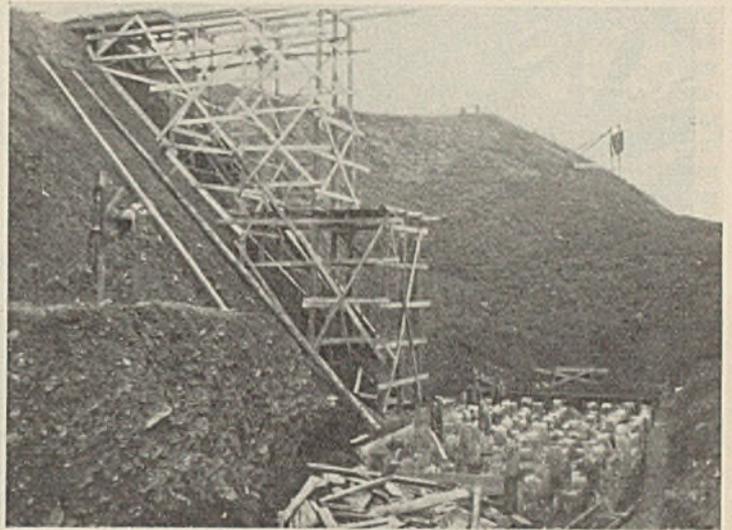


Abb. 8a.

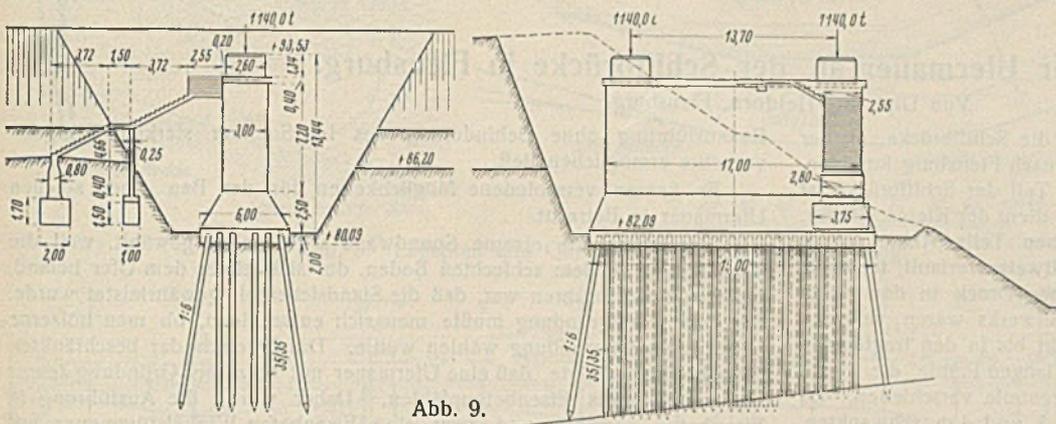


Abb. 9.

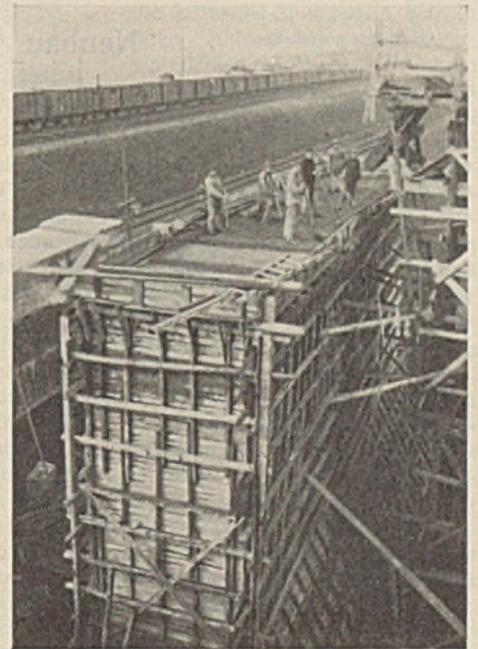


Abb. 8b.

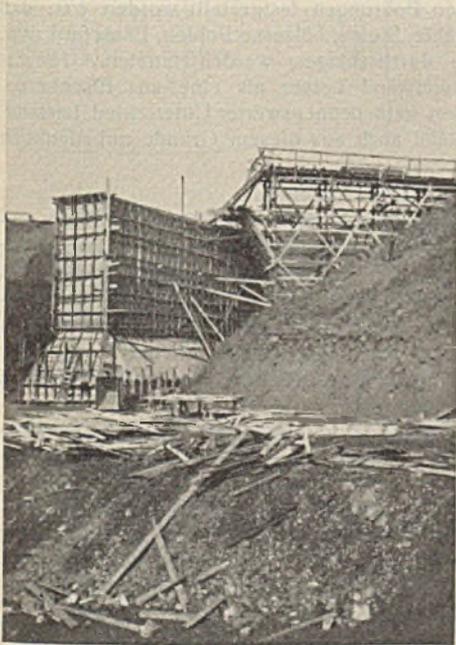


Abb. 9a.

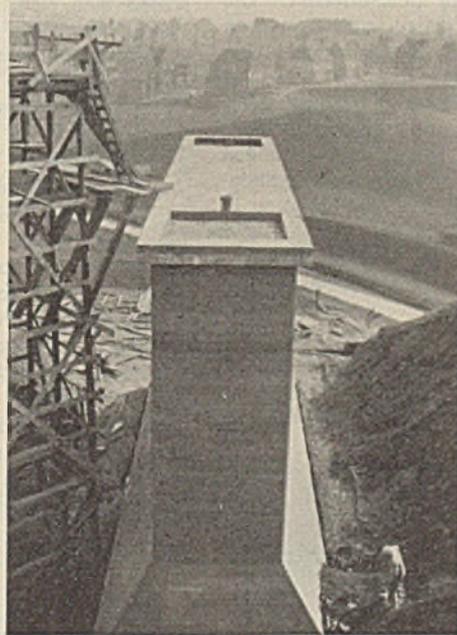


Abb. 9b.

auch eine Benutzung nach Verstärkung und Umbau untunlich erscheinen ließ. Die im Abschnitt I unterhalb des Widerlagers vorgenommenen Bohrungen ergaben, daß erst in etwa 9 m Tiefe fester Baugrund vorhanden war. Da die früher in der Nähe des Widerlagers ausgeführten Bohrungen besten Baugrund zeigten, scheint seinerzeit das Widerlager im Zuge des alten Bachbettes der Emscher angelegt worden zu sein.

Der Standort des neuen Pfeilers wurde nunmehr um 11 m nach Osten verschoben. Hierdurch ergab sich bei der Eisenkonstruktion, die inzwischen in Angriff genommen war, daß der Pfeiler unter den Gelenkpunkt zu stehen kam, da mit Rücksicht auf die Ausbildung von fünf gleichen Trägern von 69 m Stützweite der Gelenkpunkt nicht verlegt wurde.

Die weiteren Bohrungen ergaben, daß die Pfeiler 4 und 5 auf festem Mergelboden gegründet werden konnten, während die Pfeiler 1, 2 und 3 auf Platten bzw. Pfahlrosten gegründet werden mußten. Bei Widerlager 1 (Abb. 6 u. 6a) bestand der Baugrund aus tonigem Lehm, Fließ und festem Mergel. Es wurde eine Platten Gründung zwischen Spundwänden vorgesehen, und die Spundwände wurden so bemessen, daß die Fließschicht durchrammt wurde und die Spundwände auf dem festen Mergel standen. Die zulässige Bodenpressung zwischen den Spundwänden betrug $3,20 \text{ kg/cm}^2$. Entsprechend der Tiefenlage der Gründung, 7,60 m unter Gelände, errechnete sich der Überdruck unter der Sohle demnach zu rd. $1,83 \text{ kg/cm}^2$. Es wurde aus den verschiedensten Gründen von vornherein damit gerechnet, daß sich dieses Widerlager setzen würde. Die Bewegung begann auch bereits während der Anschüttungsarbeiten, aber in sehr viel größerem Maße als erwartet wurde. Die Senkung geschah mit einer geringen Verkantung nach hinten. Sie betrug während der Anschüttung 180 mm, in den nachfolgenden 30 Monaten ohne Verkehrsbelastung weitere 40 mm. Eine weitere Abwärtsbewegung um rd. 10 mm trat ein, nachdem die Brücke dem Verkehr übergeben wurde. Das Widerlager war also um rd. 230 mm abgesackt. Weitere Bewegungen wurden bis heute nicht mehr festgestellt. Durch Anheben der Eisenkonstruktionen wurde der Unterschied wieder ausgeglichen. Im März 1931 betrug die Schrägstellung der Steizenlager infolge Kippens des Widerlagers nach hinten

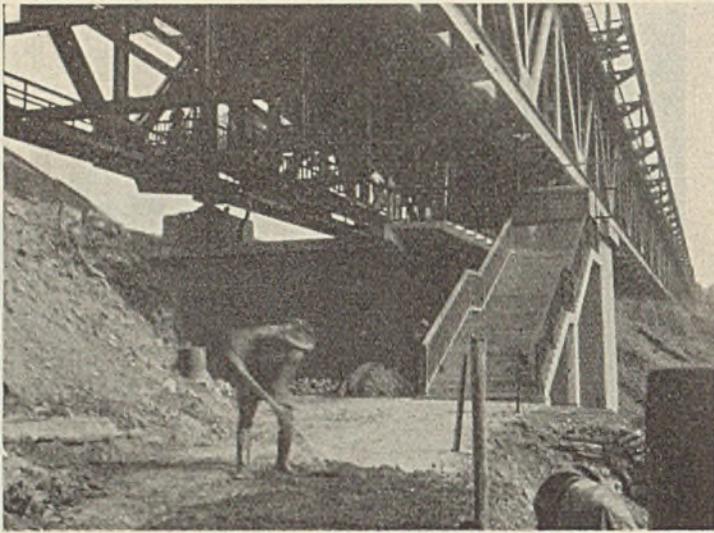


Abb. 9c.

Alle Rechte vorbehalten.

Neubau der Ufermauer an der Schiffbrücke in Flensburg.

Von Dipl.-Ing. Heidorn, Flensburg.

Der älteste Teil des Flensburger Hafens ist die Schiffbrücke, an der ein großer Teil der Güter, die auf dem Seewege nach Flensburg kommen, umgeschlagen wird. Der mittlere und nördliche Teil der Schiffbrücke ist für die Großschifffahrt bestimmt, der südliche Teil dient der Kleinschifffahrt.

Das alte hölzerne Bollwerk dieses südlichen Teils (Abb. 1, 2, 3) war im Laufe der Zeit sehr baufällig geworden, teilweise verfault, teilweise in die Tiefe gesunken und durch den seitlichen Druck in den Hafen hineingeschoben worden. Viele Pfähle des Bollwerks waren versackt, weil sie nicht lang genug waren und deshalb nicht bis in den tragfähigen Baugrund hineinragten. Durch die verschiedenen langen Pfähle, die nur in der Modde steckten, setzten sich auch die Brückenteile verschieden. Da außerdem noch die Pfahlentfernungen zwischen 1 und 4 m schwankten, brachen Lagerhölzer und Bolzen, und die Laschenlöcher rissen aus. Die Standfestigkeit der Uferbefestigung war nicht mehr gewährleistet. Die laufenden kleinen und größeren Ausbesserungen waren meistens schon nach einigen Monaten durch Hochwasser zerstört, denn schon kleine Hochwasser (MW — 0,17 NN; Oberkante altes Bollwerk + 0,75 NN) verursachten Überflutungen und Ausspülungen des Pflasters. Besonders das hinter dem Bollwerk liegende Hafengleis wurde durch den unsicheren Untergrund stark gefährdet. In welchem Umfange sich diese Sackungen auswirkten, geht daraus hervor, daß eine vor Jahren eingebrachte Steinschlagpackung unter diesen Gleisen bei einer späteren Ausbesserung in einer Tiefe von 1,40 m wieder gefunden wurde.

Da die Unterhaltungskosten ständig größer wurden, der bauliche Zustand des alten Bollwerks nicht mehr den heutigen Ansprüchen genügte und baufällig war, mußte eine neue Ufermauer gebaut werden, die wegen der hohen Kosten in drei Bauabschnitten fertiggestellt werden sollte. Für den 1. Bauabschnitt war der südliche Teil des alten Bollwerks an der Schiffbrücke (s. Abb. 3, Lageplan A—D) für 4 m Wassertiefe vorgesehen, weil hier die Zerstörung am weitesten vorgeschritten war und sich die



Abb. 1. Altes Bollwerk, vom Lande aus gesehen.

106 mm. Die Höhe des Widerlagers beträgt 23 m, die Bodenfläche 13,65 · 26,15 m. Abb. 7a u. b zeigen noch die Sprengung des vorhandenen, nicht mehr verwendungsfähigen, alten Widerlagers.

Bei Pfeiler 2 (Abb. 8, 8a u. 8b) lagen die Bodenverhältnisse ähnlich. Anschüttungsboden, stärkere Sandschicht, Fließ und auch weicherer Mergel und erst bei 62,13 fester Schiefer. Es wurde Pfahlgründung vorgesehen. Zur Verwendung kamen Eisenbetonrammpfähle, und zwar:

46 geneigte Pfähle	38/38 cm	und	15,40 m	lang,
33 senkrechte	38/38	„	14,80	„
25	35/35	„	14,80	„

Pfeiler 3 (Abb. 9, 9a u. 9b) wurde, wie bereits gesagt, gleichfalls auf Pfahlrost gegründet. Es gelangten hier zur Verwendung:

34 Pfähle	35/35 cm	und	11 m	lang,
36	35/35	„	12	„
30	35/35	„	12,50 m	lang,
davon 42 Schrägpfähle.				

Da durch den Bau der Schnettkerbrücke die bisher bestandene Wegeverbindung zwischen der Gartenstadt Schönau und der Stadt Dortmund wegfiel, wurde für die Fußgänger die Verbindung mit einer Eisenbetontreppe bei Pfeiler 3 vorgesehen. Die Treppe ist als Verkehrstreppe in einer Breite von 2,60 m ausgeführt (Abb. 9c). (Schluß folgt).

Bauausführung ohne Behinderung des im Sommer starken Fahrgastverkehrs ermöglichen ließ.

Es kamen verschiedene Möglichkeiten für den Bau einer solchen Ufermauer in Betracht.

Eine verankerte eiserne Spundwand wurde nicht gewählt, weil die Verankerung in dem schlechten Boden, der sich hinter dem Ufer befand, nicht so durchzuführen war, daß die Standsicherheit gewährleistet wurde. Bei einer Pfahlgründung mußte man sich entscheiden, ob man hölzerne oder Eisenbetongründung wählen wollte. Das Ergebnis der beschränkten Ausschreibung zeigte, daß eine Ufermauer mit hölzerner Gründung teurer war als die aus Eisenbetonpfählen. Daher wurde die Ausführung in Eisenbeton gewählt, und zwar eine Eisenbeton-Winkelstützmauer mit Eisenbetonpfählen und eiserner Spundwand. Für diese Spundwand entschied man sich, weil bei den Bohrungen festgestellt worden war, daß viele Hindernisse, wie Holzpfähle, Steine, hölzerne Bohlen, Bauschutt usw. in der Tiefe steckten, die durchschlagen werden mußten. Hierfür eignet sich eine eiserne Spundwand besser als eine aus Eisenbeton. Da auch hinsichtlich der Kosten kein nennenswerter Unterschied bestand, konnte die eiserne Spundwand auch aus diesem Grunde unbedenklich gewählt werden.

Für diese Wahl sprach auch noch folgendes:

Die Eisenbetonpfähle konnten in Flensburg an Ort und Stelle angefertigt werden. Von den zur Verwendung kommenden Baustoffen wurden der Grubenkies und Splitt in Flensburg gewonnen und hergestellt. Die Tagewerke, die zur Gewinnung der Zuschlagstoffe zur Herstellung des Betons und der Eisenbetonpfähle aufgewendet werden mußten, kamen dem Flensburger Bauarbeiter und damit der Flensburger Wirtschaft, die sich an der Nordgrenze des Reiches in besonderer Notlage befindet, zugute.

Nachdem die Ausführungsart endgültig festgestellt und die schwierige und langwierige Finanzierung geregelt war, konnte mit der Bauausführung begonnen werden.

Folgende Vorarbeiten waren inzwischen erledigt:



Abb. 2. Altes Bollwerk, vom Wasser aus gesehen.

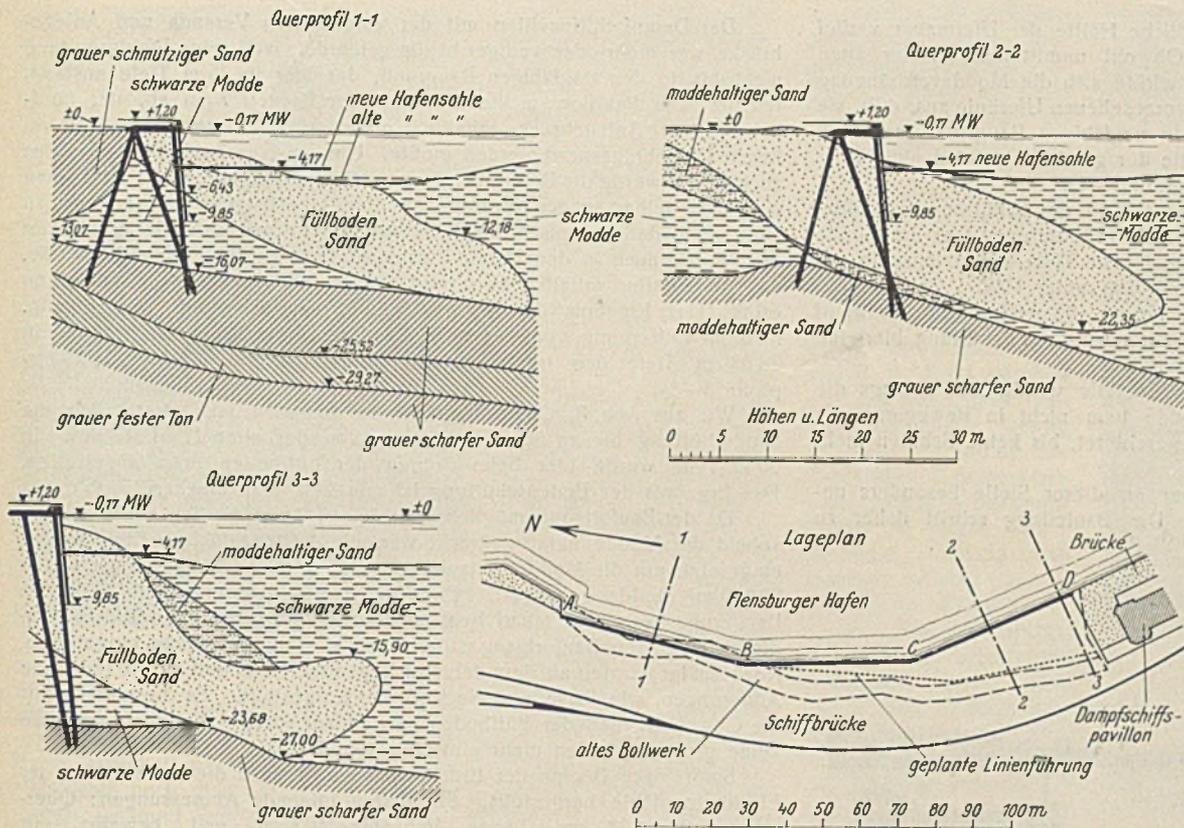


Abb. 3. Lageplan und Querprofil nach der Sandschüttung.

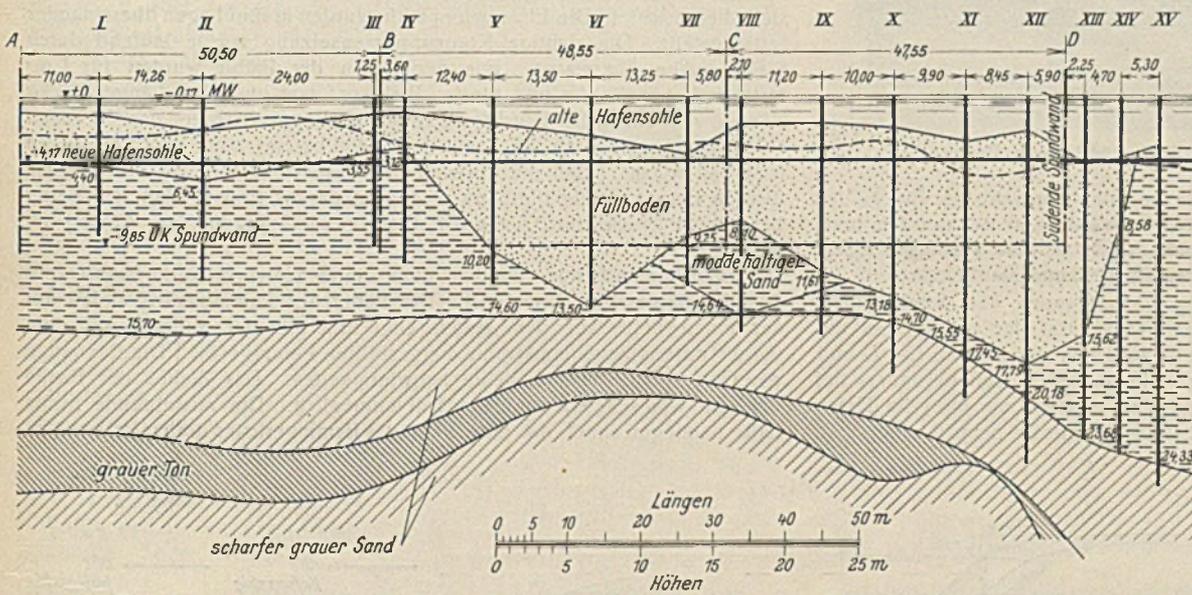


Abb. 5. Längsschnitt der Bohrungen in Linie der neuen Ufermauer nach der Sandschüttung.

a) Bohrungen.

Im Sommer 1934 war durch umfangreiche Bohrungen die Bodenbeschaffenheit und die Tiefe des tragfähigen Baugrundes festgestellt und das Ergebnis aufgetragen worden, so daß man sich ein klares Bild von den Bodenverhältnissen machen konnte (s. Abb. 5).

b) Chemische Untersuchungen.

Das Ergebnis der chemischen Untersuchung des Grundwassers und des modrigen Untergrundes war, daß die Beimengungen von schädlichen Stoffen so gering waren, daß sie keinerlei zerstörenden Einfluß auf das Bauwerk ausüben können. Die untersuchten Schlammsschichten waren außerordentlich zähe und fast wasserundurchlässig, so daß ein Angreifen durch fließendes Wasser nicht zu befürchten war.

c) Kiesuntersuchung.

Die Auswahl des Zuschlages wurde besonders sorgfältig getroffen. Das Ergebnis der Kiesuntersuchungen war, daß dem besten in Flensburg vorkommenden Grubnkies 40% doppelt gebrochener Splitt von der Korngröße 2 bis 25 mm Durchm. zugesetzt werden mußte, um den wirtschaftlichen Zuschlag zu bekommen.

Das Wasser aus der städtischen Leitung war einwandfrei. Als Bindemittel wurde hochwertiger Lübecker Eisen-Portlandzement verwendet.

Bevor mit dem eigentlichen Bau begonnen werden konnte, mußte das alte hölzerne Bollwerk entfernt werden. Stellenweise war das Herausziehen der alten Holzpfähle schwierig. Sie saßen sehr fest, weil sie teilweise in Bauschutt, teilweise in umgeknickten oder verrotteten Pfählen, oder zwischen ausgewichenen Spundwänden eingeklemmt waren. Bis in den tragfähigen Baugrund reichten nur einzelne hinein. Diese in größerer Tiefe stehenden Pfähle ließ man sitzen, soweit sie keine Baubehinderung bildeten. Die Länge der Pfähle, die herausgezogen wurden, schwankte zwischen 4 und 19 m. Sie waren teils rund, teils vierkantig behauen. Streckenweise wurden auch die hinter den Pfählen sitzenden hölzernen und eisernen Spundwände mit entfernt. Auch die hölzerne Spundwand war in ihren Abmessungen sehr verschieden, die Längen schwankten zwischen 1,50 und 4,50 m und die Holzdicken zwischen 5 und 12 cm. Die einzelnen Spundwände saßen teilweise über- und hintereinander. Man konnte hier erkennen, daß in verschiedenen Zeitabständen Verstärkungsarbeiten ohne Zusammenhang ausgeführt worden waren.

Gleichzeitig mit der Freilegung der Baustelle wurden die Erdarbeiten in Angriff genommen.

Auf Grund der erwähnten Bodenuntersuchungen war die Beschaffenheit des Baugeländes bis in 30 m Tiefe bekannt. Der tragfähige Baugrund stand an der ungünstigsten Stelle in -23,58 m und an der günstigsten in -14,50 m Tiefe an. Bis zu diesen Tiefen war schwarze Modde vorhanden. Diese wollte man durch Sandschüttungen verdrängen, um dadurch den Untergrund zu verbessern und die Standfestigkeit des neuen Bauwerks zu erhöhen. Auf der gegenüberliegenden Seite des Hafens wurde der Sand im Handschacht in Loren geladen, über das Freihafengelände gefahren, in Schuten gekippt und zur Baustelle geschafft.

Der größte Teil des Schüttbodens wurde verklappt, der kleinere Teil, soweit ein Verklappen dicht am Ufer nicht mehr möglich war, mit der Hand aus den Schuten geladen oder mit Lastkraftwagen herangefahren und vom Ufer aus entladen. Um einen genauen Überblick über den Verbleib und die Wirkung der Sandschüttung zu haben und um das ganze Ufer möglichst gleichmäßig zu belasten, war die Baustelle in gleiche Zonen von etwa 20 m Breite eingeteilt. Durch genaue Feststellung der in diese Abschnitte eingebrachten Bodenmengen und gleichzeitige Peilung der Hafensohle konnte die beabsichtigte Moddeverdrängung in den Hafen hineingeleitet und beeinflußt werden. Die anfangs vorgesehene Linie für die neue Ufermauer verlief ungefähr in der Flucht des vorhandenen hölzernen Bollwerks. Sie sollte beginnen in Höhe der Neuen Straße, wurde zweimal gebrochen, um an der westlichen Ecke der Brücke des Dampfschiffpavillons zu enden (s. Abb. 3, Lageplan punktiert gezeichnet).

Während der Bauausführung wurde aus städtebaulichen und verkehrspolizeilichen Gründen die Mauer am Süende um etwa 20 m nach Osten verschwenkt in die Linie A—B—C—D. Sie lief jetzt auf die östliche Ecke der Brücke des Dampfschiffpavillons (s. Abb. 3 A—B—C—D). Aus finanziellen Gründen hatte man diese Linienführung nicht sofort gewählt.

Die Bodenschüttung für die nördliche Hälfte der Ufermauer verlief nicht so, wie man erwartet hatte. Obwohl unmittelbar an der alten Uferlinie der Boden entladen wurde, wirkte sich die Moddeverdrängung erst etwa in 30 m Entfernung von der vorgesehenen Uferlinie aus, d. h. sie hatte erst hier die Modde bis auf den tragfähigen Baugrund verdrängt. In 33,30 m Entfernung vom Ufer hatte der geschüttete Sand eine Tiefe von $-20,07$ erreicht (s. Abb. 3, Querprofil 1—1).

Wie sich die Moddeverdrängung während der Schüttung auswirkte, ist aus Abb. 4, Profil 1—1, ersichtlich. In 50 m Entfernung war die Modde bis zu $-0,80$ m unter MW hochgedrückt. Die Tiefe der Hafensohle vor der Schüttung war an dieser Stelle -5 m unter MW. Zwischen 30 und 35 m von der Uferlinie entfernt, betrug die größte Tiefe während der Schüttung $-10,20$ m unter MW, während vor der Schüttung hier eine Wassertiefe von -4 m unter MW war.

In der südlichen Hälfte der Baustelle wirkte sich anfangs die Sandschüttung gar nicht aus, die Modde kam nicht in Bewegung. Es wurde so lange unmittelbar am Ufer geschüttet, bis keine Schuten mehr herankommen konnten.

Die Bodenverhältnisse waren aber an dieser Stelle besonders ungünstig (Abb. 5, Abschnitt C—D). Die Bauleitung schritt daher zu folgendem Hilfsmittel:



Abb. 6. Die Moddeinsel mit städtischem Bagger.

In der Linie der neuen Ufermauer von der Nordecke der Brücke des Dampfschiffpavillons bis zum Knickpunkte C wurde 6 m tief und 5 m breit bei einer seitlichen Neigung von etwa 1:1,5 m eine Rinne gebaggert (s. Abb. 3, Lageplan). Jetzt war es möglich, in diesem Teilabschnitt zu schütten. In der Baggerrinne war das Verklappen des Schüttbodens wieder möglich. Schon nach wenigen Tagen trat der Erfolg, den die Bauleitung wünschte, ein. Der Abschnitt zwischen der Strecke C—D und der alten Uferlinie kam in Bewegung. Die in diesem Teil besonders tief sitzende Modde wurde herausgedrückt und erschien als Insel im Hafen (Abb. 6). Es wurde sofort Ende Mai 1935 die zweite Schicht eingesetzt, die bis Anfang August in diesem kleinen Teilabschnitt von nur 50 m Länge arbeiten mußte. Der Verlauf der Moddeverdrängung in diesem Teil ist aus Abb. 4, Profil 2—2 und 3—3, zu ersehen. Wiederholt trat der Fall ein, daß innerhalb einer Nacht oder von Sonnabendnachmittag bis Montagmorgen 5 m und mehr von der neu geschütteten Uferkante abgerissen und vollständig im Wasser verschwunden waren.

Die Arbeiten wurden erschwert, weil die Baustelle unmittelbar an den Dampfschiffpavillon grenzte und der tragfähige Baugrund an dieser Stelle bis über 25 m abfällt. Der Dampfschiffpavillon ist der Ausgangspunkt für den gesamten Personenverkehr in die Flensburger Förde und nach Dänemark. In den Sommermonaten ist dieser Verkehr besonders groß. Er mußte daher unter allen Umständen aufrechterhalten werden.

Der Dampfschiffpavillon mit der vorgebauten Veranda und Anlegebrücke war mehr oder weniger häufig gefährdet, weil seine Pfahlgründung nicht bis in den tragfähigen Baugrund, der hier in 25 m Tiefe anstand, reichte. Der Pavillon sackte während der Bauzeit 7 cm ab, der nördliche Teil der Anlegebrücke erheblich mehr, so daß dieser für den öffentlichen Verkehr gesperrt werden mußte. Um vor Überraschungen bewahrt zu bleiben, wurde die Bodenschüttung, nachdem die Modelleinsel erschienen war, unmittelbar an der Nordseite des Pavillons begonnen. War doch zu befürchten, daß Dampfschiffpavillon und Brücke mit dem Herausdrücken der Modde auch in den Hafen hinausgedrängt wurden. Erreicht wurde, daß der Pavillon erhalten blieb und der Dampferverkehr keine Störungen erlitt. Das Ergebnis der Schüttung in diesem Abschnitt war günstig. In 39 m Entfernung von der alten Uferlinie hatte die Sandschüttung in 23,68 m Tiefe den tragfähigen Baugrund erreicht (s. Abb. 3, Querprofil 3—3).

Wie aus Abb. 3, Querprofil 2—2, zu erkennen ist, wirkte sich die Sandschüttung bis zu 56 m Entfernung von der alten Uferlinie aus. In 20 m Tiefe wurde hier beim Bohren der Füllboden noch angetroffen. Das Ergebnis der Bodenschüttung ist aus Abb. 5 zu ersehen.

Da der Baufortgang möglichst wenig verzögert werden sollte, wurde, sobald die Modde herausgedrückt war, ein leistungsfähiger Eimerbagger eingesetzt, um die Modde fortzubaggern. Innerhalb weniger Tage waren 20000 m³ Modde gebaggert. Das Ufer wurde während und nach der Baggerung besonders scharf beobachtet und kontrolliert. Veränderungen, die sich auf den Baufortgang störend auswirkten, sind nicht eingetreten. Auch später wurden an dem dahinter liegenden Gleis und der Straße keine Änderungen, wie Risse und Sackungen, festgestellt. Es bestand somit die Gewißheit, daß der Füllboden so weit zur Ruhe gekommen war, daß keine großen Schäden mehr eintreten konnten.

Sofort nach Beginn der Erdarbeiten wurde auch die erste Hälfte der Eisenbetonpfähle hergestellt. Sie hatten folgende Abmessungen: Querschnitt 38 x 38 cm, Länge 16,5 bis 21,7 m und bewehrt mit 4 R.-E. 28 mm. Die Quadrat- und Diagonalbügel bestanden aus Rundstählen 7 und 8 mm Durchm. Das Pfahlager wurde unmittelbar neben der Baustelle hergerichtet. Die Eisenbetonpfähle wurden in fünf Lagen übereinander fertiggestellt. Die richtige Kornzusammensetzung wurde laufend durch Siebversuche überwacht. Für den Beton der Pfähle wurden für 1 m³ fertigen Beton 450 kg und für den Pfahlkopf von etwa 1 m Länge 500 kg Zement verwendet. Die Druckfestigkeiten des Betons betragen nach 21 Tagen i. M. 345 kg/cm², nach 36 Tagen i. M. 455 kg/cm² und nach 49 Tagen i. M. 540 kg/cm². Daß die Auswahl des Zuschlages für Herstellung eines dichten Betons richtig getroffen war, geht daraus hervor, daß der Beton bei einem Druck von 0,5 bis 0,4 at während 4 Tagen von Anfang an dicht war.

Die Rammarbeiten wurden durch eine Universaldampframme mit 4000 kg Bärge wicht ausgeführt. Die Räder des Rammwagens liefen mit der einen Seite auf dem festen Ufer und mit der anderen auf dem vorher mittels Schwimtramme hergestellten Rammgerüst. Die Rammung der Gerüstpfähle machte keine Schwierigkeiten. Das Ziehen der Pfähle dagegen war sehr schwer, zum Teil unmöglich. Die ausführende Firma hatte damit gerechnet, daß jeder Pfahl des Rammgerüsts dreimal verwendet

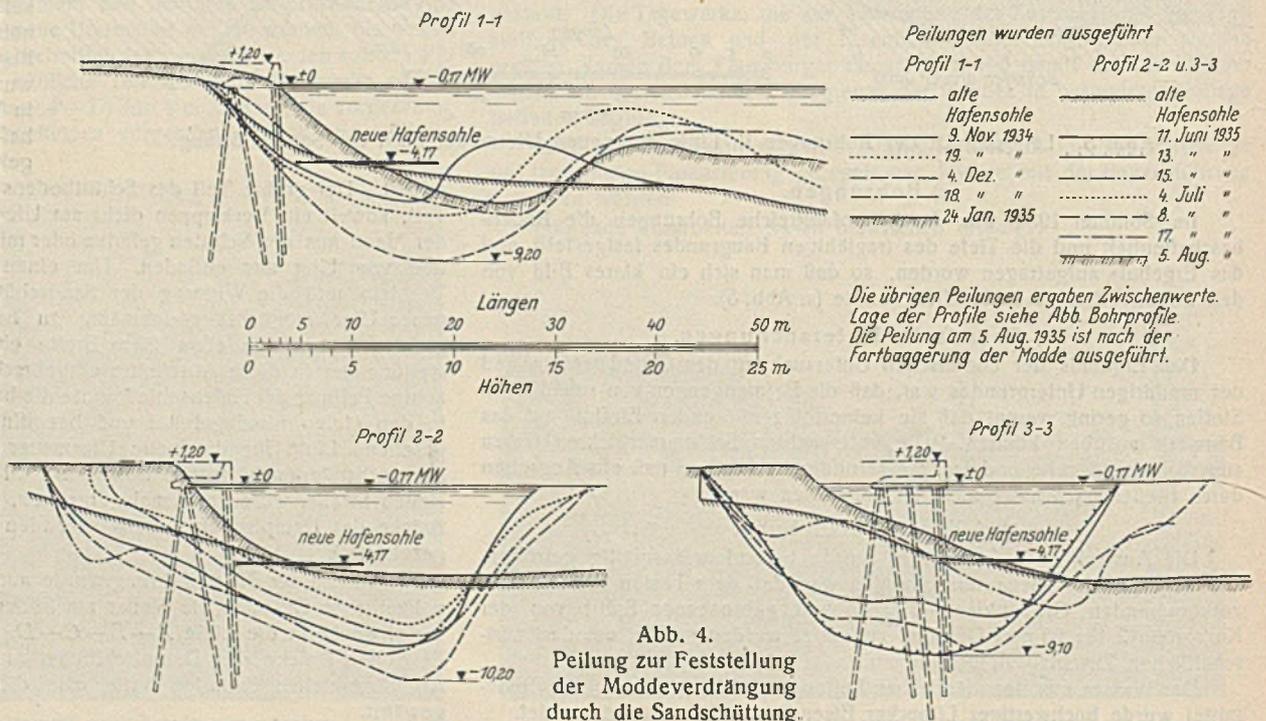


Abb. 4. Peilung zur Feststellung der Moddeverdrängung durch die Sandschüttung.



Abb. 7. Pfählzleher.

werden sollte. Diese Ausnutzung der Rammfähle wurde durch die auftretenden Schwierigkeiten unmöglich gemacht.

Als Pfähle wurden neue Tannenpfähle mit einem mittleren Durchmesser von 35 cm und einer Länge von 18 bis 20 m benutzt. Der Pfahlabstand bei dem Gerüst betrug in der Längsrichtung 3 m und in der Querichtung 2 m. Die anfangs vorgesehene Quer- und Längsverankerung mit Rundisen und Spannschlössern wurde später weggelassen. Es genügte die Verzimierung durch Holme und Zangen, da die Pfähle bis dicht unter MW in Schüttboden standen und deshalb nicht ausweichen konnten. Sie sollten standsicher sein,

wenn sie in den letzten zehn Schlägen bei einem Bärgewicht von 1800 kg und einer Fallhöhe von 3 m noch 20 cm in den Boden eindringen. Diese Festigkeit wurde nicht immer in der letzten Hitze erreicht. Zogen die Pfähle noch mehr als 20 cm, dann half man sich dadurch, daß sie dichter gerammt wurden. Verschiedene Pfähle wurden aber anfangs so tief weggerammt, daß sie in der letzten Hitze nur noch 11 cm zogen. Sie wurden nur deshalb so fest gerammt, weil die Rammfirma sich anfangs scheute, 2 oder 3 m von den gesunden Pfählen zu kappen, da sie ja noch zweimal gebraucht werden sollten.

Für das Pfähzlehen war ein besonderer Pfähzleher von 100 t Zugkraft konstruiert (Abb. 7 u. 8). Zwei Flaschenzüge wurden verwendet und verschiedentlich beide Rammern zum Ziehen eingeschaltet. Mit welchen ungeheuren Schwierigkeiten zu kämpfen war, ist daraus zu ersehen, daß gesunde Pfähle von 35 bis 40 cm Durchm., Stahlseile von 35 mm Durchm., Schäkel von 55 mm Durchm. und Ketten mit Gliedern von 40 mm Durchm. trotz Spülens abrissen und zersprangen (Abb. 9). Lediglich ein zuletzt verwendeter Stahlstropp von 70 mm Durchm. hielt alle Beanspruchungen aus. Bei dem Herausziehen der Pfähle wurde festgestellt, daß sie teilweise gestaucht, geknickt oder gebrochen waren, es wurden aber auch Pfähle heil gezogen mit vollkommen breit geschlagener Spitze.

Die Schwierigkeiten beim Ziehen der Pfähle sind in der fest an ihnen haftenden Modde zu sehen. Durch die Zähigkeit dieser Bodenart wurde auch die bis zu 20 m Tiefe durchgeführte Spülung sehr erschwert. Weiter nach dem Süden hin steckten die Pfähle im eingebrachten Schüttboden. Hier konnten sie, wenn auch nicht leicht, so doch alle restlos und mit geringen Beschädigungen gezogen werden. Pfahlköpfe wurden hier nicht wieder abgerissen. Die Schwierigkeiten hatten zur Folge, daß für den letzten Teil des Rammgerüsts neue Pfähle von der ausführenden Firma beschafft werden mußten.

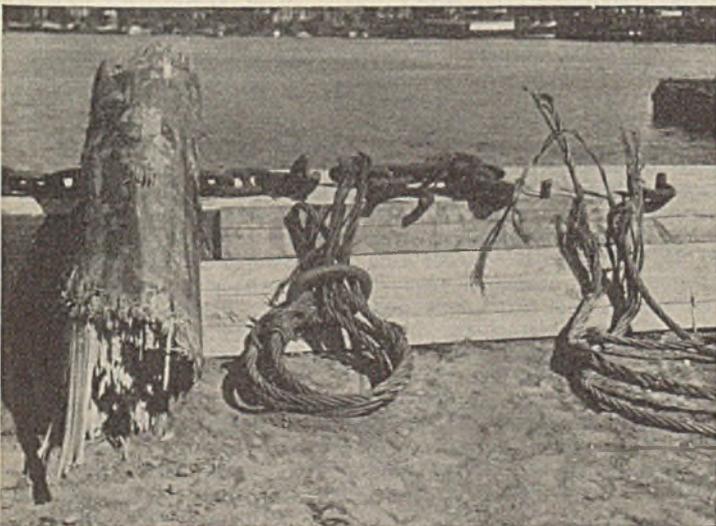


Abb. 9.
Abgerissene Ketten, Drahtseile und Pfahlköpfe.

Das Rammern der Eisenbetonpfähle verlief programmäßig. Gerammt wurden die Pfähle mit einer Universaldampftramme bei 4000 kg Bärgewicht und 0,80 m höchster Fallhöhe unter Verwendung einer Hartholzhaube. Die Druckpfähle waren fest, wenn sie in den letzten Hitzten noch 2 bis 3 cm und die Zugpfähle noch 6 bis 7 cm zogen. Bei keinem Pfahl wurde der Kopf zerschlagen. Die Neigung der beiden Druckpfähle betrug 10:1 und 3:1 und die des Zugpfahls 4:1. Bemerkenswert war das Verhalten der Pfähle zu Beginn ihrer Rammung. Sobald das Halteseil entfernt war und sich der 4 t schwere Bär auf den Pfahlkopf setzte, rutschte der Pfahl im Augenblick mehr oder minder tief in den Grund, einige Pfähle bis zu 8 m. Die Rammung durch die Modde ging bis auf wenige Hindernisse im Untergrund reibungslos vonstatten. Es war deutlich zu merken, wenn die Pfahlspitze den tragfähigen Boden erreichte. Die Pfahllängen, die nach den Bohrergebnissen ermittelt waren, stimmten durchaus mit den tatsächlichen Bodenverhältnissen überein. Jeder Pfahl steckte mindestens 2 m im tragfähigen Baugrund.

Um ein Ausknicken und Querrisse der Eisenbetonpfähle zu vermeiden, wurde bis auf die letzten Meter mit einer ganz geringen Fallhöhe gerammt, erst dann wurde die volle Fallhöhe angewendet.

Es soll hier besonders bemerkt werden, daß man Eisenbetonpfähle von solchen Längen, wie sie hier verwendet wurden, nach 6 Wochen noch nicht rammen darf, auch wenn man hochwertigen Zement verarbeitet. Man soll sie mindestens 12 Wochen liegenlassen. Andernfalls werden sich bei solchen Pfahllängen beim Aufnehmen vom Lager, bei der Beförderung zur Ramme und beim Heben durch diese Risse nicht vermeiden lassen.

Für das letzte Ende der Mauer im Süden in 10,88 m Länge reichten auch die 21,70 m langen Eisenbetonpfähle als Druckpfähle nicht mehr aus. Die Herstellung längerer Pfähle war schon möglich, doch trug die ausführende Firma und ebenso die Baufirma der Ramme große Bedenken, diese schweren Gewichte von über 8 t mit der Ramme zu heben. Erhebliche Verstärkungen wären notwendig gewesen.

Es wurden dann für das letzte Stück Holzpfähle genommen. Die Druckpfähle bis 26 m Länge bestanden aus Kiefernholz, für die Zugpfähle wurden, ihrer besseren Verbindung mit der Ufermauer wegen, die längsten Eisenbetonpfähle genommen.

Die Holzpfähle wurden anfänglich ohne Haube gerammt. Die sich hierbei bildende Perrücke bremste den Rammschlag stark ab, und es mußte der Kopf wieder neu angeschnitten und beringt werden. Bei der

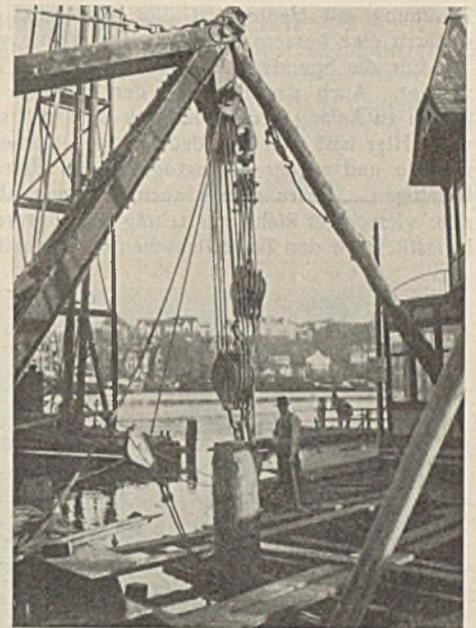


Abb. 8. Pfählzleher.



Abb. 10.
Angespitzter Peiner Träger mit durchschlagenen Holzpfahlresten.

Rammung mit Haube trat dies nicht ein, außerdem erhielt der Pfahl dadurch eine bessere Führung. Die Pfähle wurden sehr fest.

Für die Spundwand wurde Hoesch Profil II a von 10 m Länge verwendet. Auch das Rammen der eisernen Spundwand war schwierig. Gleich zu Anfang beulte sie stark aus, weil sie auf Hindernisse gestoßen war. Hier half man sich dadurch, daß man einen Peiner Träger ansitzte, rammte und wieder herauszog, um im Untergrunde die Hindernisse zu beseitigen. Dieses gelang auch, wie aus Abb. 10 zu erschen ist. Ein alter viereckiger Pfahl, der schräg stand, wurde durchgeschlagen, und die Holzstücke in den Trägerflanschen wurden mit dem Träger herausgezogen.



Abb. 11.
Die fertige Ufermauer.

Ein weiterer Nachteil beim Rammen der Spundwand war das Vorellen. Trotz starker Winden und Zugvorrichtungen war dies nicht zu verhindern. Wurden zu starke Zugvorrichtungen benutzt, dann wurde die Nachbarbohle beim Rammen mitgezogen. Infolgedessen mußten weit mehr Keilbohlen, als vorgesehen, gerammt werden. Die Ursache für das Vorellen der Bohlen ist in den vielen Hindernissen im Untergrunde zu suchen.

Alle Rechte vorbehalten.

Neuzeitlicher Baustellenbetrieb beim Straßenbau¹⁾.

Von Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Haller VDI, Regierungsbaumeister a. D., Tübingen.

Sowohl unsere wirtschaftliche Lage als auch die technischen Anforderungen an den neuzeitlichen Straßenbau stellen dem Unternehmer hinsichtlich seiner Betriebsführung heute andere Aufgaben als jene der mehr handwerklichen Technik früherer Zeit. Wenn der Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen in einem Erlaß vom 3. Mai 1935 u. a. darauf hinwies, daß „die Begründung zu Verlustgeschäften bei den Reichsautobahnen nicht zuletzt in mangelhafter Betriebsführung zu suchen sei“, so hat er als erfahrener Praktiker damit ein Aufgabengebiet berührt, dessen wissenschaftliche Erforschung bei uns bisher in auffallendem Maße vernachlässigt worden ist. Im Gegensatz dazu haben hier die Vereinigten Staaten von Nordamerika durch planmäßiges Zusammenarbeiten von Wissenschaft und Praxis, unter zielbewußter Führung der Forschungsstelle beim Bundesstraßenamt, Vorbildliches geleistet. Bei uns kennt man wohl Untersuchungen über neuzeitliche Betriebsführung im Handwerk, zum Teil sehr gründliche wissenschaftliche Forschungen auf dem Gesamtgebiete der industriellen Fertigung, namentlich des Maschinenbaues, nicht aber ebensolche Forschungen für eine neuzeitliche Baustellenbewirtschaftung.

Auf Straßen sowie zahlreichen anderen Baustellen des Tiefbaugewerbes finden sich in der Regel Mensch, Tier und Maschine zu gemeinsamer Arbeit zusammen. Nun ist es, im Hinblick auf den erhofften Unternehmensgewinn, für den Unternehmer jeweils von erheblicher Bedeutung, durch ein planvolles, in alle Einzelheiten durchdachtes Zusammenarbeiten dieser und anderer Elemente, einen größtmöglichen wirtschaftlichen Erfolg zu erreichen. Für die Erreichung dieses Zieles gibt es jedoch keine allgemeingültige Hauptregel, wohl aber wichtige, allgemein anwendbare Richtlinien grundsätzlicher Art, die hier zum Teil erwähnt werden sollen.

Beim Straßenbau handelt es sich um ein Massenerzeugnis. Deshalb sind Vereinigungen von Arbeit und Maschinen, die sich für Massenerzeugung nicht eignen, von vornherein zu vermeiden. Als sehr wesentliche Voraussetzung für jede technisch und wirtschaftlich erfolgreiche planmäßige Arbeit ist zu beachten, daß das fertige Erzeugnis beim

Für den Beton der Winkelstützmauer wurden 350 kg Zement für 1 m³ fertigen Beton verwendet. Der Zuschlagstoff war derselbe wie für die Eisenbetonpfähle. Das Betonieren wurde sehr erschwert durch die vielen unerwartet auftretenden Hochwasser. Unterkante Mauer lag auf - 0,10 NN, MW = - 0,17 NN, Oberkante Spundwand = + 0,15 NN. Für die Entwässerung hinter der Mauer und zum raschen Ausgleich der stark wechselnden Wasserstände wurden zwei Dränrohre von 15 cm Durchm. im Abstände von 0,50 m übereinandergelagt. An drei Stellen wurden sie in Sammelschächte und mit gußeisernen Rohren unter der Winkelstützmauer hindurch in den Hafen geleitet. Um Risse zu vermeiden, erhielt die Mauer sechs Temperaturfugen. Reibpfähle wurden nicht gerammt. Weil dieser Teil des Hafens für Kleinschiffahrt bestimmt ist, wurde ein Balkenschutz (Abb. 11) vorgesehen. Dieser besteht aus Kiefernkanthölzern 20/20 cm, die einen seitlichen Abstand von 1,50 m und einen waagerechten von 0,75 m haben. Die senkrechten Hölzer sind unterhalb des waagerechten Kantholzes nach unten hin abgeschrägt und abgerundet, um ein Einklemmen und Festhaken der kleineren Boote bei steigendem Wasser zu verhindern.

Als oberen Abschluß erhielt die Mauer eine 60 cm breite und 20 cm dicke Abdeckung aus Granit. Unmittelbar dahinter wurde ein Streifen von 3 m mit Mansfelder Kupferschlackensteinen gepflastert. Zum Festmachen der Schiffe sind in etwa 12 m Entfernung Poller mit vorspringendem Wulst eingebaut worden.

Die gesamte Arbeit wurde als Notstandsmaßnahme durchgeführt. Bis auf wenige Facharbeiter wurden nur Arbeiter eingestellt, die vorher Pflichtarbeit gemacht hatten. Die Leistung eines Erdarbeiters wurde mit 4 m³ je Mann und Arbeitstag angenommen, wobei zu bedenken war, daß die Mehrzahl der Arbeiter durch jahrelange Erwerbslosigkeit der Arbeit entwöhnt war und sich in einer schlechten körperlichen Verfassung befand. Nach kurzer Einarbeitung wurden aber durchschnittliche Leistungen von 7 m³ unter Einbeziehung aller Nebenarbeiten erreicht. Die Leistung der Lademannschaften überschritt 10 m³ und mehr je Mann und Arbeitstag. Es handelte sich allerdings bei dem Füllboden um feinen, leicht zu lösenden Sandboden mit geringen Lehmbeimengungen. Die Lade- sowie Witterungsverhältnisse waren günstig. Der Transport geschah mittels Loren und Schuten zur Baustelle. Für die Finanzierung wirkte sich diese Mehrleistung ungünstig aus, weil infolge der weniger geleisteten Tageswerke entsprechend weniger Förderungsbeträge eingingen.

Anfang Dezember 1935 waren die im Oktober 1934 begonnenen Bauarbeiten fertiggestellt. Am 12. Dezember wurde die Ufermauer dem öffentlichen Verkehr übergeben.

Straßenbau mehr das Ergebnis einer Anzahl aufeinanderfolgender Einzelarbeitsvorgänge ist als eines einzelnen Betriebsvorganges. Deshalb ist für die Aufstellung des gesamten Arbeits- und Baustellenbetriebsplanes wohl zu beachten, daß die Ergiebigkeit der Baustelle als Ganzes die Gesamtleistung der einzelnen Arbeitsvorgänge nicht überschreiten kann. Nichtbeachtung dieser einfachen Überlegung, besonders für die Bemessung der Ausrüstung der Baustelle, führt in allen Fällen zwangsläufig zu mehr oder weniger großen Verlusten. Wenn z. B. bei einem Betonstraßenbau der Mischer stündlich eine bestimmte Menge Beton leistet, so müssen die ganze übrige, davon abhängige Ausrüstung und der gesamte Arbeitsplan auf diese Schlüsseleinheit eingestellt werden, falls eine wirtschaftlich vertretbare Höchstleistung erreicht werden soll. Jede Baustellenausrüstung muß von vornherein auf eine bestimmte Leistung abgestellt werden, die aber hernach auch dauernd aufrechterhalten werden muß, wenn keine Minderung des Unternehmensgewinnes eintreten soll. Die notwendigen Leistungen der einzelnen Baumaschinen und Geräte sind bekannt. Manche davon sind bezüglich Leistung und Geschwindigkeit etwas veränderlich. Im letzteren Falle ist eine dauernd gleichbleibende Geschwindigkeit vorzuziehen. Bei der Bereitstellung der Maschinen und Geräte ist darauf zu achten, daß sie der im voraus für die Baustelle bestimmten Leistung angepaßt sind. Sowohl eine zu reichliche als auch eine ungenügende Ausrüstung einer Baustelle mit Hilfsmitteln aller Art führt zu Verlusten, die wieder eine Minderung des errechneten Unternehmensgewinnes bedeuten. Bei der Auswahl der mechanischen Ausrüstung sind nicht allein die notwendige Bausollleistung, sondern auch die dem Unternehmer durch Abschreibung und Verzinsung entstehenden Kosten in Betracht zu ziehen. Von wesentlicher Bedeutung für einen wirtschaftlichen Erfolg des Unternehmers ist eine genaue Abstimmung der für die aufeinanderfolgenden Einzelarbeitsvorgänge notwendigen Ausrüstung. Es wäre z. B. vollständig verfehlt und unwirtschaftlich, einen Fuhrpark und andere ähnliche Hilfsmittel von zusammen 100 m³ stündlicher Leistungsfähigkeit auf einer Betonstraßenbaustelle zur Verfügung zu halten, wenn die stündliche Mischerleistung nur 50 m³ beträgt, ein Fehler, den man in vielerlei Abarten nicht selten beobachten kann. Ausschlaggebend ist, daß die für eine im voraus bestimmte Baustellensollleistung zur Verfügung gestellte Geräte- und Maschinenausrüstung diese Leistung jederzeit und dauernd gewähr-

¹⁾ Nach Eng. News-Rec. 1936 vom 16. Januar, S. 80 bis 85. — Job Management in Road Building, Construction Methods 1935, Nr. 3 bis 8. — Public Roads 1934, Juli, S. 109 bis 131.

leistet. Daß dabei gewisse, unvermeidliche, durch die gegenseitige Abhängigkeit menschlicher, tierischer und maschineller Arbeitskraft bedingter, zeitweiser Änderungen mit in Betracht gezogen werden müssen, ist bekannt.

Für die Wahl zwischen Handarbeit, Verwendung von Zugtieren oder mechanischer Ausrüstung einer bestimmten Baustelle dürfte im allgemeinen der niedrigste Gesamtaufwand bei gleichbleibender Güte der Leistung entscheidend sein. Die Kosten der maschinellen Ausrüstung setzen sich aus Löhnen, Betriebs- und Abschreibungskosten zusammen. In welchem Falle unter Umständen Handarbeit, oder überwiegend solche, billiger sein kann als Maschinenarbeit, muß jeweils für den Einzelfall untersucht werden. Bei Wahl der Maschinenarbeit ist dauernde Betriebssicherheit der verschiedenen Einheiten, d. h. die Gewährleistung der einmal bestimmten Arbeitsleistung über die ganze Bauzeit, ohne irgendwelche vermeidbaren Zeitverluste von größter Bedeutung. Jede Einheit, die Betriebsstörungen durch Maschinenschaden oder andere Umstände verursacht, ist eine Verlustquelle, die so rasch als möglich ausgeschaltet werden muß, weil irgendwelchen durch sie verursachten Minderleistungen keinerlei ausgleichende Betriebskostensenkungen gegenüberstehen. Es entstehen dem Unternehmer also echte Verluste. Überall, wo eine maschinelle Ausrüstung verwendet wird, liegt es im eigenen Interesse des Unternehmers, durch Bereitstellung stets tadellos unterhaltener Einheiten und deren sachverständige Wartung die Betriebskosten auf einem Mindestmaß zu halten.

Eine für jede Bauunternehmung mehr oder weniger große Verlustquelle kann die zur Ausführung der Bauarbeiten notwendige Beförderungseinrichtung zur dauernden Versorgung der Baustelle mit Rohstoffen aller Art werden. Die bestmögliche Feststellung der für den Fuhrpark zur Befuhr der notwendigen Baustoffe usw. richtigen Wagenzahl kann nur auf Grund eines genauen Arbeits- und Betriebsplanes geschehen. Daß die Mühe und Kosten der Aufstellung eines solchen Planes lohnen, zeigen unter anderem besonders anschaulich die für manchen Unternehmer sehr empfindlichen Verluste bei ungenügender oder zu reichlicher Wagenzahl. Beim Betonstraßenbau muß diese auf die vorausbestimmte Höchstleistung des Mischers als Schlüsseleinheit abgestellt werden. Bei einer gut geleiteten Betonstraßenbaustelle vollzieht sich der Förderbetrieb in der Regel so, daß die Lastkraftwagen auf dem Baustofflagerplatz an die Beschickungsanlage fahren, um dort die für den Mischer notwendigen Baustoffe zu laden. Wird mehr als ein Mischsatz geladen, so ist zur Aufnahme jedes weiteren eine kleine Vorwärtsbewegung des Fahrzeuges am Silo erforderlich. Nun bezeichnet man die für das Beladen der Fördereinheit auf dem Lagerplatze sowie für das Wenden, die Rückfahrt und das Kippen der Ladung in den Aufgabelöffel erforderliche Gesamtzeit einschließlich der Wartezeiten oder Verzögerungen als die Zeitunveränderliche (Zeitkonstante). Die unter den verschiedensten Verhältnissen ermittelten Zeitunveränderlichen von 122 Betonstraßenbaustellen zeigt folgende Zahlen-tafel:

Durchschnittliche Zeitunveränderliche für Lastkraftwagen aus allen beobachteten Baustellen.

Betriebsvorgang	Notwendige Zeit in Sekunden			
	1	Wagen für Mischsätze		
		2	3	4
Beschickungsanlage:				
Laden von Sand, Schotter oder Kies	15	59	114	190
Laden des Zements	28	80	106	110
Bewegungen des Wagens auf dem Lagerplatze	81	99	102	100
Mischer:				
Wenden beim Mischer	68	75	64	93
Rückfahrt an den Mischer	56	77	70	75
Kippen der Mischungen	23	128	200	303
Wartezeiten oder Verzögerungen	141	178	292	417
Gesamtzeitunveränderliche für eine Rundfahrt	412	696	948	1288
Desgl. ausschließlich Wartezeiten	271	518	656	871

Diese Werte lassen aber nicht die für die einzelnen Betriebsvorgänge auf den verschiedenen Baustellen täglich tatsächlich notwendige Zeit erkennen. Eine bessere Annäherung an die theoretischen Werte zeigt nachstehende Zahlentafel von sehr gut geleiteten Baustellen.

Ein Vergleich beider Tafeln zeigt, daß auf einer durchschnittlichen Baustelle die gesamte Zeitunveränderliche 30 bis 50% größer ist als die Nettozeitunveränderliche, d. h. daß etwa 1/3 bis 1/4 der tatsächlich beobachteten Bruttozeitunveränderlichen auf Wartezeiten und Verzögerungen entfällt.

Ermittlung der erforderlichen Wagenzahl. Die oft täglich wechselnden Förderlängen (Transportweglängen) und Geschwindigkeiten ermöglichen keine allgemein anwendbare Aufstellung von Regeln zur Ermittlung der jeweils notwendigen Wagenzahl. Amerikanische Untersuchungen zeigen, daß das einzig brauchbare Verfahren für diesen Zweck die regelmäßige Verwendung der Stoppuhr ist, um die zur Erreichung der bestmöglichen Geschwindigkeit für eine Rundfahrt und die verschiedenen, die Zeitunveränderliche bestimmenden Umstände festzustellen. Mit Hilfe dieser kann man dann durch Einsetzen der erhaltenen Werte in eine

Durchschnittliche Zeitunveränderliche für Lastkraftwagen auf sehr gut geleiteten Betonstraßenbaustellen.

Betriebsvorgang	Notwendige Zeit in Sekunden			
	1	Wagen für Mischsätze		
		2	3	4
Beschickungsanlage:				
Laden von Sand, Schotter oder Kies	12	48	90	150
Laden des Zements	24	47	73	102
Bewegungen des Wagens auf dem Lagerplatz	42	54	60	65
Mischer:				
Wenden beim Mischer	28	39	54	60
Rückfahrt zum Mischer	54	60	75	75
Kippen der Mischungen	19	110	157	265
Wartezeiten oder Verzögerungen	74	120	161	226
Zeitunveränderliche für eine Rundfahrt	253	478	670	943
Gesamtzeitunveränderliche ohne Wartezeiten	179	358	509	717

Gleichung oder Rechentafel nach Abb. 1 die jeden folgenden Tag notwendige Wagenzahl ermitteln. Nach Feststellung der verschiedenen Zeitunveränderlichen kann die notwendige Wagenzahl für verschieden lange Förderwege, Geschwindigkeiten und Wagengrößen, z. B. für eine Portlandzementbetonstraßenbaustelle, nach folgender allgemeingültiger Gleichung bestimmt werden:

$$N = \frac{Q}{60W} \left(\frac{120L}{S} + T \right)$$

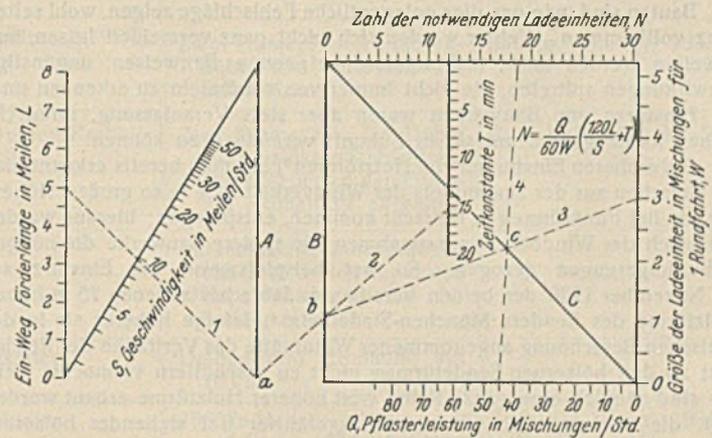


Abb. 1. Förderkarte für Zementbetonpflaster.

Hierin bedeuten:

- N = die Mindestzahl der zur ununterbrochenen Erhaltung der vorausbestimmten Mischerleistung notwendigen Wagenzahl;
- L = Förderlänge zwischen Beschickungsanlage und Mischer in engl. Meilen (1 engl. Meile = 1,6 km);
- S = durchschnittliche Geschwindigkeit einer Rundfahrt in Meilen/Std.;
- T = Gesamtzeitunveränderliche in min, d. h. die Zeit, die ein Wagen regelmäßig zum Beladen, Wenden, zur Rückfahrt, zum Kippen des Mischgutes, einschließlich der Wartezeiten, bis zur nächsten Fahrt tatsächlich braucht;
- Q = stündlich geleistete Mischungen in t;
- W = Größe der für eine Rundfahrt benutzten Ladeeinheiten in t;

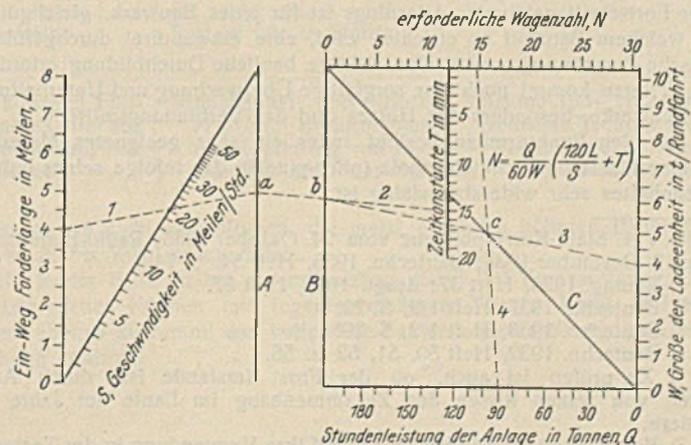


Abb. 2. Förderkarte für bituminöse Pflaster.

Zur Zeitersparnis kann an Stelle der Gleichung und Rechnung eine Rechentafel nach Abb. 1 verwendet werden. Mit den Geraden 1, 2, 3 und 4 soll z. B. folgende Aufgabe gelöst werden: Zur Versorgung eines Mischers bei 5 Meilen (8 km) Förderlänge, 10 Meilen (16 km) Stunden-geschwindigkeit der Fahrzeuge, einer Zeitunveränderlichen von 15,5 und 45 Mischungen/Stunde die notwendige Zahl 3 Satz-mischungswagen ermittelt werden. Zur Lösung dieser Aufgabe zieht man in Abb. 1 von der Zahl 5 der Linie *L* (Maßstab der Förderlängen) durch die Zahl 10 der Linie *S* (Maßstab der Geschwindigkeit) die Gerade 1 bis zum Schnitt mit der Linie *A* in *a*. Diesen Punkt *a* verbinde man nun mit Ziffer 15,5 der Linie *T* durch die Gerade 2. Vom Schnittpunkte dieser Geraden 2 in *b* auf *B* legt man die Gerade 3 nach Ziffer 3 der Linie *W* (Maßstab der Wagengröße nach Saizinhalt), die die Gerade *C* in *c* schneidet. Durch diesen Schnittpunkt *c* zieht man nun die weitere Gerade 4 nach der Zahl 45 (Anzahl der stündlichen Mischungen) auf Linie *Q* bis zum Schnitt dieser Geraden 4 mit Linie *N*, wo sich die Zahl 19 als erforderliche Lade-einheit für diesen besonderen Fall ergibt.

Alle Rechte vorbehalten.

Sollen wir weiter Funktürme in Holz bauen?

Von W. Greim, Bauingenieur, Berlin.

Anlässlich des Einsturzes des Langenberger Sendeturmes ist in mehreren Fachschriften¹⁾ der Meinung Ausdruck gegeben worden, daß ernstlich zu überlegen sei, ob etwa im Funkturm-bau dem Stahl vor dem Holz der Vorzug gebühre.

Hierzu sei zunächst bemerkt, daß für die Güte einer Konstruktion bekanntlich nicht allein der verwendete Werkstoff, sondern seine sach-gemäße Handhabung ausschlaggebend ist. Dafür zeugt, daß unter anderem nicht nur Einstürze von Holztürmen, sondern auch von Stahltürmen zu verzeichnen sind²⁾, ohne daß indes daraus der Schluß gezogen worden wäre, daß Stahl für Funktürme ungeeignet ist.

Bauten sind, wie uns dies gelegentliche Fehlschläge zeigen, wohl selten ganz vollkommen. Fehler werden sich nicht ganz vermeiden lassen, und zuweilen werden auch, insbesondere bei neuen Bauweisen, ungünstige Einwirkungen auftreten, die nicht immer von vornherein zu erkennen sind.

Einstürze von Bauwerken waren aber stets Veranlassung, ihren Ur-sachen nachzugehen, um sie in Zukunft vermeiden zu können.

Bei früheren Einstürzen von Holztürmen³⁾ hat man bereits erkannt, daß die Ursachen aus der Unkenntnis der Windverhältnisse in so großen Höhen, wie sie bei Funktürmen in Betracht kommen, entsprangen; hieraus wurden bezüglich der Windbelastungsannahmen für spätere Bauwerke die nötigen Schlußfolgerungen gezogen. So hat beispielsweise der Einsturz am 23. November 1930 der beiden bereits vier Jahre bestandenen 75 m hohen Holztürme des Senders München-Stadelheim⁴⁾ infolge höherer als in der statischen Berechnung angenommener Windkräfte das Vertrauen der Reichs-post zu den hölzernen Sendetürmen nicht zu erschüttern vermocht. Sel-ter sind nämlich eine ganze Reihe weit höherer Holztürme erbaut worden (vgl. die nachstehende Übersicht ausgeführter frei stehender hölzerner Funktürme von 75 m Höhe an).

Inzwischen sind auch die Winddrücke in bedeutenden Höhen gemessen und damit ist festgestellt worden, daß die bisher den statischen Unter-suchungen zugrunde gelegten Windkräfte für hohe Türme zu gering waren und daß ferner die Annahme der Größe der Windangriffsflächen einer Änderung bedarf⁵⁾.

Der neuzeitliche Holzbau ist eine verhältnismäßig junge Wissenschaft und kann nicht auf die langjährigen Erfahrungen zurückblicken wie z. B. der Stahlbau, wobei Werkstoff und Einzelverbindungen viel klarer erforscht sind, und der Eisenbetonbau, der allerdings vorerst für Funktürme solcher Art kaum in Frage kommen dürfte. Wie bei jeder Bauweise sind auch dem neuzeitlichen Holzbau Enttäuschungen, wie Einstürze u. dgl., nicht erspart geblieben, was aber kein Grund ist, ihm weniger Vertrauen als bisher entgegenzubringen; durch immerwährendes Mißtrauen würde doch jeder Fortschritt gelähmt. Allerdings ist für jedes Bauwerk, gleichgültig aus welchem Baustoff es errichtet wird, eine einwandfrei durchgeführte statische Berechnung, sowie eine richtige bauliche Durchbildung erforder-lich. Hierzu kommt noch eine sorgfältige Überwachung und Unterhaltung der Bauwerke, besonders des Holzes und der Verbindungsmittel⁶⁾.

Für den Funkturm-bau besteht indes ein sehr geeignetes Material, das amerikanische Pechkiefernholz (pitch-pine)⁷⁾, das infolge seines hohen Harzgehaltes sehr widerstandsfähig ist.

¹⁾ Vgl. Stahl-Korrespondenz vom 24. Oktober 1935; Radio-Rundschau vom 12. Dezember 1935; Bautechn. 1935, Heft 54, S. 749.

²⁾ Bauing. 1925, Heft 37; desgl. 1926, Heft 37.

³⁾ Bautechn. 1933, Heft 1/2, S. 29.

⁴⁾ Bautechn. 1933, Heft 1/2, S. 29.

⁵⁾ Bautechn. 1932, Heft 50, 51, 52 u. 55.

⁶⁾ Zu prüfen ist auch, ob der Frost imstande ist, durch Aus-frieren von feinen Rissen den Zusammenhang im Laufe der Jahre zu mindern.

⁷⁾ Vgl. S. Gayer, Die Holzarten und ihre Verwendung in der Technik, 2. Auflage, S. 195. Leipzig 1921, Verlag von Max Jänecke.

Nun haben zahlreiche Untersuchungen von Betonstraßenbaustellen eine Zeitunveränderliche von durchschnittlich 12,5 geliefert. Wenn nun ein Unternehmer, im Gegensatz zu dem durchgerechneten Beispiel, seine Zufahrtstraße besser instand hält, so kann er leicht auf eine stündliche Geschwindigkeit der Lastkraftwagen von 20 Meilen (32 km) sowie eine Zeitunveränderliche 9 kommen. Mit diesen Werten ergibt die Rechen-tafel eine notwendige Wagenzahl von nur 10, im Gegensatz von den ermittelten 19 bei einer mangelhaft geleiteten Baustelle. Dieses einfache Beispiel zeigt sowohl die erhebliche wirtschaftliche Bedeutung solcher Überlegungen als auch die Wichtigkeit, die Zeitunveränderliche auf ein Mindestmaß herabzudrücken. Jede Herabminderung dieser Ziffer bedeutet eine Verkürzung der Fahrzeit für jede Rundfahrt und damit die Möglichkeit einer entsprechenden Produktionserhöhung. Daß eine gute Instandhaltung der Fahrzeuge eine ebenso wichtige wirtschaftliche Rolle spielt wie jene der Zufahrtstraßen, soll hier nur nebenbei vermerkt werden. — Abb. 2 gilt entsprechend für Baustellen mit bituminösen Pflastern.

Auch für die Verbindungsmittel ist in der Eisen-Kupfer-Legierung (Bronze) ein geeigneter Baustoff entwickelt worden, der durch Steigerung des Kupfergehaltes noch elastischer gemacht werden kann. Ferner können die Metallteile auch aus unmagnetischem Silumin, einer Legierung aus Silizium und Aluminium mit gewissen Veredelungszuschlägen, hergestellt werden.

Auch verzinkte und verbleite⁸⁾ Stahleinlagen sind für Funktürme (hauptsächlich für die unteren Teile) verwendet worden.

Die Reichspost ist an die Verwendung des Holzes zum Funkturm-bau herangegangen trotz höherer Kosten als bei Stahltürmen, weil nämlich Versuche gezeigt haben, daß bei Holz eine Absorbierung der Energie wie bei Stahl und damit Störungen nicht in Frage kommen.

Wie die nebenstehende Übersicht frei stehender Holztürme erkennen läßt, hat der Funkturm-bau, trotz der kurzen Zeit seiner Aufnahme, große Erfolge zu verzeichnen, die sich in der raschen Zunahme der Höhen aus-drücken.

Seine Krönung fand er in der Herstellung des 1933/34 ausgeführten Funkturmes in Mühlacker, der 190 m hoch und zugleich der höchste Holzfunk-turm der Welt ist⁹⁾. Die ausführende Firma, die Siemens-Bauunion kann stolz auf diesen deutschen Erfolg blicken, denn sie hat damit auch den Beweis erbracht, daß ihre Bauweise mit dem Krallen-scheibendübel¹⁰⁾ allen Ansprüchen gewachsen ist.

Was den Einsturz des Langenberger Sendeturms im Herbst 1934 be-trifft, muß erst abgewartet werden, welche Ursachen hierzu von den Sachverständigen festgestellt werden.

Zu den Ausführungen des Herrn Spieker in Bautechn. 1935, Heft 54, besonders über die Windverhältnisse, hat sich bereits ein namhafter Fachmann, Dr. Seitz in Stuttgart, geäußert¹¹⁾.

Wie Herr Spieker berichtet, hat er bei dem eingestürzten Turm einen festverwachsenen Ast von 2 cm Durchm. bei einem Kantholz von 12/12 cm Querschnitt gefunden. Nun sind nach den „Vorläufigen Best-immungen für Holztragwerke (BH)“ der Deutschen Reichsbahn bezüglich der tragenden Teile der Holzbauten für Schnittholz kleine, festverwachsene Äste zugelassen. Der hier gefundene Ast mit 3,14 cm² Querschnitt be-trägt nur $\frac{3,14 \cdot 100}{12 \cdot 12} = 2,2\%$ des Holzquerschnitts, ist also bedeutungs-los, da für Verschwächungen bei Holzbauten im Mittel 15 bis 25%, zuweilen noch mehr (bis zu 50%), vom Stabquerschnitt abgezogen werden.

Die Zerstörung der Hölzer in Richtung der Dübellöcher, also das Langaufspießen, ist eine Folge des Einsturzes aus anderen Ursachen, denn es ist klar, daß die Zerstörungen in erster Linie an den zu dicht und zu häufig geschwächten Stoßstellen auftreten.

Bei einem Holzbau können die gefährlichen Punkte an den zu dicht und zu häufig geschwächten Stellen liegen; treten hierzu noch mehrere Astverschwächungen, so sind hier bei starken Windangriffen Zerstörungen wohl möglich. Diese lassen sich nur vermeiden durch sorgfältige Konstruktion und Holzauslese.

Anders ist es bei Stahl, der besondere Gütebezeichnungen hat und bei dem man weiß, daß die besten Qualitäten zur Verfügung stehen. Das muß im Holzbau ausgeglichen werden durch Holzpflüge (Auswahl in bezug auf Ästigkeit, Trockenheit, Kern und Splint) und sorgfältige Überwachung der Bauausführung.

⁸⁾ Als größte Verbleiungsanlage Europas kann die der Firma J. Ebers-pächer G. m. b. H. in Eßlingen a. N. genannt werden.

⁹⁾ Bauing. 1934, Heft 49/50; Bauztg. Stuttg. 1934, Heft 18; Deutsche Technik, Februarheft.

¹⁰⁾ Vgl. Gesteschi, Der Holzbau, S. 129. Julius Springer, 1926.

¹¹⁾ S. Bautechn. 1936, Heft 14, S. 211.

Daß Pechkiefernholz (Kernholz) infolge seines hohen Harzgehaltes als völlig dauerhaft angesehen werden kann, ist bekannt. Gute Holz- auswahl ist hierbei Voraussetzung.

Das Pechkiefernholz läßt sich wegen seines hohen Harzgehaltes nicht tief genug durchtränken (es ist schon von Natur aus „Imprägniert“!); man braucht es zur Erhöhung der Sicherheit nach Bauvollendung nur mit

stehenden hölzernen Funktürme in den nächsten Jahren, vielleicht Jahr- zehnten zu beobachten, ehe eine endgültige Entscheidung für oder gegen Holz getroffen werden kann.

Wenn die funktechnischen Vorteile der Holztürme mit unmagnetischen Metallverbindungen gegenüber solchen in Stahlkonstruktion nicht so außerordentlich groß wären, hätte sich die Reichspost, wie schon be-

Ausgeführte frei stehende hölzerne Funktürme von 75 m Höhe an.

Nr.	Bauwerk	Höhe	Baujahr	Ausführung durch:	Baustoff	Bemerkung	Quelle
1	Königsberg i. Pr.	80	1926	Christoph & Unmack AG, Niesky O.-L.	Pechkiefer und Lärchenholz	Stark verzinkte Stahldübel und Bolzen, zwei Türme, System wie in Stettin (Nr. 9)	
2	Köln-Radderthal	80	1927	Hein, Lehmann & Co. G. m. b. H., Berlin		Zwei Türme, die bereits abgebaut sind	
3	Königsberg i. Pr.	80	1927	Paul Meltzer, Darmstadt	Kiefernholz mit Teeröl imprägniert	Zwei Türme, Spitzenzug $H=1\text{ t}$	Bautechn. 1927, Heft 38
4	München-Stadelheim	75	1927	Karl Kübler AG, Stuttgart	Fichtenholz, kyanisiert	Zwei Türme, $H=0,6\text{ t}$, oberer Teil auf 50 m Höhe mit Messingschrauben und Bronzedübel. 1930 infolge eines schweren Sturmes eingestürzt	Bautechn. 1927, Heft 26 und Bautechn. 1933, Heft 1, 2
5	Mühlacker	100	1930	Karl Kübler AG, Stuttgart	Pechkiefer mit zweifachem Karbolineumanstrich	Zwei Türme, Messingbolzen u. Eichenholzdübel, $H=1\text{ t}$	Bauing. 1931, Heft 29
6	Breslau-Rotsürben	145	1931/32	Hein, Lehmann & Co. G. m. b. H., Berlin, und Siemens-Bauunion, Berlin	Pechkiefer	Ein Turm mit Reusenantenne, Dübel und Bolzen aus Bronze, $H=1\text{ t}$	Bautechn. 1932, Heft 52 und 55
7	München-Erding	115	1932	Karl Kübler AG, Stuttgart	Pechkiefer mit Flurasil (70°C), Imprägniert	Zwei Türme, $H=2\text{ t}$, Eichen- dübel und feuerverzinkte Stahlbolzen	Bauztg. Stuttg. 1933, Heft 17
8	Wiederau b. Leipzig	125	1931/32	Paul Meltzer, Darmstadt	Pechkiefer mit einem Karbolineumanstrich	Zwei Türme, $H=2\text{ t}$, Dübel aus verzinkten Stahlstäben, Dübellöcher an den Enden mit Asphaltkitt ausgefüllt	Z. d. Vdl. 1932, Nr. 50
9	Stettin	96	1933	Christoph & Unmack AG, Niesky O.-L.		Mitsenkrechter Innenantenne und 10 m weiten kupfernen Kapazitätsringen an der Spitze, $H=2\text{ t}$	
10	München	163	1932/33	Karl Kübler AG, Stuttgart	Pechkiefer	Umbau und Erhöhung auf 163 m	
11	Hellsberg i. Pr.	115	1930 (1933)	C. H. Jucho, Dortmund	Pechkiefer	1930 in Hellsberg 100 m hoch errichtet, 1933 abgebaut und 115 m hoch wieder aufgebaut	Ztrbl. d. Bauv. 1931, S. 187
12	Königsberg i. Pr.	100	1930 (1933)	C. H. Jucho, Dortmund	Pechkiefer	1930 in Hellsberg 100 m hoch errichtet, 1933 abgebaut und in gleichem Zustand in Königsberg neu montiert	
13	Bremen	90	1933	C. H. Jucho, Dortmund	Pechkiefer		
14	Gleiwitz	112	—	Christoph & Unmack AG, Niesky O.-L.	Lärchenholz	System wie in Stettin (Nr. 9), Tellerdübel und Bolzen aus Bronze	
15	Berlin-Tegel	165	1933/34	Hein, Lehmann & Co. G. m. b. H., Berlin	Pechkiefer		
16	Trier	110	1934	Christoph & Unmack AG, Niesky O.-L.	Lärchenholz	System wie in Stettin	
17	Mühlacker höchster Holzturm der Welt	190	1933/34	Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditges. Berlin	Pechkiefer, Stoßlaschen, Füllstäbe und Innere Leiter aus Eichenholz, Schutzanstrich mit Karbolineum	Bronzedübel und -Bolzen, $H=3\text{ t}$, Einturmantenne mit Kupfering von 10,6 m Durchm. über der Spitze	Bauing. 1934, Heft 49/50 Deutsche Technik 1935, Heft 2. Bauztg. Stuttg. 1934, Heft 18

einem ein- oder zweifachen Anstrich von Karbolineum (oder Flurasil) versehen, wie dies bei dem 190 m hohen Funkturm in Mühlacker geschehen ist.

Nach vorstehendem besteht vorläufig kein Grund, dem Holzbau auf diesem vielleicht schwierigsten und bedeutungsvollsten Anwendungsgebiet zu mißtrauen, da vor allem die Erfahrungen für solche Bauaufgaben noch viel zu kurz sind. Es wird Sache der Fachleute sein, die schon be-

merkt, gewiß nicht entschlossen, die meist erheblich höheren Baukosten (bis zu 30 bis 50%) auszuwerfen.

In jedem Falle ist bei einem Holzbau dieser Art Voraussetzung, daß handwerkliches Können mit ingenieurmäßigem Wissen Hand in Hand gehen, ebenso auch muß das vollendete Bauwerk eine sachkundige Überwachung erfahren.

Vermischtes.

Ein neues Schnellschaufel- und Grabgerät. Das nachstehend beschriebene neue Gerät¹⁾ erinnert anfänglich an den bekannten Humboldt-Lauchhammer-Schaufelradbagger und -absetzer, und doch liegt gerade im Grab- und Entleerungsvorgang ein wesentlicher Unterschied zwischen den beiden Geräten.

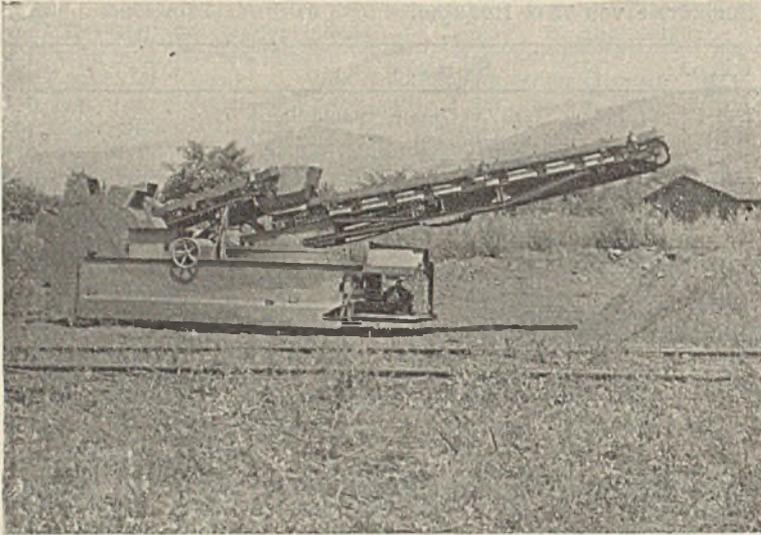


Abb. 1.

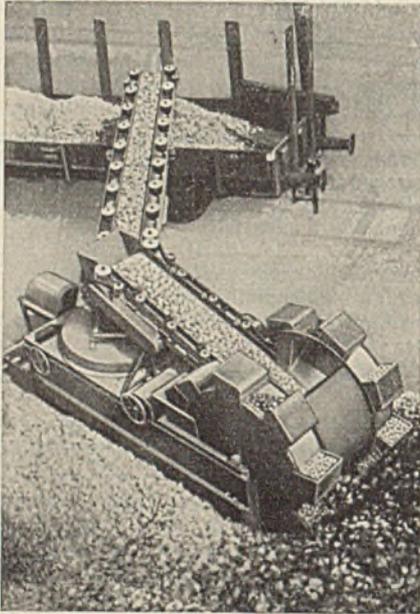


Abb. 2.

Ein stählernes, elektrisch verschweißtes und windungsicheres Fahrgestell (Abb. 1 u. 2) auf zwei spannbaren Raupenbändern von etwa 300 mm Breite, die jedes für sich mit Eillauf vor- und rückwärts, sowie mit langsamem Vorschub betrieben werden können, nimmt die Haupt- und Nebentriebe, die Hubräder mit dem Schöpfwerk die Förderbänder auf.

Die Schaufel- und Grabarbeit geschieht durch Eimer von etwa 25 l Inhalt, die nach Art der Trockenbaggererimer halboffen sind, also nur aus Boden- und Seitenblechen bestehen. Je acht Eimer sitzen auf den beiden Eimerkränzen, die sich um einen feststehenden Stahlblechmantel drehen. Dieser bildet für jeden Eimer den fehlenden Abschluß, um ihn zu einem geschlossenen, nur noch an einer Seite offenen Gefäß zu machen. Der gefüllte Eimer behält daher das gebaggerte Gut vollständig bei sich bis zur Entleerungsstelle an der höchsten Stelle des Stahlblechmantels. Das Gut fällt dort durch die vom Stahlblechmantel bisher verschlossene, jetzt freigegebene Seite des Eimers senkrecht auf eine Schrägblechschurre, von wo es über ein feststehendes Zubringerband durch einen Trichter dem Hauptförderband zugeführt wird.

Die beiden Hubräder haben einen gemeinsamen Drehpunkt und werden durch je ein Ritzel, das in einen Triebstock von annähernd ebenso großem Durchmesser wie die Hubräder eingreift, angetrieben. Eine Rutschkupplung auf der Ritzelwelle schaltet bei zu großen Widerständen den Hubradgang selbsttätig aus. Die Eimer der beiden Räder sind gegeneinander versetzt, so daß ein stetiger Materialstrom auf dem Band entsteht.

¹⁾ Hergestellt von der H. Fuchs Waggonfabrik AG, Heidelberg.

Die Förderbänder sind als Rinnenbänder ausgebildet und bestehen je aus einem stets flachlaufenden breiten Tragbande (550 u. 600 mm breit) und zwei senkrechten, etwa 100 mm hohen, mit gleichem Vorschub arbeitenden Seitenbändern. Die Bandgeschwindigkeit beträgt 1,2 bis 1,5 m/sek. Beim Anheben des Auslegers beträgt die größte Ausschütthöhe über Planum etwa 3,3 m. Der Ausleger (Hauptförderband) kann um je etwa 80° nach beiden Seiten der Wagenlängsachse ausgedreht werden.

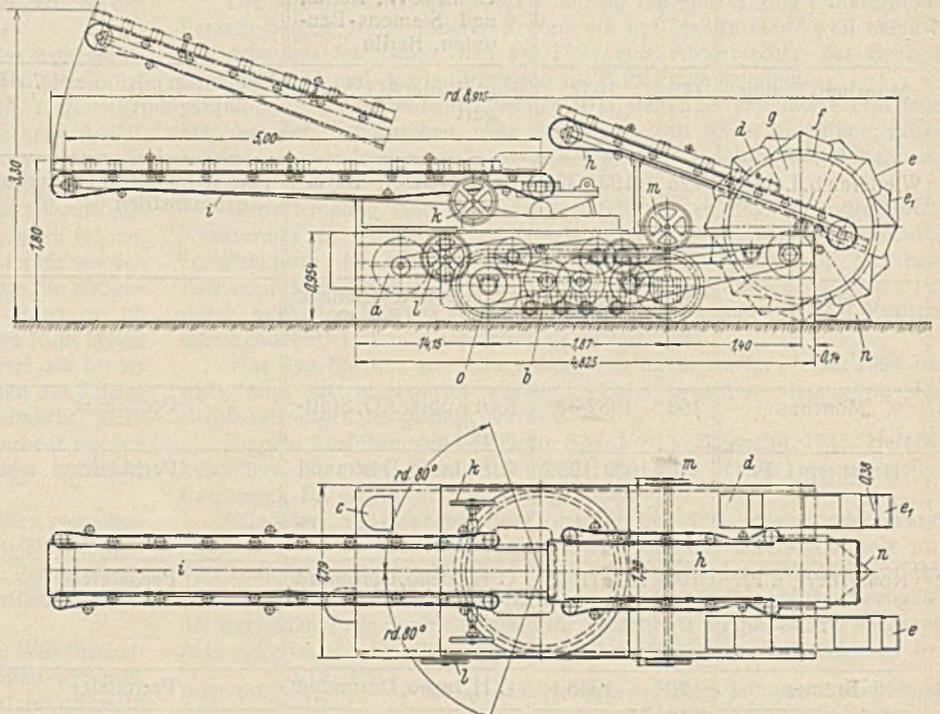
Aus der in Abb. 3 ersichtlichen Stellung kann das Hubrad je um 120 mm gesenkt und gehoben werden. Das Gerät kann sich also selbst sowohl eine Abfahrt wie eine Auffahrt schaffen. Heben und Senken des Hauptförderers, dessen Ausschwenken, sowie das Heben und Senken des Hubrades geschehen von Hand über die Steuerräder.

Hubrad, Förderbänder werden für Vor- und Rückwärtslauf von einem Motor aus angetrieben, wobei jede Antriebsart möglich ist. Am zweckmäßigsten erscheint der auch meistens verwendete, kräftige Rohölmotor, der allgemein 5 bis 7 PS leistet und mit höchstens 10 PS reichlich bemessen ist.

Die Bedienung des Gerätes geschieht von einem in Abb. 3 ersichtlichen Führersitz aus, an dem alle Kupplungen bzw. deren Hebel, entsprechend gegeneinander verblockt, übersichtlich angeordnet sind. Der Führer blickt wie bei jedem Grabgerät vor allem auf das Grabwerkzeug. Der Brennstoff- bzw. Strombedarf beträgt 1 bis 2 l bzw. 3 kW/h. Der Schmiermittelverbrauch fällt bei ausschließlicher Verwendung von Kugellagern kaum ins Gewicht.

An hohen Halden und wenn das Ladegut gut nachböschet, kann die Maschine auch auf der Stelle stehend aufnehmen.

Das Gewicht des als Ganzes bahnverladbaren Gerätes beträgt etwa 9,5 t, der Bodenflächendruck 0,8 kg/cm². Das Gerät ist geeignet für Aufnahmen von Schüttgütern wie Kohle, Koks, Asche, Erze, Chemikalien, Schlacke, Schotter und hat sich, was für den Bauingenieur besonders wichtig, be-



- a Antrieb: Diesel- oder Elektromotor.
b Getriebe für Eillauf vor und zurück, Förderbänder, Hubräder-Vorschub.
c Bedienungsstand.
d Hubräder.
e u. e₁ Schöpfbecher, 25 l Inhalt.
f Feststehende Verschlusswalze (Brückenmantel).
g Trichteröffnung in der Verschlusswalze (Brückenmantel).

- h Zubringer-Förderband, feststehend.
i Schwenk- und hebbares Auslegerförderband.
k Handrad zum Heben des Auslegerförderbandes.
l Handrad zum Schwenken des Auslegerförderbandes.
m Vorrichtung zum Heben und Senken der Hubräder.
n Doppelräumerpflug.
o Raupenlaufwerk.

Abb. 3.

währt beim Aufnehmen und Verladen von Schotter, Splitt, Kies, Zementklinkern, Sand in Schotterwerken und Zementfabriken.

Ein Eimer kann 8,4 Umdr./min machen. Damit erhält man bei $2 \times 8 = 16$ Eimern $8,4 \times 16 \times 0,03 = \text{rd. } 4 \text{ m}^3/\text{min}$ oder $\text{rd. } 240 \text{ m}^3/\text{h}$. Die praktische Durchschnittsleistung dürfte 50 bis 60 m³/h betragen unter Berücksichtigung des Vor- und Rückwärtslaufes des Wagens beim Beziehen einer neuen Arbeitsstellung und der unvermeidlichen Zeitverluste beim Beladen durch Auswechseln der beladenen gegen leere Fördermittel. Gut füllendes Feinmaterial, wie Sand- und Feingrus, wird eine bessere Leistung ergeben als Grobschotter und Erdabtrag, da bei jenen mit überfüllten Schöpfern gearbeitet werden kann.

Dr. Kr.

INHALT: Die Schmettkerbrücke im Zuge der Verbandstraße OW IV (Ruhrschnellweg). — Neubau der Ufermauer an der Schiffbrücke in Flensburg. — Neuzeitlicher Baustellenbetrieb beim Straßenbau. — Sollen wir weiter Funktürme in Holz bauen? — Vermischtes: Ein neues Schnellschaufel- und Grabgerät.

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