

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

27. JAHRGANG

SEPTEMBER 1952

HEFT 9

Zur Hauptversammlung der
Hafenbautechnischen Gesellschaft

Duisburg, 25./27. September 1952

Das wirtschaftliche Rostschutzmittel



**BLEICYANAMID
DK 825**

Auskünfte und kostenlose technische Beratung erteilt

DUISBURGER KUPFERHÜTTE
DUISBURG

Jahrhunderte

voraus denkt der Wasserbaumeister bei der Auswahl seiner Werkstoffe. Gegenstand besonderer Sorge ist die Abdichtung des Bauwerks, die

geschmeidig und unverrottbar

sein und bleiben muß. Diese Vorzüge bietet die Verwendung von Dichtungsbahnen aus dem korrosionsfesten, rohgummiartig zähen Kunststoff *Polyisobutylen*, die über das ganze Bauwerk zur geschlossenen, dehnfähigen Haut zusammenschweißt werden. Sie werden geliefert unter der Bezeichnung

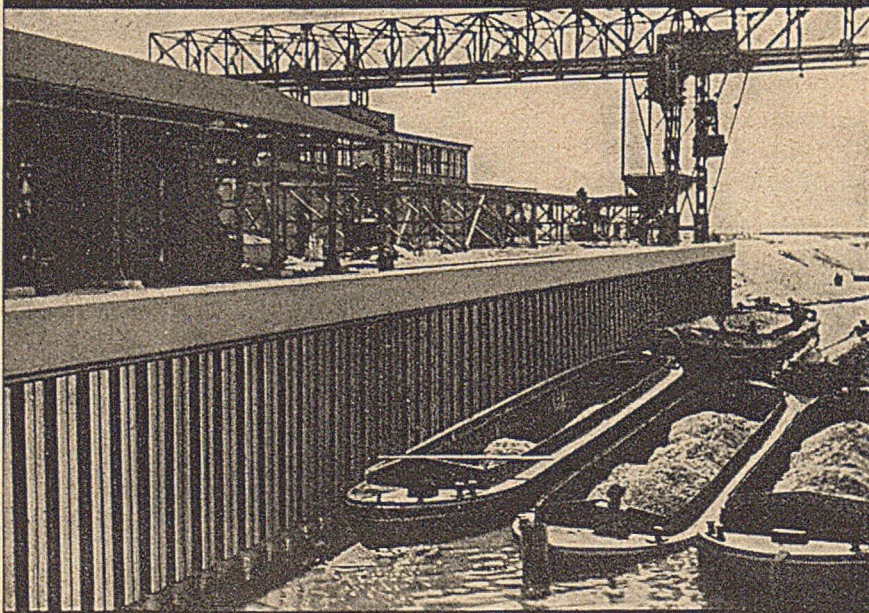
DYNAGEN-BAUDICHTUNGSFOLIE

von der

DYNAMIT-ACTIEN-GESELLSCHAFT VORMALS ALFRED NOBEL & CO.
ABTEILUNG VENDITOR KUNSTSTOFF-VERKAUF TROISDORF BEZ. KÖLN



WESTFALENHÜTTE AG DORTMUND



KAIANLAGE AUS STAHLSPUNDWAND „HOESCH“ AM NIEDERRHEIN

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÜTTINGEN / HEIDELBERG

27. JAHRGANG

SEPTEMBER 1952

HEFT 9

Zur Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft

Duisburg, 25./27. September 1952

INHALT:

	Seite
Die Abdämmung der Doveelbe.	
I. Grundlage der Planung. Von Baudirektor Dr.-Ing. B. Kressner, Hamburg	313
II. Entwurf. Von Dr.-Ing. B. Siebert, Hamburg	316
III. Bauausführung. Von Baurat H. Laucht, Hamburg	325
Moderne Hafenumschlagstechnik. Von Dipl.-Ing. O. Wundram, Hamburg	334
Der Löffelbagger im Wandel der Zeiten. Von Baurat a. D. Dipl.-Ing. Riedig, München-Lohhof	338
Neuzeitliche Baumethoden beim Wiederaufbau des Hamburger Hafens. Von Baudirektor Dr.-Ing. A. Bolle, Hamburg	342
Kraftwirkungen an Stahldalben. Eine grundsätzliche Systematik im Blickwinkel des In- und Auslandes. Von Oberbaurat Dr.-Ing. K. Förster, Hamburg	346
Kurze Technische Berichte:	
Umbau eines Trockendocks im Betriebe. Von Oberbaurat Dr.-Ing. K. Förster, Hamburg	349
Verankerte Spundwände. Von Prof. Dr.-Ing. W. Loos †, Karlsruhe	350
Bau neuer Kais im Hafen von Leith. Von Baudirektor E. Bunnies, Hamburg	351
Ungewöhnlicher Zusammenbau eines Riesen-Saugbaggers. Von Dipl.-Ing. O. Wundram, Hamburg	354
Buchbesprechungen und Neuerscheinungen ..	355
Verschiedenes	356
Mitteilungen aus der Industrie	356

Programm der Hauptversammlung siehe Rückseite I

Rammgemeinschaft Dove-Elbe-Schleuse, Hamburg ...	6
Schenk, Carl, Maschinenfabrik Darmstadt G.m.b.H., Darmstadt	8
Schieß-Defries Hebezeug- und Kranbau G.m.b.H., Düsseldorf-Oberkassel	13
Schliemann & Co., Hannover	16
Schramm, Lack- und Farbenfabriken A.-G., Offenbach am Main	Umschlag III
Schüchtermann & Kremer - Baum, Dortmund	Umschlag III
Siegle, G., & Co., G.m.b.H., Stuttgart-Feuerbach	16
Springer-Verlag, Berlin · Göttingen · Heidelberg	2 Beilagen
Stahlbau Rheinhausen, Rheinhausen/Rhld.	10
Stihl, Andreas, Maschinenfabrik, Waiblingen-Neu- stadt/Württ.	16
Voith, J. M., G.m.b.H., Maschinenfabrik, Heidenheim/ Brenz	14
Wagner, Günther, Pelikan-Werke, Hannover	Umschlag III
Ways & Freytag A.-G., Frankfurt/Main ..	Umschlag IV
Wellen, Carl, & Co., Düsseldorf	16
Weserhütte Otto Wolff G.m.b.H., Bad Oeyn- hausen i. W.	1
Westfalenhütte A.-G., Dortmund	Umschlag II
Wolff, Jul., & Co., G.m.b.H., Heilbronn/Neckar	7
Wunnersche Bitumen-Werke G.m.b.H., Unna/Westf.	Umschlag III
Zeiss, Carl, Optik VEB Jena, Jena	17

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,
(21b) Dortmund, Plauener Straße 44,

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. für die Schriftleitung werden erbeten an die Schriftleitung „D E R B A U I N G E N I E U R“, Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, (21b) Dortmund, Plauener Straße 44.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten, Zeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts erwirbt der Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder. Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen vorher an anderer Stelle nicht veröffentlicht sein und auch später nicht anderweitig veröffentlicht werden.

Photographische Vervielfältigungen, Mikrofilme, Mikrophote von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus sind ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages nicht gestattet.

Erscheinungsweise: Monatlich 1 Heft im Umfang von mindestens 32 bis 40 Seiten.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 9,— (Einzelheft DM 3,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 7,20 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt der Verlag und jede Buchhandlung, im Bundesgebiet auch jedes Postamt, entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Westberlin, Fernsprecher: Sammelnummer 24 92 51) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin W 35, Reichpietschufer 20,
Fernsprecher: Sammelnummer 24 92 51.

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 24,
Fernsprecher: 24 40 und 54 30.

Vertriebs-Vertretung im Ausland:

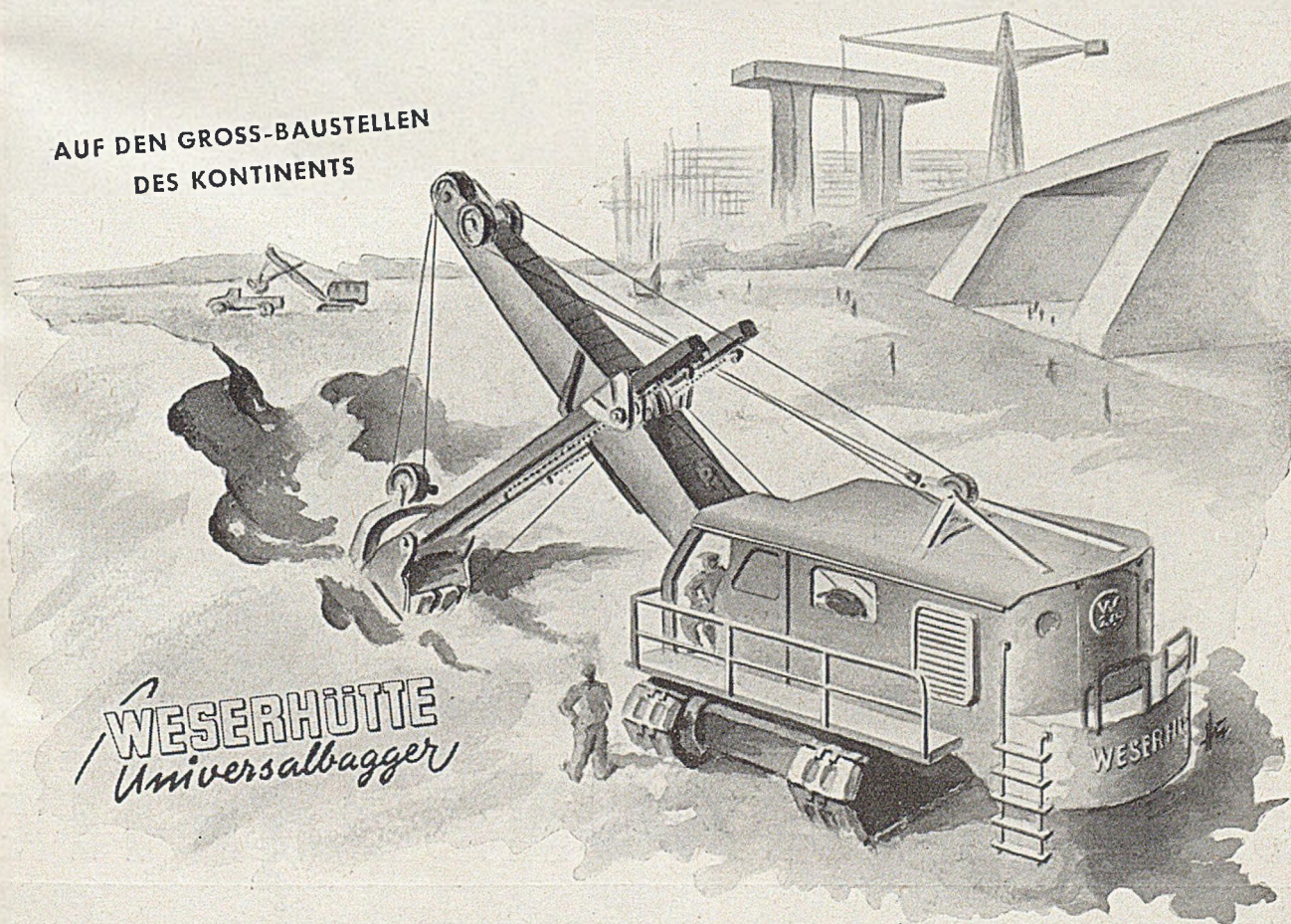
Lange, Maxwell & Springer, Ltd., 41—45 Neal Street,
London, W. C. 2.

Arbeitsgemeinschaft Tatenberg HAMBURG

Ausführung aller zur Abdämmung der
Dove-Elbe erforderlichen Erd-, Ramm-,
Beton- und Ufersicherungsarbeiten
einschließlich Grundwasserabsenkung

Julius Berger, Tiefbau-Aktiengesellschaft
Allgemeine Baugesellschaft Lenz & Co., Aktiengesellschaft
Siemens-Bauunion G. m. b. H.
Heilmann & Littmann Bau A. G.
Paul Hammers

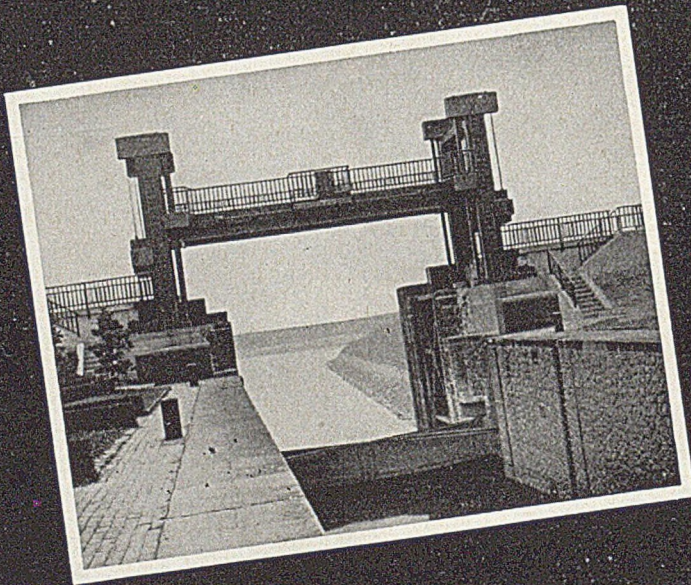
AUF DEN GROSS-BAUSTELLEN
DES KONTINENTS



GHH



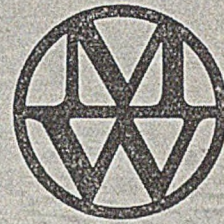
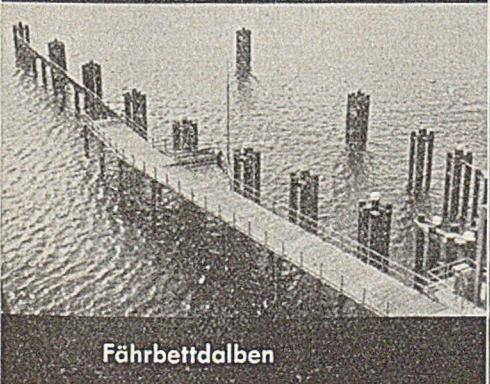
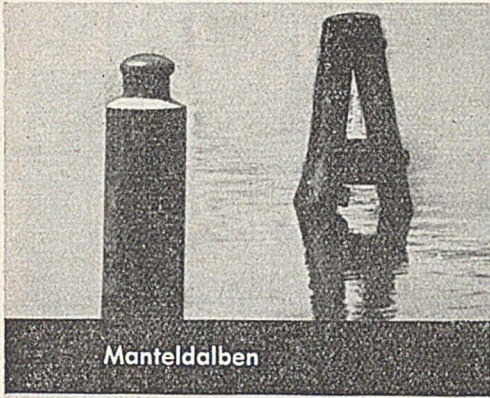
STAHLHOCHBAU
STAHLTORE



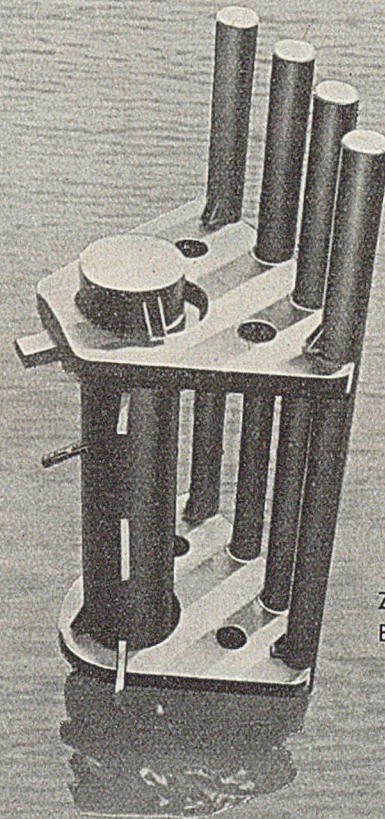
STAHLBRÜCKENBAU
STAHLWASSERBAU

GUTEHOFFNUNGSHÜTTE

WERK STERKRADE · OBERHAUSEN / RHEINLAND



MANNESMANN- Stahlrohrdalben



Zweistufen-
Bündeldalben

- ein neuer Begriff im Stahl-Wasserbau

hohe Dalbenelastizität und Kraftaufnahme

Rohrpfähle von 267—1000 mm ä. Ø

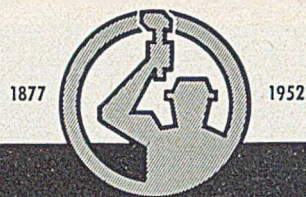
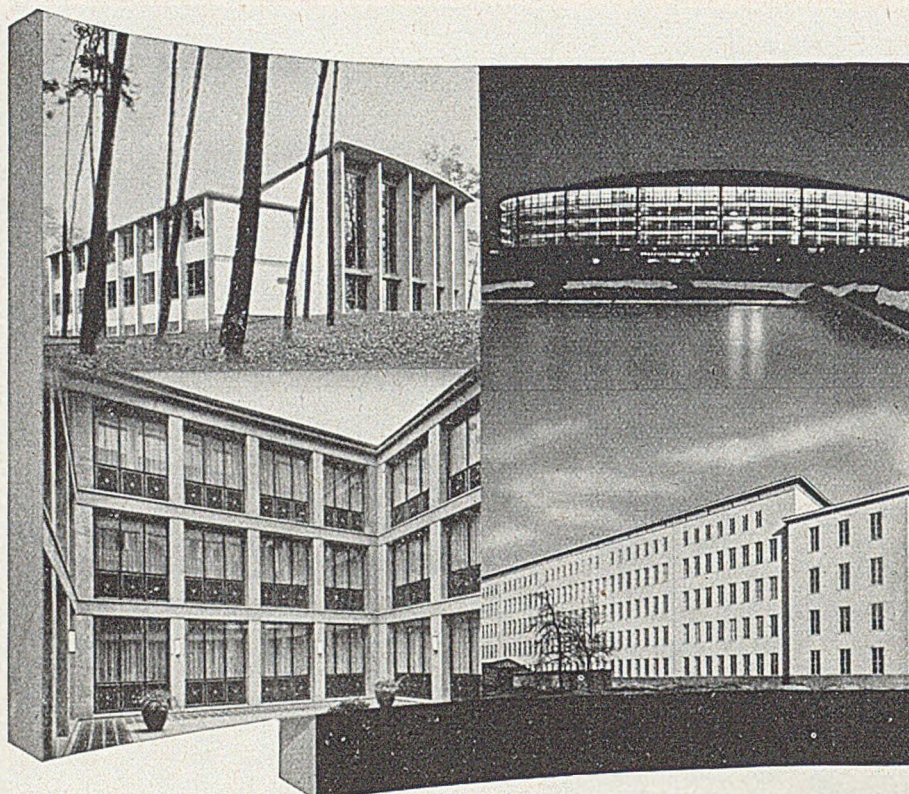
Rohrpfahlwanddicken 10—35 mm

Stähle hoher Festigkeit

Einfache Montage, da fertige Verbände
mitgeliefert werden

Angebote und Auskünfte durch

Mannesmannröhren- und Eisenhandel GmbH.
Hamburg 21 · Fährhausstraße 11 · Telefon 2218 51/55



JUCHO
STAHLFENSTER

FÜR

INDUSTRIEBAUTEN

VERWALTUNGSGEBAUDE

GESCHAFTSHAUSER

KRANKENANSTALTEN

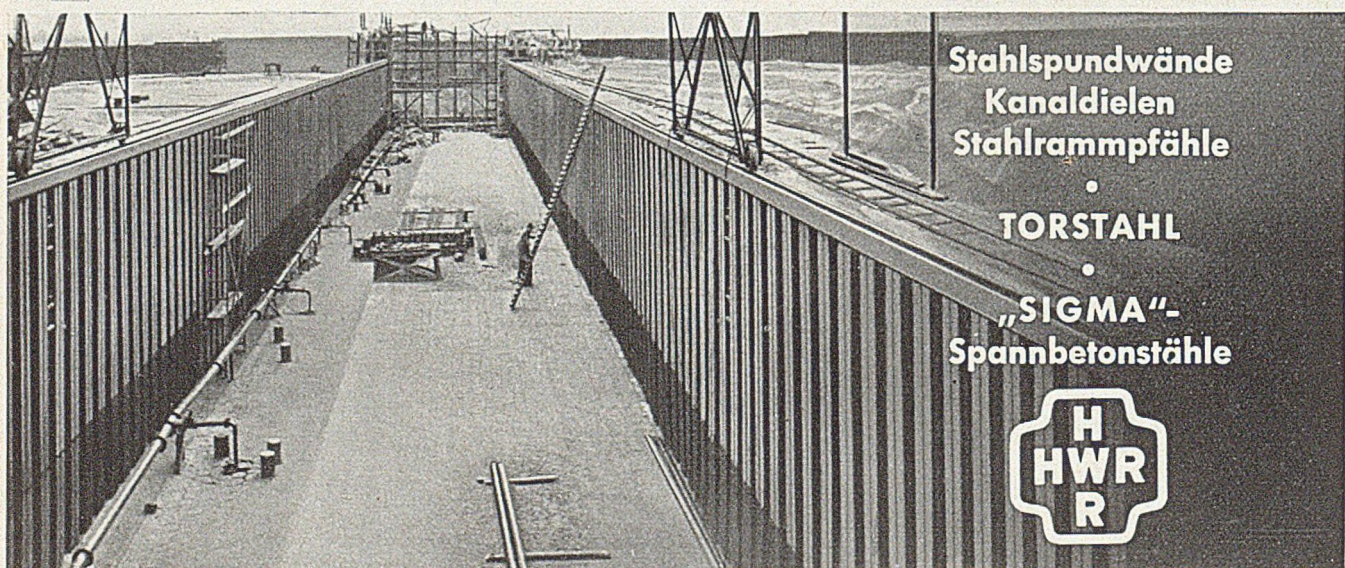
SCHULGEBAUDE

WOHNHAUSER USW.

75 JAHRE

C. H. JUCHO DORTMUND

Spezialerzeugnisse für die **BAUINDUSTRIE**



Stahlpundwände
Kanaldecken
Stahlrammpfähle

•
TORSTAHL

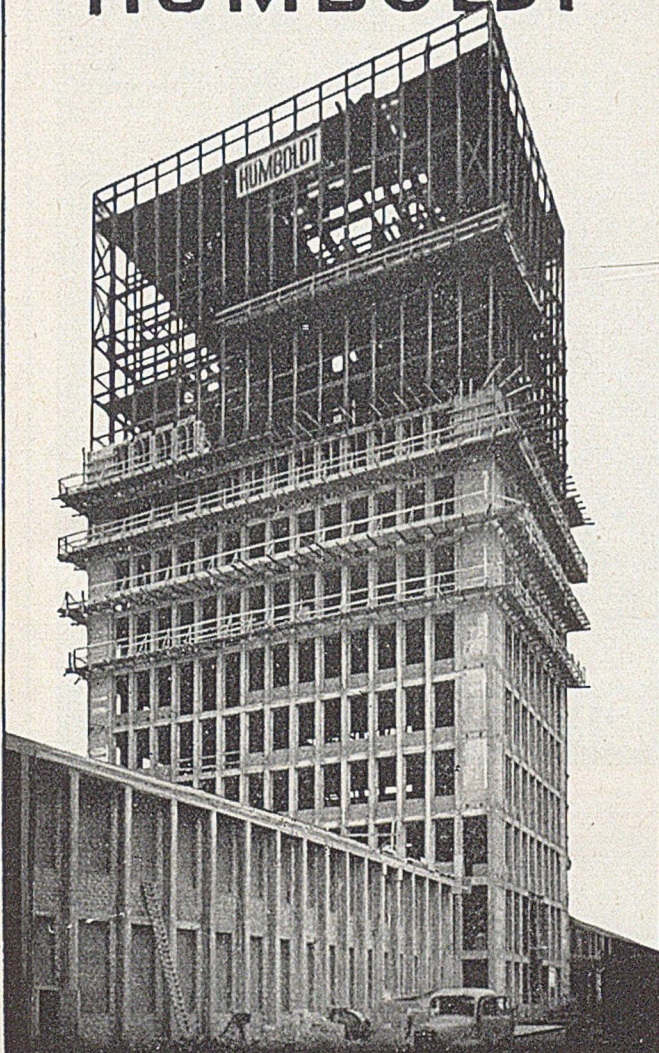
•
„SIGMA“-
Spannbetonstähle



HÜTTENWERK RHEINHAUSEN

AKTIENGESELLSCHAFT

STAHLBAU HUMBOLDT



Technische Bearbeitung und Montage Stahlbau Humboldt
Lieferung in Arbeitsgemeinschaft

Eisenbahn- und Straßenbrücken

Stahlskelette für Wohn-
und Geschäftshäuser

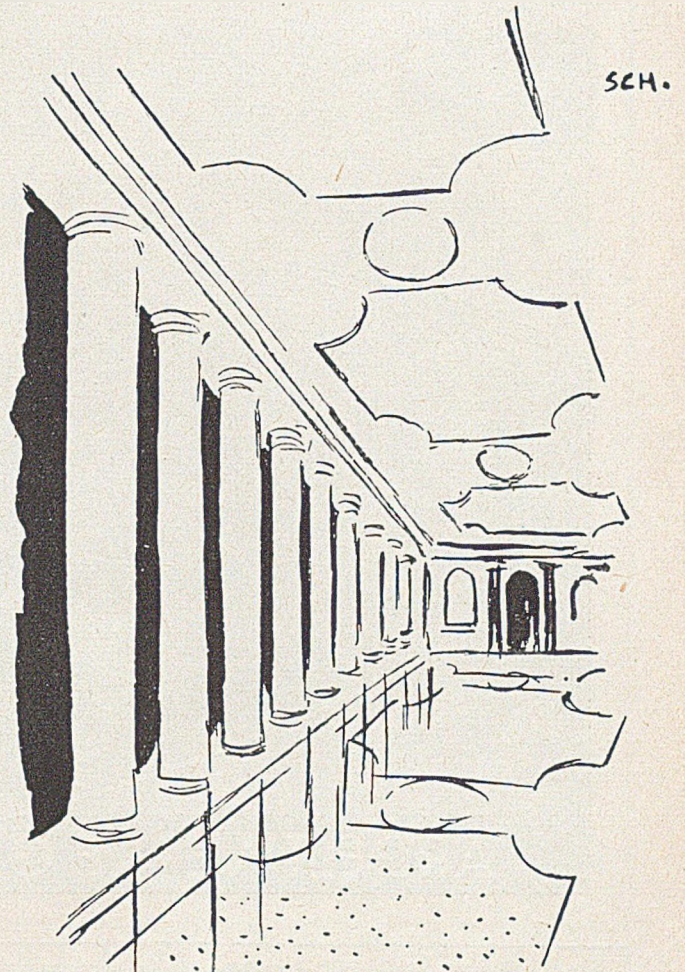
Industriebauten aller Art

Behälter • Bunker • Silos

Walzwerkshallen • Schachthallen

Fördergerüste

KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ AG • KÖLN



**KLASSISCHE BAUFORM,
HELLER TERRAZZO:
HARMONIE!**

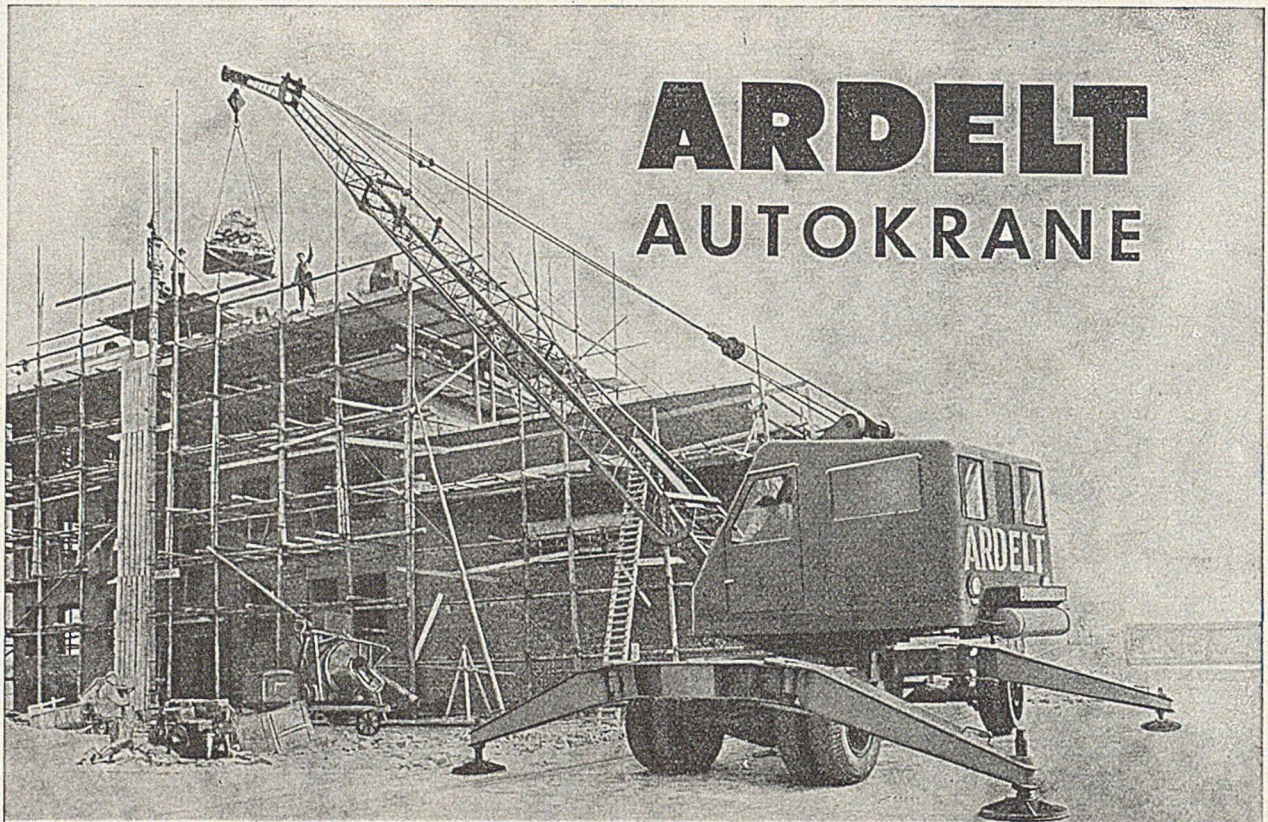
Heller Terrazzo, also helle Gesteine,
gebunden mit

DYCKERHOFF-WEISS,
dem weißen Portland-Zement

verleiht schönen Räumen jenen
zauberhaften Effekt von Weiträumig-
keit und heiterer Würde, den man
als „klassisch“ . . . als „vollendet“
empfindet.

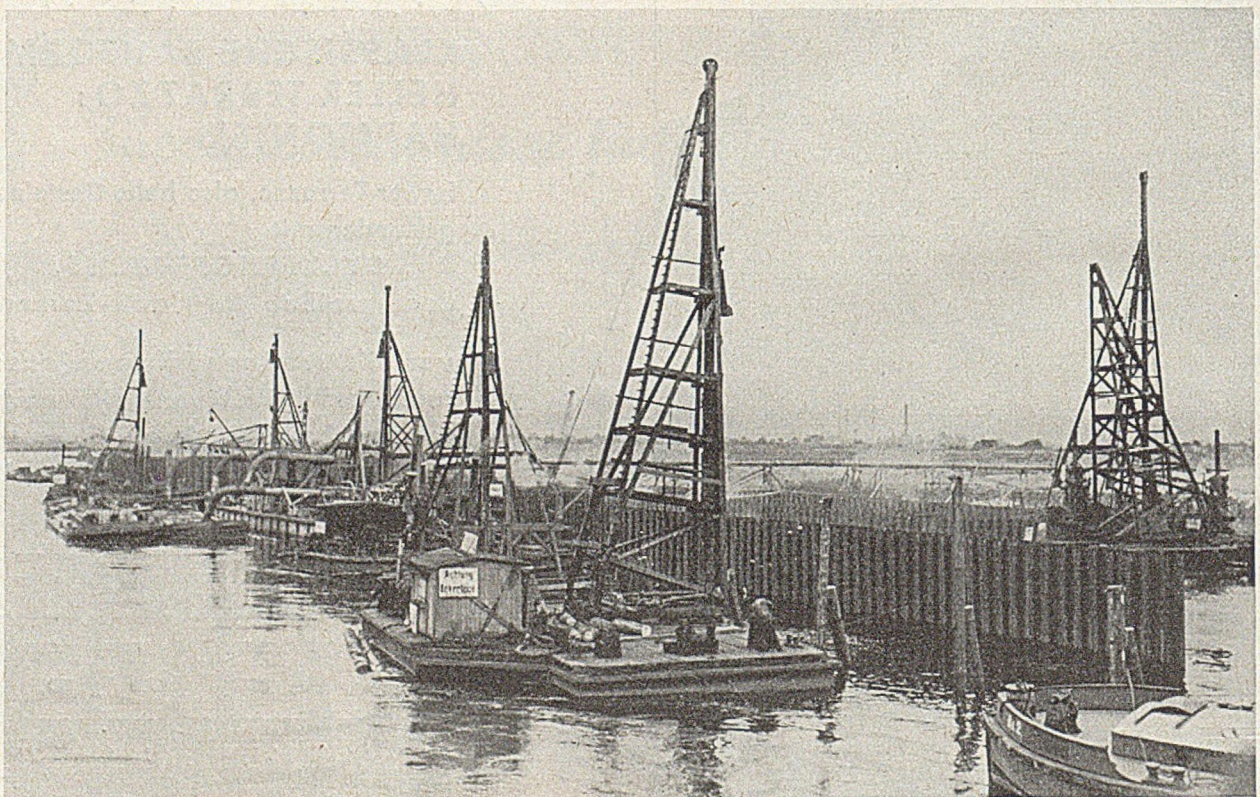
**DYCKERHOFF
WEISS**
DER WEISSE PORTLAND-ZEMENT

DYCKERHOFF
Portland-Zementwerke Aktiengesellschaft
Wiesbaden-Amöneburg



ARDELT AUTOKRANE

ARDELTWERKE G.M.B.H. OSNABRÜCK

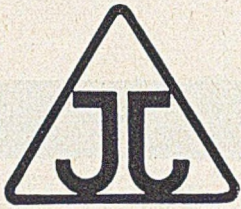


Ausführung der gesamten Rammarbeiten für den Neubau der Dove-Elbe-Schleuse durch die Rammgemeinschaft:

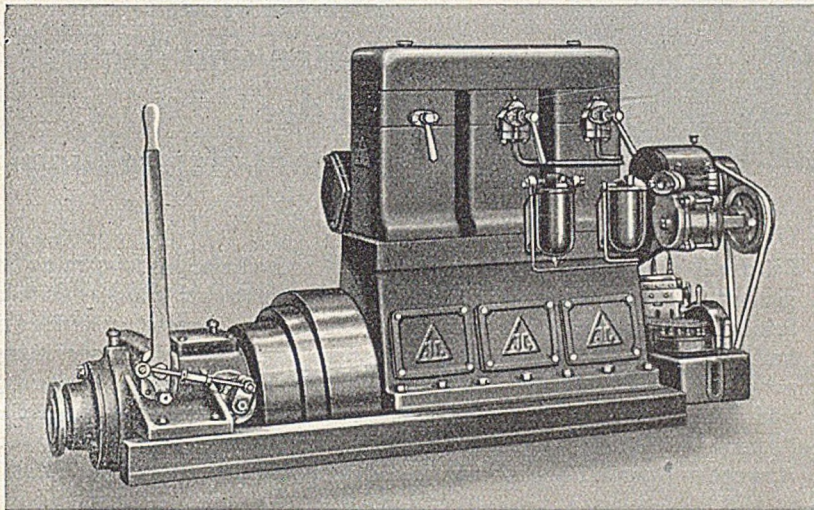
**WERNER BEHM
RICHARD JEBENS**

**FLUCK & SOHN — J. P. A. HINTZPETER
ARNOLD LÜHR F. H. SCHMIDT**

**FR. HOLST
THEIL & CO.**



JUNG JUNGENTHAL



Boots-Motoren

Dampf-Lokomotiven

Diesel-Lokomotiven

Diesel-Motoren

Diesel-Aggregate

Abt. Werkzeugmaschinenbau

Karussell-Drehbänke

ARN. JUNG, LOKOMOTIVFABRIK G.M.B.H., JUNGENTHAL BEI KIRCHEN/SIEG

Rothe Erde

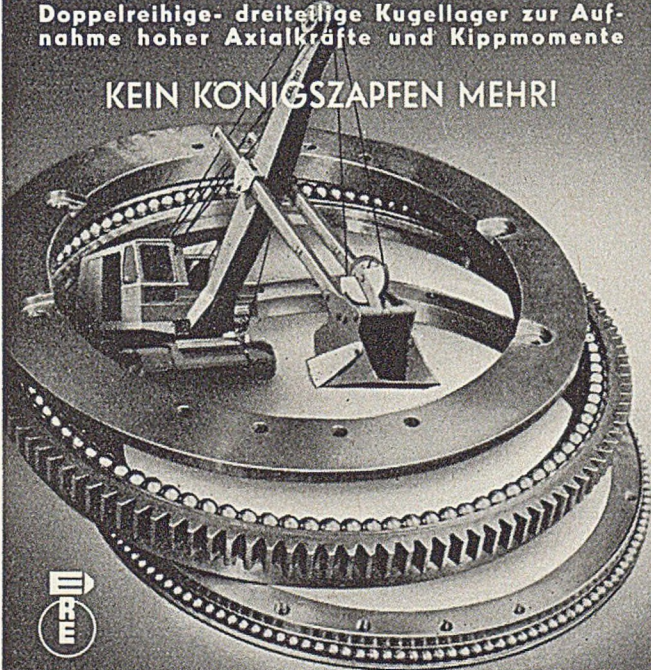
KUGEL-DREHVERBINDUNGEN

Pat. ang.

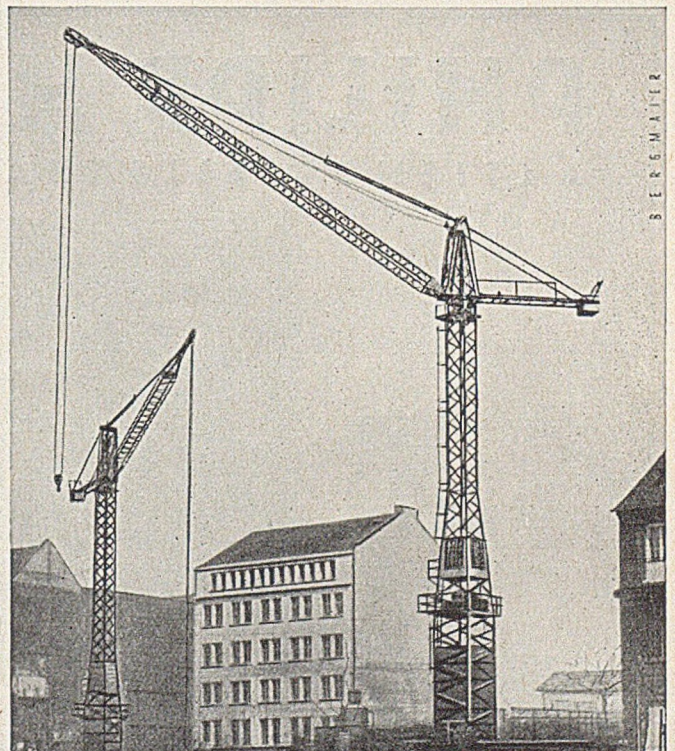
FÜR BAGGER UND DREHKRANE

Doppelreihige- dreiteilige Kugellager zur Aufnahme hoher Axialkräfte und Kippmomente

KEIN KONIGSZAPFEN MEHR!

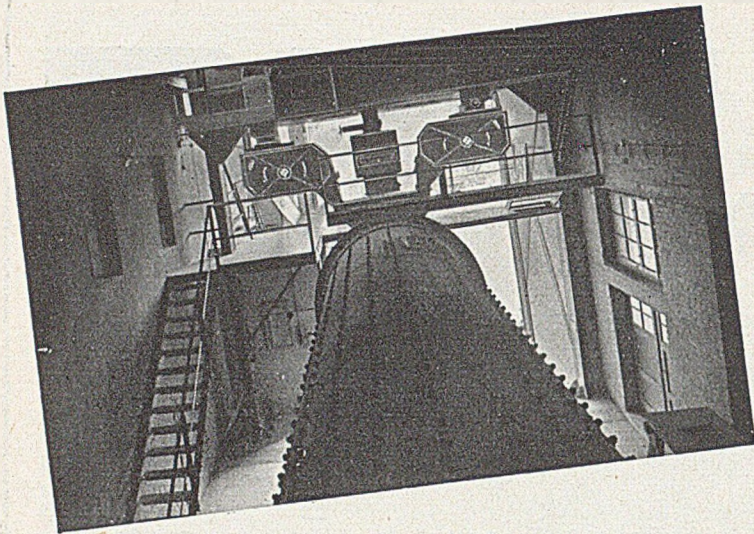


EISENWERK *Rothe Erde*
GMBH · DORTMUND, Tremoniastraße 9



BERGMAYER

WOLFF KRANE
HEILBRONN/NECKAR



**So sparen Sie
Kosten und Ärger
bei der
Zement-Herstellung!**

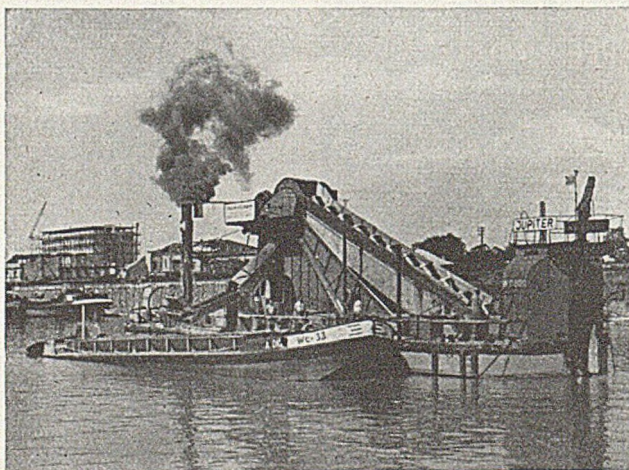
Bei der Zement-Herstellung kommt es darauf an, mit einem Minimum an Energie und Arbeitsaufwand ein Maximum an Durchsatz bei höchster Güte und Feinheit des Endprodukts zu erzielen. Moderne Zementwerke verwenden deshalb SCHENCK-Dosierbandwaagen, denn sie regeln die Zufuhr jeder Komponente gewichtsmäßig auf 1% genau und verhindern automatisch Fehldosierungen und Fehlgemenge. SCHENCK-Dosierbandwaagen ersparen Ihnen damit Kosten und Ärger. Weitere Einzelheiten über Aufbau, Wirkungsweise und Anwendung der Waage werden Sie interessieren. Schreiben Sie deshalb an



CARL SCHENCK MASCHINENFABRIK DARMSTADT GMBH · DARMSTADT

PHILIPP HOLZMANN

AKTIENGESELLSCHAFT · FRANKFURT A.M.



SCHLAMMBAGGERUNG IM MANNHEIMER HAFEN

AUGSBURG · BERLIN · BIELEFELD · BOCHUM · BONN · BREMEN
DUSSELDORF · HAMBURG · HANNOVER · KIEL · KOBLENZ · KÖLN
MAINZ · MANNHEIM · MÜNCHEN · MÜNSTER · NÜRNBERG · STUTTGART

**HOCHBAU · TIEFBAU · STAHLBETONBAU
FLUSS- UND HAFENBAU · WASSERKRAFTANLAGEN**

G. Ch. Bödicker

Tief- und Hochbaugesellschaft Eschwege

Gegründet 1876

Zweigniederlassungen:

Frankfurt/M., Hannover, Freiburg/Brg.,
Rieneck/Ufr.

Erd-, Wasser- und Eisenbahnbau

Brücken-, Tunnel- und Stahlbetonbau

Industrie- und Großwohnungsbau

Holzbau / Montagerüstungen

BÜNGER

seit 1869

Spezialität:

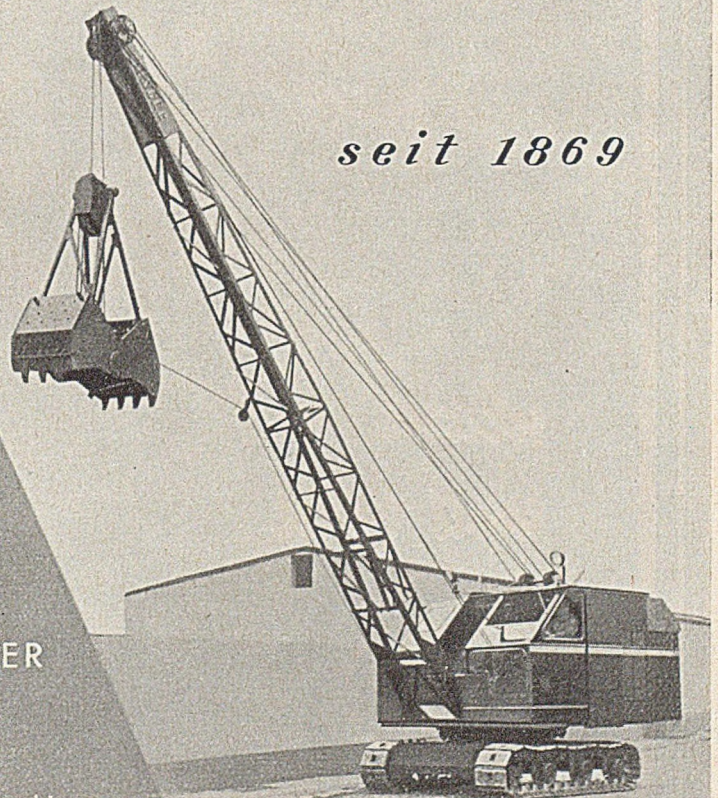
**UNIVERSAL-
RAUPENBAGGER**

BAUMASCHINENFABRIK BÜNGER

Aktiengesellschaft

DÜSSELDORF · Schloßstraße 31-45

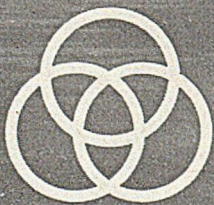
Telefon 4 45 51 · Telegramm-Anschrift: Baumaschinen



VOLLSTÄNDIGE STAHLWASSERBAUANLAGEN



*plant
und baut*



Schleusen- und Wehranlage Hessigheim

STAHLBAU RHEINHAUSEN

Die Abdämmung der Doveelbe.

I. Grundlagen der Planung.

Von Baudirektor Dr.-Ing. Bernhard Kreßner, Strom- und Hafengebäudeamt, Hamburg.

1. Die Elbe im hamburgischen Gebiet.

Die Stromstrecke der Elbe im hamburgischen Raum ist durch eine Deltabildung gekennzeichnet, die sich heute viel einfacher und klarer darstellt als vor einem halben Jahrtausend, als Menschenhände noch nicht in die Abflußverhältnisse des Stromes ordnend eingegriffen hatten. Entstanden sind die Stromspaltungen des Deltas in vorgeschichtlicher Zeit unter dem Einfluß der Tiden. Von den Flutströmungen, besonders zu Sturmflutzeiten, am ungehinderten Abfluß gestört, haben sich die Wassermengen, die aus der oberen Stromstrecke abfließen, in dem weiten Marschgebiet zwischen den holsteinischen und niedersächsischen Geesthängen zahlreiche Abflußrinnen gesucht.

Zu Beginn der geschichtlichen Zeit lag die obere Grenze des Stromdeltas oder des Stromspaltungsgebietes, wie es häufig genannt wird, weit stromaufwärts bei Altenгамме. Hier zweigten die beiden Gammeln ab, die heutige Doveelbe und Goseelbe und sich beim Dorfe Ochsenwerder zu einem Flußlauf vereinigten. Sie waren dem südlicher fließenden Hauptstrom der Elbe an Wasserführung unterlegen und ihre Abzweigungen lagen zur Richtung des Hauptstromes sehr ungünstig, so daß sie allmählich verlandeten. Gegen Ende des 15. Jahrhunderts wurden beide Stromarme an ihren oberen Enden abgedämmt, indem die letzten Deichlücken zwischen Altenгамме und Kirchwerder geschlossen wurden. Seitdem stand die Doveelbe nur noch von unten her mit der Elbe in Verbindung und wurde von hier aus mit Flutwasser gespeist. Sie dient aber nach wie vor als Vorfluter für das Marschgebiet, und seit 1494 hat sie außerdem das Wasser der Bille abzuführen, die damals durch den Bergedorfer Schleusengraben in die Doveelbe abgeleitet wurde.

Die Norderelbe war im Mittelalter noch nicht vorhanden. Zahlreiche Elbarme durchschnitten das nördliche Stromtal von Moorwerder bis Finkenwerder. Erst im 16. und 17. Jahrhundert haben die Bürger der Hansestadt Hamburg den einheitlichen Lauf der Norderelbe geschaffen, indem sie mehrere Marschinseln durchstachen. So ist das heutige Bild des Stromspaltungsgebietes entstanden (Abb. 1).

Der neugestaltete Strom teilt sich jetzt nur noch an der Trennungsspitze bei Bunthaus in die Norder- und Süderelbe, die sich vor dem Altonaer Ufer wieder vereinigen. Eine weitere Spaltung der Süderelbe unterhalb Harburgs in den Stromlauf Süderelbe—Köhlbrand und die Alte Süderelbe ist bedeutungslos geworden, weil die Alte Süderelbe nicht ausgebaut und nicht durch Bagge-

rungen vertieft worden ist, so daß sie versandete und nicht mehr als Abflußarm wirkt. Auch der Reiherstieg, der die Norderelbe mit der Süderelbe verbindet, und die Hamburger Häfen wirken nicht als Abflußarme, weil sie einzeln oder zu Gruppen zusammengefaßt an ihren oberen Enden durch Sperrschleusen abgeschlossen sind. In neuerer Zeit fließen daher die aus der oberen Elbe kommenden Wassermengen nur durch die beiden Hauptstromarme Norder- und Süderelbe ab, und die Flutströmungen dringen durch diese beiden Stromarme stromaufwärts vor. Die Tidegrenze liegt heute weit oberhalb der Vierlande.

2. Die Abflußmengenverteilung auf Norder- und Süderelbe.

Da die beiden Hauptstromarme für das Wasserstraßennetz und das System der Häfen im großhamburgischen Gebiet gleich bedeutungsvoll sind, ist es seit mehr als einem halben Jahrhundert eine vorrangige Sorge der ehemaligen hamburgischen und preussischen, seit 1938 der großhamburgischen Strombauverwaltung gewesen, beide Stromarme gleich leistungsfähig zu erhalten. Wie aus der oben geschilderten Entwicklung des Stromspaltungsgebietes zu erkennen ist, verkümmern Stromarme, deren

Wasserführung zu ihrer Tiefhaltung nicht ausreicht. Das Kriterium für das Gleichgewicht der Norder- und Süderelbe ist daher ein etwa gleichmäßiger Abfluß in beiden Stromarmen, oder, mit anderen Worten, die Verteilung der bei Ebbe aus der oberen ungeteilten Elbe abfließenden Wassermengen etwa je zur Hälfte auf die Norder- und Süderelbe. Bereits im sogenannten Köhlbrandvertrag von 1908, dem zwischen Hamburg und Preußen geschlossenen Übereinkommen über die Regelung der Elbe von der Seemündung bis Brunshausen (Schwingemündung), sind Maßnahmen vorgesehen, durch die eine gleichmäßige Verteilung der Ebbewassermengen an der Bunthäuser Spitze auf die beiden Hauptstromarme erreicht werden sollte.

Seit fast einem Jahrhundert wird die Abflußmengenverteilung überwacht, indem im allgemeinen jährlich einmal während einer Ebbitide die Durchflußmenge in der Norder- und Süderelbe kurz unterhalb der Trennungsspitze bei Bunthaus gleichzeitig durch Schwimmermessungen festgestellt wird. Zuweilen sind solche Messungen auch über die Zeit einer vollen Tide ausgedehnt und so auch die Flutwassermengen ermittelt worden. Die Ergebnisse dieser Messungen lassen die Abhängigkeit der Wasserführung in den beiden Stromarmen von strombautechnischen Maßnahmen klar erkennen.

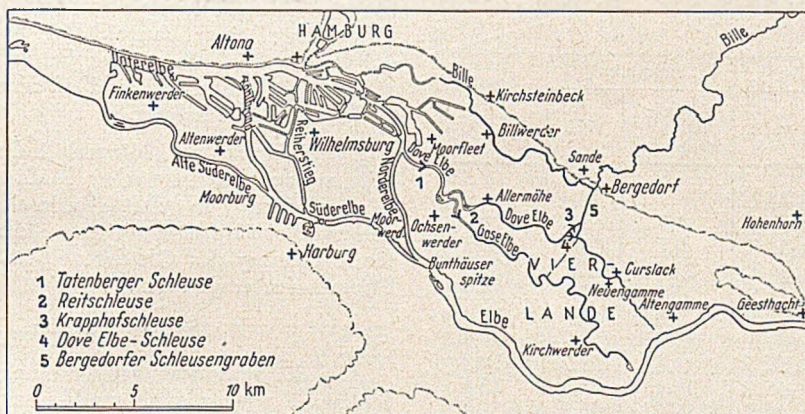


Abb. 1. Übersichtsplan.

Bis 1870 war die Süderelbe weit überlegen, sie führte 70–75 % der gesamten Ebbwassermengen ab. Bis zum Jahre 1880 änderte sich das Verhältnis allmählich zugunsten der Norderelbe, weil Hamburg diesen Stromarm oberhalb der Elbbrücken regulierte. Von 1886 bis 1913 flossen mehr als 50 % der Gesamtabflußmenge durch die Norderelbe ab. Nach 1913 machten sich die Regelungsarbeiten in der Süderelbe bemerkbar, bis 1917 war der Abfluß ausgeglichen. Von diesem Zeitpunkt ab erhöhte sich der Anteil der Süderelbe weiter, zunächst allerdings nur in mäßigen Grenzen. Das Übergewicht dieses Stromarmes vergrößerte sich aber, als die Fahrwasserhältnisse vor den Harburger Seehäfen verbessert wurden, als bald darauf die Sohle der Süderelbe unterhalb Harburgs auf 200 m verbreitert und als schließlich der Köhlbrand und die Süderelbe bis Harburg hinauf als Zufahrtstraße für die dort entstandenen Seeschiffshäfen auf 8 m unter MTnw ausgebaggert wurden. Die nach dem Ende des letzten Krieges vorgenommenen Messungen ergaben ein für die Norderelbe sehr ungünstiges Bild, 1950 flossen nur noch rund 43 % durch diesen Stromarm ab. Hamburg hatte versäumt, die im Köhlbrandvertrag von 1908 vorgesehene Verbreiterung der Norderelbe im Kalte Hofe-Durchstich und ihre Vertiefung zwischen der Doveelbe-Mündung und den Hamburger Elbbrücken auf 8 m unter MTnw auszuführen.

Folgende Zusammenstellung von Messungsergebnissen enthält die jeweils während einer Ebbede ermittelten Abflußmengen in beiden Stromarmen und bestätigt die geschilderte Entwicklung:

Tag der Messung	Norderelbe		Süderelbe		Gesamt-abfluß-menge in Mio m ³
	Abfluß-menge in Mio m ³	v. H.	Abfluß-menge in Mio m ³	v. H.	
2. 8. 1854		26,2		73,8	
3. 8. 1898	11,7	57,3	8,7	42,7	20,4
17. 9. 1901	10,8	52,8	9,7	47,2	20,5
6. 11. 1906	16,5	56,3	12,8	43,7	29,3
15. 7. 1912	13,5	52,5	12,2	47,5	25,7
15. 6. 1915	11,6	49,6	11,8	50,4	23,4
30. 4. 1918	12,6	46,3	14,7	53,7	27,3
28. 5. 1925	14,6	48,3	15,6	51,7	30,2
12. 5. 1933	13,2	46,2	15,4	53,8	28,6
8. 5. 1936	13,8	44,1	17,6	55,9	31,4
3. 5. 1938	15,8	43,6	20,4	56,4	36,2
26. 5. 1948	12,4	44,0	15,7	56,0	28,1
20. 6. 1950	12,1	42,7	16,2	57,3	28,3

Das im letzten Jahrzehnt stark zugunsten der Süderelbe gestörte Gleichgewicht erforderte dringend erneute strombautechnische Maßnahmen zur Berichtigung der Abflußmengenverteilung. Für die Norderelbe bedeutete der verringerte Anteil an der Wasserführung eine beträchtliche Einbuße an Räumungskraft mit der Gefahr übermäßiger Sinkstoffablagerungen. Aber auch in der Süderelbe traten Erscheinungen auf, die sich für die Seeschifffahrt nach den Harburger Häfen ungünstig auswirkten. Mit dem größeren Anteil am Wasserabfluß drang auch der überwiegende Teil der aus der oberen Elbe wandernden Sandmengen in die Süderelbe ein und lagerte sich vor den Einfahrten der Harburger Hafenbecken ab, weil hier auf der Übergangsstrecke vom flussschiffstiefen auf seeschiffstiefes Wasser die Stromquerschnitte stark zunehmen. Trotz ständiger Baggerungen wurde daher hier der Verkehr tiefergehender Schiffe sehr behindert.

Bereits während des Krieges war aus diesen Gründen beim Strom- und Hafengebäude ein Stromregelungsplan ausgearbeitet worden, mit dem Ziel, das Gleichgewicht der beiden Stromarme wiederherzustellen.

3. Forderungen der Mineralölindustrie.

Die Ausführung des Regelungsplanes mußte während des Krieges unterbleiben. Aber auch nach Kriegsende mußten die großen Bauaufgaben, die von der Hansestadt Hamburg für den Wiederaufbau des zerstörten Hafens zu lösen waren, zunächst mit Vorrang betrieben werden. Die Durchführung des Stromregelungsplanes wäre sicherlich noch zurückgestellt worden, wenn nicht die besonderen Bedürfnisse der für die hamburgische Wirtschaft sehr bedeutungsvollen Mineralölindustrie die gleichzeitige Lösung dieses strombautechnischen Problems erzwungen hätten.

Die großen Raffineriebetriebe der Deutschen Shell Aktiengesellschaft und der Esso (DAPG) am 3. und 4. Seehafen in Harburg, die während des Krieges vollständig zerstört worden waren, sind in den letzten Jahren nicht nur wieder aufgebaut, sondern gleichzeitig auch wesentlich erweitert worden und noch im Ausbau begriffen. Diese Werke werden durch Großtanker, die in beladenem Zustand rund 10 m Tiefgang haben, mit überseeischen Rohölen versorgt. Solche Schiffe waren nur unter größten Schwierigkeiten nach Harburg zu bringen, denn die Wassertiefe im Köhlbrand und in der Süderelbe betrug nur 8 m bei MTnw und 10,3 m bei MThw. Für die Fahrt der Großtanker nach Harburg standen daher, wenn sie nicht vorher abgeleichtert wurden, nur wenige Stunden täglich zur Verfügung. Sie mußten die Hochwasserwelle ausnutzen oder bis zu 12 Stunden warten, wenn sie das Hochwasser nur um kurze Zeit verpaßten. Die Ölindustrie forderte daher dringend die Herstellung einer ausreichend breiten Fahrwinne mit mindestens 9 m Wassertiefe bei MTnw bzw. 11,3 m bei MThw im Köhlbrand und in der Süderelbe bis zum 4. Seehafen in Harburg.

Der Wunsch der Mineralölindustrie konnte nur erfüllt werden, wenn vorher Maßnahmen zugunsten der Wasserführung in der Norderelbe ergriffen wurden, andernfalls wäre eine weitere, nicht mehr zu verantwortende Störung des Gleichgewichtes zwischen den beiden Stromarmen eingetreten.

4. Der Stromregelungsplan.

Um die Wassermengenverteilung auf die Norder- und Süderelbe wieder annähernd auszugleichen, war es notwendig, in der Norderelbe die Ursachen für die geringere Wasserführung dieses Stromarmes zu beseitigen. Diese Ursachen waren im wesentlichen die etwas größere Streckenlänge der Norderelbe gegenüber derjenigen der Süderelbe, ferner die in der Norderelbe etwa 4 km weniger weit stromaufwärts als in der Süderelbe vortriebene Ausbaggerung der Sohle auf Seeschiffstiefe und besonders die Spaltung des in der Norderelbe aufwärts vordringenden Flutstromes an der Doveelbe-Mündung bzw. die Behinderung der Ebbeströmungen an dieser Stelle durch die aus dem Flutraum der Doveelbe abfließenden Wassermengen. Der Unterschied in der Streckenlänge der beiden Stromarme konnte nicht ausgeglichen werden. Im übrigen ließen sich aber in beiden Stromarmen etwa gleiche Verhältnisse schaffen. Diesem Ziel diente der Stromregelungsplan.

Zunächst ist die Norderelbe oberhalb der Hamburger Elbbrücken bis zur Mündung der Doveelbe hinauf durch Ausbaggerung vertieft worden. Eigentlich hätten auf dieser Stromstrecke 9 m Wassertiefe unter MTnw hergestellt werden müssen, um hier gleiche Verhältnisse wie auf der Süderelbe herzustellen. Da jedoch jede Vertiefung der Stromsohle eine Absenkung des Wasserspiegels nach sich zieht und sich daher für das oberhalb anschließende Strombett nachteilig auswirkt, ist die Ausbaggerung der Norderelbe vorläufig beschränkt worden, so daß die Stromsohle von 5 m unter MTnw an der

Doveelbe-Mündung auf 7 m unter MTnw bei den Elbbrücken fällt. Die Baggerarbeiten auf dieser Stromstrecke sind auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung an eine Arbeitsgemeinschaft, die sich aus den Firmen Philipp Holzmann-A.G., Julius Berger und Hanseatische Baugesellschaft Ficke & Co. bildete, vergeben und bis auf einige Restbaggerungen im Jahre 1951 ausgeführt worden. Der Auftrag umfaßte die Baggerung von rund 400 000 cbm Sandboden.

Um außerdem die Tidedrömungen in der Norderelbe, ebenso wie es in der Süderelbe bereits der Fall war, in einem einheitlichen Strombett zusammenzuhalten, mußte der Flutraum der Doveelbe abgesperrt werden. Das wurde durch die Abdämmung der Doveelbe kurz oberhalb ihrer Mündung bei der Ortschaft Tatenberg erreicht. Die Abdämmungsbauten sind in ihren wesentlichen Teilen in den Jahren 1950 und 1951 ausgeführt worden.

Erst nachdem diese Arbeiten soweit beendet waren, daß sie die beabsichtigten Wirkungen ausüben konnten, wird im laufenden Jahre die Vertiefung des Köhlbrandes und der Süderelbe unterhalb der Harburger Sechäfen auf 9 m unter MTnw durchgeführt. Für diese Baggerung sind staatseigene Geräte des Strom- und Hafensbau eingesetzt worden.

5. Die Abdämmung der Doveelbe bei Tatenberg.

Der Plan, die Doveelbe abzudämmen, ist bereits vor rund 100 Jahren erstmalig ernsthaft erwogen und seitdem oft erörtert worden. Im Jahre 1850 schlug der Wasserbauinspektor G u l l a n n, der leitende technische Beamte der damals noch von Hamburg und Lübeck gemeinsam ausgeübten Verwaltung der Vierlande, vor, die Dove- und Goseelbe kurz oberhalb ihrer Vereinigung gemeinsam abzudeichen. Zwischen dem Billwerder- und dem Ochsenwerderdeich sollte ein sturmflutfreier Damm geschüttet werden, der beide Flußläufe absperren und den zwischen ihnen liegenden Werder überqueren sollte. In der Mitte der Dammstrecke sollte für die Schifffahrt eine Kammerschleuse mit 2 Binnenhauptern und Zufahrtkanälen nach den beiden Flußläufen hin gebaut werden, um aus wasserwirtschaftlichen Gründen den Wasserspiegel in den beiden abgedämmten Flußgebieten verschieden hoch halten zu können. Die Verwirklichung dieses Planes wäre für die hinter dem Abschlußdamm liegenden Flußgebiete sehr vorteilhaft gewesen, weil sie dadurch einen vollständigen Schutz gegen Sturmfluten erhalten hätten. Aber die Marschgemeinden, die außerhalb der Abdämmung geblieben wären, versagten ihre Zustimmung, weil sie ein höheres Auflaufen der Sturmfluten vor dem Damm befürchteten, und verlangten, wenn überhaupt abgedämmt werden sollte, einen Dammbau unmittelbar an der Mündung der Doveelbe in die Norderelbe. Hiergegen wandten sich nun aber die hamburgischen technischen Sachverständigen, weil sie der Ansicht waren, daß die bei Ebbe aus den Fluträumen der Dove- und Goseelbe abströmenden Wassermengen als Spülstrom für die Tiefhaltung der Norderelbe unentbehrlich seien. Der Plan verfiel daher der Ablehnung.

Auch spätere Pläne zur Abdämmung beider Flußläufe wurden aus dem gleichen Grunde aufgegeben, bis dann endlich eine Teillösung für tragbar gefunden wurde. 1925 wurde die Goseelbe bei Ochsenwerder durch die Reitschleuse und 1934 die Doveelbe oberhalb der Einmündung des Bergedorfer Schleusengraben durch die Doveelbe-Schleuse abgeschlossen. Die Sachbearbeiter beim Strom- und Hafensbau waren, als die Pläne für diese Bauten bearbeitet wurden, immer noch der Ansicht, daß die Abdämmung des gesamten Doveelbe-

raumes nicht zugelassen werden könne, weil die Spülwirkung seines Flutwasserspeichers nicht zu entbehren sei.

Erst genauere Untersuchungen des Verfassers über die Entwicklung der gesamten Tidebewegungen im hamburgischen Elbegebiet kurz vor dem zweiten Weltkrieg führten zu der Erkenntnis, daß sich die Verhältnisse im Laufe einiger Jahrzehnte grundlegend geändert hatten. Die Ebbwassermengen in der Norderelbe waren trotz der beiden Abschleusungen nicht kleiner, sondern größer geworden, weil infolge der Regulierungsarbeiten in der Unterelbe die Tidewelle sich auch in der Norderelbe und darüber hinaus in der oberen ungeteilten Elbe wesentlich verstärkt hatte. Den früher aus der Dove- und Goseelbe abfließenden Spülstrom spendet jetzt die obere Elbstrecke aus ihrem vergrößerten Flutraum. Damit war erwiesen, daß die Abdämmung der Doveelbe an ihrer Mündung unbedenklich geworden war, und diese Maßnahme konnte nun in den Stromreglungsplan aufgenommen werden.

Die Abdämmung umfaßte mehrere Bauwerke. Ein Abschlußdamm ist unmittelbar unterhalb der Tatenberger Brücke, die zwischen den Ortschaften Moorfleet und Tatenberg über die Doveelbe führt, geschüttet worden. Auf seiner Krone soll die bisher über die Brücke geführte Straße, die wichtigste Verbindung zwischen Hamburg und den Vierlanden, in verbesserter Linienführung ausgebaut werden. Die alte, für heutige Verkehrsverhältnisse unzureichend gewordene und im Kriege stark beschädigte Straßenbrücke wurde auf diese Weise entbehrlich, die hohen Kosten, die sonst für ihre Erneuerung in nächster Zeit hätten aufgewendet werden müssen, konnten gespart werden. Außen vor dem Abschlußdamm liegt die Schifffahrtsschleuse. Sie ist mit 120 m nutzbarer Länge und 12 m nutzbarer Breite so bemessen, daß ein 1000-t-Kahn mit Schlepper geschleust werden kann. Nur eine Schleuse dieser Größe kam in Frage, weil die Doveelbe als Zufahrtstraße nach den Hafenanlagen in Bergedorf für den Verkehr mit 1000-t-Kähnen ausgebaut werden soll und die Eingangsschleuse des Bergedorfer Schleusengraben diese Abmessungen bereits besitzt. Vor den Schleusenhauptern sind erweiterte Vorhäfen angeordnet worden, in denen Schiffe, die auf Durchschleusung warten müssen, an Dalben festmachen können.

In den Damm ist ferner ein Deichsel eingebaut worden. Dieses soll nicht nur der Entwässerung des abgedämmten Doveelberaumes, sondern auch in Trockenzeiten der Bewässerung dienen. Die Bemessung des Sieles ergab sich aus der Forderung, daß selbst unter ungünstigsten Verhältnissen die an der Doveelbe vorhandenen Sommerdeichpolder nicht mehr überflutet werden sollen.

Mit dem Entwurf und der konstruktiven Bearbeitung der Abdämmungsbauten ist vom Strom- und Hafensbau das Ingenieurbüro Dr.-Ing. Siebert—Dr.-Ing. Peters, Hamburg, beauftragt worden. Die Zusammenarbeit gestaltete sich reibungslos. Im nachfolgenden II. Abschnitt behandelt Dr.-Ing. Siebert die Entwurfsarbeiten für die Schifffahrtsschleuse, das Siele und den Sperrdamm. Im III. Abschnitt gibt der vom Strom- und Hafensbau für diese Großbaustelle eingesetzte Bauleiter, Baurat Laucht, einen Bericht über die Verfahren der Bauausführung und die dabei gesammelten Erfahrungen.

Die Arbeiten zur Abdämmung der Doveelbe sind im wesentlichen fertiggestellt. Eine Messung der Ebbwassermengen in der Norder- und Süderelbe bei Bunthaus, die nach der Abdämmung der Doveelbe durchgeführt worden ist, hat ergeben, daß nunmehr wieder fast genau je 50 v. H. der Gesamtabflußmenge durch die beiden Stromarme abfließen. Das Ziel der Stromreglungsmaßnahmen scheint demnach voll erreicht worden zu sein.

II. Entwurf.

Von Dr.-Ing. Bernhard Siebert, Berat. Ing., Hamburg.

A. Schiffahrtsschleuse.

1. Allgemeines.

Vom Strom- und Hafenbau war eine nutzbare Länge der Schleusenammer von 120 m bei 12 m lichter Breite vorgeschrieben worden.

Nach den ersten Voruntersuchungen hatte man sich darüber geeinigt, die Schleuse auf die Nordseite des Flusses zu legen, das Deichsiel auf die Südseite des Flusses (Abb. 2). Durch diese Anordnung erhält das Fahrwasser im Hinblick auf die westlich und östlich der Schleuse vorhandenen Krümmungen des Flußlaufes seine beste Lage. Das gesamte Bauwerk wird in den offenen Fluß hineingebaut.

Für den Entwurf sowohl wie für die Bau-durchführung sind daher die Verhältnisse der Wasserstände und des Baugrundes neben den geforderten Bauwerksabmessungen ausschlaggebend.

Bodenbohrungen haben als Baugrund von der Fluß-sole ab, die auf etwa - 4,0 m NN liegt, verhältnismäßig gleichmäßig gelagerte Sand- und Kiesschichten ergeben,

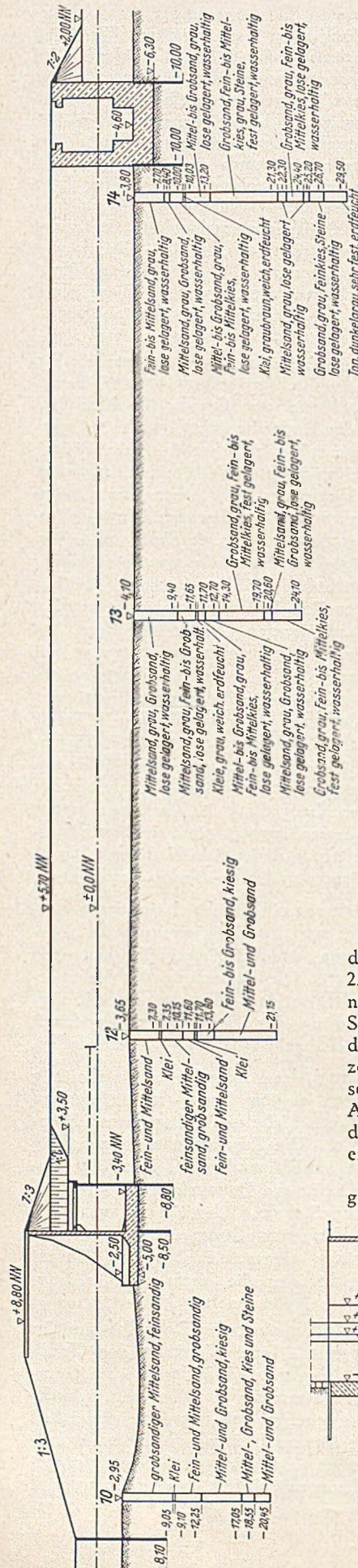


Abb. 3.

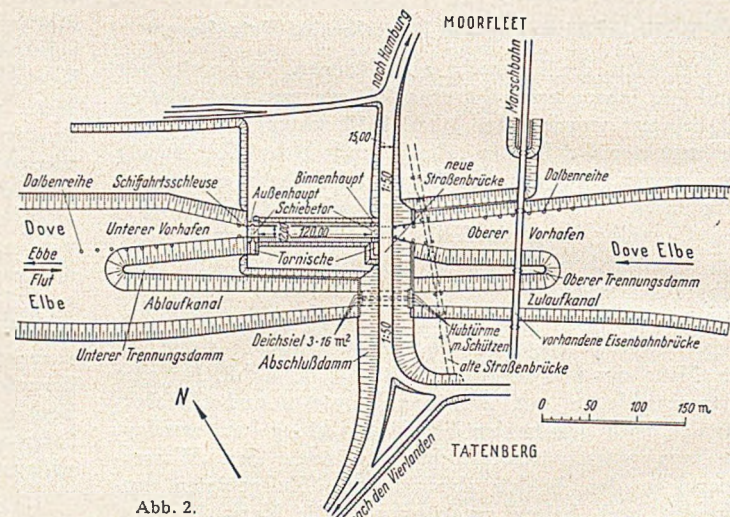


Abb. 2.

die in etwa 22 m Tiefe unter der Flußsohle in grobes Geröll übergehen; in etwa 25 m Tiefe steht fester Glimmerton an (Abb. 3). Nennenswerte Kleischichten sind nicht angetroffen worden. Da der feste Glimmerton als wasserundurchlässige Schicht erst in einer so erheblichen Tiefe angetroffen wird, mußte das Bauwerk in dem wasserundurchlässigen Kies gegründet werden. Dies bedeutet also, daß die einzelnen Bauteile des Bauwerks an ihrer Sohle mit so tiefen Spundwänden umschlossen werden mußten, daß bei großen Wasserstandsunterschieden zwischen Außen und Binnen keine Unterläufigkeit, d. h. kein Ausspülen von Boden unter dem so entstandenen Wasserdruck und damit keine Gefährdung des Bauwerks eintritt.

Die Durchführung des Baues ließ sich daher auch nur unter dem Schutz einer gegen die Außenwasserstände sicheren Umspundung der Baugrube bei gleichzeitiger

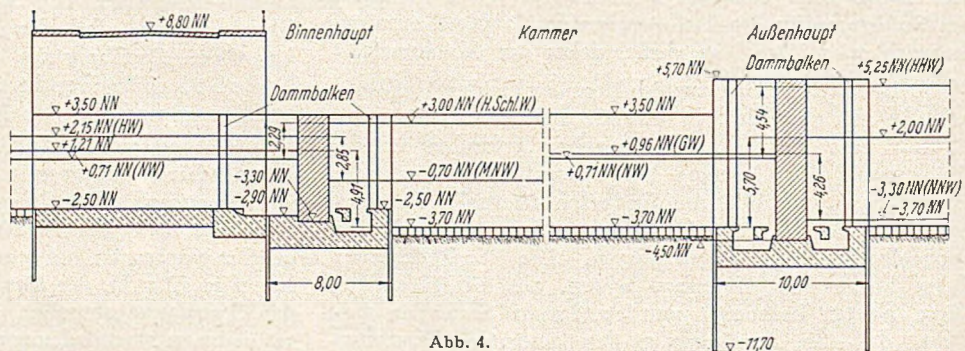


Abb. 4.

künstlicher Absenkung des unter der Baugrubensohle befindlichen Grundwassers ermöglichen.

Da die Doveclbe außerhalb der Abdämmung mit der Stromelbe in offener Verbindung steht, erfährt sie hier auch alle Wasserstände der Elbe (Abb. 4), d. h. es ist mit einem höchsten Hochwasser bei Sturmflut von + 5,25 m NN und einem niedrigsten Wasserstand bei anhaltendem Ostwind von - 3,30 m NN zu rechnen, also mit einem möglichen Gesamtwasserstandsunterschied von rd. 8,5 m. Die vorhandene Flußsohle liegt auf - 4,00 m NN, die endgültige Schleusensohle auf - 3,70 m NN, also in angenäherter Höhe der vorhandenen Flußsohle. Nach der Abdämmung der Doveclbe gelten für das Binnenwasser folgende Wasserstände:

höchstes Hochwasser + 2,15 m NN
niedrigstes Niedrigwasser . . . + 0,71 m NN

Diese Wasserstände sind aber nur für Ausnahmefälle vorgesehen, normalerweise wird das Binnenwasser auf + 0,96 m NN bzw. + 1,21 m NN im Sommer gehalten. Die Flußsohle binnenwärts unmittelbar vor der Schleuse soll auf - 2,50 m NN liegen, so daß über 3 m Wassertiefe bei dem niedrigsten Wasserstand vorhanden sind.

Der höchste Schleusenwasserstand ist angenommen auf + 3,00 m NN, also zwischen dem normalen Hochwasser und der höchsten Sturmflut. Höhere Wasserstände treten so selten auf, daß es sich nicht lohnt, die Schleusenkammer dafür durch entsprechend höhere Kammerwände herzurichten. Der niedrigste Schleusenwasserstand liegt auf - 1,20 m NN, ein Wasserstand, der sich durch die Sohlenlage der Schleuse unter Zugrundelegung einer erforderlichen Mindestwassertiefe von 2,50 m ergibt.

Durch diese Wasserstandsverhältnisse ergibt sich ein deutlicher Unterschied gegenüber den üblichen Fluß- und Kanalschleusen dahingehend, daß der Wasserspiegel des Oberwassers nicht wie bei den Fluß- und Kanalschleusen ständig höher liegt als der des Unterwassers, sondern, daß vielmehr, zeitlich überwiegend sogar, die Außenwasserstände besonders bei Sturmflut erheblich höher sind als die Binnenwasserstände. Das bedeutet also, daß die Schleusentore nicht einseitig kehrend, sondern beiderseits kehrend auszubilden waren. Auch ergibt sich als weiterer wesentlicher Unterschied gegenüber den Schiffschleusen eines Großschiffahrt-Binnenkanals, daß für die Schleusung selbst genügend Wasser zur Verfügung steht, da ja jede Tide mehr Wasser bringt, als gebraucht wird. Bei Schleusen von Großschiffahrtswegen, z. B. auf dem Neckar, wird bei seinen zahlreichen Staustufen um jeden Kubikmeter Schleusenwasser gegezigt, was hier völlig fortfällt, und ebenso wird dort wegen des lebhaften Schiffsverkehrs um jede Minute Schleusungszeit gerungen. Auch das kann hier fortfallen, da mit einem nur verhältnismäßig kleinen Verkehr, wenn auch mit großen Kähnen, zu rechnen ist. Insofern hat diese Schleuse also den Charakter einer Seeschleuse.

2. Vorentwurf.

Es waren nun unter Berücksichtigung dieser allgemeinen Verhältnisse eine Anzahl Vorfragen zu klären, bevor an den endgültigen Entwurf herangegangen werden konnte, und zwar handelte es sich erstens um die Gestaltung der Kammerwände (verankerte Spundwände, Schergewichtswände oder offene Böschung), zweitens um die Wahl der Torart. Die früher üblichen Stemmtore kamen nicht in Betracht, da ja die Tore, wie ausgeführt, beiderseits kehren müssen und Stemmtore hierfür unzweckmäßig sind. Die Entscheidung war nur zu fällen zwischen Schiebetor und Hubtor. Drittens war die Frage zu klären, ob, da die Schleuse keine Umläufe erhalten sollte, — also unmittelbar durch die Tore zu füllen und zu entleeren ist — Energievernichtungsanlagen vor jeder Torwand einzubauen seien, um ein ruhiges Liegen der Schiffe in der Kammer und eine Schonung der Sohlenbefestigung zu erreichen.

Schließlich viertens waren grundsätzliche Erwägungen anzustellen über die Sicherung des Gesamtbauwerkes gegen Unterspülung, da ja anzunehmen ist, daß der wasserdurchlässige Baugrund einen u. U. verhältnismäßig schnellen Wasserausgleich bei starken Wasserstandsunterschieden zwischen außen und innen ermöglicht.

Die Voruntersuchungen hatten ergeben, daß Kammerwände aus lotrechten, verankerten Stahlspundwänden am wirtschaftlichsten sind. Gegenüber den massiven Schergewichtswänden ist dies ohne weiteres verständlich. Gegenüber einer Schleusenkammer, die nur aus seitlichen Böschungen besteht, war dies nicht ohne weiteres erkenntlich, da ja jeder Kubikmeter Boden der Anlage erst in das offene Flußbett eingebaut werden muß. Indessen erforderte die notwendige Pflasterung der Sohle und der Böschungen und die notwendigen Leitwerke in der Kammer neben der dauernden Unterhaltung eine so erhebliche Kostensumme, daß sie die Kosten für die verankerten Stahlspundwände überstieg.

Für die Wahl der Torart wurde eine beschränkte Vorausschreibung unter 5 namhaften Wasserstahlbaufirmen vorgenommen, wobei sowohl Schiebetore wie Hubtore untersucht wurden. Es ergab sich, daß die Gesamtkosten einschl. der damit zusammenhängenden Betonarbeiten für die Schiebetore billiger waren, obwohl die seitlichen Tor-kammern noch hinzukamen. Außerdem fügen sich ganz zweifellos die unauffälligen Schiebetore besser in die vorhandene flache Landschaft ein als die Hubtore mit ihren 4 hohen Türmen. Infolgedessen entschied man sich für die Schiebetore.

Was die Energievernichtungsanlagen betrifft, darf daran erinnert werden, daß man in den letzten Jahrzehnten immer mehr von Schleusen mit Umläufen abgekommen ist, da die damit verbundenen Wirbelbewegungen des Kammerwassers die Schiffe zu ungünstig beanspruchten. Man ist daher in neuerer Zeit dazu übergegangen, die Füllung der Schleusenkammer durch Schütze in den Toren selbst vorzunehmen und den sich dadurch ergebenden Wasserstrahl durch besondere Vorrichtungen soweit abzubremsen, daß das Schleusenwasser im ganzen verhältnismäßig ruhig steigt. Für diese Abbremsvorrichtung sind verschiedene Ausführungen gewählt worden. Nach Prüfung und Besichtigung der einzelnen Ausführungsarten entschied man sich für eine Energievernichtungsanlage nach Dr.-Ing. Burkhardt, Stuttgart, die u. a. mehrfach in den Neckarschleusen Verwendung gefunden hat. Es wurde unter Beihilfe von Herrn Dr.-Ing. Burkhardt und mit Unterstützung von Laboratoriumsversuchen der MAN. eine Energievernichtungsanlage entwickelt, wie sie in Abb. 4 bzw. 9 dargestellt ist.

Die Energievernichtungsanlage besteht, für eine Torseite betrachtet, aus einer Tosekammer und dem darin befindlichen Bremsbalken. Dieser Bremsbalken hat eine zum Tor gerichtete schneidenartige Ausbildung, die bewirken soll, daß der aus den unten im Tor befindlichen Schützen heraustretende Wasserstrahl zum weitaus größten Teil in die Tosekammer abgelenkt wird, und nur ein kleiner Teil in die Schleusenkammer unmittelbar gelangt. Die Energie des schießenden Wasserstrahls wird in der Tosekammer, die ja ständig mit Wasser gefüllt ist, durch Reibung und Wirbelung soweit vernichtet, daß das Wasser verhältnismäßig ruhig in die vom Wasser erfüllte Kammer gelangt.

Für die vorliegenden Verhältnisse ist dabei zu bedenken, daß es sich bei dieser Schleuse nicht ständig um so hohe Wasserstandsunterschiede handelt, wie z. B. an den Schleusen des Neckar-Schiffahrtsweges, in denen sich diese Anlagen bestens bewährt haben.

Man hat bewußt von der Anordnung einer starren Sohle Abstand genommen, um nicht unnötige Auftriebskräfte zu erhalten, die von den Kammerwänden aufzu-

nehmen gewesen wären. Andererseits aber muß die Sohle vor Aufwirbelungen infolge Schraubenbewegungen bei dem vorhandenen lockeren Untergrund geschützt werden. Infolgedessen ist sie mit einer Pflasterung versehen worden, die aus sechskantigen 50 cm hohen Betonblöcken besteht, zwischen denen sich 1–2 cm breite Fugen für den Durchtritt des Wassers von unten befinden. Um zu vermeiden, daß bei diesem Wasseraustritt feine Bodenteilchen mit ausgeschwemmt werden, ist unter der Pflasterung ein Filter vorgesehen, das, von unten beginnend, aus folgenden Schichten besteht:

- 10 cm Sand in Körnung 0–3 mm,
- 20 cm Kies von 7–30 mm,
- 20 cm Kiesel von 30–70 mm.

Auf diesem Kiesel ruhen die vorerwähnten Betonklötze.

Abgesehen von dieser Sicherungsmaßnahme hat man sich aber auch bei dem gegebenen Untergrund zahlenmäßig Klarheit zu verschaffen gesucht, ob bei einem gewissen Überdruck von hohen Außenwasserständen auch ohne die erwähnten Filterschichten und die Pflasterung eine Sicherheit gegen Grundbruch, also gegen das Mitreißen von Bodenteilchen durch das aufquellende Wasser, gegeben ist. Zu diesem Zweck sind Voruntersuchungen durch Bestimmung der K -Werte der einzelnen Sand- und Kiesschichten angestellt worden, die ihre Ergänzung bzw. Bestätigung anlässlich der späteren Grundwasserabsenkung während des Baues erhielten.

Wie bereits erwähnt, sind die Bodenverhältnisse für die Grundfläche, also in waagrechter Richtung, verhältnismäßig gleichbleibend, während sie der Tiefe nach von feineren zu allmählich gröberen Schichten übergehen. Wie die Kornverteilungskurve (Abb. 5) eines der Bohrlöcher zeigt, kann man 3 Gruppen von Bodenarten unterscheiden. Die Kurven sind jeweils in Tiefen von je 1 m Abstand

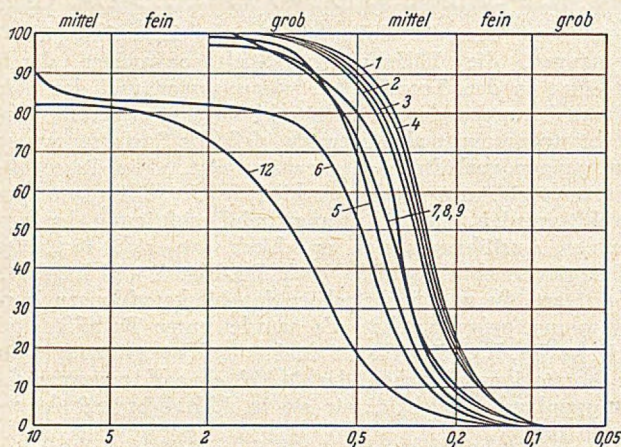


Abb. 5.

ermittelt worden. Daraus ergibt sich, daß die ersten 4 m aus mittelfeinem Sand bestehen, die nach unten folgenden 4 m aus etwas gröberem, während darunter verhältnismäßig grober Sand bis Kies ansteht. Für die oberste Schicht ist ein K -Wert von

$$K_1 = 2,5 \cdot 10^{-4} \text{ m/Sek.} = 0,025 \text{ cm/Sek.}$$

ermittelt worden. Für die darunterliegenden 4 m ist

$$K_2 = 5,0 \cdot 10^{-4} \text{ m/Sek.} = 0,05 \text{ cm/Sek.}$$

Darunter befinden sich

$$K_3 = 12 \cdot 10^{-4} \text{ m/Sek.} = 0,12 \text{ cm/Sek.}$$

Die zahlenmäßigen Untersuchungen auf Sicherheit gegen Grundbruch erstreckten sich auf das Außenhaupt, da an dieser Stelle zwischen Außenwasserstand und Kammersohle sowohl der größte Wasserüberdruck wie auch der kürzeste Sickerweg durch den Untergrund vorhanden ist, immer ohne Berücksichtigung der später noch aufgeführten Sohlebefestigung binnen und außerhalb des Hauptes. Das Außenhaupt hat eine Länge von 10,0 m, die umschließenden Spundwände weisen, von der Sohle aus ge-

messen, eine Rammtiefe von 8,0 m auf, so daß die gesamte der Berechnung zugrunde gelegte Länge des Sickerweges $8,0 + 10 + 8,0 = 26 \text{ m}$ beträgt (Abb. 3). Die angestellten Berechnungen ergaben unter Zugrundelegung der oben aufgeführten K -Werte und der bekannten Gefällgleichung

$$i = h/l, \text{ wobei } i_{\text{kritisch}} \sim 1$$

bei einem Außenwasserstand von + 5,25 m NN (Sturmflut) und trockener Kammersohle, also bei einem $h = 8,95 \text{ m}$, noch eine Sicherheit gegen Grundbruch von 1,58. Dieser Fall wird zweifellos sehr selten eintreten. Wenn gleich er, wie hieraus hervorgeht, für die Sohle bzw. für die Grundbruchgefahr unbedenklich erscheint, so ist doch das Haupt selbst gegen einen geringeren Auftrieb gerechnet worden, so daß bei dem erwähnten Sturmflutwasserstand und leerer Kammersohle das Haupt nach Einlegung der Dammbalken einen Wasserstand von + 2,0 m NN erhalten muß. Darüber wird später Näheres noch zu sagen sein. Bei einem Außenwasserstand von + 2,15 m NN ist auch das leere Außenhaupt für sich standsicher. Die Sicherheit gegen Grundbruch für die Sohle beträgt dann 2,35.

Was schließlich die Führung der neu zu erbauenden Straße betrifft, wurde nach den Voruntersuchungen als günstigste Lösung entschieden, diese unmittelbar neben dem Binnenhaupt stromauf in enger baulicher Verbindung mit dem Schleusenbauwerk durchzuführen.

3. Endgültiger Entwurf.

Nach der Klärung dieser Vorfragen, die gewissermaßen den Rahmen für den endgültigen Entwurf abgaben, konnte dieser in Angriff genommen werden.

Es wurde dabei der Grundsatz verfolgt, daß die Schleuse in sich sturmflutfrei zu gestalten war, um alle etwaigen Überspülungen, besonders auch während des Baues, auszuschneiden.

a) Baugrubenumschließung.

Mit Rücksicht darauf, daß ein genügend großer Flußquerschnitt während des Baues, sowohl für den Strom selbst wie auch für die Schifffahrt, erhalten bleiben mußte, ist die gesamte Abdämmung in zwei Bauabschnitte eingeteilt worden, deren Trennlinie ziemlich genau in der Mitte des Stromes liegt.

Der erste Bauabschnitt umfaßte das eigentliche Schleusenbauwerk, liegt also in der nördlichen Hälfte des Stromes.

Die Baugrubenumschließung bestand aus einer Verbindung von Kastenfangedämmen und einfachen Spundwänden, deren Verankerung durch eine baugrubenseitige Sandanschüttung gehalten wurde. Zum Teil wurden diese Spundwände wieder gezogen, während ein anderer Teil als dauernder Bestand des endgültigen Bauwerks im Boden verblieb (Abb. 6). Das Außenhaupt erhielt einen Kastenfangedamm, der durch eine einfache Spundwand seinen Anschluß an den nordwärts gelegenen Deich erhielt. Der mittlere Teil des Bauwerks wurde mit der südlichen endgültigen Kammerwand nach Art eines Kastenfangedammes vereinigt, so daß diese beiden Spundwände gegenseitig als Ankerwände dienen.

Das Binnenhaupt zusammen mit den Widerlagern der Straßenbrücke erhielt auf der Südseite aus raumtechnischen Gründen gleichfalls einen Kastenfangedamm, während es nach Osten (stromauf) mit einer einfachen verankerten Spundwand geschützt wurde, die ihren Anschluß an dort benachbartes, bereits sturmflutfreies Gelände erhielt.

Da die höchste Sturmflut (+ 5,25 NN) abzuhalten war, wurde die Oberkante der äußeren Spundwände auf + 5,30 m NN angeordnet.

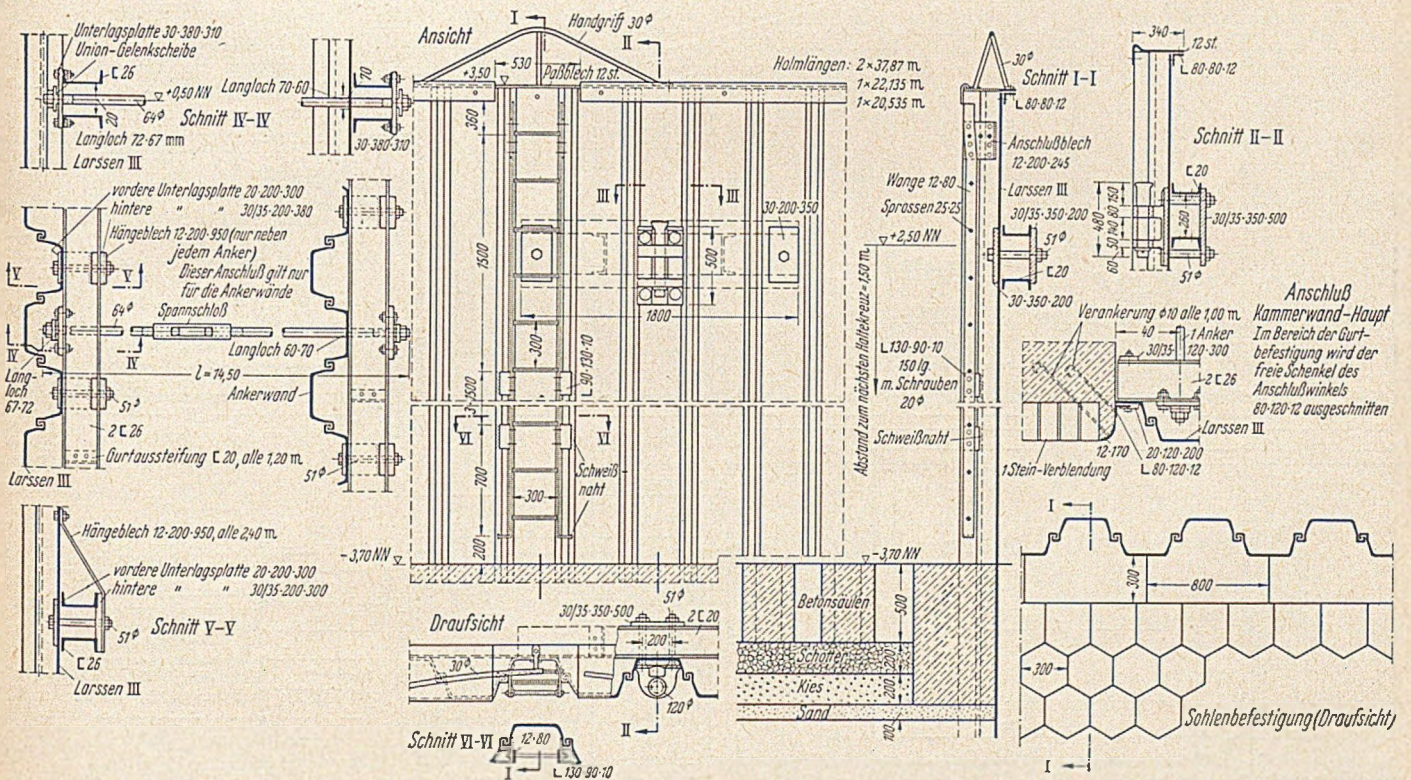
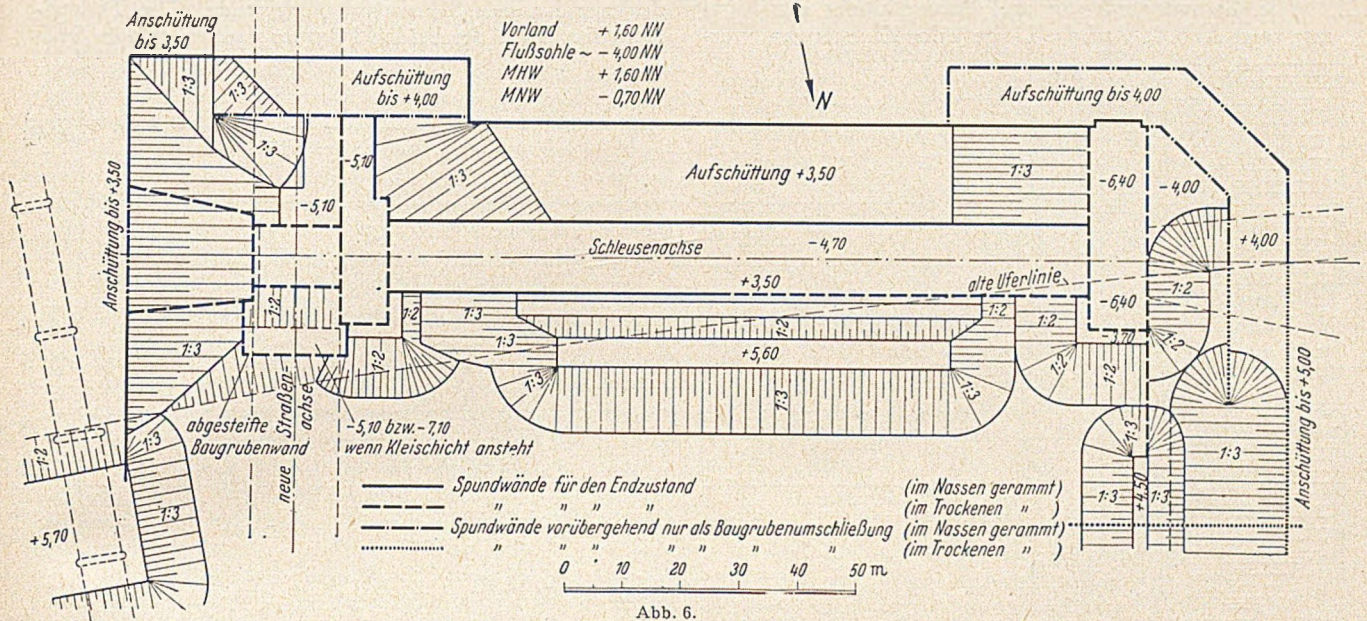
Um auch im fertigen Bauwerk die Schleuse mit Sicherheit für sich gegen etwaige Unterspülungen zu sichern, war vorgesehen worden, daß die in 17 m Entfernung von der südlichen Kammerwand verlaufende Baugruben-

umschließungswand endgültig im Bauwerk verblieb, allerdings eingeschüttet werden sollte.

Die äußere Umschließungslinie der Schleuse liegt also überall sturmflutfrei, wobei die südliche Begrenzung ihren östlichen Anschluß an den hohen Straßendamm (Krone + 8,80 m NN) findet.

b) Kammer.

Da, wie erwähnt, die Umschließung des Schleusenbauwerks überall sturmflutfrei ist, genügte es, die Oberkante der Kammer selbst niedriger zu legen und sich dabei nach der Höhe des höchsten Schleusenwasserstandes zu richten. Da dieser mit + 3,00 m NN angenommen war,



Da Strom- und Hafenbau noch über ein Kontingent von Krupp-Stahlbohlen verfügte, wurden diese der endgültigen Bemessung zugrunde gelegt. Die Standsicherheitsberechnungen ergaben für die äußeren umschließenden Wände innerhalb des offenen Flußbettes das Profil K II bzw. KS II, während die zum Lande gerichteten Anschlußspundwände mit KS I zu rammen waren. Für die anschließenden Flügelspundwände der Einfahrten sowie für die Baugrubenumschließung des zweiten Bauabschnittes wurden an den entsprechenden Stellen Anschlußbohlen vorgesehen.

wurde die Oberkante der Kammerwand auf + 3,50 m NN festgelegt. Beiderseits dieser Spundwände wurde ein 3,50 m breiter waagrechter Bedienungstreifen angeordnet, dem sich auf beiden Seiten eine Böschung 1 : 2 anschließt, die bis auf + 5,70 m NN ansteigt.

Die Kammerwand wurden auf Grund des Standsicherheitsnachweises (Biegelinieverfahren) mit ihrer Unterkante auf - 8,70 m NN angeordnet, haben demnach eine Gesamthöhe von 12,20 m, wovon fast 5 m im gewachsenen Boden stehen. Sie erhielten eine Verankerung in Höhe von + 5,5 m NN, die auf der Südwand, wie be-

reits oben erwähnt, mit der verbleibenden Baugrubenumschließungswand verbunden wurde, während die Nordwand eine gesonderte Ankerwand erhielt. Alle Einzelheiten des Entwurfs, insonderheit die Ausbildung der Vergütung und der Anschluß der Ankerstangen, gehen aus Abb. 7 hervor.

Die Gesamtanordnung und Ausgestaltung der Kammer zeigt Abb. 8. Auf die Länge jeder Kammerwand ver-

Der 3,50 m breite Bedienungstreifen beiderseits der Kammerspundwände wird in 1 m Breite neben der Wand mit Platten belegt und im übrigen mit Gras angesät.

c) Außenhaupt.

Wie bereits oben vermerkt, sind als Verschlüsse der Schleusenkammer Schiebetore vorgesehen. Die Torkammern innerhalb der beiden Häupter wurden auf die Süd-

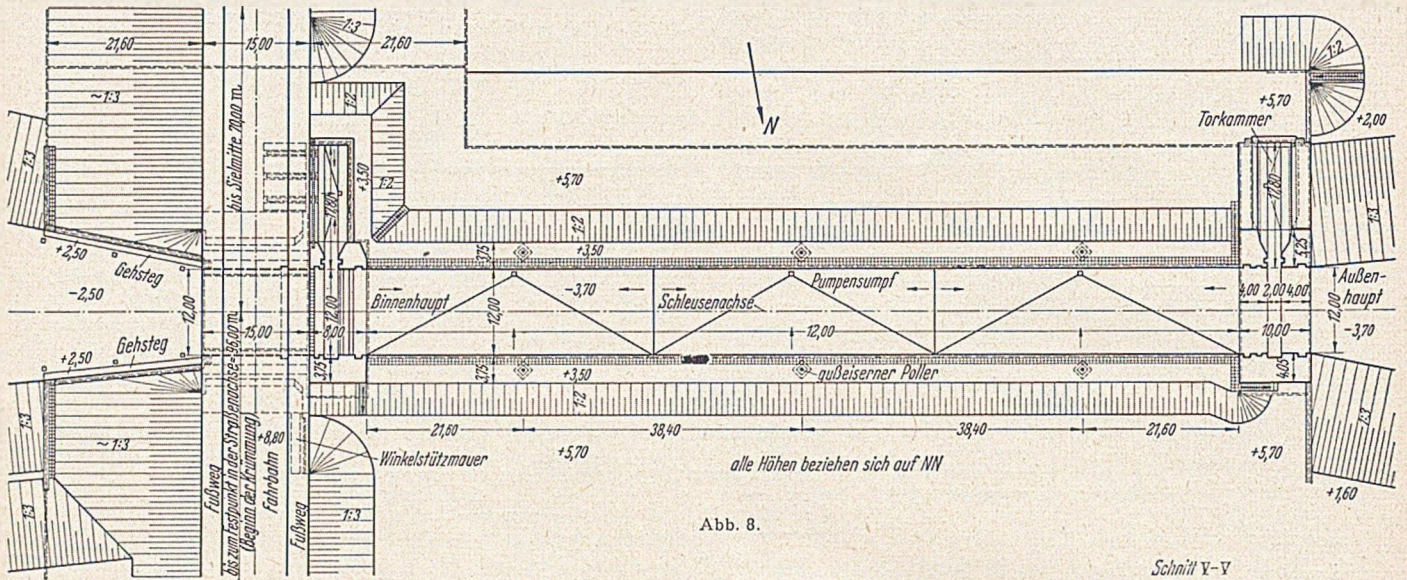


Abb. 8.

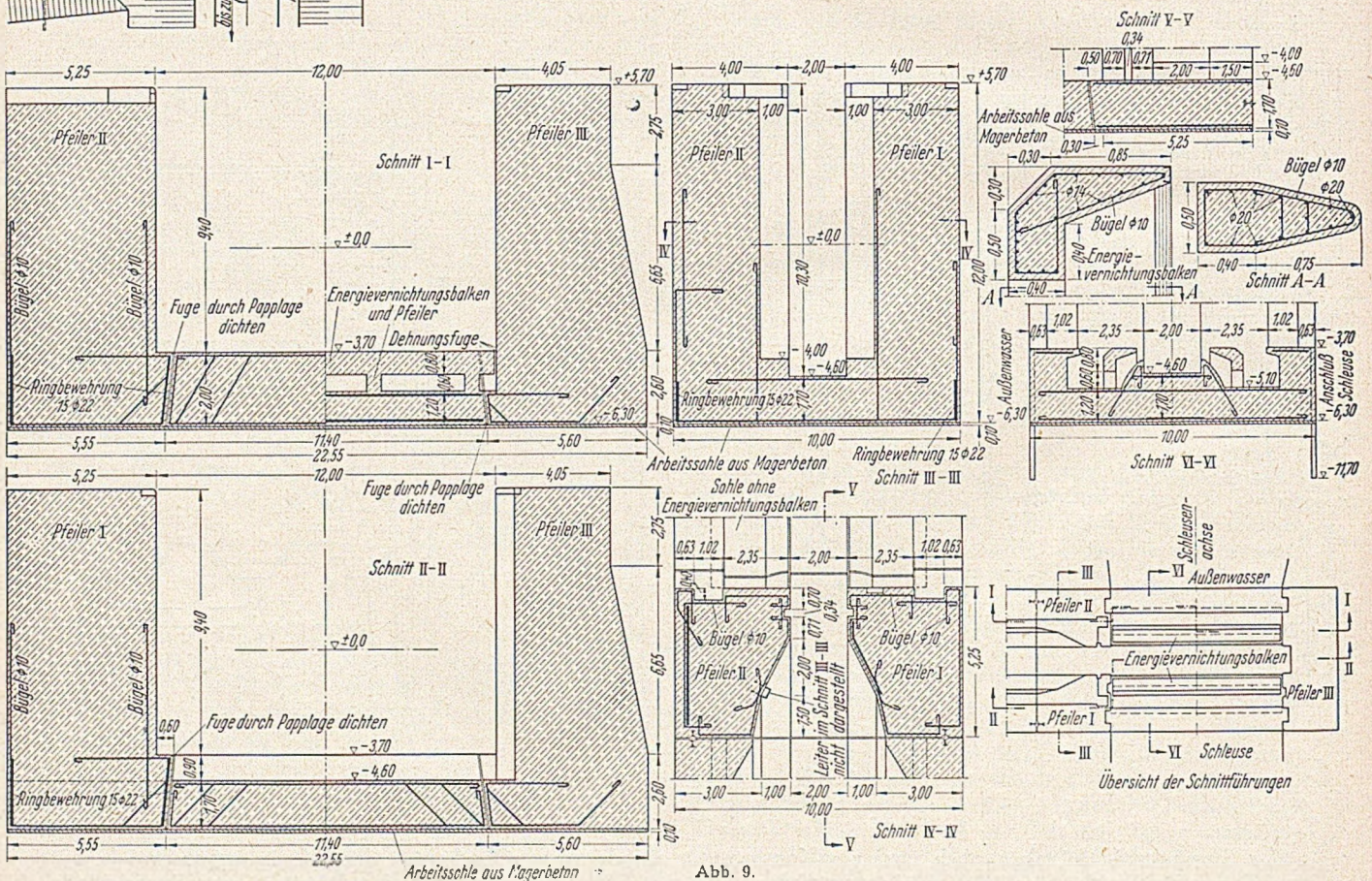


Abb. 9.

teilt sind 3 Steigeleitern, und zwar in den tiefliegenden Wellen der Spundwand hängend (Abstand rd. 38 m). Daneben und mittig in den Zwischenräumen, im ganzen an sieben Stellen der Wand, werden Haltekreuze eingebaut, und zwar in zwei Höhenlagen (+ 2,50 m NN und + 1,0 m NN), so daß die Kammer insgesamt 28 Stück solcher Festmachevorrichtungen erhält. Neben jeder Steigeleiter befinden sich auf dem Bedienungstreifen Landpoller, im ganzen also 6 Stück,

seite verlegt. Dadurch entstehen für das Außenhaupt folgende einzelnen Baukörper:

der landseitige Pfeiler mit den Nischen für den Toranschlag, die Dammbalken und eine Steigeleiter, die feste Sohle mit der Laufbahn des Tores und den Energieverrichtungensanlagen, die beiden Einzelpfeiler beiderseits der Durchfahrt zur Torkammer mit Dammbalken und Leiternischen und die Torkammer selbst.

Sämtliche Bauteile sollten in Stahlbeton (Pumpbeton) hergestellt werden. Die Ausbildung zeigt Abb. 9.

Um statisch einfache Verhältnisse zu schaffen, wurde die Torkammer konstruktiv vom Haupt getrennt und im Haupt selbst die Sohle so ausgebildet, daß sie nicht star mit den aufgehenden Torpfeilern verbunden ist; vielmehr wurden zwei durchgehende Fugen, die sich nach unten hin voneinander entfernen, angeordnet, wodurch der Mittelteil der Sohle als einfacher Balken auf zwei Stützen wirkt, der lediglich Auflagerkräfte in die Pfeiler einleitet, sofern ein Wasserüberdruck von unten gegen die Sohle vorhanden ist.

Die einzelnen Baukörper wurden bemessen und bewehrt auf Grund verschiedener Lastzustände, die den verschiedenen Möglichkeiten des Zusammenwirkens unterschiedlicher Wasserstände angepaßt sind. Maßgeblich waren insgesamt 11 Belastungsfälle. Sie ergeben sich aus den verschiedenen Abwandlungen der Außenwasserstände zu den Wasserständen in der Schleusenkammer, zu den Wasserständen zwischen den Dammbalken des Hauptes und zu denen in der Torkammer. Es ergeben sich an Sicherheitszahlen: gegen Auftrieb zwischen 1,41 — 2,84, gegen Kippen zwischen 1,56 — 6,45. Die größte Bodenpressung beträgt rechnerisch 6,06 kg/cm². Dementsprechend wurde auch die Bewehrung vorgenommen, wobei auch Torsionsbeanspruchungen, besonders der beiden Pfeiler beiderseits der Torkammereinfahrt Berücksichtigung fanden.

Hinsichtlich der Energievernichtungsanlage ist das Wesentliche schon unter Abschnitt „Vorentwurf“ gesagt worden. Die konstruktive Durchbildung (Abb. 9) wurde so vorgenommen, daß die waagrechten Balken mit den zum Tor hingeneigten Schneiden als Balken auf mehreren Stützen ausgebildet wurden. Die oben erwähnten beiden Fugen in der Sohle gehen naturgemäß auch durch diesen Balken mit hindurch.

Im Außenhaupt wurde diese Anlage beiderseits des Tores gewählt.

Die Torkammer wurde im Querschnitt als steifes U-Profil ausgebildet, wo-

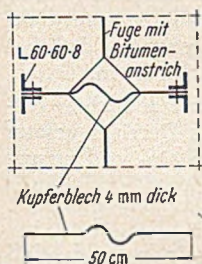


Abb. 10.

bei der innere Lichtraum sich nach den Torabmessungen, der Spurweite seiner Laufschiene und nach dem erforderlichen Arbeitsraum für Torausbesserungen richtete. Als Stirnwand wurde die schon für die Baugrubenumschließung notwendige innere Spundwand des Kastenfangedammes ausgebildet, die ihren Erddruck durch waagrecht kräftige Riegel auf die Längswände überträgt.

Die schon erwähnten Bauwerksfugen zwischen Torkammer und Torpfeiler wurden unter Verwendung von Dichtungsstreifen gemäß Abb. 10 ausgebildet.

d) Binnenhaupt.

Das Binnenhaupt ist grundsätzlich nach denselben Überlegungen durchkonstruiert wie das Außenhaupt; in-

dessen weist es einige Verschiedenheiten auf, die im wesentlichen durch die niedrigeren Wasserstände und die benachbarte nahe Lage der Brückenwiderlager und des Straßendamms bedingt sind.

Da die vielfachen Außenwasserstände mit ihren großen Unterschieden fortfallen, konnte man sich am Binnenhaupt auf 5 Belastungsfälle, gegenüber den 11 am Außenhaupt, beschränken.

Die Energievernichtungsanlage wurde gegenüber dem Außenhaupt insofern vereinfacht, als die Burkhardtsche Art nur innerhalb der Kammer, stromauf in Berücksichtigung der Sohlenpflasterung zwischen den unmittelbar anschließenden Brückenwiderlagern nichts weiter eingebaut wurde. Im Hinblick auf die geringeren Gefällunterschiede dürfte dies genügen, zumal sich unmittelbar daran die Brückenwiderlager anschließen, zwischen denen die Sohle ebenfalls befestigt ist.

Die Torkammer weist für die westliche Längswand und die Stirnwand verankerte Spundwände auf, während die östliche Längswand durch eine hohe Stahlbetonwinkelstützmauer mit Rippen gebildet wird, die den Straßendamm zur Torkammer hin abfängt. An dieser Stelle liegt die Schiene des oberen Torwagens auf Konsolen (s. Abb. 11).

e) Widerlager der Straßenbrücke.

Diese schließen sich dem Binnenhaupt, wie bereits erwähnt, unmittelbar an. Die Straßenbrücke ist für eine Fahrbahn von 9 m, zuzüglich beiderseits mit je einem Fußweg von 3 m Breite, also für eine Gesamtbreite von 15 m, vorgesehen. Die Widerlager sind zur Schleusendurchfahrt hin so ausgebildet, daß ein 1,30 m breiter Be-

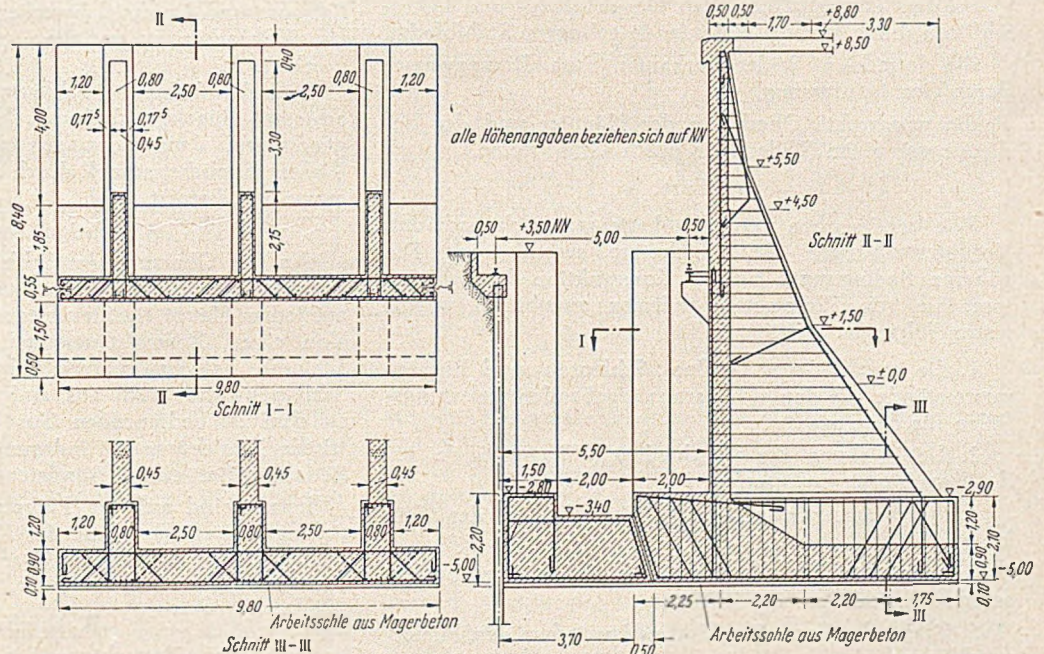


Abb. 11.

dienungssteg von der Schleusenkammer (+ 3,50 m NN) zum Oberwasser führt. Aus statischen Gründen hat jede Mauer zur Erdseite hin eine Konsole erhalten, die an den Enden jedes Widerlagers durch Flügelmauern begrenzt wird.

Zwischen den beiden Widerlagern ist die feste Sohle der Durchfahrt, soweit sie westlich des binnenseitigen Dammbalkens liegt, ebenso ausgebildet, wie in den Haupten, also mit Schrägfugen, östlich des Dammbalkens schließt die Betonsohle auf Grund der fehlenden Auftriebsbelastung mit senkrechten Fugen an die Grundwerksanschließungswände der Brückenwiderlager an.

Beiderseits der Brücke schließen an der Schleusenseite zur Stützung des Dammes Winkelstützmauern an, wobei

die nordwärts gerichtete verhältnismäßig niedrig sein kann, da das Gelände von der Schleuse sehr schnell auf + 5,70 m NN ansteigt, während nach Süden die offene Torkammer die schon erwähnte hohe Winkelstützmauer erforderlich macht. An diese schließt sich dann gleichfalls eine niedrigere Winkelstützmauer an. Die einzelnen Winkelstützmauern sind naturgemäß durch Fugen von den benachbarten Bauwerken getrennt.

Zum Oberwasser hin sind diese Winkelstützmauern nicht erforderlich, da hier außerhalb der Brücke der Damm in Böschung abfällt.

Diese Abböschung macht allerdings die Anordnung von Flügelspundwänden am Oberwasserende der Durchfahrt notwendig, die, trompetenartig angeordnet, das Ein- und Ausfahren der Schiffe vom und zum Vorhafen erleichtern sollen (s. Lageplan Abb. 2).

f) Ansichtsflächen.

Für die Ansichtsflächen der Betonhäupter und der Brückenwiderlager hatte man von einer Verblendung Abstand genommen, da man Wert darauf legte, daß die Betonkörper in einem Guß geschüttet wurden (Pumpbeton) und man außerdem der Überzeugung war, daß ein guter dichter Beton einer Verblendung (z. B. Klinker) nicht bedarf. Auch spielten wirtschaftliche Überlegungen hierbei hinein. Es wurde daher eine schalungsraue Ansichtsfläche vorgeschrieben unter Aufrechterhaltung eines dichten Betongefüges.

Hingegen wurden vornehmlich der Abnutzung ausgesetzte Kanten der einzelnen Bauwerke besonders geschützt:

an den Toransschlägen, den Dammbalken- und Leitterschlitz durch lotrecht verlaufende gebogene Stahlbleche, die lotrechten Widerlagerkanten zum Binnenwasser durch Graniteinfassung,

die waagrechte Oberkante der Häupter und der Bedienungstege im Widerlager durch Granitsteine.

g) Tore.

Wie bereits oben vermerkt, hatte man sich nach den Voruntersuchungen für Schiebetore entschlossen. Die näheren Bedingungen für die Konstruktion der Schiebetore, die von Wasserstahlbaufirmen anzubieten waren, waren folgende:

1. die verschiedenen Außen-, Schleusen- und Binnenwasserstände mit den sich daraus ergebenden Belastungsfällen für die Tore;

2. die Wirkung der verschiedenen Wasserstände auf die Dammbalkenbelastung;

3. die Wasserstände für die Dammbalken der Torkammer;

4. Länge der Tore 12,8 m einschließlich eines beiderseitigen Anschlusses von 0,40 m;

5. Breite der Tore: 2 m Lichtmaß zwischen den Maueransschlägen;

6. Lagerung auf einem Unterwagen und einem Oberwagen; Spurweite der Oberwagenräder 5 m;

7. Antrieb der Tore wahlweise durch einen auf dem Haupt feststehenden Motor über eine Gelenkzahnstange bzw. endlose Kette oder durch einen Schleppwagen, der mit einem Ritzel auf einem festgelegten Triebstock arbeitet;

8. Verschlüsse: Segment- oder Trommelsegmentverschlüsse, die möglichst tief, jedoch im richtigen Verhältnis zu der Tiefenlage der Bremsbalken der Energieverrichtungsanlage einzubauen waren. Die Füllzeit sollte bei ungünstigem Wasserstand 7,5 Min. nicht übersteigen. Die etwa freiliegenden Konstruktionsteile (Ausfachung bzw. Aussteifung) sind durch Bleche gegen Auflagerung von Eisschollen zu schützen.

Die Höhenlage der Schutzbleche war wie folgt angegeben:

Außenhaupt

a) an der Kammerseite von - 1,40 m NN (20 cm unter N.Schl.W.) bis + 3,20 m NN (20 cm über H.Schl.W.)

b) an der Außenwasserseite von - 3,50 m NN (20 cm unter NNW) bis + 5,45 m NN (20 cm über HHW)
d. h. zu b) über die ganze Höhe des Tores.

Aus diesem Grunde ist die Dichtungshaut nach außen zu legen, wodurch sie gleichzeitig den Eisschutz übernimmt;

Binnenhaupt

a) an der Kammerseite von - 1,40 m NN (20 cm unter N.Schl.W.) bis + 3,20 m NN (20 cm über H.Schl.W.)

b) an der Binnenwasserseite von + 0,05 m NN (20 cm unter NW) bis + 2,35 m NN (20 cm über HW).

Zweckmäßig ist auch hier die Dichtungshaut auf die ganze Torhöhe zur Binnenwasserseite zu legen;

9. Winddruck: Es sollte mit einem Winddruck von 120 kg/m² gerechnet werden;

10. Elektrische Ausrüstung: Hierfür war eine Einzelsteuerung je Haupt vorgesehen mit der Möglichkeit, diese späterhin für eine Zentralsteuerung umzubauen.

Außerdem waren Bedingungen über Anstrich usw. gemacht worden. Die Konstruktion und Lieferung der Tore wurde der MAN übertragen.

h) Vorhäfen und Leitdamm.

Unterhalb und oberhalb der Schleuse sind Vorhäfen angeordnet (Abb. 2), deren Begrenzungen aus Böschungen zum festen Lande, wie auch zu dem Leitdamm zwischen Schleuse und Deichsiel bestehen. Um wartenden Schiffen ein Festmachen zu gestatten, sind einfache Dalben vorgesehen.

Von den früher bei Schleusenbauten als notwendig erachteten Flügelspundwänden hat man bewußt Abstand genommen, damit das aus der Schleuse austretende Wasser möglichst schnell durch die davor ruhende Wassermasse abgebremst wird.

i) Sonstige Ausrüstung.

An der Oberseite des Schleusenbauwerks werden an verschiedenen Stellen Beleuchtungsmaste errichtet, ferner auf jedem Haupt ein Steuerstand zur Bedienung der Tore. Von einem Zentralsteuerstand, etwa in der Mitte der Schleuse, hat man vorerst Abstand genommen, da der Schleusenwärter auch aus anderen Gründen sich jeweils zu dem zu bedienenden Tor begeben muß. Die elektrische Einrichtung ist indessen so eingerichtet, daß bei Bedarf später eine Zentralsteuerung möglich ist.

Ferner sind auf den Häuptern je eine lotrechte Vertiefung ausgespart, in die der Mast eines Derricks gesetzt werden kann, mit dem die Dammbalken ein- und ausgebaut werden können.

B. Deichsiel.

Die nähere Betrachtung der Wasserstände ergab, daß an Stelle des ursprünglich geplanten Wehres ein Deichsiel zu bauen war. Dadurch nämlich, daß die Außenwasserstände wesentlich stärkeren Schwankungen unterworfen sind als die Binnenwasserstände, deren höchster Wasserstand entsprechend einer Höhe der Sommerdeiche von + 2,30 m NN, die nicht mehr nach der Abdämmung überschwemmt werden durften, mit + 2,15 m NN festgelegt wurde, ergab sich, daß bei Anordnung eines offenen Wehres mindestens von dieser letztgenannten Höhe an bis zur Sturmfluthöhe von + 5,25 m NN ein feststehendes Schütz anzuordnen gewesen wäre. Dieses feststehende Schütz ließ sich aber ohne weiteres durch den Straßendamm, dessen Krone auf + 8,80 m NN festgelegt war, ersetzen, so daß sich daraus zwangsläufig für das Wehr die Form eines Deichsiesels entwickelte.

1. Berechnung des Wasserabflusses.

Um die hydraulisch erforderlichen Abflußquerschnitte und die Art des Verschlusses des Deichsiels zahlenmäßig entwerfen zu können, mußte zunächst noch einmal eine Berechnung des Wasserabflusses aus dem abgedämmten Doveelbe-Becken angestellt werden, für die Strom- und Hafengebäude die näherungsweise Unterlagen bereits gegeben hatte. Wie bereits unter I) erwähnt, sollten nach der Abdämmung die vorhandenen Sommerdeiche, deren niedrigste Krone auf +2,30 m NN liegt, nicht überspült werden. Infolgedessen wurde nochmals eine Überprüfung der Höhen aller Ländereien außerhalb der Sommerdeiche vorgenommen, um so die verschiedenen Profile des Doveelbe-Rückhaltebeckens zu erfassen. Auf Grund der von Strom- und Hafengebäude und der Wasserwirtschaftsverwaltung verfaßten wasserwirtschaftlichen Denkschriften wurden die Zuflüsse aus der Ober-Bille für die Dauer von 4 Tagen der Berechnung zugrunde gelegt, wozu noch geringere Wassermengen aus einem Entwässerungskanal und Entwässerungspumpwerken innerhalb des Stauraumes hinzutreten. Die ungünstigste Beanspruchung tritt naturgemäß ein, wenn infolge hoher Sturmfluten außen ein Abfließen aus dem Stauraum nur ganz kurzfristig oder überhaupt nicht möglich ist. Auf Grund statischer Unterlagen wurden als ungünstigster Fall der letzten 30 Jahre die Verhältnisse der Sturmflutfolge vom 27.—30. März 1940 der Berechnung zugrunde gelegt, wobei als Ausgangswasserstand binnen eine Höhe von +0,70 m NN angenommen war (Abb. 12).

Die Abflußberechnungen wurden nach Voruntersuchungen für einen Durchflußquerschnitt von 3 Öffnungen von je 4,20 m lichter Breite und 4,0 m lichter Höhe durchgeführt.

Es wurden die Abflußvorgänge untersucht für 3 Fälle:

- a) Binnen- und Außenwasserstand höher als die Oberkante des Abflußquerschnittes,
- b) Binnen- und Außenwasserstand niedriger als die Oberkante des Abflußquerschnittes,
- c) Binnenwasserstand höher, Außenwasserstand niedriger als Oberkante Abflußquerschnitt.

Die Berechnungen wurden nach Weißbach durchgeführt. Sie ergaben im übrigen eine recht gute Übereinstimmung mit den schon vorher näherungsweise von Strom- und Hafengebäude ermittelten Werten. Es ergab sich zu einer bestimmten Zeit der angenommenen Sturmflut als höchstes Gefälle 0,55 m nach Fall a) mit einer Ausflußgeschwindigkeit von $v = 2,48$ m/sek.

Damit war rechnerisch erwiesen, daß bei den vorgenannten Querschnittsabmessungen bei einer mehrere Tage andauernden Sturmflutfolge und ungünstigsten Zuflüssen das Doveelbe-Becken doch soweit entwässert werden kann, daß keine Überflutung der Sommerdeiche eintritt.

2. Entwurf des Sieles.

Das Deichsiel (Abb. 13) hat eine Länge von etwa 58 m. Die Hubverschlüsse sind an der binnenseitigen Öffnung vorgesehen. Um die Möglichkeit zu haben, das gesamte Siel oder nur Teilquerschnitte leerzupumpen, sind an beiden Öffnungen Dammbalken vorgesehen, die selbst bei HHW eine Trockenlegung des Sieles ermöglichen.

Der Querschnitt des Sieles wurde als Stahlbetonrahmen ausgebildet, wobei die beiden Mitteltrennwände als Pendelstützen aufgefaßt wurden.

Aus statischen Gründen sowohl als auch aus Gründen der einfacheren Bauausführung ist der Sieldurchlaß der Länge nach in drei Teile unterteilt, die miteinander durch

wasserdichte Fugen verbunden sind. Es sind dieses der Mittelteil, sowie der daran anschließende Außen- und Binnenteil. Während der Mittelteil eine in Richtung der Sielachse verlaufende gleichmäßig verteilte Belastung durch die auf +8,80 m NN liegende 15,0 m breite Straße erhält, hat der Außen- bzw. Binnenteil eine dreieckförmige Belastung durch die von +8,80 m NN auf +1,6 m NN abfallende Straßendamböschungen. Aus diesem Grunde sind alle drei Sielteile entsprechend der verschiedenen Belastungen untersucht.

Wie eine Voruntersuchung der verschiedenen Belastungsfälle in Abhängigkeit vom Außenwasserstand, Grundwasserstand (Sickerwasserstand), gefülltem und geleertem Sielquerschnitt gezeigt hat, ist für die ungünstigste Belastung des Querschnittes die Höhe des sich bei einem angenommenen Außenwasserstand einstellenden Grundwasserspiegels maßgebend. Diese Höhenlage ist abhängig

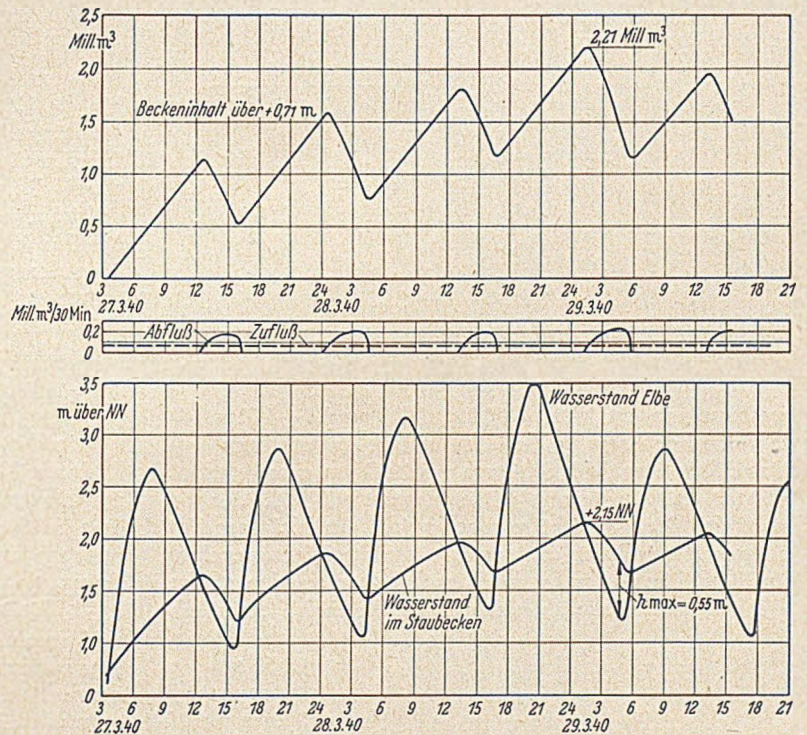


Abb. 12.

von der zeitlichen Aufeinanderfolge der Sturmfluten und von der Bodenart des Straßendamms. Bei lange anhaltenden Hochwasserständen wird sich auch der Grundwasserspiegel heben, zumal bei der geplanten Dammschüttung Sandboden vorgesehen ist. Die Oberfläche dieses Sandbodens wird allerdings im Laufe der Zeit durch Begrünung der Böschungen zunehmend dichter werden, womit ein langsames Ansteigen des Grundwasserspiegels verbunden sein wird. Da aber diese beiden Faktoren nicht genau erfaßt werden können, wurde bei der Bestimmung der Belastungszustände von Höchstwerten ausgegangen.

Auf Grund dieser Überlegungen wurden für den Mittelteil insgesamt 6 verschiedene Belastungsfälle untersucht und danach die Momente und Querkräfte zusammengestellt und für die ungünstigsten Fälle die Bemessung vorgenommen.

Für den Außenteil kam man mit 4 ungünstigsten Belastungsfällen, für den Binnenteil mit 2 ungünstigsten Belastungsfällen aus. In allen Fällen ergab sich ein mehr oder minder großes Überwiegen der Belastung des Sielquerschnittes von außen nach innen.

An der binnenseitigen Einlaßöffnung wurde selbstverständlich noch der Lasteinfluß der Hubtürme berücksichtigt.

3. Sielverschlüsse.

Entsprechend den Vorbedingungen für die Schiebetore der Schleuse wurden auch entsprechende Vorschriften für die Ausbildung der Sielverschlüsse aufgestellt. Abgesehen von den bereits mehrfach genannten verschiedenen Wasserständen war der Gedanke wichtig, daß im allgemeinen für die tägliche normale Wasserregelung einschließlich Eisabführung nur ein Schwanken der Binnen-

Mit Rücksicht auf den Eisgang und zur Vermeidung von Verschmutzungen wurden die Schütztäfel beiderseits mit einer Blechhaut versehen. Der Antrieb sollte elektrisch unter Verwendung einer Druckknopfsteuerung vorgesehen werden.

Außerdem waren, genau wie bei den Schleusentoren, Dammbalken vorzusehen, die ein Freilegen der einzelnen Schütze gestatten.

Ferner wurden entsprechende Forderungen hinsichtlich des Anstrichs über und unter Wasser aufgestellt.

4. Hubtürme.

Der Entwurf der Hubtürme konnte wohl von Anfang an in großen Zügen festgelegt werden, jedoch in seinen Einzelheiten erst nach Erteilung des Auftrages für die Schützen (Abb. 13). Dieser fiel an die MAN, die daraufhin die Unterlagen für die Einzelausführung lieferte. Die Hubtürme werden aus Stahlbeton errichtet und zeigen im Inneren eine sehr verwickelte Ausbildung, hervorgerufen durch die verschiedenartigen Aussparungen der Schützenantriebe. Sie sind oberhalb der höchsten Höhenlage der Schütze durch einen geschlossenen Bedienungsgang miteinander verbunden. Ihre Ansichtsflächen bleiben entsprechend den Bauwerken der Schleuse schalungsrauh. Die architektonische Gestaltung wurde vom Architekturbüro Strom- und Hafenbau festgelegt.

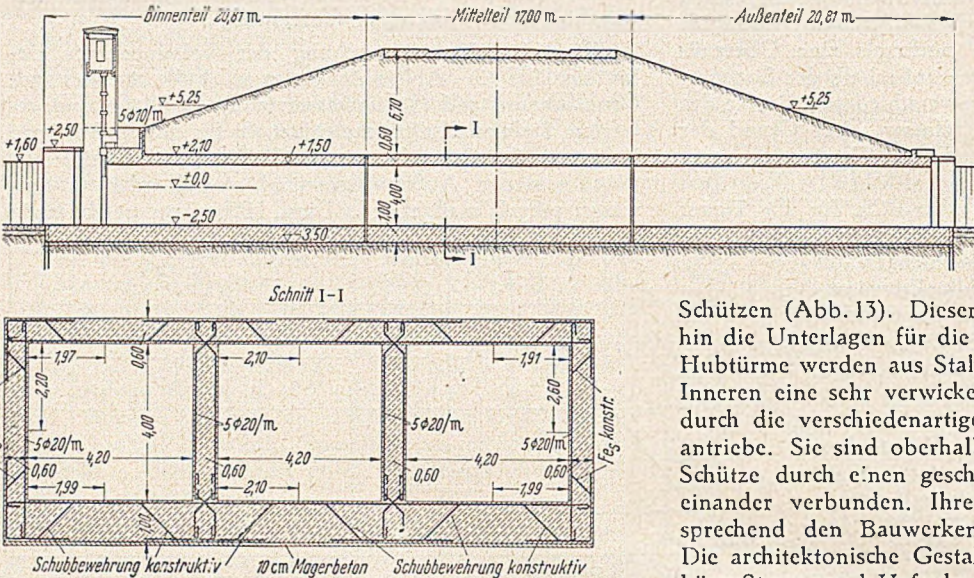


Abb. 13.

wasserstände zwischen + 0,71 m NN und + 1,21 m NN (Sommerbewässerung der Ländereien) zu beachten war. Das führte dazu, die Schützen zweiteilig vorzusehen, dergestalt, daß auf einem höheren unteren Teil, der bei normalen Zeiten nicht gezogen wird, ein kleinerer Teil aufgesetzt wird, der die normale tägliche Wasserregelung und die Eisabführung durch mehr oder minder starkes Gezogenwerden gewährleisten kann. In Fällen der Hoch-

wasserabführung hingegen, wo es darauf ankommt, die kurzfristigen niedrigen Wasserstände der Außen-Elbe auszunutzen, müssen naturgemäß beide Teile, d. h. das gesamte Schütz, gezogen werden. Die untere Tafel reicht von der Sohle - 2,5 m NN bis auf + 0,5 m NN und die obere Tafel von dieser Höhenlage bis zur Oberkante der Sielöffnung auf + 1,50 m NN (Abb. 14).

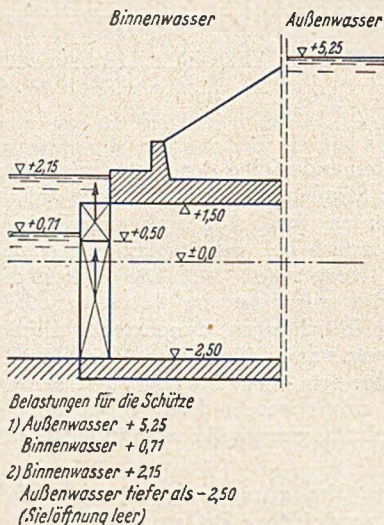


Abb. 14.

Auch dieser Sielverschluß muß wechselseitig, d. h. einmal nach innen wie nach außen, abdichten können. Jeder der drei Verschlüsse soll für sich gezogen werden können, wobei die Bedienung von einem gemeinsamen Steuerstand unmittelbar an der Wand des Sieles vorzunehmen ist. Als höchster Überstau zum Öffnen und Schließen wurden 100 cm angegeben. Die Öffnungs- und Schließzeiten sollten jeweils 5 Min. nicht überschreiten.

Auch hier war als Winddruck 120 kg/cm² einzusetzen.

5. Wassersportverkehr.

Um für die Wassersportboote in Gestalt von Seglern, Ruderern, Kanus usw. die Überwindung der Absperrung zur Doveelbe hin zu ermöglichen, wurde untersucht, ob eine im Süden des Deichsiesles anzuordnende Bootsüberschleppung durchführbar erscheint.

Ein hierfür aufgestellter Entwurf zeigte indessen, daß dies eine verhältnismäßig sehr umfangreiche, komplizierte und somit teure Anlage werden würde. Besonders auf der Außenseite hätte diese Bootserschleppung darauf, daß die Boote zu einem gewissen Teil zum mindesten von ihren Insassen geschoben werden müßten, eine verhältnismäßig flache Neigung erhalten müssen, so daß entsprechend den stark wechselnden Außenwasserständen eine lange Strecke in diese Zone gefallen wäre. Da die Booterschleppung auf jeden Fall über den höchsten Sturmflutstand hätte hinweggeführt werden müssen, andererseits aber die Straße aus Verkehrsgründen nicht offen kreuzen konnte, wäre zwischen der Sturmfluthöhe und der Straße ein Tunnel anzuordnen gewesen.

Diese Gesamtanlage wäre so teuer geworden, daß sie in keinem Verhältnis zu dem zu erwartenden Sportverkehr gestanden hätte, zumal die Schleuse nicht so belastet sein wird, daß nicht durch entsprechende Öffnung ein Durchschleusen der Sportboote auch möglich ist. Es wurde

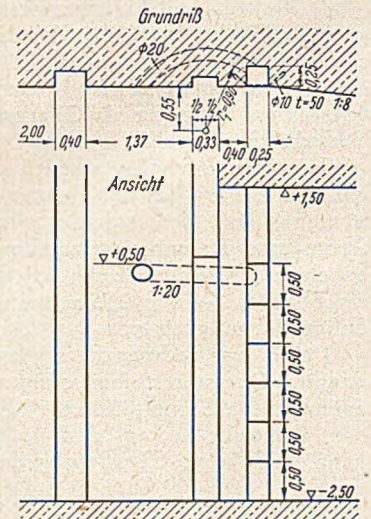


Abb. 15.

daher von dem Bau der Bootsschleppe Abstand genommen und vorgesehen, daß die Schleusenbedienung angewiesen wird, die Sportboote in zuvorkommender Weise durchzuschleusen. Außerhalb der Häupter soll daher eine Glockenanlage angebracht werden, die dem Schleusenwärter den Wunsch auf Durchschleusung der Sportboote bekanntgibt.

Da der auf die Hälfte zusammengedrückte Flußquerschnitt während des Baues des 1. Bauabschnitts eine erhebliche Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeiten naturgemäß aufwies, war ein einfaches Rammen der Spundwände von vornherein nicht ganz sichergestellt, ohne daß u. U. gefährliche Kolkungen für die bestehenden Spundwände des 1. Bauabschnitts, für die Pfeiler der

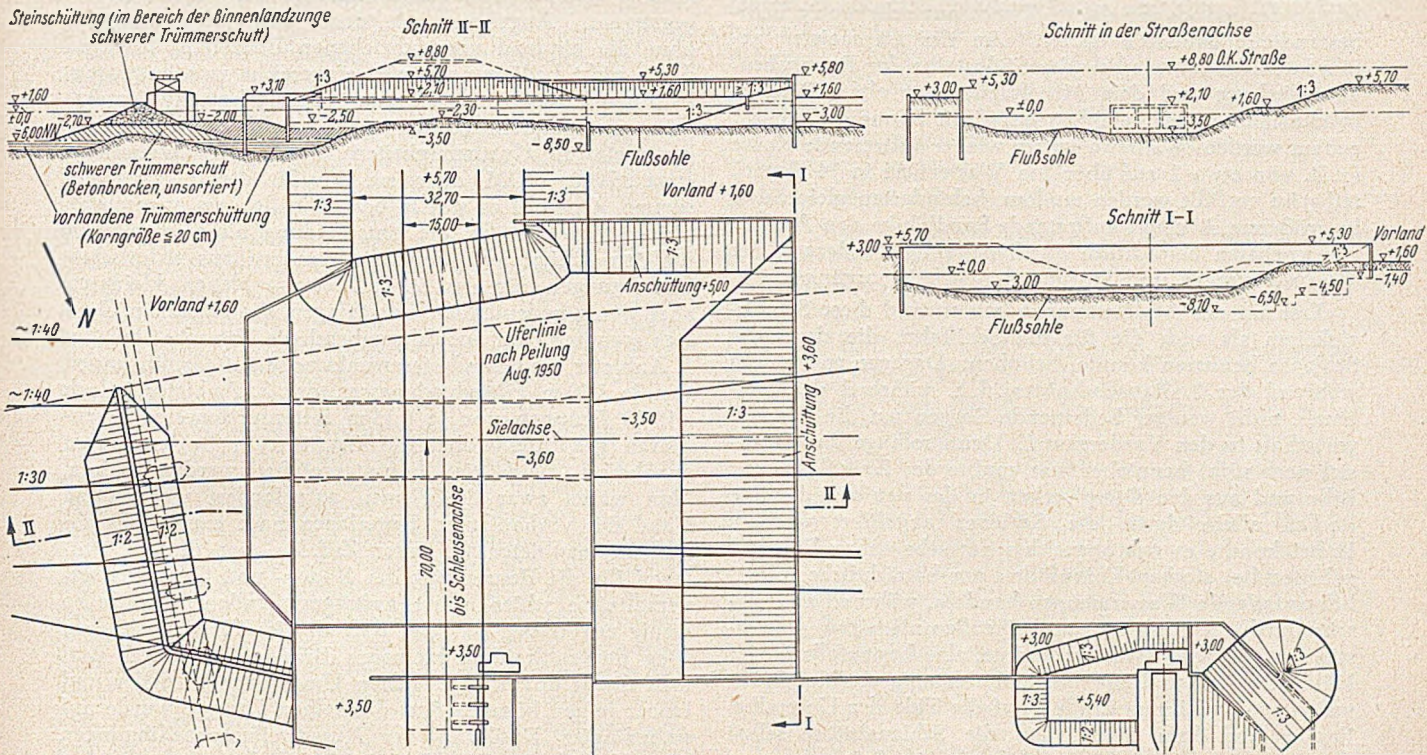


Abb. 16.

6. Aalaufstieg.

Entsprechend der Wichtigkeit, die dem Fischereiwesen beizumessen ist, war von Strom- und Hafenanbau die Anordnung eines Aalaufstiegs vorgesehen. Dieser wurde in den beiden Außenwänden des Deichsiesels angeordnet, und zwar in Gestalt eines im Beton ausgesparten Kanals zwischen Unter- und Oberwasser, der mit Reisig auszufüllen ist (Abb. 15).

7. Baugrubenumschließung.

Schließlich sei auch noch die für diesen 2. Bauabschnitt vorgesehene Baugrubenumschließung besprochen (Abb. 16). Wie bereits unter A) erwähnt, sind die Anschlußbohlen in den Stahlspundwänden bei der Herstellung des 1. Bauabschnittes bereits mit gerammt worden.

noch bestehenden alten Straßenbrücke unmittelbar oberhalb der Bauabschnitte und für die neu zu rammenen Spundwände auftreten würden. Man sah daher vor, die östliche Begrenzung der Baugrube des 2. Bauabschnittes dadurch vorzubereiten, daß von der Straßenbrücke aus Trümerschutt auf die Sohle des Flusses geschüttet wurde, um allmählich einen Unterwasserdamm dort herzustellen, der bei normalen Wasserständen allmählich den Durchfluß absperrte. Als dann sollte unterhalb eine einfache Spundwand bei normalem Wasserstand geschlagen werden und dann nach Art der einfachen Spundwände des 1. Bauabschnittes in einer dahinter zu schüttenden Sandböschung verankert werden. Auch nach oben sollte sicherheitshalber eine weitere Spundwandrammung vorgenommen werden, um die dann einzusetzende Grundwasser-senkung des Deichsiesels zu erleichtern.

III. Bauausführung.

Von Baurat Hans Laucht, Strom- und Hafenanbau, Hamburg.

Wenn nicht die Schifffahrt und die überaus wichtige Wasserwirtschaft der Hamburger Elbmarschen unabsehbare Beeinträchtigungen erleiden sollten, durfte die Abdämmung der Doveelbe nicht in einem Zuge durchgeführt werden. Daher ergab sich zwangsläufig die Aufteilung des gesamten Bauvorhabens in mindestens zwei Bauabschnitte, deren erster zunächst den Bau der Binnenschiffschleuse vorsah. Dabei durchströmte neben dieser Baustelle den auf etwa die Hälfte verminderten Durchflußquerschnitt praktisch während jeder Tide die gleiche Wassermenge wie vorher (i. M. etwa 4 Mio. m³, bei den tatsächlich eingetretenen Sturmfluten bis zu 8 Mio. m³) bei fast auf das Doppelte angestiegenen Strömungsgeschwindigkeiten. Das ermöglichte bis zur endgültigen Abdämmung die Erfüllung der wasserwirtschaftlichen Aufgaben

im gesamten Gebiet der hamburgischen Vier- und Marschlande in der bisher üblichen Weise, da sich an den Wasserständen in der Doveelbe nichts merkbar änderte. Auch die z. Z. noch wenig bedeutende Schifffahrt war weiterhin im offen gebliebenen Stromteil möglich, wenn auch unter wesentlich erschwerten Umständen, die im allgemeinen mit Hilfe einer von der staatlichen Bauleitung ständig zur Verfügung gehaltenen, starken Schleppbarkasse überwunden werden konnten und nur zu einigen wenigen Havarien führten.

Daß diese veränderten Strömungsverhältnisse bei der feinkörnigen Beschaffenheit der alluvialen Sande und dem dauernden Wechsel der Strömungsrichtung Kolkungen hervorrufen würden, mußte von vornherein angenommen werden. Tatsächlich war die Stromsohle bis zur end-

gültigen Abdämmung dauernd in Bewegung, was laufende sorgfältige Beobachtungen und Sicherungsmaßnahmen erforderte. Diese Maßnahmen, die sich die staatliche Bauleitung vorbehalten hatte, bestanden vorwiegend aus einfachen, aber ausreichend wirksamen Sicherungen der Baugrubenumschließung und der Brückenpfeiler mit dem in Hamburg verhältnismäßig billig erhältlichen Trümmerschutt, der jedoch für diesen Zweck nur sehr wenig Feinbestandteile enthalten durfte. An der am meisten gefährdeten Stelle zwischen der Südostecke der Baugrubenumschließung und dem Mittelpfeiler der alten Straßenbrücke mußte sogar ein Leitdamm mit Krone auf MTNw gebaut werden. Während immer wieder auftretende Kolke (z. B. von etwa 2 auf über 8 m Wassertiefe in 14 Tagen) teilweise verfüllt werden mußten, behinderten gleichzeitig in größerem Abstand auftretende Sandbänke den Ausbau der Vorhäfen beträchtlich durch dauernde Änderung der Voraussetzungen und Störung der Arbeitsvorgänge.

Erst mit der Abdämmung waren sowohl diese Schwierigkeiten als auch die für die Schifffahrt, die dann die Schleuse benutzen konnte, behoben. Dagegen traten nun während des 2. Bauabschnittes, d. h. während des Sielbaues, nicht weniger bedeutende Sorgen um die Wasserwirtschaft in den Vordergrund. Denn solange das Deichsiel noch nicht benutzbar war, mußte der Zufluß aus der Bille und aus den Pumpwerken in das neu abgedämmte Becken allein durch die Schleuse abgeführt werden. Dabei konnte es sich angesichts des sehr nahen Einzugsgebietes bei starken Regenfällen um beträchtliche, plötzlich anfallende Wassermengen handeln, während andererseits durch die Schleuse nur bei außen niedrigen Wasserständen entwässert werden konnte, also bestenfalls in der Hälfte der Zeit und entscheidend abhängig von der Großwetterlage und ihrem Einfluß auf die Tide der Unterelbe. Erschwerend kam hinzu, daß die Schleusentore selbst wegen der verhältnismäßig rasch und im Spielraum von 2—3 m wechselnden Außenwasserstände auf keinen Fall geöffnet werden durften. Man mußte sich also mit dem Öffnen der Schütze eines Tores begnügen, während zur Erzielung eines besseren Wirkungsgrades das andere Tor ganz offengehalten wurde. Da auf diese Weise der Zufluß nicht immer abgeführt werden konnte, mußte ein Aufstau des abgedämmten Beckens wiederholt in Kauf genommen werden, manchmal sogar für längere Zeit, was sich für die Schifffahrt in einer sehr störenden Verminderung der ohnehin geringen Durchfahrts Höhe unter den oberhalb liegenden Straßenbrücken, und für die Wasserwirtschaft im zeitweisen Aufhören der freien Vorflut und damit sprunghaften Ansteigen der Pumpkosten für die Entwässerung der Marschländereien bemerkbar machte. Da jedoch mit steigendem Binnenwasserspiegel die Aufnahmefähigkeit des Stauraumes immer größer und die Möglichkeit zur Entwässerung durch die Torschütze der Schleuse immer besser wurden, traten während des Sommers gefährlich erscheinende Zustände nicht ein.

Für Winter und Frühjahr hätte man unter diesen Umständen allerdings von vornherein mit Katastrophen rechnen müssen, weil dann bei Sturm aus westlichen Richtungen leicht einmal sehr hohe Außenwasserstände mit starken Regenfällen oder Schneeschmelze zusammenfallen konnten. Daher die zwingende Aufgabe, das Siel, das auch den denkbar schwersten Beanspruchungen gewachsen ist, noch vor Eintritt der Herbststurmfluten wenigstens teilweise in Betrieb zu nehmen.

Die Kürze der Bauzeit von je einem Sommer ergab sich bei beiden Bauabschnitten noch aus der Notwendigkeit, den Rückbau der Grundwasserabsenkung auf alle Fälle vor Eintritt stärkeren oder länger andauernden Frostes durchzuführen, da jede Verlängerung in den Winter hinein oder gar darüber hinaus mit ganz unverhältnismäßig hohen Kosten verbunden gewesen wäre.

1. Ausschreibung, Vergabe, Bauzeiten.

Um mit den Arbeiten, die schon ohne Berücksichtigung möglicher Zwischenfälle unter Zeitdruck standen, gleich am Anfang des Haushaltsjahres beginnen zu können, wurde der 1. Bauabschnitt entwurfsgemäß (jedoch ohne Lieferung der Spundbohlen, Gurtungen und Anker) Anfang 1950 öffentlich ausgeschrieben. Da von den 19 eingegangenen Angeboten die dritt- und viertniedrigsten ohne die bindend vorgeschriebenen Bauzeitenpläne und damit nicht bedingungsgemäß eingereicht worden waren, kamen nur die beiden niedrigsten Angebote zweier Arbeitsgemeinschaften in die engere Wahl. Nach Berichtigung einiger Unstimmigkeiten betrug der Unterschied etwa 65 000,— DM oder rd. 5 v. H. der Übernahmesumme. Obwohl es sich in beiden Fällen um angesehene Firmen handelte, fiel die Entscheidung nicht schematisch für den billigsten 1. Anbieter, sondern aus technischen Überlegungen für den 2. Anbieter. Neben kleineren aber wenig bedeutenden Vorschlägen, die zu seinen Gunsten sprachen, war ausschlaggebend die Tatsache, daß der 1. Anbieter die Grundwasserabsenkung mit 10 Großbrunnen von je 1,00 m Filterdurchmesser, der 2. Anbieter jedoch mit 30 Brunnen von je 0,15 m Filterdurchmesser auszuführen gedachte, wobei die Brunnen in beiden Fällen annähernd gleich tief heruntergeführt werden sollten. Nun waren zwar die Firmen aufgefordert worden, an Hand der vorhandenen Unterlagen nach eigenen Erfahrungen anzubieten (s. unter Ziff. 5), aber diese Unterlagen für die Beurteilung der Boden- und Grundwasserhältnisse schienen der auftragerteilenden Behörde so wenig zuverlässig zu sein, daß sie sich für den sicheren Weg der zahlreichen kleineren Brunnen entschied, weil man damit unvorhergesehenen Umständen schneller und besser folgen konnte. Aus demselben Grunde wurde auf unbedingter Erfüllung der Ausschreibungsbedingungen zum Vorhalten einer Brunnen- und Pumpenreserve in Höhe von 100 v. H. über das angebotene Maß hinaus bestanden. Diese Forderung, die von beiden Anbietern als übertrieben angesehen wurde, konnte indessen von dem 2. Anbieter ohne weiteres, dem 1. jedoch nur mit einigen Schwierigkeiten erfüllt werden. Später zeigte sich, daß die Wahl der kleinen Brunnen und die Forderung der hohen Reserve entscheidend war für die Bewältigung der Grundwasserschwierigkeiten und damit für die Beendigung der Absenkung vor dem Winter.

Weniger durch die Verhandlungen mit den Firmen als durch Verwaltungsschwierigkeiten konnte der Auftrag erst am 4. 4. 1950 an die sich damit bildende Arbeitsgemeinschaft Tatenberg erteilt werden. Der Arbeitergemeinschaft gehörten die Firmen

Julius Berger Tiefbau A.G., Niederlassung Hamburg
(federführend),

Allgemeine Baugesellschaft Lenz & Co., Niederlassung Hamburg,

Siemens-Bauunion, Niederlassung Hamburg,

Heilmann & Littmann, Niederlassung Hamburg,

Paul Hammers, Bauunternehmung, Hamburg,

an. Als Unterübernehmer traten für die Rammarbeiten eine Arbeitsgemeinschaft aus 7 Hamburger Rammfirmen, für die Naßbagger- und Spülarbeiten eine Arbeitsgemeinschaft aus 2 Naßbaggerfirmen sowie weitere Firmen für einzelne Arbeiten auf. Unabhängig von der Arbeitsgemeinschaft waren weitere Firmen im Auftrage der staatlichen Bauleitung auf der Baustelle an kleineren Aufgaben tätig, aber auch z. B. an dem umfangreichen Ausbau des Binnenvorhafens, der für sich öffentlich ausgeschrieben worden war.

Wenn auch die vorgesehene Bauzeit infolge der unerwartet schwierigen Grundwasserabsenkung nicht einzuhalten war, wurden doch bei den Betonarbeiten so wesentliche Zeitgewinne erzielt, daß die Baugrube Ende

Dezember bei zeitweise bereits leichtem Frost wieder unter Wasser gesetzt werden konnte. Das Winterwetter verzögerte dann die Restarbeiten ganz erheblich, ohne indessen noch nennenswerte Mehrkosten zu verursachen. Am 17. 4. 1951 konnte das erste Schiff die betriebsfertige Schleuse durchfahren.

Auch der 2. Bauabschnitt wurde wieder öffentlich ausgeschrieben. Da die Arbeitsgemeinschaft Tatenberg inzwischen manche Erfahrung gesammelt und überdies die Baustelle noch nicht geräumt hatte, konnte sie diesmal am billigsten anbieten. Trotzdem machte die Auftragserteilung zunächst große Schwierigkeiten, weil angesichts der angespannten Finanzlage Hamburgs nur etwa ein Viertel der benötigten Mittel bereitgestellt wurde. Mit diesen Mitteln konnte nur ein Notprogramm durchgeführt werden, für das der Auftrag am 16. 4. 1951 herausging, und das lediglich die endgültige Abdämmung ohne den Sielbau vorsah. Dieses Notprogramm wurde in z.T. erheblicher Änderung der technischen Ausschreibungsbedingungen so aufgezogen, daß es sich jederzeit mit weiteren Mittelbewilligungen ohne Mehrkosten erweitern ließ. Begonnen wurde damit am 23. 4. 1951.

Wäre es bei diesem Notprogramm geblieben, so wären zwar weitere beträchtliche Aufwendungen für die dauernde Sicherung des 1. Bauabschnittes infolge der verstärkten Strömungen erspart worden, dagegen wäre die Erfüllung der wasserwirtschaftlichen Belange auf längere Sicht äußerst fraglich und während des Winterhalbjahres nur unter günstigen Umständen möglich gewesen. Wenn sich Strom- und Hafenausbau trotzdem zur Ausführung des Notprogramms entschloß, dann in der nicht unbegründeten Hoffnung, daß der Weiterbau und die Vollendung des Sieles nach Bewilligung weiterer Mittel möglich würde. Das war dann auch tatsächlich der Fall, so daß der Auftrag am 26. 6. 1951 auf den Siel- und Dammbau erweitert werden konnte und ein inzwischen dankenswerterweise von der Arbeitsgemeinschaft nach mühsamen Verhandlungen vorgelegter Vorschlag auf Vorfinanzierung durch eigene und Bankkredite nicht mehr aufgegriffen zu werden brauchte.

Das Deichsiel konnte am 2. 1. 1952 zur Verstärkung des Abflußvorganges wenigstens teilweise behelfsmäßig und am 5. 2. 1952 voll in Betrieb genommen werden. Die restlichen Erdarbeiten, insbesondere der Bau der Landzungen, zogen sich infolge Geldmangels bis in das Haushaltsjahr 1952 hinein. Aus demselben Grunde wird die Herstellung der neuen Straßenverbindung erst Ende dieses Jahres abgeschlossen sein.

Die örtliche Bauleitung der Arbeitsgemeinschaft lag während der ganzen Zeit in Händen der Herren Ing. Gehrman und Ing. Beutler. Zwischen ihr und der staatlichen Bauleitung bestand eine von gegenseitigem Verständnis getragene, vertrauensvolle Zusammenarbeit, die sich bei allen Schwierigkeiten technischer oder wirtschaftlicher Art für das Bauwerk günstig ausgewirkt hat. Entsprechendes gilt für die Behandlung übergeordneter Fragen mit der federführenden Firma, die auch bei schwer zu lösenden Aufgaben — an denen kein Mangel herrschte — nie zu Mißstimmungen führte und bei sachlichen Meinungsverschiedenheiten stets einen vernünftigen Weg finden ließ. Innere Reibungen, wie sie bei einem so ungewöhnlich großen Zusammenschluß verschiedener Firmen vorhanden gewesen sein müssen, traten für den Bauherrn kaum in Erscheinung, was als Verdienst der leitenden Herren in der Arbeitsgemeinschaft und bei den Unternehmern besonders hervorgehoben zu werden verdient.

2. Abrechnung und Baukosten.

Die gute Art der Zusammenarbeit erleichterte auch die außerordentlich erschwerte Abrechnung. Nicht allein, daß die häufig notwendigen kurzfristigen Entscheidungen technischer und finanzieller Art auch wirtschaftliche An-

derungen bedingten, erforderte die Abrechnung einen erheblichen Aufwand an zusätzlicher Arbeit. Da die Arbeitsgemeinschaft die Übernahme von Lohn- und Materialpreiserhöhungen in beiden Bauabschnitten (wie übrigens die anderen anbietenden Firmen auch) abgelehnt hatte, mußte mit dem Wirksamwerden jeder neuen Lohn- und Materialpreiserhöhung eine genaue Abrechnung mit Aufmaß und Abrechnungszeichnungen prüfungsfähig durchgeführt werden, wie es sonst nur bei der Schlußrechnung üblich ist. Auf diese Weise werden anstatt drei voraussichtlich acht Schlußrechnungen entstehen. Unabhängig davon mußten die Preissteigerungen bei Bau- und Betriebsstoffen genau ermittelt und verrechnet werden.

Die Baukosten betragen:

Vorarbeiten, Untersuchungen, Entwurf, Entschädigungen usw. rd. 150 000 DM,

1. Bauabschnitt (Schleuse, Vorhäfen) usw. rd. 3 320 000 DM,

2. Bauabschnitt (Siel, Straßendamm, Landzungen usw.) rd. 2 480 000 DM,

3. Bauabschnitt (Brücke, Straßendecke, Hochbauten usw.) rd. 450 000 DM.

Somit belaufen sich die Gesamtkosten der Abdämmung einschl. der damit unmittelbar verbundenen weiteren Maßnahmen auf rd. 6 400 000 DM. (Rechnet man die im Abschnitt I erwähnten und aus demselben Konto bestrittenen Stromregelungs- und Sicherungsmaßnahmen in Norder- und Süderelbe — also Bagger- und Spülarbeiten, Spülfeldbetrieb und Sicherung der Brückenpfeiler in der Norderelbe — hinzu, so kommt man auf Gesamtaufwendungen von rd. 9 850 000 DM.)

3. Baugrund.

Die dem Entwurf zugrunde liegenden Baugrunduntersuchungen (vgl. Abschnitt II) hatten nicht erkennen lassen, daß die oberen, alluvialen Sande (bis etwa — 10 m NN) aus einer Vielzahl einander ähnlicher, dünner Feinsandschichten bestanden, zwischen denen sich stellenweise dünne Ton- und Kleischichten von wenigen Millimetern Stärke, manchmal gerade noch sichtbar, in Band- oder Linsenform ausbreiteten. Das ergab bei genauer Betrachtung in der offenen Baugrube ein recht wechselvolles Bild. Besonders betroffen wurden davon die Grundwasserabsenkung und die Erdarbeiten, in gewissem Umfange aber auch Ramm- und Betonarbeiten, wie noch erläutert werden wird.

4. Rammarbeiten.

Zur Erschöpfung einer noch vorhandenen Menge an Vormaterial wurden sämtliche erforderlichen Spundbohlen des 1. Bauabschnittes auf Grund des rechtzeitig vorliegenden Entwurfs beim Hüttenwerk Rheinhausen in unmittelbarem Auftrag des Bauherrn ausgewalzt. Mit der Auslieferung mußte jedoch gewartet werden, bis die verschiedenen Rammrichtungen von den übernehmenden Firmen festgesetzt worden waren. Das geschah durch die Rammgemeinschaft sofort nach Auftragserteilung, die leider 2 Wochen später erfolgte, als zur Klarstellung rein technischer und wirtschaftlicher Fragen nötig gewesen wäre. Die Folge davon war, daß die mit dem Transport bereits beauftragte Küstenschiffahrt ihre Motorschiffe infolge der gerade in dieser Zeit stark fallenden Rheinwasserstände nicht einmal mehr mit etwa zwei Drittel der Ladefähigkeit auslasten konnte, wie das bei dem sperrigen Gut sonst möglich gewesen wäre. Außerdem war die Fahrzeit der Schiffe so verschieden, daß die Abrufe nicht in der gewünschten Reihenfolge eintrafen, was sich besonders zu Beginn der Rammarbeiten sehr verzögernd auswirkte. Überdies hatten einige Fahrzeuge entgegen den Wünschen des Bauherrn noch Beiladung aufgenommen, die dann zuerst wieder gelöscht werden mußte, ganz abgesehen davon, daß die Küstenschiffe plötzlich lohnen-

dere Frachten fanden und für den Stahltransport kaum noch zu interessieren waren. Durch alle diese Umstände trat die beabsichtigte Ersparnis an Frachtkosten gegenüber der Bundesbahn nicht ein und wurde der Bauvorgang am Anfang wesentlich gehemmt. Im 2. Bauabschnitt trat diese Behinderung nicht auf, weil zum größten Teil Bohlen des 1. Bauabschnitts wieder verwendet wurden und nur eine kleinere Menge neuer Bohlen mit der Bahn angeliefert wurde.

Die Rammung wurde durchweg mit Hamburger Bockrammen, teils schwimmend, ausgeführt (Freifallbären mit 2–4 t Gewicht). In dem Bestreben, die inzwischen verlorene Zeit wieder aufzuholen, waren zeitweise bis zu

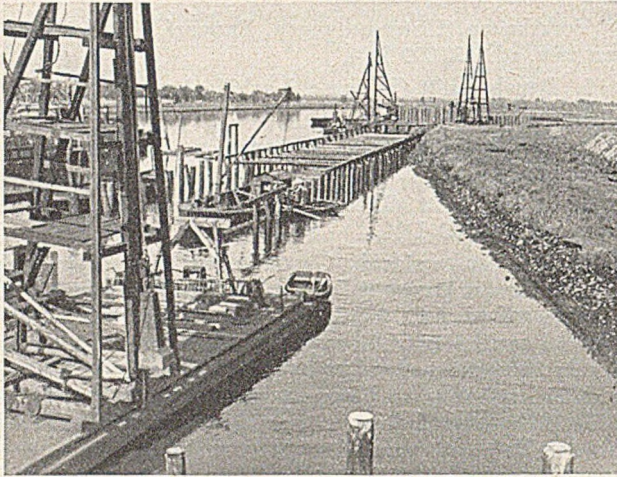


Abb. 17. Beginn der Rammarbeiten und Herstellung des Rammgerüsts für die Kammerwände.

8 Rammern gleichzeitig in Tätigkeit. Abgesehen von der eigentlichen Abdämmung, über die unter Ziffer 8 noch berichtet wird, wurden vom hölzernen Rammgerüst aus (Abb. 17) nur die beiden Kammerwände mit den längsten und schwersten Profilen gerammt, die unbedingt gerade und in der Flucht stehen sollten. Allgemein zeigte sich bei allen Wänden, daß die im Rammplan vorgesehenen Längen bei der Ausführung um etwa 1 bis 2 v. H. übertroffen wurden, was außer durch die unbedeutende Schloßtoleranz durch ein kaum ins Auge fallendes Verkanten der Z-Bohlen entstand. Abweichungen in den Walzmaßen waren nicht festzustellen. Die Ursache muß in dem sehr leichten Baugrund gesucht werden, da diese Erscheinung bei schwereren Böden bisher nicht in diesem Umfang aufgetreten ist. Ein Versuch, die planmäßigen Maße durch Hilfsmittel beim Rammen unbedingt einzuhalten, ergab einen unruhigen und unschönen Anblick der betreffenden Wand und wurde deshalb wieder aufgegeben. Die erwähnte Vergrößerung der Ramlängen wäre bedeutungslos gewesen, wenn nicht die bei diesem Bauwerk zahlreichen Eckausbildungen und Abzweigungen schon vor der Ausführung dem Lieferwerk mit in Auftrag gegeben worden wären. Da in den meisten Fällen infolge der vorgesehenen Anschlüsse die Entwurfsmaße eingehalten werden mußten, blieb nichts anderes übrig, als einen Teil der Eck- und Abzweigbohlen auf der Baustelle neu herzurichten. Auch ohne dies kann bei der rammtechnisch etwas schwierigen Grundrißgestaltung wohl eine Stahlersparnis, nicht jedoch eine tatsächliche Kostenersparnis gegenüber einfacheren Lösungen mit etwas größeren Wandlängen, dabei aber kürzerer Ausführungszeit, verzeichnet werden.

Die Arbeit der Rammfirmen verdient alle Anerkennung. Aus dieser Arbeit, aber auch mindestens genau so aus der Form der K-Profile erklärt es sich, daß auf der ganzen Baustelle nicht eine einzige Keilbohle zum Ausgleich schräg vorgeeilter Bohlen benötigt wurde.

Gurtungen aus I-Stahl und Rundstahlanker mit Peiner Rollengelenken wurden von den Norddeutschen

Schrauben- und Mutterwerken, Peine, geliefert und haben sich bewährt. Um zu starke Setzungen des Füllbodens und damit eine zu große Durchbiegung der Anker im Kastenfangedamm der südlichen Kammerwand zu vermeiden, wurde der Sand im Spülverfahren eingebracht. Außerdem wurde jeder Anker durch zwei (später dauernd im Grundwasser stehende) Holzpfähle unterstützt. Das war in diesem Fall einfacher und billiger als die Verwendung und der Einbau von Seilankern. Die für die Kammerwände vorgesehenen stählernen Abdeckholme waren während der Bauzeit nicht erhältlich; sie wurden daher durch passende P-Träger ersetzt (Abb. 18), die später oben mit Beton verfüllt wurden. Sie geben der Wand eine größere Steifigkeit und überdecken Ungleichheiten der Oberkante, die durch geringes Mitziehen einiger Bohlen trotz gut geölter Schlösser entstanden waren.

Bei den vorgesehenen Verankerungen an kleinen Ankerwänden oder -tafeln zeigte sich, daß sie nur im gewachsenen Boden (Mitte der nördlichen Kammerwand) einwandfrei hielten, nicht jedoch — trotz vorsorglich erheblicher Überdimensionierung durch die Bauleitung, richtigem Einbringen und Verdichten — in allen Fällen aufgeschütteten Bodens als Folge der feinen, gleichmäßigen Sandkörnung. Hier waren umständliche und z. T. nachträglich schwierig auszuführende Zusatzverankerungen an Stahlböcken sowie Arbeiten zum Zurückholen ausgeglichener Wandteile und zum Wiederbefestigen eines Anschlußwinkels erforderlich, der vom Beton des nördlichen Brückenwiderlagers abgerissen war. Für die Anker tafeln der 4 Flügelwände des Siels wurden daher doppelt so lange Spundbohlen genommen als rechnungsmäßig nötig gewesen wären. Außerdem wurden diese Bohlen mit etwa 1 m Verzahnung gesetzt.

Im 2. Bauabschnitt traten zeitweise starke Verzögerungen des Rammvorganges auf infolge des vorher zur Sicherung eingebrachten Trümmerschuttes, mehr aber noch durch alte Ufersicherungen und vielleicht auch abgetriebene Brückenpfeilersicherungen aus Granitsteinen an Stellen, wo man sie kaum vermuten konnte.

Im ganzen wurden rd. 1850 t Spundwände, Gurtungen und Anker eingebaut.

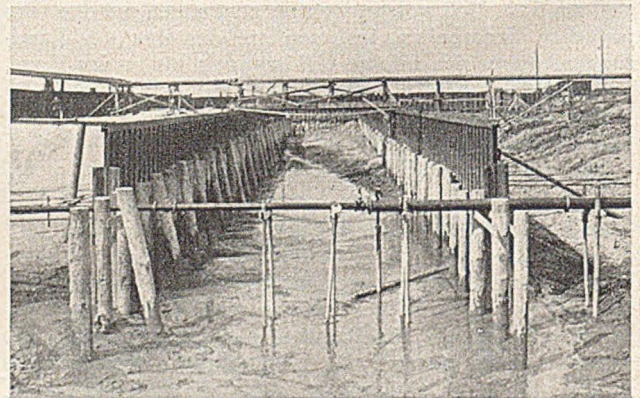


Abb. 18. Kammerwände mit Holmen. Baugrube vor dem Aushub. Grundwasserausleitung in oberer Staffel.

5. Grundwassersenkung.

Rückblickend muß gesagt werden, daß in diesem Fall alle vorher angestellten Untersuchungen und Berechnungen für die Grundwasserabsenkungen den tatsächlichen Verhältnissen nicht gerecht wurden. Eine allererste und nur auf Erfahrungen beruhende Schätzung einer angesehenen Firma legte einen durchschnittlichen k -Wert von 0,20 cm/sec zugrunde. Untersuchungen in den Labors zweier Institute erbrachten für die verschiedenen Schichten k -Werte zwischen 0,007 und 0,12 cm/sec, die wegen der Unmöglichkeit, ungestörte Sandproben aus den Bohrlöchern zu entnehmen, ohnehin mit Vorsicht betrachtet werden mußten. Immerhin mögen sie die Verhältnisse

wenigstens stellenweise einigermaßen getroffen haben. Ein Dauerpumpversuch, an dessen technisch zweckmäßiger Anlage jedoch später Zweifel auftauchten, ergab ausgewertete k -Werte für verschiedene Brunnentiefen zwischen 0,14 und 0,21 cm/sec. Alle diese Werte wurden zwar den Firmen bei der Ausschreibung des 1. Bauabschnittes zur Verfügung gestellt, es wurde jedoch kein Zweifel an ihrer Unvollkommenheit gelassen und ersucht, nach Erfahrung anzubieten.

Innerhalb der Arbeitsgemeinschaft Tatenberg hatte die Siemens-Bauunion mit einem k -Wert von etwa 0,05 cm/sec angeboten, den sie durch schwerwiegende Erfahrungen beim früheren Bau von zwei Schleusen in nur 3 bzw. 8 km Entfernung von der jetzigen Baustelle in demselben Marschengebiet und durch eine eigene Auslegung des Dauerpumpversuches belegte. Über den Vorteil der kleinen Rohrbrunnen, der dem Bauherrn bei der Vergabe besonders wichtig erschien, ist bereits berichtet worden. Nach Auswertung der im 1. und 2. Bauabschnitt erzielten Ergebnisse könnte man nun vielleicht einen durchschnittlichen Erfahrungswert $k = 0,10$ cm/sec angeben, wenn das nicht auch wieder irreführend wäre. In Wirklichkeit lagen die Verhältnisse ganz anders, so daß man im Zweifel sein kann, ob es überhaupt richtig ist, in diesen Fällen mit k -Werten zu rechnen.

Die Arbeitsgemeinschaft wollte mit 2 Staffeln (im Außenhaupt noch mit einer weiteren Zwischenstaffel) das Grundwasser mit 30 Brunnen auf das gewünschte Absenkungsziel bringen. Die Brunnen sollten gleich auf volle Tiefe gebohrt und die Staffelung nach einem bereits mehrfach bewährten und platzsparenden Verfahren durch Heruntersetzen der Saugleitung und der Pumpe an denselben Brunnen erreicht werden. Dieses Umsetzen geschah später reibungslos, und von da an, als nämlich der Grundwasserspiegel im wesentlichen die diluvialen Grobsande erreicht hatte, traten auch keine Schwierigkeiten mehr auf. Bis dahin jedoch zeigte sich, daß zunächst die ganze Baugrube nach ihrem Leerpumpen etwa 1 m hoch voller Schlamm stand, mit dem man in diesem Ausmaß nicht gerechnet hatte, da er auf der Flußsohle nicht vorhanden gewesen war. Daß sich — solange die Baugrube wegen der fehlenden Sandhinterfüllungen zum Ausgleich des Wasserstandes nicht völlig geschlossen war — dort durch das ein- und ausströmende Tidewasser einige Sinkstoffe absetzen würden, war vorzusehen gewesen, nicht jedoch, daß die im Spülverfahren allmählich eingebrachten Hinterfüllungen soviel Feinstbestandteile enthielten, die aus den Bodenuntersuchungen nicht zu erkennen gewesen waren und sich nun in der Baugrube absetzten. Das Entfernen dieses Schlammes, der sich durch die Grundwasserabsenkung nicht schnell genug beeinflussen ließ, nahm kostbare Zeit in Anspruch.

Aber auch danach machte die Absenkung trotz erheblicher Wasserförderung viel zu langsame Fortschritte, und zwar — wie sich später an Hand der aufgearbeiteten Bodenbeschaffenheit erklären ließ — deshalb, weil die oberen alluvialen Sande feinkörnig bei gleichmäßiger Kornzusammensetzung waren und infolgedessen viel kapillar gebundenes Wasser enthielten. Weiter wurde der Zufluß zu den Brunnen bedeutend gehemmt durch die feinen Ton- und Kleibänder. Und diese Umstände hätten — auch nach Meinung namhafter Fachleute — zu einem Versagen von Großbrunnen führen müssen, jedenfalls innerhalb der sehr knapp bemessenen Bauzeit, da ihre Förderung aus den oberen Sanden keineswegs der errechneten entsprochen hätte. Dasselbe würde für Tiefbrunnen gelten. Um die Grundwasserhaltung auf keinen Fall über den Winter hinaus halten zu müssen, was ganz ungewöhnliche Mehrkosten verursacht hätte, wurde daher sofort nach Erkennen dieser Lage mit dem Setzen weiterer Zwischenbrunnen begonnen. So waren, als schließlich das Ziel der Absenkung verspätet erreicht war,

59 Brunnen in Betrieb mit einer Förderung von etwa 600 l/sec.

Auch diese Förderung allein aus den diluvialen Sanden war nach üblichen Begriffen sehr hoch, was darauf zurückzuführen war, daß sich infolge der veränderten Strömungsverhältnisse neben der Baustelle im Strom nicht nur keine weitere Sohlendichtung ausbildete, sondern die vielleicht vorhanden gewesene immer wieder zerstört wurde.

Beim 2. Bauabschnitt waren auf Grund der gemachten Erfahrungen von Anfang an 28 Brunnen geplant (Abb. 19), die auch ausreichten. Allerdings traten hier andere Schwierigkeiten auf als Folge der starken Sicherungen des 1. Bauabschnittes gegen den offenen Strom aus Trümmerschutt, der nun teilweise durchrammt war, teilweise aber auch unter den Spundwänden lag und so Verbindungen vom Außenwasser zur Baugrube darstellte. Die dadurch entstehenden Quellen in der Baugrube hatten zwar auf die Grundwasserhaltung nur unbedeuten-

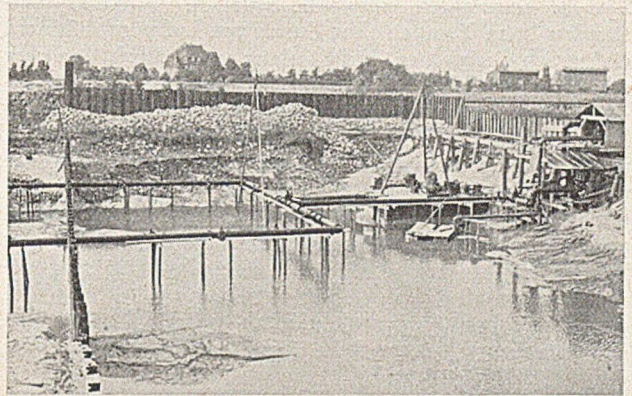


Abb. 19. Beginn der Grundwasserabsenkung im 2. Bauabschnitt. Rechts die hinterfüllte Abdämmungswand mit Pumpenaggregat.

den Einfluß, mußten aber stets sorgfältig beobachtet werden. Die meisten konnten frühzeitig mit Füllboden genügender Überdeckung zugeschüttet werden, bis auf einen Wasseraustritt hinter der Abdämmungswand unmittelbar unter der auf Holzpfählen stehenden Pumpeneinrichtung für die Gesamtanlage. Diese Quelle begann aus ganz unverständlicher Ursache wenige Tage vor dem Rückbau der Grundwasserabsenkung plötzlich feinen blauen Sand aus offenbar großer Tiefe zu fördern und bereitete damit nicht wenig Sorge. Sie konnte jedoch noch die erforderliche kurze Zeit mit Sandsäcken unter Kontrolle gehalten werden. Da die Wand, an der das geschah, wieder gezogen werden sollte, brauchten etwaige Einflüsse auf den Untergrund nicht berücksichtigt zu werden.

Erwähnt sei schließlich noch, daß vor Beginn der Grundwasserabsenkung des 1. Bauabschnittes sämtliche Gebäude, Bäume, Gräben usw. im Umkreis von etwa 800 m von einem bautechnischen Beamten auf ihren Zustand untersucht wurden. Mängel wurden schriftlich festgelegt und vom Eigentümer oder Besitzer gegengezeichnet, um später unberechtigte Schadensersatzforderungen zu vermeiden. Es ist keine derartige Forderung geltend gemacht worden.

Die Grundwasserabsenkung des 2. Bauabschnittes wurde wissenschaftlich überwacht, wofür u. a. Wassermesser und Schreibpegel zur Verfügung standen. Das Ergebnis, das auch im Hinblick auf die wechselnden Tidewasserstände interessant sein dürfte, liegt allerdings aus Zeitmangel noch nicht vor.

6. Betonarbeiten.

Für den Beton mit einer geforderten Festigkeit von 160 kg/cm² nach 28 Tagen hatte die Arbeitsgemeinschaft eine Körnung der Zuschlagstoffe etwa nach der E-Kurve und 270 kg Hochofenzement (Z 225 Lübeck) angeboten. Obwohl nicht mit aggressivem Wasser zu rechnen war,

wurde eine Zementmenge von 300 kg/m^3 , bzw. 280 kg/m^3 bei Zusatz von Luftporenbildnern verlangt. Da Naturkies verwendet werden sollte, wurde folgender Spielraum für die Körnung festgelegt:

Körnung (mm)	0,2	1	3	7	15	30	50
Anteil (v. H.)	7-10	20-27	35-48	50-65	70-85	90-100	100
E-Kurve (v. H.)	9	24	43	60	82	100	—

Graßzusatz kam wegen der für das Hamburger Gebiet wesentlich höheren Kosten unter den gegebenen Umständen nicht in Frage. Der Hochofenzement war wegen seiner geringen Abbindewärme und seiner chemischen Eigenschaften erwünscht.

Im 1. Bauabschnitt wurde Grubenkies verwandt, der durch entsprechende Zusätze der Körnung 7–30 mm und 2. v. H. 0–0,2 mm der E-Kurve angeglichen wurde. Da der Kies in seiner Zusammensetzung schwankte, machte die Umrechnung viel Arbeit, so daß im 2. Bauabschnitt, der keinen Massenbeton vorsah, zwei Körnungen und 2 v. H. Feinstanteil verwandt wurden. Anfangs entstanden beim Pumpen ohne Zusatz von Luftporenbildnern einige Schwierigkeiten, nicht zuletzt wohl durch den sehr scharfkörnigen Hochofenzement, die jedoch bei Verwendung der Zusätze trotz geringeren Zementgehalts behoben waren. Im 1. Bauabschnitt wurden dem Beton verschiedene Luftporenbildner zugesetzt. Die Ergebnisse waren leider infolge verschiedener Voraussetzungen und der zu geringen Probenzahl nicht vergleichbar. Im 2. Bauabschnitt wurde nur Plastokrete zugesetzt, wobei der Wasserzementfaktor i. M. 0,5 betrug, bei nur sehr geringen Abweichungen.

Die gesamte Förderung geschah maschinell. Die Zuschlagstoffe wurden aus Silos über Waagen zugeführt, der

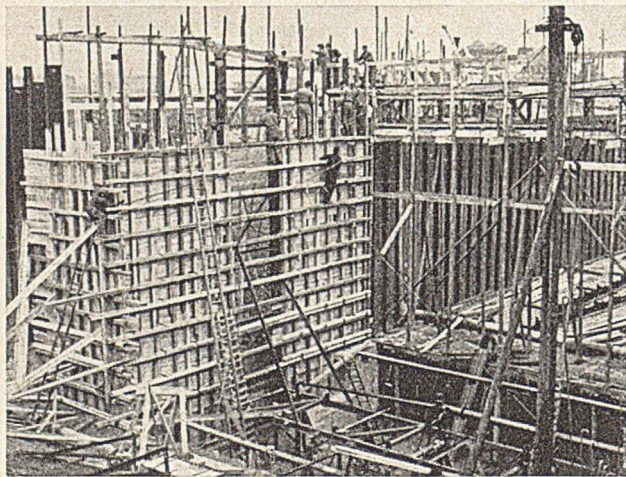


Abb. 20. Schalung des Außenhauptes mit Anschlageisen für das Schiebeter.

Zement über Transportbänder. An Mischern waren 2 Zwangsmischer (1000 l) und als Reserve 1 Freifallmischer (750 l) vorhanden. Als im 2. Bauabschnitt auch der Freifallmischer eingesetzt war, ergab er trotz aller Sorgfalt einen etwas weniger gut verarbeitbaren Beton. Die Betonpumpen erreichten eine tatsächliche Leistung von jeweils $12 \text{ m}^3/\text{Std.}$; die 150-mm-Rohrleitungen waren bis zu 140 m lang. Beim Einbringen des Betons wurden Innenrüttler mit 3000 U/Min. benutzt. Dabei mußte — besonders beim Betonieren waagrechter Flächen — immer wieder darauf geachtet werden, daß die Rüttler nicht aus Bequemlichkeit als Transportmittel verwendet wurden. Zeitweise wurde in 3-Schichten-Betrieb gearbeitet.

Bei der stellenweise sehr schwierigen Einschalung, besonders ausgeprägt z. B. bei den Hubtürmen des Sieles infolge der vielen Aussparungen und der schwachen Bauteile, konnten Arbeitsfugen nicht ganz vermieden werden. Die Pfeiler des Außenhauptes (mit Öffnung zur Torkam-

mer auf der einen und Tornische auf der anderen Seite) wurden in einem Guß betoniert. Die Steiggeschwindigkeit betrug dabei allerdings nur $0,5 \text{ m}/\text{Std.}$ zur Vermeidung zu hohen Schalungsdruckes. Bei dieser Arbeit waren die Anschlageisen für das Schiebeter mit Hilfe von Behelfskonstruktionen, aber gegen den Widerspruch der Stahlwasserbaufirma (MAN.), gleich in die Schalung mit eingesetzt (Abb. 20). Die Abweichung vom Sollmaß betrug nach dem Ausschalen an ungünstigster Stelle 3 mm. Leider setzte sich das Außenhaupt später unvermutet etwas ungleichmäßig, so daß schließlich die größte Abweichung der Anschlageisen aus der Lotrechten 9 mm betrug. Da die Stahlwasserbaufirma diesen Betrag als an der Grenze des Tragbaren erklärte, wurde zur Vermeidung von Weiterungen beim Binnenhaupt wieder auf die alte Art des Einbetonierens mit Hilfe von Aussparungen zurückgegriffen.

Von den Ergebnissen der Betonprüfung sei lediglich berichtet, daß bei 280 kg Hochofenzement und Plastokreteszusatz (entsprechend den Richtlinien) die 28-Tage-Festigkeit durchweg über 200 kg/cm^2 , im Mittel bei 227 kg/cm^2 lag. Die Verarbeitbarkeit war ausgezeichnet. Bei einer kleinen Betonmenge, die durch Karrentransport mit zweimaligem Umschlag an die Einbaustelle gebracht werden mußte, zeigte sich auch auf dieser Baustelle, daß irgendeine Entmischung nicht eintrat, so daß — wenn nicht noch andere Gesichtspunkte mitsprechen — aus diesem Grund allein kein Pumpbeton mehr hergestellt zu werden brauchte.

Im ganzen wurden 8500 m^3 Beton mit rd. 310 t Betonstahl hergestellt. Die Außenflächen wurden, entsprechend den Empfehlungen der Bundeswasserstraßenverwaltung, nirgends mit Anstrich versehen.

Im 2. Bauabschnitt war die fristgerechte Lieferung des Betonstahls unmöglich, so daß auf die verschiedensten Restbestände (auch von Torstahl) zurückgegriffen werden mußte.

7. Erdarbeiten.

Die eigenartige Beschaffenheit des Baugrundes erschwerte auch die Erdarbeiten und zwang im 2. Bauabschnitt zu wesentlichen Änderungen des Planes. Die Rutschung einer mit aufgeschüttetem Sand 1 : 3 sorgfältig hergestellten Böschung außerhalb des Sielkörpers bewies, daß derartige Böschungen unter Wasser bei leichtem Wasserüberdruck, wie er infolge des Tidehubs oder von Regenfällen stets eintritt, nicht standsicher waren. Ja, selbst die gleichen Böschungen, beim Ausbau des Außenvorhafens aus dem anstehenden Boden herausgearbeitet und mit Trümmerschutt und Schüttsteinen abgedeckt, zeigten leichte Fließerscheinungen, wie sie sonst im Hamburger Hafengebiet nicht beobachtet werden. Unter diesen Umständen konnte nicht verantwortet werden, die beiden Landzungen zwischen Schleuse und Siel sowie die übrigen Böschungen des Sielkanals, wie vorgesehen, aus Sand herzustellen. Während der Entwurfsbearbeitung war allerdings noch geplant gewesen, den größten Teil des benötigten Sandes von staatlichen Hafengebaggerungen zu beziehen, womit die Böschungen erfahrungsgemäß gestanden hätten. Da jedoch bis zum Beginn der Arbeiten ein fühlbarer Sandmangel auftrat, weil plötzlich große Mengen zur Schaffung neuen Industriegeländes durch Aufhöhung von Moor- und Wiesenflächen gebraucht wurden, mußte sämtlicher Boden von der Arbeitsgemeinschaft beim Ausbau des Außenhafens und einer damit verbundenen Vertiefung der äußeren Doveelbe auf ihre neue Solltiefe selbst gewonnen werden. Dabei traten für die kleinen Geräte mehrfach Behinderungen infolge von Baumstämmen, Unrat, alten Pfahlstümpfen und vereinzelt Kleibänken auf.

Der Ausbau der Landzungen und Böschungen des Sielkanals bedingte durch diese Änderung weitgehend die Verwendung von standsicherem Trümmerschutt. Die da-

durch entstehenden Mehrkosten konnten durch eine noch vertretbare Verkürzung der Landzungen ausgeglichen werden. Die den Sturmfluten zugängliche Außenböschung über dem Sielkörper wurde mit einem festgestampften Kleidamm hochgezogen, so daß für später wenig Wasserdurchlaß zu befürchten ist. Außerdem wurde der ganze Straßendamm in diesem Bereich nach binnendiehs abdrainiert (Abb. 21). Der äußere Kleidamm diente gleichzeitig als Spüldeich, weil auch dieser Teil des Straßendamms im Spülverfahren hergestellt wurde. (Abb. 22).

Der verhältnismäßig wertlose, stark kleine Mutterboden wurde beiseitegesetzt, später wieder zum Andecken der Böschungen und neuen Flächen verwendet und mit geeigneten Gräsern angesät. Ein kleinerer Teil wurde zur Unterstützung der noch geplanten Bepflanzungsarbeiten sorgfältig kompostiert. Aus landschaftsgestalterischen Gründen wurden alle sichtbaren Böschungskanten — soweit irgend durchführbar — ausgerundet.

Für die Naßbaggerarbeiten waren zwei Eimerbagger von 150 und 300 l Eimerinhalt mit Schichtleistungen von etwa 320 und 450 m³ eingesetzt, ferner ein Cutter mit 400 m³ Schichtleistung und ein kleiner Motorspüler. An Trockenbaggergeräten arbeiteten auf der Baustelle mehrere Raupengreifer mit 0,7 bis 1,2 m³ Korbinhalt. Der trocken aufgebrauchte Sand wurde z. T. mit dem 1000-kg-Delmag-Frosch verdichtet. Außerdem bewährte sich — sofern der Sand nicht zu locker war — sehr gut der Losenhausen-Vibrator AT 5000 mit ebenfalls 1000 kg Gewicht.

Schließlich sei noch vermerkt, daß in der Doveelbe größere Mengen Munition und 3 Bombenblindgänger, davon einer beim Trockenaushub der Schleusenammer, gefunden wurden, die stets unverzüglich von dem bewährten Hamburger Räumtrupp unschädlich gemacht werden konnten.

8. Abdämmung.

Da aus Gründen, die unter Ziffer 1 erläutert sind, die ursprünglich beabsichtigte, allmähliche aber unbedingt sichere, dabei jedoch kostspielige Abdämmung unter Zuhilfenahme eines Damms aus Schutt und Schüttsteinen nicht durchgeführt werden konnte, wurde die letzte Abriegelung der Doveelbestromung nach einem Plan des Verfassers vorgenommen, der in der Zwischenzeit unter Mitwirkung der Rammgemeinschaft ausgearbeitet worden war. Dabei sollten die aus dem 1. Bauabschnitt wiedergewonnenen Spundbohlen der Baugrubenumschließung benutzt werden. Die Grundbedingungen einer stählernen Abdämmungswand, gegeben durch den dauernd stark wechselnden Tidewasserstand auf der Außenseite, mußten sein: Möglichst schnelles Schließen des gesamten Wasserlaufes etwa bei Stauwasser, genügende Sicherung gegen Grundbruchgefahr durch ausreichendes Einbinden der Spundbohlen in die Flußsohle im Augenblick des endgültigen Abdämmens, ausreichende Standsicherheit der Wand bereits während der ersten Tiden nach der Abdämmung bis zum Wirksamwerden weiterer Sicherungsmaßnahmen und genügende Höhe gegen spätere Überflutungsgefahr bei Sturmfluten. Mit neu zu beschaffendem Material wären diese Bedingungen leicht zu erfüllen

gewesen, mit dem bereits vorhandenen entstanden jedoch starke Erschwernisse.

Nach vielen Änderungen sah der Plan schließlich folgendes vor: An der Stelle der ohnehin erforderlichen äußeren Baugrubenumschließung sollte die Abdämmungswand quer durch die noch etwa 70 m offene Doveelbe mit

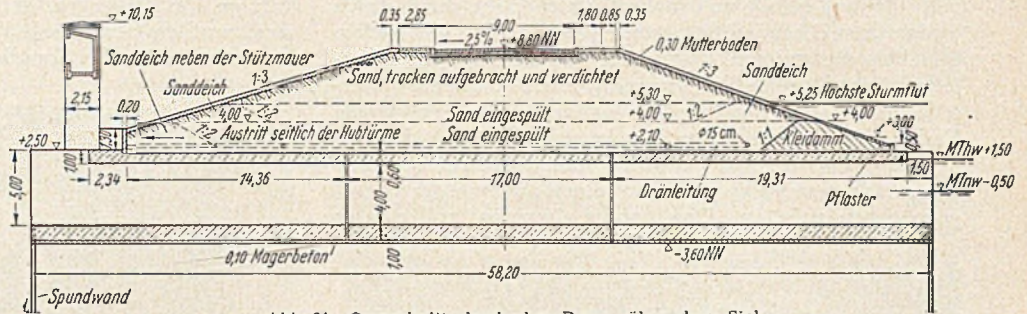


Abb. 21. Querschnitt durch den Damm über dem Siel.

ihren auf etwa das Doppelte angewachsenen Strömungsgeschwindigkeiten (bis zu 1,2 m/sec bei mittlerer Tide) gezogen werden. Sie mußte bis zum endgültigen Abschluß so weit offen bleiben, daß nennenswerte Kolkungen während des Rammens nicht auftraten oder aber mindestens mit einfachen Mitteln verhindert werden konnten.



Abb. 22. Herstellung des Straßendamms über dem Siel.

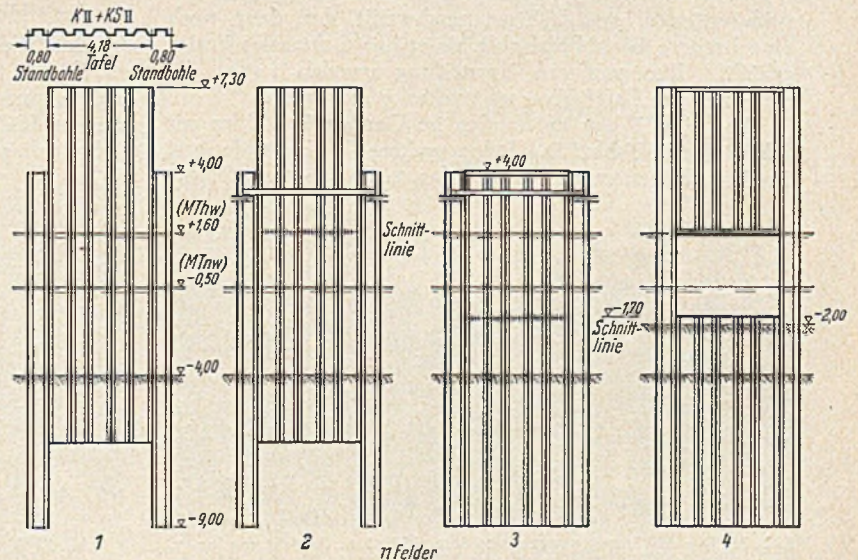


Abb. 23. Schema der Abdämmung.

Aus den Verhältnissen neben und unter der alten Straßenbrücke ergab sich vergleichsweise ein verengter Durchflußquerschnitt, bei dem die größeren Teile guten Trümmerschutt erfahrungsgemäß noch liegen geblieben waren und somit einen Schutz gegen Kolkungen darstellten. Ausgehend von der Fangedammwand des 1. Bauabschnittes wurden dort zur Überwindung ihrer hoch

liegenden Schuttsicherung zunächst einige Doppelbohlen auf volle Tiefe in den Fluß hineingerammt. Dann folgten fünf sogenannte Felddoppelbohlen mit zunächst begrenzter Rammtiefe und abschließend eine Standdoppelbohle auf volle Tiefe (Abb. 23/1). Nun wurden die Felddbohlen zwischen den oberen Enden der Standbohlen durch hölzerne Holme gefaßt und in bestimmter Höhe durch einen waagrechten Brennschnitt geteilt (Abb. 23/2). Außerdem erhielten die unteren Enden der so entstandenen Ober- und Unterbohlen aufgeschweißte Halterungen (Abb. 24), um die Unterbohlen beim Tieferrammen sicher zu führen. An den oberen Enden der Unterbohlen wurden dagegen Knaggen derartig angeschweißt, daß sich bei voller Rammtiefe ein Knaggen der gerade gerammten Bohle auf einen anderen der vorangegangenen aufsetzte. Damit sollte ein unkontrollierbares

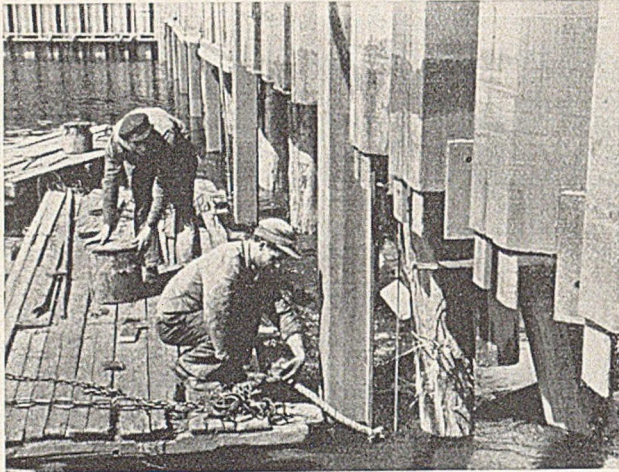


Abb. 24. Herstellung der Abdämmungswand.

Mitziehen der bereits fertig gerammten Bohlen weitgehend verhindert werden, um später einen möglichst guten Abschluß zu erzielen. Die auf diese Weise genau auf vorgesehene Tiefe gerammten Felddbohlen (Abb. 23/3) wurden alsdann oben mit einem U-Eisen verschweißt und als ganze Tafel in einem Stück so hoch gezogen und sicher unterstützt, daß ihre Unterkante über MThw lag (Abb. 23/4). Unter dieser Unterkante wurde nun ein nach unten offenes U-Eisen geschweißt, daß dann noch eine breitere Weichholzbohle als später dichtendes Futter erhielt. Zur größeren Versteifung wurden ferner die Schösser der Tafel oben und unten verschweißt.

Auf diese Weise entstanden im Ganzen 11 Felder mit Schütztafeln (Abb. 25). Jedes weitere Feld wurde erst in Angriff genommen, wenn das vorhergehende bereits

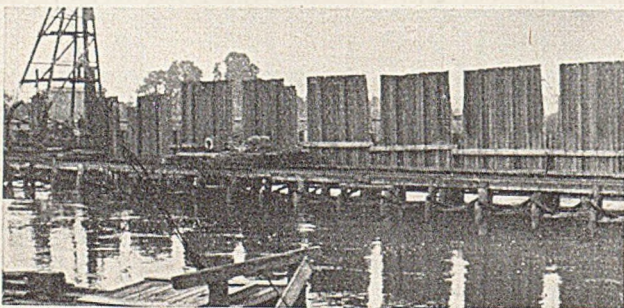


Abb. 25. Die Abdämmungswand vor dem Schließen. Ansicht von innen.

wieder geöffnet war. Der Anschluß bis auf das Südufer herauf wurde wieder durch ganze Bohlen erreicht. Bereits während des Rammens wurde die Wand auf beiden Seiten bis dicht unter die Öffnungen mit größerem Trümmerschutt eingeschüttet (Abb. 25/4), um sie standfester zu machen und Kolkungen zu vermeiden. Nach erfolgter Abdämmung mußte die Wand aus statischen Gründen noch wesentlich höher eingeschüttet werden. Die ganze

Herstellung der Abdämmungswand, die zur Erzielung einer möglichst großen Rammgenauigkeit von einem auf ihrer Innenseite stehenden hölzernen Rammgerüst durchgeführt wurde, ging planmäßig vonstatten. Das Rammgerüst wurde später zur Aufnahme von waagrechten Druck- und Zugkräften aus der Wand mit herangezogen. Infolge des Zwanges, gebrauchtes Material zu verwenden, mußten abwechselnd K II- und KS II-Bohlen gerammt werden; die Standbohlen bestanden nur aus dem

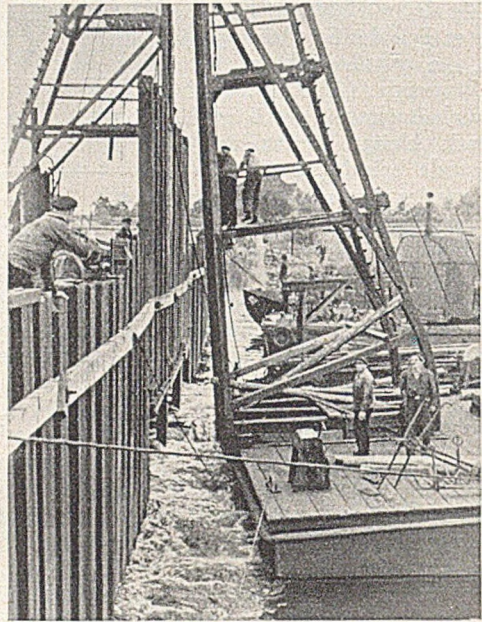


Abb. 26. Die Abdämmungswand während des Schließens.

stärkeren K II-Profil. Aus demselben Grunde war wegen der notwendigen Einspannung im Untergrund nicht zu erreichen, mit den vorhandenen Längen später die höchste bisher beobachtete Sturmflut abzuwehren, was während des Sommers in Kauf genommen werden mußte und konnte. Demzufolge lag die Oberkante der Wand 1,25 m unter höchster Sturmfluthöhe, während der höchste während der Bauzeit beobachtete Wasserstand bis auf $\frac{1}{2}$ m an diese Höhe herankam.

Das Schließen der Wand mußte bei einer Wetterlage stattfinden, die für die folgenden 3—4 Tiden einigermaßen normale Verhältnisse erwarten ließ, es mußte morgens so früh beginnen, wie durch das Herankommen der Arbeiter irgend möglich, um bei Zwischenfällen noch den



Abb. 27. Vorschüttung der Abdämmungswand mit Kleiabdeckung.

ganzen Tag zur Verfügung zu haben, und es mußte vor Tnw begonnen werden, damit das abgeschlossene Becken noch einen über Niedrigwasser liegenden Wasserstand behielt und weiter aufgefüllt werden konnte, um die Anfangsbelastung der Wand beim folgenden Hochwasser zu vermindern. Das Schließen begann also am 29. 6. 1951 kurz nach 6 Uhr mit einer Landramme (auf dem Rammgerüst) und einer Schwimmramme (von außen), nachdem

ein Taucher am Abend zuvor die Öffnungen untersucht und völlig frei gemeldet hatte (Abb. 26). Die Tafeln klemmten teilweise etwas, ließen sich aber doch alle durch Erschütterungen und Aufsetzen der Bären schließen, so daß um 8.20 Uhr die Doveelbe kurz vor Tnw endgültig abgedämmt war.

Der Anschluß nach unten wurde zuletzt durch ganz leise Schläge beider Rammen auf die Tafeln erreicht. Gleichzeitig ging der Taucher innen herunter und untersuchte die Wand auf Undichtigkeiten, deren einige von

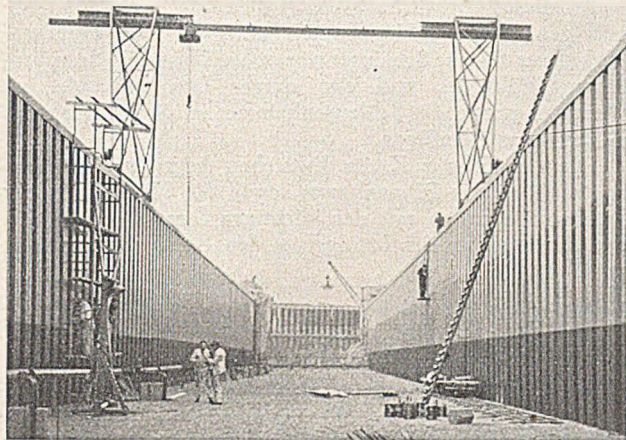


Abb. 28. Gestrichene Kammerwände. Im Hintergrund der Fangedamm des Außenhauptes.

ihm beseitigt werden mußten. Trotz der Vorsichtsmaßnahmen waren zwei der unteren Bohlen um einige Zentimeter mitgezogen. Außerdem waren die unteren Bohlen stellenweise trotz der Führungen etwas ausgewichen (was beim Verfüllen mit Trümmerschutt geschehen sein kann), so daß sie nicht mehr ganz von dem oberen Dichtungsholz gefaßt wurden. Besondere Schwierigkeiten entstanden jedoch dadurch nicht.

Der Wasserspiegel war innen etwa 20 cm höher geblieben. Außerdem ließ nun die Wasserwirtschaftsverwaltung einen aufgespeicherten Vorrat an Wasser aus dem Marschgebiet in das neu abgedämmte Becken ablaufen, und sobald der äußere Wasserstand bei Flut den inneren überstieg, wurden auch die Torschütze der Schleuse geöffnet, bis innen ein Wasserstand erreicht war, der etwa

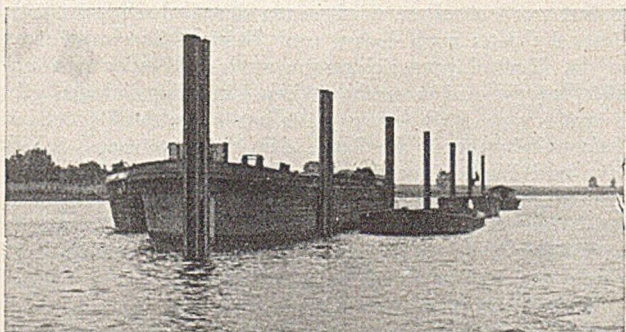


Abb. 29. Dalben des Außenvorhafens vor Herstellung der äußeren Landzunge.

dem äußeren Tidemittelwasser entsprach. Bereits während des Schließens begann der auf der Baustelle vorhandene Spüler, die Wand vom Südufer aus zu beiden Seiten mit Sand höher einzuspülen (s. Abb. 26 im Hintergrund), während nach dem Schließen vom Nordende her mehrere Schwimmgreifer ebenfalls Sand einbrachten. Der Einsatz zusätzlich bereitgelegter kleiner Klappschuten war nur auf der Außenseite und wegen der raschen Sohlenaufhöhung auch nur während des ersten Hochwassers nach der Abdämmung möglich. Schließlich wurde die äußere Böschung der Abdämmungswand sicherheits halber zur besseren Dichtung mit Klei abgedeckt (Abb. 27).

Die Verwendung kleinerer Schütztafeln (Felder mit 2—3 Doppelbohlen) war vorher auch erwogen worden. Dieser Gedanke wurde nicht weiter verfolgt, weil dabei das Schließen der Wand einen zu großen Aufwand und zu viel Zeit erfordert hätte. In anderen Fällen könnte er indessen doch zweckmäßiger sein, weil dabei spätere Dichtungsarbeiten an der geschlossenen Wand fast völlig überflüssig werden dürften. Außerdem müßten schmalere Tafeln auch bei größerem Wasserstandsunterschied oder bei Öffnungen, die tiefer herunter reichen, besser geschlossen werden können.

9. Verschiedenes.

Beide Schiebetore der Schleuse wurden in ihren durch Dammtafeln verschlossenen Torkammern durch die MAN montiert, und zwar bei offener Wasserhaltung ohne Rücksicht auf die inzwischen beendete Grundwasserabsenkung. Die Dammbalken der Toröffnungen bestehen aus Stahlrohren, die an den Enden verschlossen und sodann schwimmend zum Platz gebracht werden können. Sie werden mit kleinen Derrickkränen eingesetzt. Die Sielverschlüsse bestehen aus drei Doppel-Gleitschützen mit beiderseitiger Dichtung.

Die drei Abschnitte des Sielkörpers sollten durch Aluminiumbleche mit Kunstharzüberzug (Alcuta), wie sie sich vielfach bewährt haben, gegeneinander abgedichtet werden, nachdem Kupferbleche, die im 1. Bauabschnitt an einigen Stellen (Flügelmauern) verwendet worden waren, vorübergehend nicht mehr geliefert werden konnten. Leider verhinderte ein Streik in Hessen auch die rechtzeitige Lieferung der Alcuta-Bleche, so daß die Bestellung rückgängig gemacht werden mußte, da die Betonarbeiten auf keinen Fall aufgeschoben werden durften.

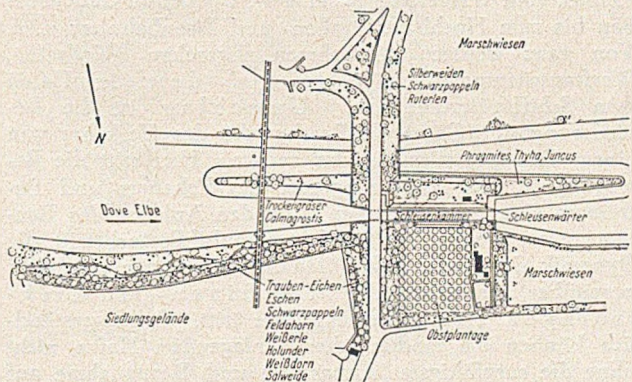


Abb. 30. Plan der Landschaftsgestaltung.

Infolgedessen wurden lediglich einfache Schlitzte zu beiden Seiten der Fuge vorgesehen, die mit einer guten, zähen Dichtungsmasse vergossen wurden.

Sämtliche Ansichtsflächen der Spundwände wurden auf Grund eines Gutachtens mit Chlorkautschuk-Mennige als Grundanstrich und einem zweimaligen Deckanstrich aus grauer Chlorkautschukfarbe gestrichen (Abb. 28). Bis auf wenige kleinere Stellen, die mit Stahlbürsten entrostet werden mußten und bei denen sich der Anstrich erwartungsgemäß dann auch sichtbar schlechter hielt, wurde das Eisen kurz vor dem Grundanstrich mit Sandstrahlgebläse völlig blank gemacht, übrigens eine Voraussetzung für alle guten Rostschutzanstriche. Bis jetzt hat sich dieser Anstrich gut gehalten. Einige andere Versuchsanstriche in den Torkammern lassen noch keine Deutung zu.

Wie für die Ausrüstung der Schleusenammern mußten auch für die Wahl und Aufstellung der Dalben in den Vorhäfen außer den Belangen der Binnenschiffahrt auch diejenigen der eigentlichen Hafenschiffahrt berücksichtigt werden. Eine Nachrechnung ergab, daß von verschiedenartigen Stahldalben solche aus Peiner Spundbohlen (3 PSp. 30) mit Abschlußwinkeln ein für diese Zwecke ausreichendes Arbeitsvermögen bei ebenfalls genügender Kraftaufnahme und Weichheit besitzen und dabei weitaus

am billigsten waren (Abb. 29). Jeder Vorhafen erhielt 7 Dalben mit 15 m Abstand voneinander. Für die Schutzdalben der Schleuseneinfahrten wurden je 4 PSp. 30 und für einige Schutzpfähle am Binnenhaupt einzelne KP 34 gewählt.

Da die Abdämmung eines Tideflusses nicht eben häufig vorkommt, wurden bereits vorher das Institut für angewandte Botanik hinsichtlich der pflanzensoziologischen Änderungen der bisher oft überfluteten Vorländer und der Ufer, und das Institut für Küsten- und Binnenfischerei hinsichtlich der Wasserpflanzen und -tiere, insbesondere der Fischnährtiere, für vergleichende Untersuchungen interessiert und dabei nach Möglichkeit unterstützt.

10. Landschaftspflege.

In der selbstverständlichen Erkenntnis, daß in der offenen Landschaft kein Ingenieurbauwerk mehr ohne Berücksichtigung seines organischen Verhältnisses zu dieser Landschaft gebaut werden sollte, wurde der Gartenarchitekt P l o m i n mit der landschaftlichen Gestaltung

beauftragt. Sein Plan (Abb. 30) wird der Bedeutung des Bauvorhabens an der Grenze zwischen der Großstadt und ihrem naturgegebenen Landgebiet gerecht, ohne es dabei aus dem bestehenden Landschaftsbild besonders herauszuheben. Während nach der Stadtseite die wenig schöne Behelfsbebauung durch dichtes Gehölz abgeschirmt wird, soll gegen den Strom hin die Bepflanzung immer lockerer werden und allmählich den vorhandenen Wiesencharakter annehmen.

11. Restarbeiten.

In dieses Landschaftsbild sollen sich jetzt in Angriff genommenen Hochbauten, also ein Zwei-Familien-Wohnhaus für die Schleusenwärter am Westrand des nördlichen Spülfeldes und ein kleines Dienstgebäude mit Werkstatt neben der Schleusenammer mit Sicht über beide Vorhäfen, gut einfügen.

Die ebenfalls z. Z. im Entstehen begriffene Straßenbrücke über das Binnenhaupt sowie die Herstellung der Betonstraße sollen mit der wichtigen Straßenverbindung von Hamburg in das Landgebiet den Bau vollenden.

Moderne Hafenumschlagstechnik.

Von Dipl.-Ing. Oskar Wundram, Hamburg.

Anlässlich der Hauptversammlung der Hafentechnischen Gesellschaft besteht überreichlich Gelegenheit, die Leistungen des Bauingenieurs im Wasser- und Hafenbau herauszustellen, denn diese beschäftigen fast alle Fachrichtungen des Bauingenieurwesens, vom Wasserbau, Kaimauer-, Dock- und Schleusenbau bis zum Hochbau, Straßen- und Eisenbahnbau u. ä. Von ganz wenigen Ausnahmen abgesehen (Nothafen, Werftausrüstungshafen, Kriegshafen) dient der Hafen dem Schiffsgüterumschlag. Umschlag ist die Beförderung der Güter im Brechpunkt des Verkehrs von einem Transportmittel in das andere. Hier tritt die Bewegung in das Aufgabengebiet des Erbauers und Betreibers eines Hafens; jenen ruhenden Anlagen des Bauingenieurs, welche die Statik versinnbildlichen, tritt die Dynamik der mechanischen Hafenausrüstungen sinnfällig gegenüber, bei denen der Maschinen- und Elektroingenieur in seine Rechte tritt. Selbstverständlich können die mechanischen Anlagen im Hafen nicht ohne die sorgfältigste Anpassung und Bezugnahme auf die Werke des Bauingenieurs ausgeführt werden. Über die Bemessung und Zuordnung der ruhenden und beweglichen Anlagen in einem Hafen befindet der Generalplaner im Benehmen mit der zukünftigen Betriebsführung; das dürfte eigentlich selbstverständlich sein. Im Laufe der in den letzten Jahren so viel gepriesenen und weitgetriebenen Mechanisierung, deren Wert und Grenzen wirtschaftlich zu erkennen, eine bedeutungsvolle Aufgabe ist, haben sich die Kosten für die mechanischen Hafenumschlagsanlagen zu einem Hauptposten im staatlichen oder privaten Hafenbaubudget entwickelt. Schon aus diesem Grunde dürfte es für den Bauingenieur wissenswert sein, die Entwicklungsrichtung der modernen Umschlagsmechanik kennenzulernen, wobei maschinen- und elektrotechnische Einzelheiten natürlich nur gestreift werden brauchen.

Die Hauptstätte des Schiffsumschlages im Hafen ist der Kai (Kaje) oder Pier; er muß wasserseitig den Frachtschiffen sicheren Liegeplatz mit genügender Wassertiefe bieten — im transatlantischen Verkehr werden Wassertiefen von 7—9 m und teilweise mehr gefordert —, landseitig muß er die Anlagen zum Be- und Entladen der See- und Binnenschiffe, zum Stapeln, Lagern und Sortieren, zum An- und Abfahren der Güter auf dem Landwege (Straße oder Schiene) aufnehmen. Das bedingt für den Bauingenieur die Schaffung von Kaimauern, Piers,

Ladestraßen, Gleisanlagen, Kaischuppen, Speichern, Lagerplätzen u. ä., für den Umschlagstechniker die Bereitstellung von Hebezeugen und Flurfördergeräten der mannigfaltigsten Art. Findet der Umschlag nicht am Kai, sondern mitten im Hafenbecken oder gar auf offener Reede, also ohne landfeste Hilfsmittel statt, sondern nur mit Hilfe bordeigener Umschlagsgeräte oder schwimmender Lös- und Ladeeinrichtungen, so kann sich die bauingenieurliche Mitarbeit auf die Schaffung von Pfahlreihen, Ankerplätzen oder Vertäubojoen beschränken. Umschlagstechnisch unterscheidet man die Arten Stückgut (verpacktes oder unverpacktes Einzelgut) und Schüttgut (Kohle, Erz, Getreide u. ä.). Die Umschlagsanlagen für beide Arten weichen in ihren festen und beweglichen Teilen durchaus von einander ab. Die nach dem Kriege wieder stärker in Erscheinung tretende Verfrachtungsmethode, nach Art und Versandrichtung zusammengehörige Güter in Behälter (container) zu verpacken, die möglichst ohne Umladung von Haus zu Haus befördert werden sollen, wird wegen der wachsenden Größe dieser Behälter nach Raum und Gewicht Sonderwünsche an die Umschlagsvorrichtungen stellen. Außer den unmittelbar wirkenden mechanischen Umschlagsanlagen gibt es noch eine Reihe von mittelbar umschlagfördernden Hafenausrüstungen, die Sache des Maschinenbau-, Schiffbau- und Elektroingenieurs sind, wie Stromversorgungs- und Beleuchtungsanlagen, Fernmeldewesen, Geräte zum Tiefhalten der Hafenbecken und Zufahrten, Reparaturwerkstätten u. a. m.; sie hier im einzelnen aufzuführen würde den Rahmen des Aufsatzes sprengen.

Wenn man von Umschlagstechnik spricht, so ist zu bedenken, daß der Umschlag schlechthin nicht der Hauptzweck des Hafens ist, sondern, daß er möglichst wirtschaftlich und auch schnell erfolgt. Besonders auf die Schnelligkeit wird erhöhter Wert gelegt, denn in den letzten Jahren mehren sich ständig die Klagen über die zu geringe Umlaufgeschwindigkeit der Seeschiffe, deren Hauptgrund in der zu langsamen Abfertigung in den Häfen liegt. Die schleppende Erledigung in den Häfen kann organisatorischer und technischer Art sein, unter den technischen Gründen für die Verlängerung der Hafenziegezeiten spielt die Unzulänglichkeit der Umschlagstechnik die größere Rolle. Wir können mit Genugtuung feststellen, daß unsere westdeutschen Häfen von diesen Vorwürfen nicht betroffen werden, sie gelten noch als „schnelle Häfen“, eine Bezeichnung, die für unseren Wett-

bewerb und unser Hafenprestige eine besondere Schlagkraft besitzt. Es ist das Anliegen der modernen Umschlagstechnik, diesen Vorsprung in der schnellen Schiffsabfertigung zu erhalten oder gar zu verbessern, denn jeder Tag, den das Frachtschiff durch zu lange Liegezeit im Hafen seinem Hauptzweck, der Frachtfahrt, entzogen wird, erzeugt riesige, nicht wieder einbringbare Unkosten. Das gilt besonders für die Seeschifffahrt, wenn auch ähnliche Klagen aus der Binnenschifffahrt bekannt sind.

Das am allgemeinsten verwendete mechanische Hilfsmittel für den Schiffsgüterumschlag ist der am Ufer stehende Drehkran. Er hat sich natürlich im Laufe der vielen Jahrzehnte, die er besteht, erheblich weiterentwickelt, besonders in Leistungsfähigkeit, Reichweite und feinfühligere Steuerung. Für den Stückgutumschlag belaufen sich seine Tragkräfte auf 2—6 t, für den Schüttgutumschlag auf 6—15 t, seltener mehr. Der Stückgutuferkran tritt wohl am häufigsten in den Häfen auf, meist mit der Tragkraft von 3 t an 12—22 m langen Auslegern, neuerdings werden hin und wieder auch Ausladungen bis zu 35 m verlangt, bei entsprechend verringerter Tragkraft. Örtliche Gegebenheiten bestimmen die Ausladung, so der Abstand der Kaischuppenvorderkante von der Uferkante, die Breite der zu bedienenden Schiffe, u. U. auch der Wunsch, über ein breites Seeschiff hinweg wasserseitig noch Binnenschiffe zu erreichen. Die Abmessungen der Ausladungen haben sich unverkennbar in den letzten Jahrzehnten vergrößert, während in den Tragkräften und in den Arbeitsgeschwindigkeiten Wesentliches nicht geändert wurde. Es hat sich als Trugschluß erwiesen, daß der Uferkran mit seinen Geschwindigkeiten das Tempo des Be- und Entladevorganges bestimmt; die Geschwindigkeit im Fördervorgang, der beim ersten Mann beginnt, der im Schiffsraum die Güter losreißt, und beim letzten Mann endet, der diese Güter im Schuppen oder Speicher stapelt oder sie auf Eisenbahn- oder Lastkraftwagen weiterladet, wird von vielen anderen Faktoren, meist in bezug auf die Leistung und Organisation der menschlichen Arbeit, im Hafenumschlag bestimmt, an denen der Kran nichts zu ändern vermag. Es darf in diesem Zusammenhang nicht unerwähnt bleiben, daß die USA., die uns neuerdings in so vielen Dingen als Vorbild gelten, in der Hafenumschlagstechnik für Stückgüter eine ganz andere Auffassung und auch Praxis haben: sie benutzen für den Stückgutumschlag überhaupt keine Uferkräne. Diese Auffassung ist natürlich den europäischen Hafenschleppern wohl bekannt, hat aber nie so überzeugend gewirkt, daß in europäischen und von europäischer Hafentechnik beeinflussten Überseehäfen grundsätzliche Änderungen im amerikanischen Sinne gemacht wurden, trotzdem die Ausstattungskosten mit Kränen zu allen Zeiten und in allen Häfen eine beachtliche Rolle spielen, heute mehr denn je. Das verwickelte Problem der Bedeutung des Uferkrans für die Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit eines Seehafens hat die „Hafenbautechnische Gesellschaft“ in ihrem „Ausschuß für Hafenumschlagstechnik“ im vorigen Jahre eingehend behandelt und in einer umfangreichen Arbeit veröffentlicht. (Vgl. Zeitschrift „Hansa“ Nr. 17/18 vom 28. 4. 1951: Erhöht der Uferkran die Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit eines Seehafens?) Es kann natürlich an dieser Stelle nicht auf Einzelheiten eingegangen werden, wir beschränken uns auf die Wiedergabe des endgültigen Urteils dieses Ausschusses, das darauf hinausgeht, daß die in europäischen Häfen zu behandelnden Umschlagsaufgaben sich am zweckmäßigsten (d. h. am wirtschaftlichsten und am schnellsten) durch den Einsatz von Uferkränen lösen lassen.

Für den modernen Hafenumschlag kommt nur noch der elektrisch betriebene Wippdrehkran in Frage, ein Kran, der bekanntlich seinen Ausleger unter Last bei möglichst gleichbleibender Hakenhöhe im Bereich von der größten Ausladung bis auf ein Drittel oder ein Viertel

der Reichweite verstellen kann, wobei verschiedene Auslegerkonstruktionen für diesen Zweck auf dem Markt sind. Diese Art Kräne haben sich in den letzten 25 Jahren für Stückgut bestens bewährt. Erwähnenswert scheint mir in der neuern Entwicklung die Bevorzugung des Drehsäulensystems vor dem Drehscheibensystem und die Einführung der Dreipunktlagerung statt der Vierpunktlagerung bei den fahrbaren Portalen. Es ist zu erwarten, daß sich in der Zusammenfassung beider Konstruktionsgedanken wesentliche Vorteile vor älteren Bauformen ergeben werden. Abb. 1 zeigt das Grundsätzliche

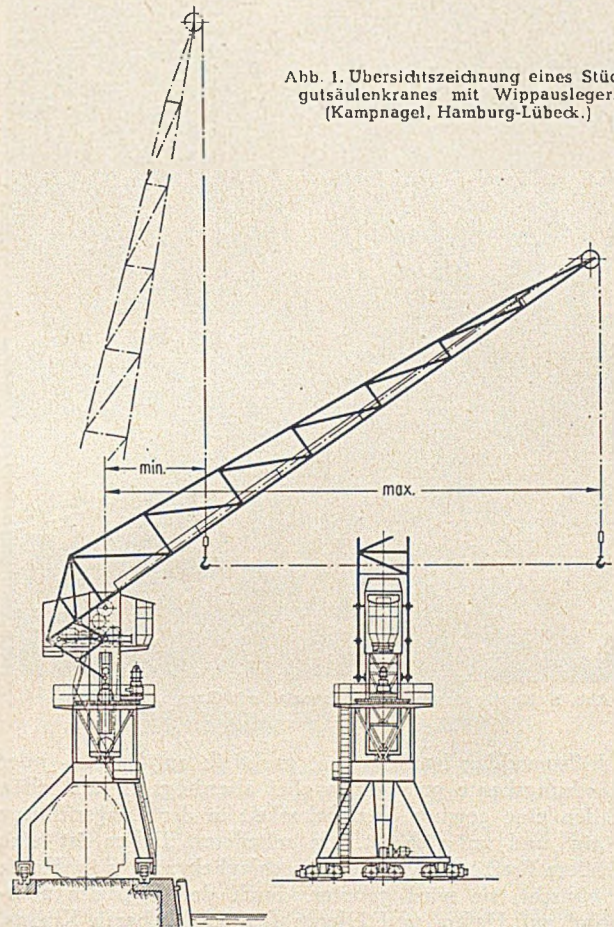


Abb. 1. Übersichtszeichnung eines Stückgutsäulenkranes mit Wippausleger. (Kampnagel, Hamburg-Lübeck.)

eines Drehsäulen-Wippkranes in einer Strichzeichnung, welche die Anordnung der Drehsäule, welche gleichzeitig der Träger des Wippmechanismus ist, gut erkennen läßt.

Mehr interessiert den Bauingenieur die Auflagerung der Kranportale, denn sie ist die Stelle, an der der Kranbauer die Bauwerke in Anspruch nimmt. Die wasserseitigen Schienenräder der Uferkrane belasten die Kaismauerkante, die meistens ihrer inneren Konstruktion nach diese Belastung leicht aufnimmt. Die landseitigen Räder bei einem Halbportal liegen auf einer Kranschiene an der Vorderseite des Kaischuppens auf, die den Radrücken entsprechend ausgebildet sein muß. Bei den bisher üblichen Halbportalen werden die beiden Seitenwangen der Konstruktion in gleicher Breite von der Wasserseite bis zur Schuppenwand durchgeführt. Wo der Portaloberteil sich über der Kaistraße oder Rampe befand, konnte der Kranhaken nicht hingelangen und der Blick des Kranführers war behindert; dieser Übelstand verstärkte sich, wenn die Halbportalkrane infolge der Disposition an den Schiffsluken eng aneinander gerückt werden mußten. Man hatte schon vor einigen Jahren vorgeschlagen, die landseitige Zwei-Punkte-Auflagerung in einen Punkt und damit in einen Radsatz zusammenzuführen. Erstmals ist dieser Versuch in Bremen ausgeführt worden (Abb. 2), desgleichen auch die Ausfüh-

zung eines Vollportals in Dreipunktlagerung. Das Vollportal, das an und für sich eine geringere Überspannung der zu bearbeitenden Kaifläche und Gleise gewährt, findet neuerdings mehr Anklang in den Häfen. Auch hier ist eine weitere Sichtverbesserung durch Drehpunktlagerung (vgl. Abb. 1) nicht unerwünscht, zumal wenn mehr als ein Gleis vom Portal überspannt werden soll.

Der ausgesprochene Uferdrehkran, sei er zur Bedienung eines Kaischuppens oder eines Lagerplatzes im



Abb. 2. Kaiwippkrane auf Halbportal mit Dreipunktlagerung.
(Demag, Duisburg.)

Schiffsumschlag bestimmt, ist praktisch an die Kai- oder Böschungskante gefesselt, wobei allerdings in fast allen Fällen eine gewisse Verfahrbarkeit in der Längsrichtung nötig und möglich ist. In selteneren Fällen ist eine größere Freizügigkeit eines Umschlagbezeuges im Hafen erwünscht, sie wird geboten durch den Typ des automobil auf Hafen- und Uferstraßen verfahrbaren Kranes, der brennkraft- oder dieselelektrischbetrieben zu ähnlichen, wenn auch kleineren Leistungen wie der elektrische Kai-drehkran herangezogen werden kann. Abb. 3 zeigt einen solchen Straßenkran beim Binnenschiffsumschlag. Zur Sicherung seiner Standfestigkeit bei der großen Ausladung ist sein Fahrgestell durch herauschwenkbare Pratten noch besonders gegen den Boden abgestützt.

Auf der Wasserfläche ist die Frage der Freizügigkeit ideal durch den Schwimmkran gelöst, der in Reichweite und Tragkraft (bis zu 350 t) für alle Bedürfnisse gebaut werden kann. Neuere Schwimmkrane sind dieselelektrisch selbstfahrend (u. U. mit Voith-Schneider-Propellern) mit Wippauslegern eingerichtet. Abb. 4 zeigt einen 100-t-Schwimmkran, der zum Umschlag schwerster Frachtstücke, aber auch zum Bewegen schwerer Einbauteile an Schiff und Land benutzt wird. Der große Vorteil solcher Schwimmkrane sowohl für den Schwergut- wie auch den Schüttgutumschlag liegt darin, daß sie sich überall zu den Liegeplätzen der Seeschiffe hinbewegen können und diesen das zeitraubende und kostspielige Verholen ersparen, wie es bei landfesten Schwerlastkränen nötig wäre. Ähnliche Vorteile bieten die schwimmenden pneumatischen Heber, sie dienen allerdings nur dem Entladen und Umschlagen losen Getreides aus Seeschiffen in Binnenschiffe; sie sind durchweg dampfbetrieben und nicht selbstfahrend.

Beim Schiffsumschlag schüttbarer Massengüter (in erster Linie Kohle und Erz) teilt sich der Uferdrehkran das Arbeitsgebiet hauptsächlich mit der Verladebrücke, die Reichweiten bis 100 m und mehr erzielt, während der Uferdrehkran auf seine höchste Ausladung beschränkt ist und daher nur Schiffe einerseits und Landfahrzeuge andererseits bedienen kann. Die fahrbare Verladebrücke kann dagegen weitgestreckte Lagerplätze beschütten oder abräumen. Auch hier bestimmen die örtlichen Gegebenheiten und die Leistungsforderungen die Wahl des Umschlagsgerätes. Der Drehkran für Schüttgut arbeitet mit Selbstgreifer, Kübel oder Klappkübel; der Klappkübelumschlag hat sich besonders für die Zechenanschlußhäfen in Deutschland bewährt. Moderne Schüttgutumschlagsanlagen sind durchweg mit Wiegeeinrichtungen, z. T. automatisch und registrierend eingerichtet. Abb. 5 zeigt einen Doppellenker-Wippkran für 5-t-Greiferbetrieb, der mit einer eichfähigen Waage ausgestattet ist. Dies bislang bei Wippkränen mit Seilzugwagen nicht lösbares Problem ist erstmalig hier durch geeignete, praktisch reibungslose Gestängeübertragung der Meßwerte von der Auslegerspitze bis ins Führerhaus so gelöst worden, daß die Wiegegenauigkeit den gesetzlich vorgeschriebenen Wert von $\pm 5\%$ erreicht.

Verladebrücken haben als Huborgan entweder einen auf dem Obergurt fahrenden Drehkran oder eine im Brückenträger bewegliche Drehlaufkatze. Moderne Verladebrücken sind u. U. mit Förderbändern, Wiege-, Sortier- und Siebvorrichtungen versehen. Werden sehr große Leistungen verlangt, so können die Huborgane an Seilen hängende Gleispritschen erhalten, auf denen die Eisenbahnwagen mit dem Schüttgut von den Gleisen abgehoben, verfahren und durch Kippen ins Schiff entladen werden können. Neben den Schüttguthubezeugen mit Lastseilbetrieb werden auch landfeste Waggonkipper, besonders für den Kohlenumschlag in Binnenschiffe benutzt. Die Hauptsorge im Kohlenumschlagbetrieb richtet sich auf die Schonung der Kohle, die durch den Antrieb und die Grusentwicklung entwertet wird und Staubbelastung hervorruft. Zellenartige Niedertragbänder, welche das Schüttgut sturzfrei in das Schiff befördern, werden zur Abhilfe empfohlen. Überhaupt ist das Förderband im Transport und Umschlag des Massengutes vielseitig und auf großen Förderwegen anwendbar. Daneben benutzen die Getreidespeicher zum Einspeichern und Entladen ihres Gutes

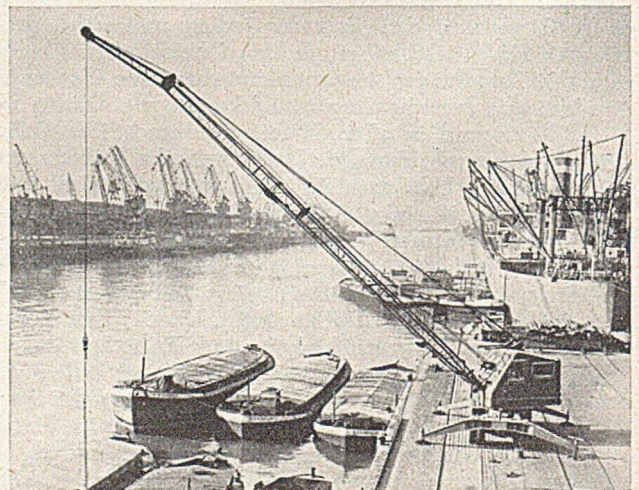


Abb. 3. Automobilcrane im Hafenumschlag.
(Ardeltwerke, Wilhelmshaven.)

noch Becherwerke und pneumatische Heber. Für den Umschlag von Rohöl und seiner Erzeugnisse in den Petroleumhäfen werden neuerdings statt der Landpumpenanlagen die leistungsfähigeren Pumpen an Bord der stets größer werdenden Tankschiffe verwendet.

Speicher zur Lagerung von Stückgut benötigen für die Umschlagsbewegung entweder an den Außenseiten Kräne oder besondere Speicherwinden oder in ihrem Inneren Aufzüge.

Die bisher besprochenen Umschlagsgeräte sind meistens im wahrsten Sinne des Wortes Hebezeuge, da bei ihnen der Hub unstreitig die Hauptrolle spielt, wenn auch in einigen Fällen, so bei den Schwimmkränen, den Laufkatzen der Verladebrücken und den Förderbändern die

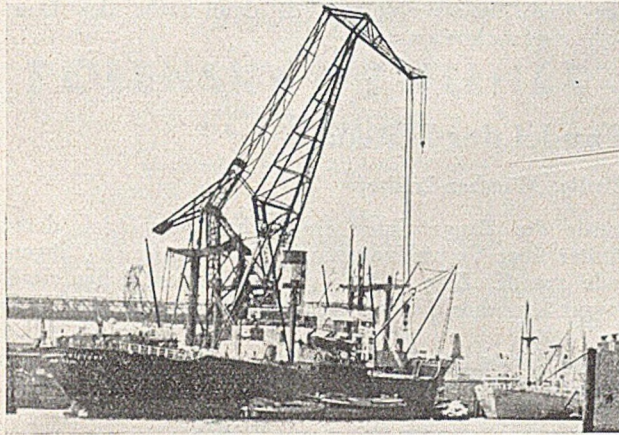


Abb. 4. 100 t-Schwimmkran mit Doppellenker-Wippausleger. (Demag, Duisburg.)

Horizontalbewegung nicht unbeachtlich ist; immerhin sind dies Bewegungen einfacher Art. Problematischer wird die Aufgabe der horizontalen Bewegung, der sogenannten Flurförderung bei dem so verschiedenartigen Stückgut, das vom Arbeitsbereich des Uferkrans nun in den Kaischuppen geschafft werden muß, um dort sortiert, vorübergehend gestapelt und gelagert zu werden, woran sich dann die Weiterbeförderung in die Eisenbahn- und Lastkraftwagen und Binnenschiffe im Hinterland anschließt. Bei der seewärtigen Ausfuhr der Güter geht diese Flurförderung in umgekehrter Richtung vor sich. Fast immer sind auch bei dieser horizontalen Bewegung gewisse kleinere Hübe notwendig etwa zum

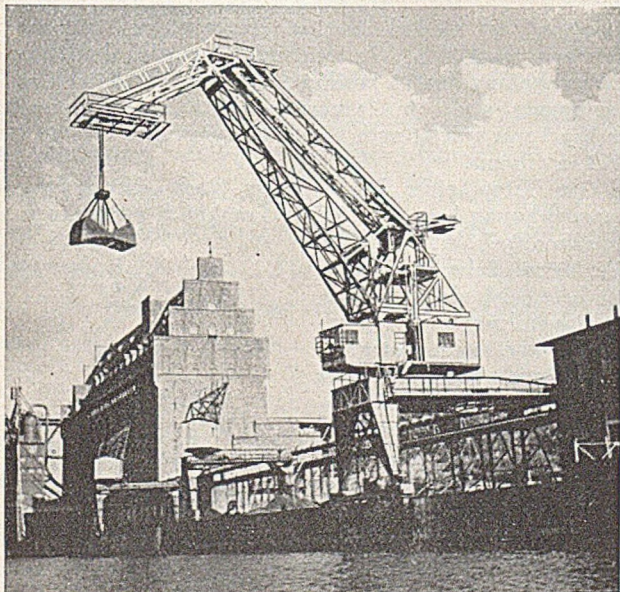


Abb. 5. Schüttgut-Kaikran mit eichfähiger Waage. (MAN., Nürnberg.)

Stapeln oder zum Auf- und Absetzen schwerer Kollis. Schon seit langer Zeit hat dies oft verwickelte und viel Handarbeit erfordernde Geschäft zur Mechanisierung angeregt, deren Hauptergebnis der nunmehr seit etwa drei Jahrzehnte bewährte Kraftkarren ist, der als Platt-

formwagen für 1—2 t oder als Zugmaschine mit mehreren Anhängern in den Schuppen Dienst tut. Schon früh hatte man mit mehr oder weniger Erfolg versucht, mit der Horizontalförderung dieser Geräte eine gewisse Hubbewegung zu koppeln. Üblicher blieb allerdings der im Schuppen frei bewegliche Fahrkran mit ausreichender Hubkraft, Ausladung und Schwenkmöglichkeit. Nach dem letzten Kriege hat sich in den europäischen Häfen ein Gerät eingeführt, das Fahr- und Hubbewegung in bester Weise mit einander vereint, der sogenannte Gabelstapler, der schon vor und in dem letzten Kriege in den USA. in Industriewerkstätten und Umschlagplätzen eine ungeahnte Verbreitung gefunden hatte. Ein kraftantriebenes Fahrgestell mit Führersitz trägt an der Vorderseite eine Hubvorrichtung, die mit einem lastfassenden Organ (meist eine zweizinkige Gabel, daher der Name) Güter von 1—2 t bis zu einer Stapelhöhe von 2—3 m emporhebt (Abb. 6).

Um das Stückgut vom Boden (des Schuppens, Speichers, Waggons oder Schiffes) mit der Gabel aufheben zu können, muß es bodenfrei sein, d. h. die Gabel muß sich



Abb. 6. Gabelstapler im Kaibetrieb. (Still, Hamburg.)

darunter schieben lassen. In seltenen Fällen ist das so einfach möglich, gewöhnlich muß dafür eine Ladeplatte (pallet) vorgehalten werden, auf welche die Stapelgüter aufgepackt werden und unter welche die Gabelzinken fassen können. Das klingt umständlich, ja scheint sogar höchst unwirtschaftlich zu sein, weil diese Ladeplatten zu Hunderten, wenn nicht gar zu Tausenden am Verwendungsort des Gabelstaplers zur Verfügung stehen müssen oder sogar die Reise von einem Umschlagplatz zum anderen mitmachen müssen. Trotzdem hat sich dies Verfahren im Ausland so durchgesetzt, daß Begriff und Wort „Palletisation“ dort schon zu einem Schlagwort geworden ist. Auch in Deutschland findet der Gabelstapler Anklang; in manchen Fällen kann man die Ladeplatten vermeiden und durch andere geeignete Organe, etwa durch seitliche Klammern, die Last fassen. Zeit- und Arbeitersparnis sind sicher durch den Gabelstapler zu erzielen.

Alle Flurfördergeräte (Plattform-, Zug- und Hubwagen u. ä.) und die im Schuppen freibeweglichen Fahrkrane müssen wegen ihrer unbeschränkten Freizügigkeit eine eigene Kraftquelle haben, entweder einen Brennkraftmotor oder einen aus einer Speicherbatterie gespeisten Elektromotor. In Deutschland war der Elektrokarren und Elektroschlepper sozusagen vorgeschrieben zur Vermeidung von Feuergefahr und Geruchsbelästigung, während das Ausland, besonders die USA., den Antrieb mit Brennkraftmotoren vorzog. Neue, genaue Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen — nicht nur in Deutschland — haben ergeben, daß der Akkumulatorenbetrieb mit Elektromotor

aufs Ganze gesehen, weniger Unkosten verursacht als der Betrieb mit Brennkraftmotoren.

Den Bauingenieur interessiert bei dieser Flurförderung, welche Anforderung man an ihn zur Erlangung einer geeigneten Fahrbahn stellt. Sie soll möglichst eben, glatt und haltbar sein. Da gibt es manche Möglichkeiten von Bodenflächen in Holz, Beton, Hartasphalt, Steinpflaster. Wichtig für den Einsatz der Flurfördergeräte ist auch die Bauart der Schuppen hinsichtlich der Anwendung von Laderampen. Ebenerdige Kaischuppen oder solche mit nur einer landseitigen Rampe gestatten dem Flurfördergerät mehr Freizügigkeit als der Schuppen mit allseitigen

Rampen; dafür hat dieser andere Vorteile. Von den weiteren Erfordernissen, welche die Umschlagsgüter an den die Speicher und Schuppen entwerfenden und ausführenden Bauingenieur stellen, seien hier noch erwähnt die Berücksichtigung der Bodenbelastung, der Weiträumigkeit ohne viele Stützen, der ausreichenden natürlichen Belichtung, der nötigen Erwärmungs- und Kühlungsanforderung, des Feuerschutzes usw. Die Erzielung der besten Wirtschaftlichkeit und Leistung, der nötigen Betriebssicherheit, die Gestaltung der Organisation und Menschenführung ist dann Sache des Umschlagfachmannes.

Der Löffelbagger im Wandel der Zeiten.

Von Baurat a. D. Dipl.-Ing. Riedig, München-Lohhof.

Das Verfahren, feste Stoffe nach Art einer von Hand geführten Schaufel durch eine mechanische Einrichtung von unten her abzutragen, ist keineswegs so alt, wie man annehmen könnte. Älter ist das Beseitigen oder Aufnehmen von Steinen und Erdrich durch eine mechanisch bewegte Schleppschaufel, durch eine Greifzange nach dem Prinzip eines Greifers, durch ein Schöpfwerk nach Art

wurde die Zange durch eine Schraubenspindel, deren Mutter über Verbindungsstangen an dem freien Zangene angriff. Eine weitere Art, ein einem Schaufelradbagger ähnliches Schöpfwerk, stammt auch von Leonardo da Vinci.

Die ersten Bagger der genannten Art bezweckten das Räumen von Gewässern, wie auch der Name besagt.

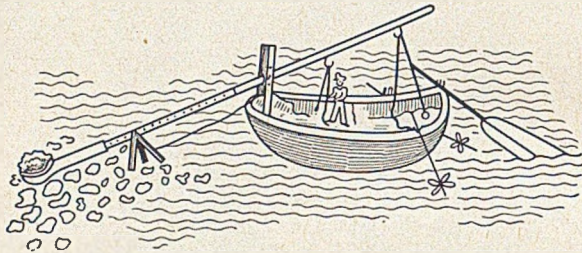


Abb. 1. Darstellung des Urtyps eines Löffelbaggers nach Besson (um 1565).

eines Schaufelradbaggers und durch Becher, die an zwei parallelen, endlosen Ketten in einem schrägen Gerüst umlaufen (Eimerkettenbagger). Aus dem Altertum ist uns bis auf ein von Ochsen gezogenes, an einem Rahmen befestigtes Schleppnetz zum Reinigen eines Kanals in Ägypten nichts überliefert.

Die ersten Baggermaschinen, von denen wir genaue Kenntnis haben, wurden um 1500 von Leonardo da Vinci entworfen. Die eine Art war eine Art Schwenk-

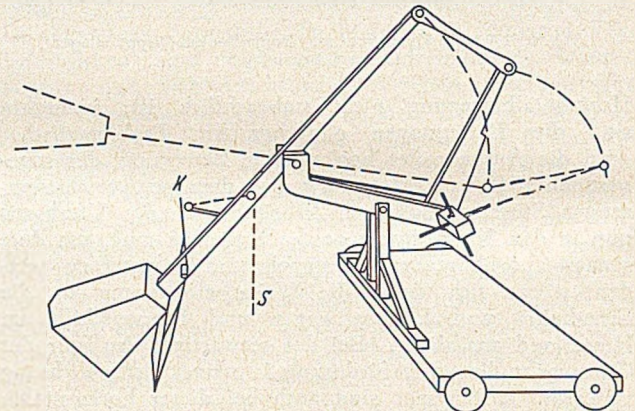


Abb. 3 Modell eines Löffelbaggers (Trockenbaggers) mit Bodenklappe zum Entleeren des Löffels von Dubois (1726).

„Baggern“ ist niederländischer Herkunft und bedeutet „Räumen von Häfen“. In Deutschland wurden die Bagger erst zu Anfang des 18. Jahrhunderts bekannt. Die Wiege der Bagger stand in Frankreich, denn auch Leonardo da Vinci war zuletzt nach Frankreich gegangen (gestorben 1519 in Cloux).

Der Urtyp eines Löffelbaggers nach der heutigen Kennzeichnung kam um 1565 in Frankreich auf. Jacques Besson (geb. 1538 in Paris), über dessen Leben nur wenig überliefert ist, da er hauptsächlich Philosoph und Mathematiker war, stellte unter seinen zahlreichen Kupferstichen über Entwürfe von Maschinen und mathematischen Instrumenten auch einen Bagger dar (Abb. 1), der an einem langen Ausleger aus Holz einen metallbeschlagenen Löffel trug. Der Metallbeschlag sollte anscheinend die Widerstandsfähigkeit des Löffels gegen Abnutzung beim

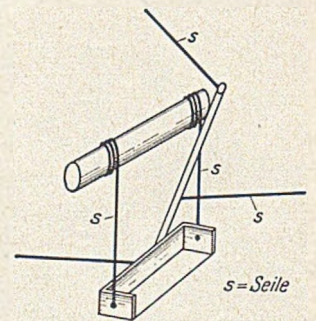


Abb. 4. Löffel mit Seilen und einem kurzen Stiel zum Kippen (1733).

Unterschieben unter Steine vergrößern. Der Löffel an der Stange wurde in flacher Lage unter Steine oder dergleichen von einem Kahn aus geschoben. Dann hob man das freie Stangenende hoch, so daß der Bock in der Nähe des Löffels auf dem Untergrund zum Stehen kam, und

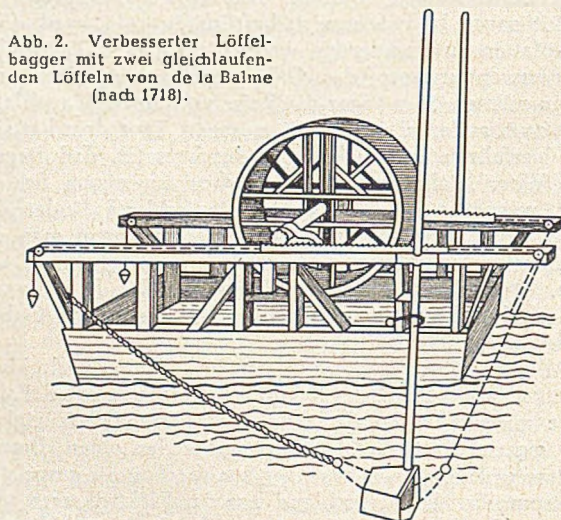


Abb. 2. Verbesserter Löffelbagger mit zwei gleichlaufenden Löffeln von de la Balme (nach 1718).

kran mit Tretrad, mit dem von Hand gefüllte Kästen aufgenommen und durch Schwenken eines Auslegers seitlich abgesetzt wurden, während die andere eine Zange darstellte, die an Stelle der Backen zwei Schaufelhälften trug und Steine und dergleichen von oben anfaßte. Geschlossen



M · A · N

SCHIFFSDIESELMOTOREN · SCHIFFSHEBEWERKE
SCHIFFSAUFSCHELLEN · DOCK- UND SPERRTORE
VERLADEBRÜCKEN · DOCK- UND WERFTKRANE
DREHKRANE · LASTENAUFZÜGE · VERHOLWINDEN
DOCKPUMPEN · SCHIFFSKESSEL · LANDEBRÜCKEN
BEWEGLICHE BRÜCKEN · SILOS · LAGERHALLEN
KLIMAAANLAGEN · LASTWAGEN

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG A.G.
WERKE IN AUGSBURG, NÜRNBERG UND GUSTAVSBURG

STROM- U. HAFENBAU · NASSBAGGER- U. SPÜLARBEITEN · DÜKERVERLEGUNGEN · KIES- U. SANDBAGGEREIE

BERNEDÜKER AM RHEIN-HERNE-KANAL
4 Rohre je 100 m Länge, größtes Rohrgewicht 150 t
Größter Rohrdurchmesser 2,80 m, Versenkungstiefe 16 m



HEINRICH HIRDES GMBH DUISBURG

**Frankipfahl-
Baugesellschaft
DÜSSELDORF**

GOETHESTR. 73
FERNRUF: 60847

Zweigstelle Hamburg

Schwanenwik 33
Fernruf: 221218



**PFAHLGRÜNDUNGEN
UNTERFANGUNGEN
HEBUNGEN
von Bauwerken
durch Zementeinpressung**





GEGRÜNDET 1880

POLENSKY & ZÖLLNER KÖLN / RHEIN

Hauptverwaltung z. Z. LAHDE/Weser

Niederlassungen in:

BERLIN	FRANKFURT/MAIN	KÖLN
BRAUNSCHWEIG	HAMBURG	MINDEN
BREMEN	HANNOVER	MÜNCHEN
DORTMUND	KASSEL	STUTTART
	KOBLENZ	

ENTWURF UND AUSFÜHRUNG

von

INGENIEURBAUTEN
DES HOCH- UND TIEFBAUES
BETON- UND STAHLBETONBAU
SPANNBETON

Bauten für Wasserwirtschaft und Wasserstraßen
Flugplätze · Eisenbahnen · Landstraßen
Gründungen jeder Art · Grundwasserabsenkungen
Geschäftshäuser · Wohnhäuser · Industriebauten
Erdbewegungen jeder Art und Größe

SCHIESS-DEFRIES
HEBEZEUG- UND KRANBAU G·M·B·H
DÜSSELDORF-OBERSKASSEL · HANSAALLEE 255

1078

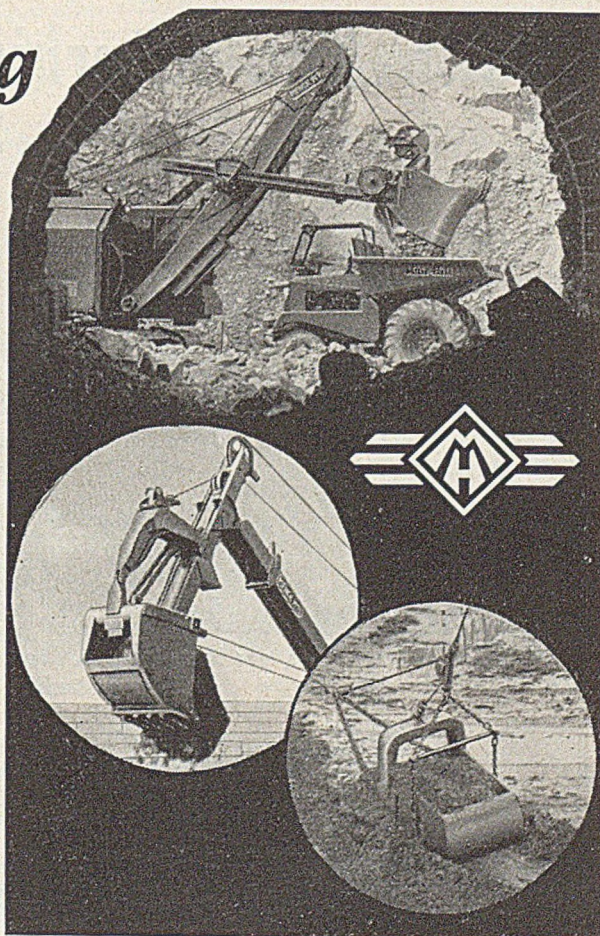
MENCK - Mitteilung

Hamburg-Altona, September 1952

Menck-Universalbagger sind Zehnfachgeräte. Aus über 80 erfahrungsreichen Jahren im Maschinenbau entstanden moderne Löffelhochbagger, Löffeltiefbagger, Eimerseilbagger und Greifbagger, sowie Kran-, Hochbaukran-, Ramm-, Stampf-, Schrupp- und Planiereinrichtungen. Für jede vorkommende Arbeit gibt es besonders rentable Menck-Geräte — sie arbeiten in aller Welt.

Als Universalbagger (Zehnfachgeräte) liefern wir die Typen M 75 (0,85 cbm Löffel), M 152 (1,7 cbm Löffel) und M 250 (2,5 cbm Löffel). Das nebenstehende Foto zeigt einen Menck-Bagger M 75 in Pilonc Rocche in Italien. Gleichfalls zum „M 75“ gehören der abgebildete Tiellöffel (0,60 cbm Inhalt und Zwangsentleerung durch Menck-Drehschieber) und der nebenstehende $\frac{3}{4}$ cbm-Eimer.

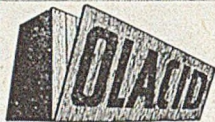
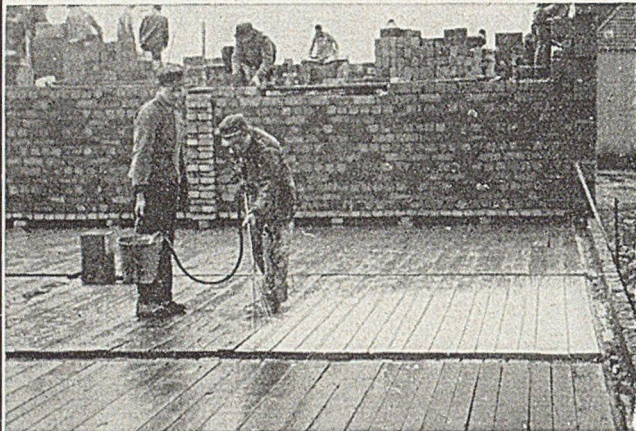
MENCK & HAMBROCK GMBH



Für Beton-Decken-Verschalung und alle sonstigen unter Verwendung von Baustahlgeweben ausgeführten Arbeiten empfiehlt sich die Verwendung von



wasserlösliches Konzentrat für die Holzverschalung von Beton-Arbeiten



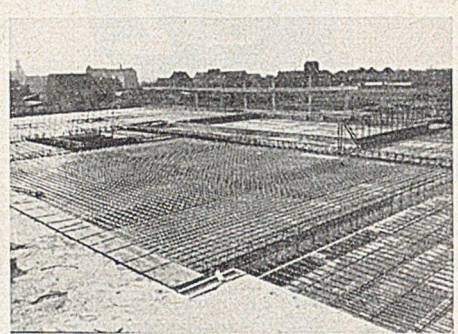
löst Schalungsbretter und erspart ihre Reinigung spart Holz, Zeit und Geld



DANCO Erben - F. Neuhoft
G M B H. Gegr. 1881
Mineralölerzeugnisse
DORTMUND, KAISERSTRASSE 5
Tel. 2 49 46-48 · Drahtanschrift: Danco

BAUSTAHLGEWEBE

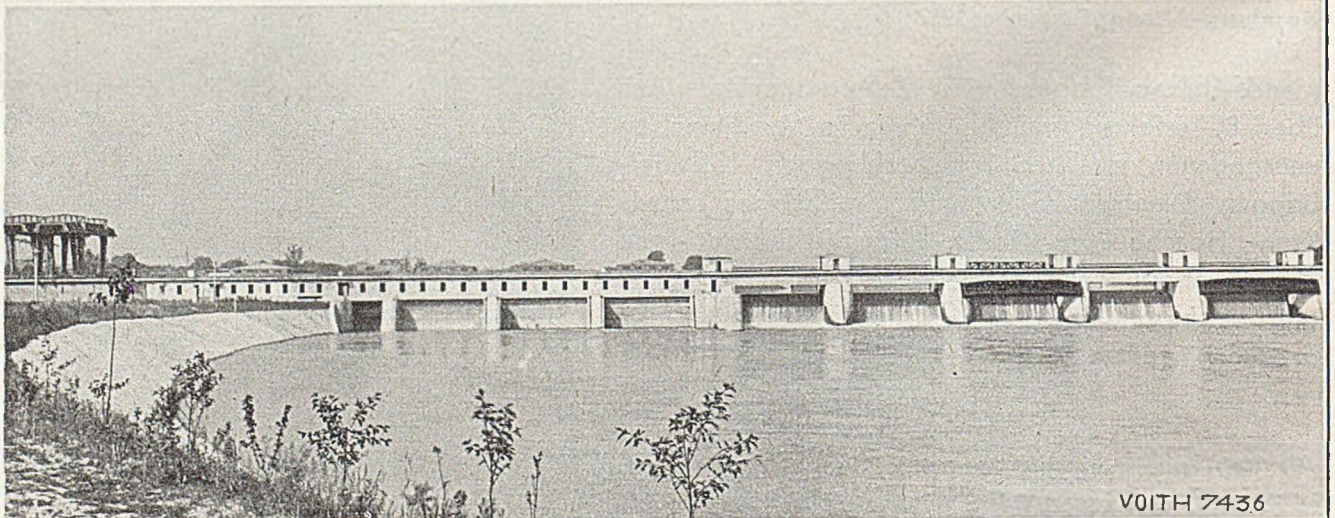
BAU
STAHL
GEWEBE



Massivdecken für Lagerhäuser und Zollschruppen sind mit Baustahlgewebe in einachsiger, kreuzweiser oder Pilzbewehrung schnell, einfach und sicher herzustellen. Kaimauern oder Stahlbeton-Platten zur Verankerung von Stahlspundwänden usw. lassen sich ebenfalls mühelos und wirtschaftlich mit Baustahlgewebe armerieren. BSIG hat neben anderen Vorzügen die Vorteile des fehlerfreien Verlegens auf der Baustelle, wie der einfachsten technischen Bearbeitung im Büro für sich. Unsere Druckschriften und Tabellen sind Ihnen dabei wertvolle Hilfen. Sie stehen auf Anforderung jedem Interessenten kostenlos zur Verfügung.

BAUSTAHLGEWEBE GMBH
DÜSSELDORF Sammelruf 5 40 31

Voith-Kaplanturbinen für Flußkraftwerke



VOITH 7436

Flußkraftwerk Neuötting der Innwerk A. G. Töging mit 3 Voith-Kaplanturbinen für je 10 400 PS und einer Haus-turbine für 1 390 PS Leistung

Über 15 000 Wasserturbinen
sind aus unseren Werkstätten hervorgegangen

 **J.M.Voith G.m.b.H., Maschinenfabrik, Heidenheim (Brenz)**

senkte durch Seilzüge das Stangenende, wodurch der Löffel mit der Last nach Art eines doppelarmigen Hebels mit dem Drehpunkt am Bock aus dem Wasser gehoben wurde. Wenn auch ein heutiger Löffelbagger äußerlich ganz anders aussieht, so liegt doch das Prinzip eines Löffelbaggers mit dem Vorstoßen und Anheben einer Schaufel (Löffel) vor.

durch einen Parallelogrammlenker, ähnlich wie an den heutigen Wippkranen, geführt. Die Bodenklappe hielt eine Klinkeneinrichtung (k) geschlossen; sie wurde durch Ziehen an einem zugehörigen Seil (s) geöffnet.

Die Bodenklappe wendete man in der Folgezeit nicht mehr an. Erst im Jahre 1901 erschien sie am ersten deutschen Löffelbagger von Menck & Hambrock wieder.

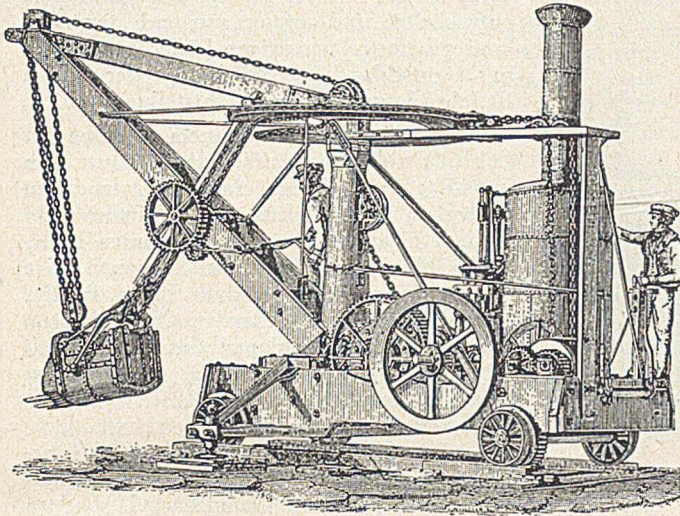


Abb. 5. Erster amerikanischer, mit Dampf betriebener Löffelbagger von Ottis (1832).

Der Gedanke, den Boden nach Art einer Handschaufel abzutragen, wurde zunächst nicht weiterentwickelt. Die Baumaschinentechnik, sofern sich dieser Begriff auf die damalige Zeit überhaupt anwenden läßt, befaßte sich vielmehr sowohl vorher als auch nachher mit dem Prinzip des Greifbaggers und Eimerkettenbaggers. Erst etwa 150 Jahre später (um 1718) entstand eine andere Form des Urtyps, und zwar auch wieder in Frankreich durch de la B a l m e. Es wurden bei diesem Bagger zwei Löffel durch Treträder und Ketten auf einem Ponton bewegt. Mit dem einen Tretrad wurde das Baggergut gelöst und gehoben und mit dem anderen der Löffel zurückgezogen. Durch die Anordnung der Ketten ging der eine Löffel hoch, während der andere das Baggergut lockerte und aufnahm. Die Löffelstiele waren etwa 15 m lang und die Löffel hatten einen Inhalt von je etwa 0,4 m³. Entleert wurden die Löffel durch Klappen an den Rückseiten. Der durch zehn Leute bediente Bagger leistete in 5 m Wassertiefe und leichtem Boden 7 bis 7,5 m³/10 h. Noch im Jahre 1857, also rd. 140 Jahre lang, war diese Bauart in Toulon in Betrieb, nachdem de la B a l m e die Bauart vereinfacht hatte. Der vereinfachte Bagger hatte nur ein Tretrad (Abb. 2). Zum Abgraben und Anheben der beiden gleichlaufenden Löffel diente je eine Zahnstange mit Ritzeln an der Tretradwelle. Zu Anfang eines Baggerspiels wurde der Eingriff der Zahnstangen aufgehoben, so daß die beiden Zahnstangen infolge der Gewichte der Löffel nach rechts gezogen wurden, wobei die Bewegungen durch kleine Gegengewichte (links) gebremst wurden. Durch Seile zog man die Löffel zurück, die darauf durch ihre Gewichte in den Boden eindrang. Im weiteren Verlauf eines Baggerspiels brachte man die Zahnritzel an der Tretradwelle wieder mit den Zahnstangen in Eingriff, so daß die Löffel bis zur waagrechten Lage der Stiele angehoben und schließlich durch Öffnen von Klappen an den Rückseiten entleert wurden.

Etwa zur gleichen Zeit, als der Bagger von de la Balme aufkam, befaßte sich auch der Franzose Dubois mit dem Problem des Löffelbaggers, und zwar als Trockenbagger, indem er zugleich mit einem Greifbagger noch einen Löffelbagger mit Entleeren des Löffels durch eine Bodenklappe schuf (Abb 3). Der Löffelstiel wurde

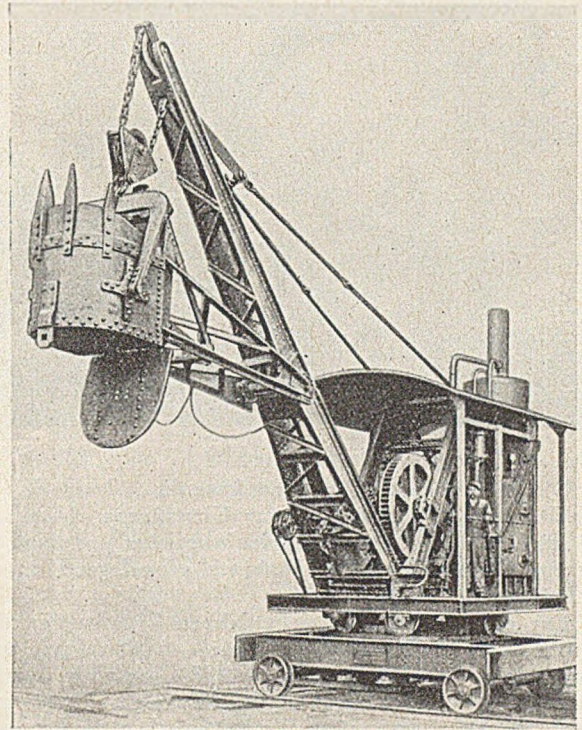


Abb. 6. Erster deutscher Löffelbagger aus dem Jahre 1901 (Menck & Hambrock).

Innerhalb dieser Zeit wurde der Löffel durch Drehen um eine Querachse entleert.

Die erste Ausführung mit Kipplöffel schuf auch wieder ein Franzose, der Ingenieur Guyot (1733), indem er Seile und einen kurzen Stiel am Löffel (Abb. 4) verwendete. An dem auf zwei Pontons aufgebauten Bagger wurde der Löffel zwischen den Pontons an den Aufhängeseilen abgelassen und durch Seile gefüllt und gekippt, die auf Trommeln der auf dem Lande stehenden

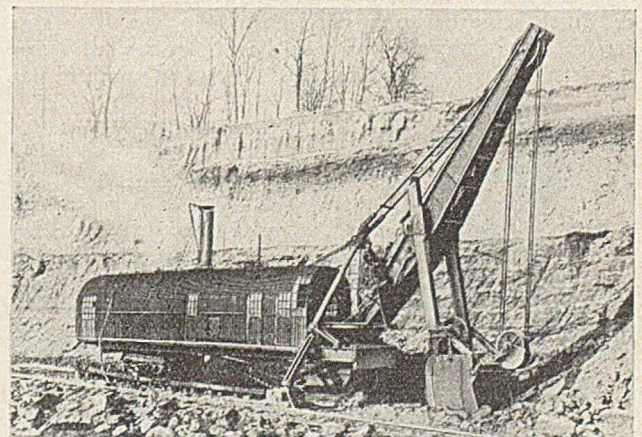


Abb. 7. Heißdampf-Löffelbagger mit Löffeln von 2, 3 oder 4 m³ Inhalt für den Eisenbahnbau (1909).

Winden aufgewickelt wurden. Nach diesem Grundsatz entstand noch eine weitere Ausführung durch Macary (1744), bei der ein Baggerspiel nur 4 min dauerte und dabei 0,4 m³ Boden gebaggert wurden (6 m³/h), wie ein Gremium der Academie Française feststellte. Der Gutachterausschuß bezeichnete den Bagger nur für geringe

Wassertiefen und leichte Bodenarten geeignet. Immerhin liegen erstmals in der Geschichte des Baggerbaues „amtliche“ Zahlen vor, die den Anspruch auf eine dem Stand der Entwicklung entsprechende, sachliche und gründliche Ermittlung erheben dürften.

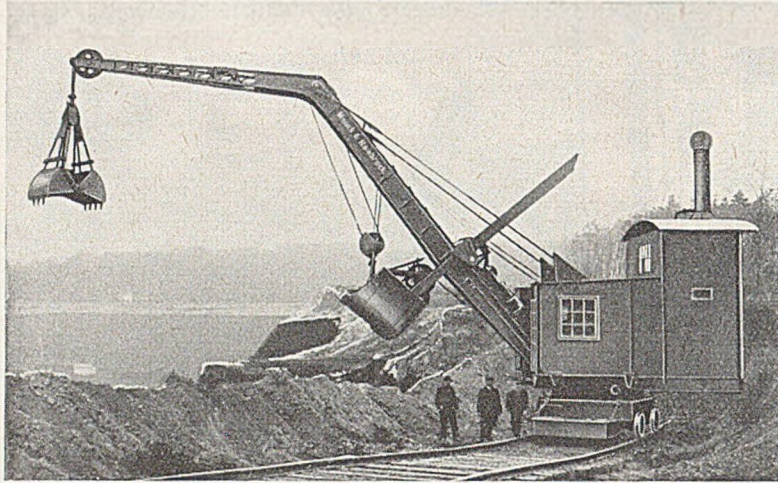


Abb. 8. Kombiniertes Löffel- und Greifbagger (1911).

Die Erfindung der Dampfmaschine durch James Watt brachte auch im Baggerbau eine Umwälzung, die zuerst in den Ver. Staaten von Amerika eingeleitet und dann in Europa durch Menck & Hambrock grundlegend ausgestaltet wurde.

Der erste durch Dampf betriebene Löffelbagger, der den Mangel an Arbeitskräften bei den damaligen umfangreichen Eisenbahnbauten in USA ausglich, wurde im Jahre 1832 durch Ottis in Philadelphia entwickelt (Abb. 5). Der Bagger wies alle Kennzeichen der heutigen Ausführungen auf. Die Grabeinrichtung konnte um etwa 180° geschwenkt und der Löffel vorgestoßen werden. Der Löffel wurde jedoch durch Umkippen entladen und der Ausleger war in seiner Stellung nicht veränderlich. Mit diesem Bagger wurden während 6 Monaten bei Springfield durchschnittlich 380 m³/Tag Erdreich abgegraben und auf Schienenfahrzeuge verladen. Da ein Arbeiter etwa 9 m³/Tag im Handbetrieb fördern und verladen konnte, leistete der Bagger im Mittel dasselbe wie etwa 42 Mann. In Berichten aus dieser Zeit werden auch 50 Mann genannt.

Um 1840 wurde der Löffelbagger derart verbessert, daß er durch seine Leistung die Handarbeit von 180 Mann erreichte. In Europa nahm man die Ergebnisse mit diesen Baggern äußerst vorsichtig auf. Trotzdem machte man

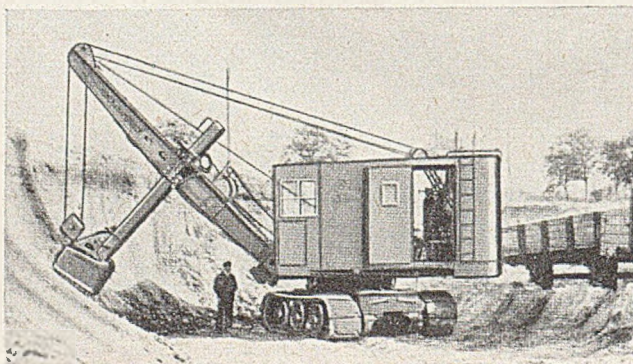


Abb. 9. Löffelbagger mit Raupenfahrwerk (1923).

in England einen Versuch, wozu die Amerikaner 1842 einen solchen Bagger für Eisenbahnbauten lieferten. Als im gleichen Jahre der Erfinder Ottis starb, ließ sich der Engländer Duncan die Maschine in England patentieren. Da sich die Löffelbagger bewährten, wurden auch

in Rußland beim Bau der Bahn Moskau—Petersburg und in Frankreich beim Bau der Nordbahn (nach 1840) diese Bagger mit Erfolg eingesetzt. In England kam in der Folgezeit noch ein Löffelbagger mit hydraulischem Antrieb (James) auf. In Deutschland dagegen verhielt man sich weiterhin ablehnend gegen die Löffelbagger, bis es schließlich erst im Jahre 1904 Dr.-Ing. E. h. Hans Menck gelang, den schon 1901 entwickelten und anfangs nur nach dem Ausland gelieferten neuartigen Löffelbagger auch in Deutschland einzuführen, der dann 10 Jahre lang seine Vormachtstellung behielt.

Menck beschritt mit seinem Löffelbagger (Abb. 6) völlig neue Wege und baute den Ottis-Bagger und den daraus entstandenen englischen Bagger (Ruston & Proctor) nicht nach. Als damals einzig bekanntes Fahrwerk fuhr der Bagger auf Schienen. Die neuen Wege im Baggerbau lagen in der Schwenkbarkeit des gesamten Oberteiles um 360°, in der Bodenklappe des Löffels (seit 1726 nicht mehr angewendet), in einem am Ausleger angelenkten Löffelstiel, im Einmaschinenantrieb und in der Umbaumöglichkeit (Universalbagger). Im Jahre 1904 erhielten die Bagger auch ein Löffelvorschubgetriebe, das aber nicht mit einer Dampfkuhrbel, sondern mit einem Zahnstangengetriebewerk versehen war. Der angelenkte Löffelstiel ohne Vorschubgetriebe wurde deshalb nicht aufgegeben. Schon 1901 war außer Dampf-

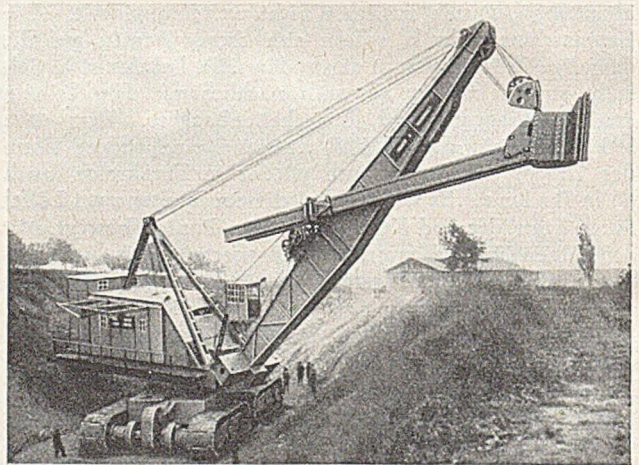


Abb. 10. 6,5 m³-Löffelbagger auf Raupen (1928).

antrieb auch elektrischer Antrieb vorgesehen. Die Kennzeichen dieses Löffelbaggers sind: Löffelinhalt 0,65 bis 1,3 und 0,9 bis 1,8 m³, Leistung 415 bis 830 und 505 bis 1010 m³/10 h, Reißkraft 9,3 und 14 t, Gewicht mit kleinem Löffel 22,5 und 33 t, Spurweite 2,5 und 2,6 m. Der Hochlöffelbagger konnte bereits in einem Greifbagger und Kran umgebaut werden. Die Zweckmäßigkeit eines Universalbaggers war also schon damals bekannt.

Im Jahre 1909 kam ein Heißdampf-Löffelbagger für den Eisenbahnbau heraus (Abb. 7), der in drei Größen mit Löffeln von 2, 3 und 4 m³ Inhalt und Reißkräften von 16, 25 und 35 t gebaut wurde. Angetrieben wurde der Bagger durch drei Dampfmaschinen. Er fuhr auf zwei Drehgestellen mit zusammen 4 oder 6 Achsen. Das Baggergleis wurde dadurch vorgestreckt, daß der Bagger zuerst vorn durch Niederdrücken der Seitenstützen und dann hinten durch einen Dampfhubzylinder angehoben und dadurch ein Vorziehen der Gleisstücken unter den Drehgestellen über Ketten durch Heben des Löffels möglich wurde.

Bis Ende 1911 entstanden über 300 Löffelbagger mit Dienstgewichten von 25 bis 145 t und Leistungen bis

2500 m³/10 h (1951 sind es 3000 Stück). — Bis dahin war Menck & Hambrock die einzige deutsche Firma, die Löffelbagger baute. Um 1911 nahm Orenstein & Koppel den Bau ähnlicher Bagger auf. Einzelheiten zu diesen Baggern sind nicht mehr bekannt, da alle Unterlagen am Ende des letzten Krieges in Babelsberg bei Berlin vernichtet wurden und keine andere Überlieferung vorhanden ist.

Die damalige Firma Büniger & Leyrer, die 1910 von der Baumaschinenfabrik Büniger AG aufgenommen wurde, baute im Jahre 1904 erstmals einen Löffelbagger, der aus einem Greifbagger auf Schienen entstand. Der Bagger hatte einen durch Zugstangen gehaltenen, festen Ausleger, an dem etwa in der Mitte der Löffelstiel angelenkt war. Beim Erproben des Baggers ergab sich jedoch, daß die Konstruktion nicht befriedigte. Infolge dieses Fehlschlages wurde in den Jahren 1906 bis 1910 die Bauart verbessert, indem der Ausleger nicht durch Zugstangen, sondern durch Seile gehalten wurde und dadurch die Auslegerneigung verändert werden konnte. Der Löffel wurde durch eine Dampfmaschine auf dem Ausleger vorgestoßen und zurückbewegt. Bedient wurden die ersten Löffelbagger durch zwei Mann. Der Baggerführer bediente die Hubtrommeln und das Schwenk- und Fahrwerk, während der Löffelführer den Löffelvorschub und die Bodenklappe am Löffel steuerte.

Erfolge im Bau von Löffelbaggern hatte vor 1914 die Carlshütte in Altwasser/Schlesien zu verzeichnen, von der bedeutend später die Demag den Baggerbau übernahm.

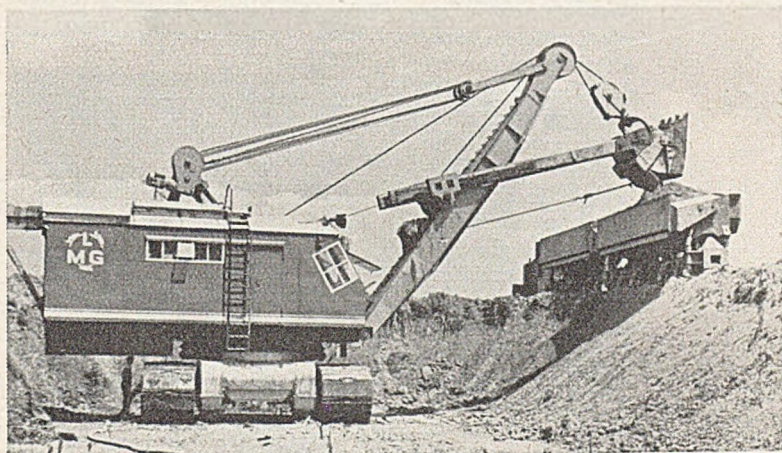


Abb. 12. Hochlöffelbagger (3, 4 oder 6 m³) 125 t Dienstgewicht.

1924 begann die Maschinen- und Kranbau AG Mukag (seit 1936 Leo Gottwald KG) mit dem Bau von Löffelbaggern, nachdem seit 1910 nur Greifbagger geliefert worden waren. Bis Ende 1951 wurden rd. 300 Löffelbagger gebaut (die Zahl der Greifbagger ist vielfach größer). Die ersten Löffelbagger konnten schon bald in einen Schleppschaufel-, Greifbagger, in einen Kran und eine Ramme umgebaut werden.

Schließlich kamen zu der Reihe noch die heutige Weserhütte Otto Wolff, A. Gross und nach 1945 die Wilhag hinzu.

Einen kombinierten Löffel- und Greifbagger (Abb. 8) schuf im Jahre 1911 Menck & Hambrock.

Einen grundlegenden Fortschritt in der Entwicklung der Löffelbagger brachte um das Jahr 1923 die Einführung des Raupenfahrwerkes und des Dieselmotorantriebes, durch die der Löffelbagger eine allgemeine Freizügigkeit

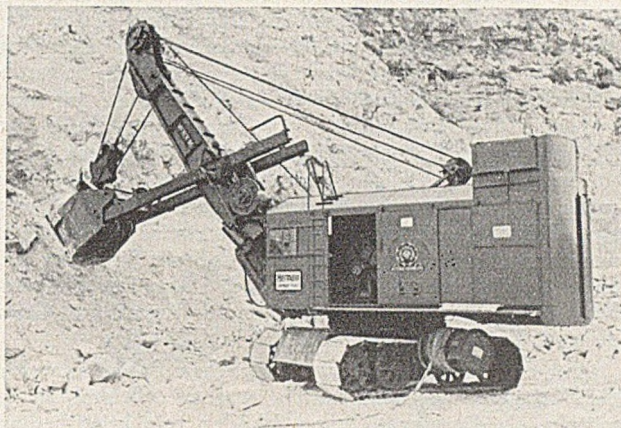


Abb. 11. 2,5 m³-Dreimotoren-Elektro-Löffelbagger für Steinbrüche (1951).

erhielt. Das Modell III von Menck & Hambrock (Abb. 9) hatte einen 0,6-m³-Löffel, eine größte Reichweite von 9,17 m und ein Arbeitsgewicht von 31,8 t. Von dem Modell IV sind die entsprechenden Zahlen: 1 m³; 10,8 m und 51,4 t. Um diese Zeit kam ferner als weitere Umbauform die Schleppschaufeleinrichtung hinzu (Schauflerinhalt 0,5 und 0,8 m³). Der größte Löffelbagger seiner Zeit (1927/1928) war das Modell K auf Raupen (Löffelinhalt 6,5 m³, größte Reichweite 30 m, Arbeitsgewicht 490 t, Abb. 10).

Die Baumaschinenfabrik Büniger AG baute 1925 den ersten Löffelbagger auf Raupen und 1927 mit Dieselmotorenantrieb.

Aus den verschiedenen Baggern entwickelten sich durch konstruktive Verbesserungen die heutigen Typen M 75, M 152, C 250 (Abb. 11), DN und EN von Menck & Hambrock GmbH; die Typen L 101, L 201, L 301, L 901, UHR_e $\frac{2}{0,65}$ 8-12,4 und UHR_e $\frac{3}{1,5}$ 10-15 (Abb. 12) von Orenstein-Koppel und Lübecker Maschinenbau AG; die Typen W 3, W 6, W 9, W 12 und W 24 von Weserhütte Otto Wolff GmbH; die Typen B 304, B 306,

B 310, B 315, B 323, BE 323, B 335, B 350 und B 370 der Demag-Baggerfabrik GmbH; die Typen BUG 30, 40, 50, 85 und 130 der Baumaschinenfabrik Büniger AG; die Typen UB 3 und ein Greif- und Tieflöffelbagger von A. Gross GmbH; die Typen RG 04, 06 und MK 1 von Leo Gottwald KG, und die Typen UR 5 und UR 10/12 von Wilhag, Wilh. Hagenkamp.

An den kleineren Universalbaggern mit Löffelinhalt bis etwa 0,6 m³ (Gottwald, Demag, Gross) verließ man auch das Raupenfahrwerk wieder und ersetzte es durch luftbereifte Räder am Unterwagen oder baute den drehbaren Oberteil überhaupt auf einem dreiaxigen Lastwagenfahrgerüst mit eigenem Antrieb auf (Orenstein-Koppel, Gottwald, Gross, Kalo).

Neuzzeitliche Baumethoden beim Wiederaufbau des Hamburger Hafens.

Von Baudirektor Dr.-Ing. Arved Bolle, Hamburg.

Seit Einstellung der Feindseligkeiten im Mai 1945 sind in dem aufs schwerste zerstörten Hamburger Hafen etwa 200 Mio. RM/DM für den Wiederaufbau investiert worden. Da diese Summe erst zwei Fünfteln des angerichteten Schadens entspricht, muß noch für Jahre mit einer umfangreichen Bautätigkeit im Hamburger Hafen gerechnet werden. Bauvorhaben solchen Ausmaßes bieten ein weites Feld für die Anwendung neuzzeitlicher Baumethoden. Hierzu werden nachstehend für einige wichtige Hafenerwerke kurze allgemeine Hinweise gegeben, von denen angenommen werden kann, daß sie für einen weiteren Leserkreis von Interesse sind. Aus Raumgründen beschränken sich die Ausführungen auf Kaimauern, Gründungen, Kaischuppen, Pfahlwerke und Pontons.

Bei der Inventur der umfangreichen Schäden, welche die Kaimauern erlitten hatten, war zu allererst zu ermitteln, ob die eingetretenen Schäden rein kriegsbedingt (Bomben, Luftminen oder Beschuß als Ursachen) oder ob und wie weit auch andere Faktoren, insbesondere überholte statische Voraussetzungen mit beteiligt waren. Die auf Grund neuester Erkenntnisse und unter Hinzuziehung eines Erdbauinstitutes (Prof. Dr.-Ing. L o o s) durchgeführten erdstatischen Untersuchungen haben dann ergeben, daß sich die meisten aus älterer Zeit stammenden

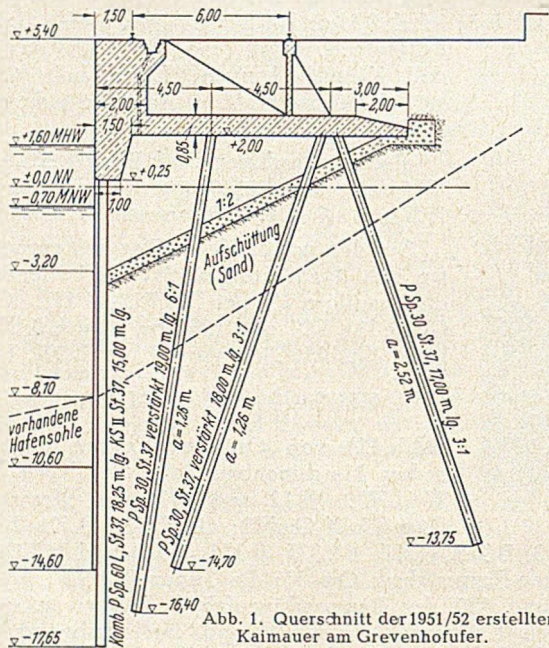


Abb. 1. Querschnitt der 1951/52 erstellten Kaimauer am Grevenhofufer.

den Kaimauern des Hamburger Hafens in einem statischen Grenzstand befinden (vgl. Literaturhinweise am Ende). Sobald bei diesen Mauern anormale Bedingungen etwa durch zusätzliche Belastung oder vermehrten Wasserüberdruck oder durch Erschütterungen eintreten, ist ihre Standsicherheit gefährdet; eine Anzahl zwischen dem 1. und dem 2. Weltkrieg bereits eingetretener Kaimaerschäden hatten dieses Ergebnis schon vermuten lassen. Auf Grund dieser Situation erwiesen sich die Wiederherstellungsarbeiten an den Kaimauern sehr viel umfangreicher, als die 1945 zunächst sichtbaren Schäden vermuten ließen. In diesem Zusammenhang mag darauf hingewiesen werden, daß der Hamburger Strom- und Hafenbau an den Arbeiten des 1949 von der Hafenbautechnischen Gesellschaft ins Leben gerufenen „Ausschusses zur Vereinfachung und Vereinheitlichung der Berechnung und Gestaltung von Uferbefestigungen“ sehr interessiert ist und laufend mitarbeitet. Wenn auch ausreichende Sicherheit das erste Gebot sein muß, so ist man aber auch zugleich

um sparsame Gestaltung der Kaimauerquerschnitte bemüht. Durch Freihalten von Hohlräumen, die man durch Böschungen unter der Rostplatte erzielt, lassen sich sowohl der Erddruck als auch durch den besseren Wasserstandsungleich der Wasserdruck vermindern. Man kann dann mit leichteren Spundwänden und schwächeren Verankerungen bzw. Ankerböcken auskommen.

Im Hinblick auf die bei Wiederherstellungen oder Ersatz ganzer Kaibauten vorhandenen Rammhindernisse stehen als Gründungselemente der Stahlpfahl und die Stahlpundwand z. Z. im Vordergrund. Als Zug- und Druckpfähle sind u. a. Peiner PSp-Pfähle (einzelne Kastenpundbohlen) verwendet worden, die als reine Walzprodukte billiger als zusammengesetzte Hohlpfähle sind. Bei größerer Länge der Spundwände lassen sich günstige statische und wirtschaftliche Wirkungen durch Kombination von Stahlrammpfählen mit Stahlpundwänden (kombinierte Stahlpundwand Peine-Krupp) erzielen.

Abb. 1 zeigt den Querschnitt einer nach obigen Gesichtspunkten konstruierten Kaimauer.

Über Jahrzehnte sind die Hamburger Kaimauern mit Natursteinen (Basalt, Sandstein, Granit) verblendet worden, heute glaubt man mit dichtem Beton, wobei eine saubere Ansichtsfläche durch Stahl Schalung erreicht wird, die gleichen Effekte zu erzielen.

Erwähnung verdienen auch noch Stahlvorsetze.

Diese bestehen aus einer Stahlpundwand und rückwärts geneigten Stahlpfählen, die durch einen Stahlbeton- oder Stahlholm miteinander verbunden werden.

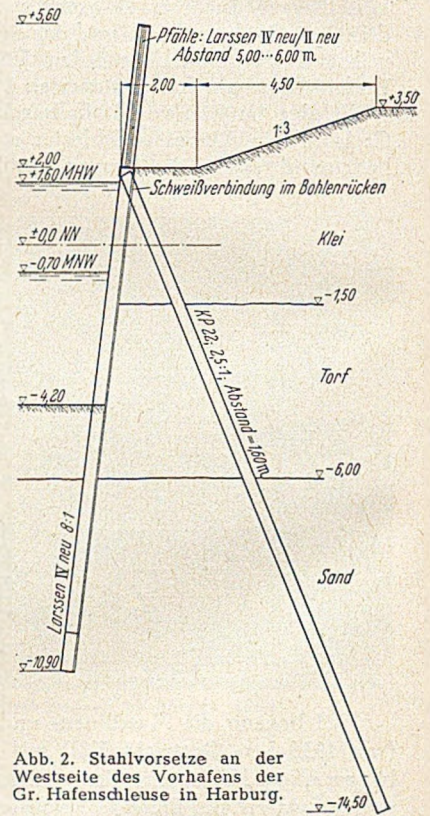


Abb. 2. Stahlvorsetze an der Westseite des Vorhafens der Gr. Hafenschleuse in Harburg.

Abb. 2 zeigt

eine solche Vorsetze, die im Vorhafen der Harburger Schleuse ausgeführt worden ist. Bei dieser Vorsetze ist auf Streichpfähle verzichtet worden. Die in der Flucht der Spundwand angeordneten und aus dieser herauswachsenden Einzelstahlpfähle gewährleisten ein Anlegen auch bei höheren Wasserständen; sie reichen 30 cm über den höchsten Wasserstand.

Sämtliche Hochbauten im Hamburger Hafengebiet waren früher auf Holzpfählen gegründet. Heute ist an deren Stelle der Stahlbetonpfahl, in einzelnen Fällen auch der Stahlpfahl getreten.

In einem Sonderfall im Hamburger Fischereihafen, wo es sich um die Gründung eines Hochbaus auf einem von Stahlpundwänden ungeschlossenen Pier handelte, ist mit einer Bodenverdichtung (System Keller) gearbeitet worden (Abb. 3). Mit diesem System werden tragende Elemente geschaffen, welche gewissermaßen als Sandpfähle den guten Baugrund erreichen bzw. in diesem Falle die Senkstücke eines vorhandenen Leitdamms durchdringen.

Die betrieblich wichtigsten Hochbauten im Hamburger Hafen sind die Kaischuppen. Hier ist die seit 1879 bewährte und traditionelle Hamburger Zimmermannsbauweise als zu aufwendig im Materialverbrauch endgültig aufgegeben (nicht aber die Holzbauweise als solche).

Bereits zwischen den beiden Kriegen in der Beton-schalbauweise (Zeiß-Dywidagschale) mit gutem Erfolg erprobt worden. Da im letzten Krieg die vorhandenen

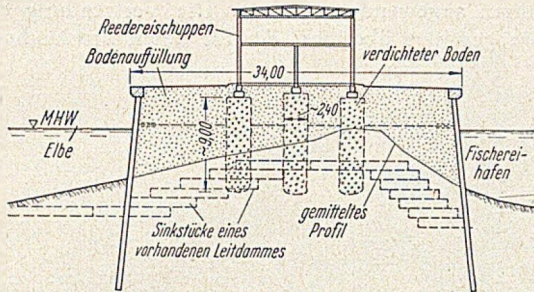


Abb. 3. Bodenverdichtung (System Keller) im Fischereihafen Hamburg.

Kaischuppenflächen bis auf 10% beschädigt oder zerstört worden waren, ergaben sich Bauvorhaben größten Ausmaßes. Um sich hierfür die neuesten Bauweisen zu Nutze machen zu können, veranstaltete daher die Hamburger Strom- und Hafenbauverwaltung 1946 vor Inangriffnahme von Neubauten einen Ideenwettbewerb über Kaischuppen-gestaltung. Dieser Wettbewerb hat zwar keine Standard-lösung, aber doch weitgehende Einblicke bezüglich des Baustoffbedarfs und der Kosten der verschiedenen Bauweisen gebracht. Als neu ergab sich, daß künftig im Kaischuppenbau neben Ausführungen in Stahl, Stahl-

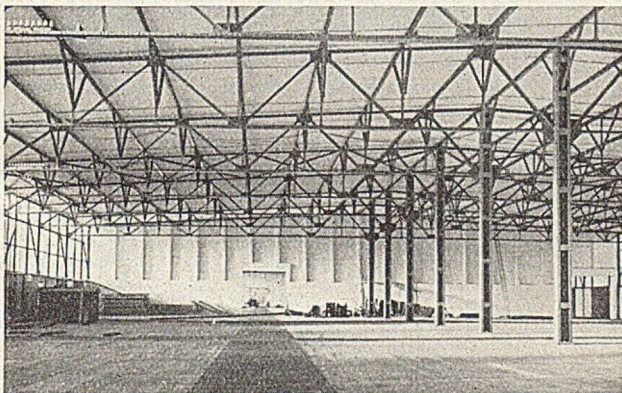


Abb. 4. Schuppen 74, Stahlfachwerkbauweise.

beton, Stahlbetonschalen und Stahlbetonfertigteilen als Bewerber auch der Spannbeton auftritt, der bis dahin nur bei schweren Ingenieurbauten wie Brücken, Bunkerdecken usw. bekannt geworden war.

Seit dem Kriege sind bis heute insgesamt 14 Kaischuppen neu errichtet (bzw. im Bau). Jede Art Bauweise wurde zum Angebot zugelassen. Bei der Auswahl wurden als maßgebende Faktoren die jeweils individuell angebotene Bauweise, ferner die im übrigen stark schwankenden Baukosten, die Bereitstellung des Materials (Fertigstellungstermine), die zu erwartenden Unterhaltungskosten sowie die Feuerkassenprämien gegeneinander abgewogen. Hinsichtlich der Beurteilung der individuellen Bauweise spielt die Art der Dachausbildung bzw. Deckung eine wichtige Rolle. Das Ziel einer preiswerten, konstruktiv leichten, aber unbedingt dichten Dachausbildung wird auf vielen Wegen zu erreichen versucht. Herausgehoben sei die Bauweise mit vorgespannter Dachplatte:

Hier wird durch die Vorspannung in der Dachsubstanz eine Rissefreiheit der Dachfläche angestrebt.

Ein Isolieranstrich, der nach den letzten Erfahrungen durch Beigabe einer Glasfliescinlage noch verbessert wird,

soll die kostspielige Dachhaut ersetzen. Gewählt wurden bei insgesamt 14 Vergaben folgende Bauweisen (vgl. Abb. 4—9):

Objekt	Baujahr	Bauweise
Schuppen 75	1947	Stahlbetonschalbauweise Zeiß-Dywidag
„	74 1948	Stahlfachwerk mit Ziegelsplitt-dachplatten
„	34 1949	Stahlbetonbinder- und Pfetten mit Celonit-Dachplatten und -Ausmauerung
„	37 1950	Stahlbetonrahmen und Fertigteilpfetten mit Celonit-Dachplatten und -Ausmauerung
„	28 1950	Stahlbetonbinder mit Fertigteilpfetten und Bimsbetondachplatten
„	4/5 1950/51	Stahlbetonbinder mit vorgespannten Riegeln und Pfetten, Zwischenriegeln und Bimsbetondachplatten
„	29 1951	Stahlbetonrahmen mit Fertigteilpfetten und Bimsbetonplatten
„	55 B 1951	Monolithische Schuppenkonstruktion bestehend aus Stahlbetonrahmenbindern mit vorgespannten Riegeln und in Schuppenlängsrichtung vorgespannter Dachplatte
„	56 1951	wie vor
„	58 1951	Holzfachwerkbinder mit 2 flachgegründeten Mittelstützen (Außenstützen auf Pfählen) und Zwischenbindern, hölzerne Dachschalung
„	57 1951	Holzfachwerkbinder mit 1 Mittelstütze und Fachwerkpfetten, hölzerne Dachschalung (sämtliche Stützen auf Pfählen)
„	62 1952	Stahlfachwerk mit hölzerner Dachschalung
„	71 1952	Monolithische Schuppenkonstruktion bestehend aus Stahlbetonrahmenbindern mit vorgespannten Riegeln und in Schuppenlängsrichtung vorgespannter Dachplatte
„	72 1952/53	Stahlbetonbinder mit Fertigteilpfetten und Bimsbetondachplatten

Die Aufstellung zeigt, daß Ausführungen in Stahlbeton weitaus überwiegen. Dem Stahlbeton aber damit die Überlegenheit zusprechen zu wollen, wäre verfrüht. Eine derartige Beurteilung, die im übrigen dann auch nur für die besonderen Verhältnisse des Hamburger

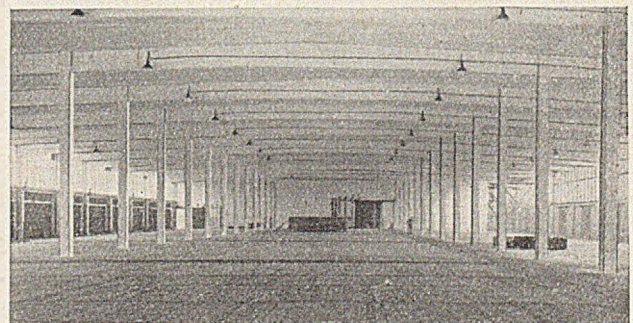


Abb. 5. Schuppen 55, Spannbetonbauweise (vgl. Übersicht).

Hafens gelten würde, ist erst möglich, wenn nach einer Reihe von Jahren Erfahrungen über den Unterhaltungsbedarf der sämtlichen neuen Bauwerke vorliegen.

Über die Frage der Schuppenbauweise als Ganzes hinaus sind noch einige Details herauszustellen. Hin-

sichtlich der für ein reibungsloses Funktionieren des Schuppenbetriebes so ausschlaggebenden Belichtung haben sich in den Längswänden der Schuppen angeordnete Fensterlichtbänder mit kittloser Verglasung gut bewährt (vgl. Abb. 4—8). Auch die künstliche Beleuchtung entspricht dem neuesten Stande der Lichttechnik. Hier ist die übliche Vielzahl kleiner Beleuchtungskörper durch 3—4 Reihen Armaturen mit 200—300 Watt ersetzt. Da die Aufhängöhe bei 6,00 m durch die Flurfördergeräte

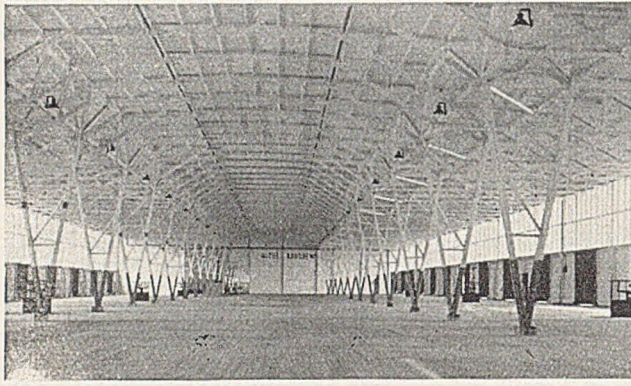


Abb. 6. Schuppen 58, Holzfachwerkbinder mit flach gegründeten Mittelstützen (Außenstützen auf Pfählen).

gegeben ist, muß durch entsprechende Form der Reflektoren eine Beleuchtung erzielt werden, die ein Überschneiden der Lichtkegel in etwa 4,00 m Höhe über Fußboden herbeiführt. Hierdurch wird eine gleichmäßige und etwa dreifach höhere Bodenelligkeit als bisher erreicht. Sie liegt im Mittel bei 25 Lux (vgl. Literaturhinweise).

Ein außerordentlich wichtiger Bestandteil der Kaischuppen ist der Fußboden, an dessen Tragfähigkeit und Beschaffenheit der Betrieb hohe Anforderungen stellt. Für den Hamburger Kaischuppen hat sich auf Grund jahrzehntelanger Erfahrung Holz als statisch günstige und wegen guter Wärmedämmung auch für die zu stapelnde Ware einwandfreie Unterlage erwiesen. Holzfußböden guter Qualität sind aber leider so teuer, daß man genötigt ist, sich nach einem billigeren Ersatz umzusehen. Jedoch steht man hier vor einem schwierigen Problem.

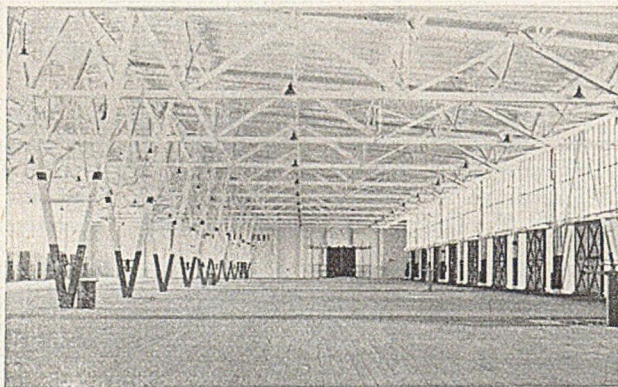


Abb. 7. Schuppen 57, Holzfachwerkbinder mit Pfahlgründung.

Versuchsweise sind Pflaster- oder Betonböden aus Steinen oder Platten mit und ohne Stahlreinlagen ausgeführt worden (vgl. Literaturhinweise). Je nach dem Grundbaustoff, der Ausgestaltung der Oberfläche und der Auflagerung ergaben sich etliche Ausführungsmöglichkeiten, von denen jedoch bisher keine befriedigt hat. Zur Zeit laufen Versuche mit Asphaltbelägen, deren Bewährung aber auch keineswegs als sicher gelten kann.

Weiterhin ist noch eine Neuerung bei den sog. Fruchtschuppen (Abb. 9) zu erwähnen. Diese für Fruchtumschlag bestimmten Kaischuppen müssen heizbar sein, und dementsprechend müssen ihre Wände einschl. Dach

isoliert sein. Hier sind als neuartiges Material Porenbeton-Isolierplatten zur Verwendung gekommen. Die neu errichteten Fruchtschuppen haben ebenfalls senkrechte Lichtbänder aber mit doppelter Verglasung erhalten. Auch heizungstechnisch ist eine Neuerung insofern eingetreten, als im Gegensatz zu den früher verwendeten Heizrohrregistern, die an der Holzkonstruktion der Schuppen aufgehängt wurden, neuerdings Warmluftkühler im Umlaufverfahren angewendet werden. Die Verwendung dieser Geräte gestattet überdies, die für einen Fruchtschuppen

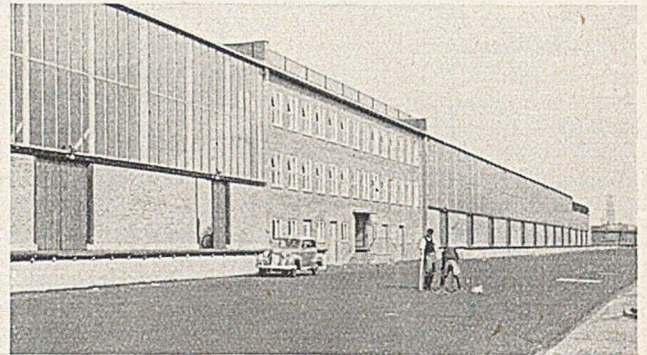


Abb. 8. Schuppen 57, landseitige Außenansicht, man beachte die hohen Lichtbänder.

außerordentlich wichtige Belüftung durch von außen angesaugte Frischluft zu betreiben.

Bemerkenswert ist auch in einem anderen Fruchtschuppen (57) die Anordnung einer 2,00 m breiten Regenwand, die hier die den Bananenumschlag außerordentlich störende Brandmauer im Brandfall ersetzen soll.

Ein weiteres Gebiet, auf dem neuartige Bauweisen zu verzeichnen sind, stellt die Verwendung von Stahl für Pfahlwerke dar. Bekanntlich ist Holz der am meisten verwendete und auch besonders geeignete Baustoff für Anlegedalben, Schutzdalben, Schutz- und Reibepfähle sowie andere Bauwerksteile, die entweder als Puffer zwischen Schiff und Bauwerk eingeschaltet werden oder



Abb. 9. Fruchtschuppen 34, Stahlbetonbauweise, doppelt verglaste Lichtbänder. — Heizaggregate auf der Galerie vor den Fensterbändern.

als selbständige Bauwerke Schiffsstöße abbremsen müssen. Das Holz vereint in sich Vorzüge der Elastizität, einer gewissen Zähigkeit, der Lebensdauer (die durch Imprägnierung noch verlängert werden kann) und bis vor kurzem auch der Preiswürdigkeit. Holzteile sind gut zu erneuern, da dieser Baustoff leicht zu bearbeiten ist. Heute sind aber in Deutschland Holzpfähle in solchen Mengen, Längen und Qualitäten, wie sie in einem Welthafen wie Hamburg gebraucht werden, nicht zu beschaffen, und so war Hamburg als Großverbraucher genötigt, sich schon gleich nach dem Kriege nach Ersatz umzusehen, wofür nach Lage der Dinge nur Stahl in Frage kam. Für

die Hersteller von Stahlpfählen verschiedener Art ergaben sich auf diese Weise erwünschte neue Möglichkeiten. Jedoch ist die angenehme Eigenschaft des Holzes, eine gewissen Weichheit an der Stoßstelle aufzuweisen, beim Stahl nicht vorhanden, auch sind Stahlpfähle weit teurer als Holzpfähle; die größere Widerstandsfähigkeit des Stahls bietet keinen ausreichenden Ausgleich. Da im Rahmen dieser Abhandlung eine Erörterung konstruktiver

das nicht anders zu erwarten ist, noch Kinderkrankheiten an. Es wird noch eine gewisse Entwicklungszeit vergehen müssen, bis man Standardkonstruktionen entwickelt haben wird, die weniger kompliziert als die bisherigen und damit material- und preisgünstig sind.

Schließlich soll noch auf die Schwimmkörper der Landungsanlagen eingegangen werden. Hier ist die Entwicklung so gelaufen, daß man heute Pontons aus Stahlbeton den reinen stählernen Ausführungen, die bis vor kurzem noch allein in Frage kamen, gleichwertig an die Seite stellt. Schon vor dem Kriege waren in Hamburg einige 30 m lange und 7—8 m breite Stahlbetonpontons erstellt worden, die sich auch bewährt haben. Nach dem Kriege sind zwei große (90 m · 17 m) und eine Anzahl kleinerer

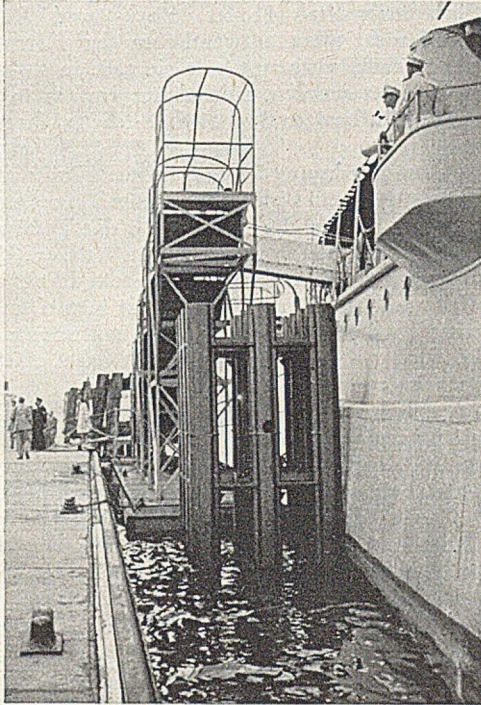


Abb. 10. 12-pfählige Stahldalbe (KP 24) an der Überseebrücke in Hamburg.
(Der auf dem Bild sichtbare Ponton (90 m · 17 m) ist in Stahlbeton erstellt.)

Einzelheiten zu weit führen würde, soll zusammenfassend nur festgestellt werden, daß eine ganze Anzahl von Dalbensystemen in Stahlbauweise ausgeführt worden sind, die je nach Bestimmungszweck als Vertäudalben, Schutzalben oder Ponton-Führungsdalben nach statischen und dynamischen Gesichtspunkten berechnet und ausgebildet wurden. Auch Eisbrecher sowie Leitwerke einer Fähre

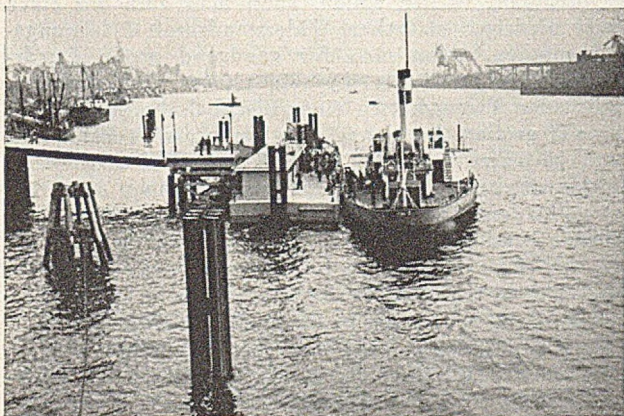


Abb. 11. Mit Stahldalben ausgerüstete Fährpontonanlage in Hamburg-Altona.

sind in Stahl konstruiert worden. Für die Pfähle sind Stahlrohre, KP-Profile, Peiner Kastenspundbohlen und Larssenprofile verwandt worden. Was die Bewehrung der neuen Pfahlwerkbauweisen anlangt, so steht unzweifelhaft fest, daß grundsätzlich Stahl brauchbar ist (Abb. 10 und 11). Den zahlreichen, zum Teil mit gutem Erfindergeist gestalteten Konstruktionen haften aber, wie



Abb. 12. Einschwimmen eines 90 m · 17 m großen Stahlbetonpontons der Überseebrücke (vgl. auch Abb. 10).

Stahlbetonpontons in Gebrauch genommen worden (Abb. 12). Durch die Verwendung von Stahlbeton für Pontons wird nicht nur Stahl gespart, sondern es kommen auch die nicht unerheblichen Unterhaltungsansätze in Fortfall. Hinzu kommt, daß die erheblich schwereren Stahlbetonpontons tiefer und dadurch ruhiger liegen als reine Stahlausführungen. Ehe man abschließend urteilt, ist noch abzuwarten, ob bei häufigem und bei Verkehr mit großen Schiffen die bisher üblichen Fenderkonstruktionen den Stahlbeton ausreichend gegen Stoßbeschädigung schützen. Hier ist ein zumindest zweifelhafter Punkt, der nur aus der Erfahrung heraus geklärt werden kann.

Wie bereits einleitend bemerkt, sind die Darlegungen nur als Ausschnitte gedacht, die auf die Bemühungen, die Hamburger Hafenwerke nach neuesten bautechnischen Erkenntnissen zu gestalten, hinweisen sollen. Für Leser, die sich weitergehend orientieren wollen, ist nachstehend noch ein Literaturnachweis gegeben.

Literatur.

- a) Empfehlungen und Berichte des HTG-Ausschusses „Uferneinfaßungen“ sind erschienen in: Die Bautechnik 28 (1951) S. 279; Hansa 87 (1950) S. 686 und S. 1524; Hansa 88 (1951) S. 1390.
- b) Auswahl nach 1945 erschienener Veröffentlichungen:
B o l l e , A.: Gesichtspunkte für den Wiederaufbau von Seehäfen, Z. VDI 90 (1948) S. 271. — Konstruktive Gesichtspunkte beim Wiederaufbau des Hamburger Hafens. Bauingenieur 24 (1949) S. 33. — Südfruchtumschlag im Hamburger Hafen. Schiff und Hafen 1 (1949) S. 153. — Grundelemente des Hafenbaus. Bauingenieur 25 (1950), S. 185.
- F ö r s t e r , K.: Wiederaufbau und Verstärkung der Hamburger Kaimauern. Bauingenieur 26 (1951) S. 112 und S. 235. — Die Hamburger Kaischuppen-Wettbewerbe in konstruktiver und wirtschaftlicher Beurteilung. Hansa 88 (1951) S. 1367. — Schiff und Dalben. Schiff und Hafen 3 (1951) S. 300. — Der Wiederaufbau des Fruchthafens Hamburg, in „Der Hamburger Hafen. — Sein Wiederaufbau seit 1945“, Sonderheft der Nordwestdeutschen Bauzeitung 1951, S. 51. — Wiederaufbau und Verstärkung der Kaimauern, ebenda S. 45.
- L o o s , W. u. B r e t h , H.: Modellversuche über Biegebeanspruchung von Pfählen und Spundwänden, mit einer Einführung von Strom- und Hafenbau. Der Bauingenieur 24 (1949) S. 264.
- N e u m a n n , H.: Die Entwicklung der Kaischuppenbeleuchtung in Hamburg. Schiff und Hafen 1 (1949) S. 159.
- P o h l e , W.: Versuche mit Fußbodenbelägen in den Schuppen des Hamburger Hafens. Bauingenieur 24 (1949) S. 93. — Neuzzeitlicher Kaischuppenbau in „Der Hamburger Hafen. — Sein Wiederaufbau seit 1945“, Sonderheft der Nordwestdeutschen Bauzeitung 1951 S. 35.
- R e i m e r : Berechnung und Konstruktion von Dalben unter besonderer Berücksichtigung des Kraftangriffes unter Wasser. Bautechnik 27 (1950) S. 298.

Kraftwirkungen an Stahldalben.

Eine grundsätzliche Systematik im Blickwinkel des In- und Auslandes.

Von Oberbaurat Dr.-Ing. K. Förster, Hamburg.

Aus der Praxis des entwerfenden Ingenieurs ordnet der Verfasser dieses aktuelle, aber weitläufig verästelte Sondergebiet im Verkehrswasserbau. Ohne neue rechnerische Ableitungen — auf die jedoch verwiesen wird — werden die hauptsächlichsten Belastungsannahmen und Entwurfs-elemente, ferner die Kraftübertragung in den Boden und ihre neueren Verfeinerungen in dem Bestreben, eine seit langem notwendig erscheinende Rangabstufung zu schaffen, erörtert.

I. Einleitung.

Eine beachtenswerte Erscheinung im neuzeitlichen Hafenaufbau ist zweifellos der Stahldalben. Aus tastenden Anfängen seit etwa 20 Jahren hat sich dieser zuletzt fast sprunghaft zu einem technischen Gebilde von eigenem Wuchs entwickelt. In seinen besten Ausführungsbeispielen zeigt er — als Ausdruck der ihm innewohnenden Naturgesetze und konstruktiven Ideen — bereits Anzeichen gewisser typischer nahezu eleganter Formen. Es lohnt sich diesen Einflüssen nachzugehen, wenn man technisch einwandfrei, zweckmäßig und wirtschaftlich bauen will. Eine gelungene technische Leistung dokumentiert sich auch hier in weitgehend ästhetisch befriedigenden Lösungen, was die vergangene Generation mit den von ihr zu Standardtypen der einzelnen Häfen entwickelten Holzdalben nur bestätigen wird.

Trotz dieser äußerlich bereits erkennbaren Zielstrebigkeit bieten Gesamtanordnung, Berechnung und Auswahl der Details den Konstrukteuren eine Fülle von Möglichkeiten, die den Entwurf für den gegebenen Fall nicht gerade erleichtern. Zahlreiche Einflüsse auf die Belastungsannahmen, die statische Wirkung und die Konstruktion der Stahldalben bedürfen im Interesse ihrer Vereinfachung und Vereinheitlichung einer gewissenmaßen ständigen Sichtung, zumal inzwischen die praktische Erfahrung manche Grenzen aufgezeigt hat. Hier sollen in knapper Darstellung einige der technischen Grundlagen kritisch beleuchtet und für den allgemein interessierten Hafenaufbau-Ingenieur zugänglich gemacht werden.

Ein vergleichender Überblick darf sich nicht auf Deutschland allein beschränken. Die Ansichten des benachbarten Auslandes, insbesondere Stimmen aus Holland, Belgien und England, sind bereits im Schrifttum verankert. Hier muß man insbesondere die Autoren Minikin (England) und Descans und van Rijsselberghe (Belgien) hervorheben, da ihre Anregungen die Theorie und praktischen Grundlagen beim Bau von Dalben, Fendern, Stoßdämpfern und ganzen Pieranlagen bedeutsam gefördert haben. [1] [2] [3].

Diese Stimmen sind für uns so sehr wertvoll, weil sie sich nicht darauf beschränken, Ergebnisse eigener Forschung zu bringen und zur Erörterung zu stellen, sondern auch deutsche Vorschläge und solche aus andern Ländern mit den ausgeführten Beispielen zu würdigen und einer sachlichen Kritik zu unterziehen bestrebt sind. Um so mehr empfiehlt es sich, jetzt rückschauend bleibende Erkenntnisse herauszuschälen und den gegenwärtigen Fragen gegenüberzustellen. Der verständlichen Ansicht, die Dinge seien doch noch sehr in Fluß, sei das berechtigte Interesse entgegengehalten, das die Stahldalben in Kreisen des Wasserbaues und darüber hinaus in der Schifffahrt gefunden haben.

Vorausgeschickt sei ferner die allgemeine Frage: Was darf man von einem Stahldalben erwarten und was nicht? Denn es besteht vielfach noch Unklarheit darüber, in welcher Rangordnung die von ihm gewünschten Eigenschaften aufeinander abzustimmen sind.

Erste Grundforderung für alle Dalben ist die nach ausreichender statischer Leistung. Bestünde diese Forderung allein — wie etwa bei einem Poller an Land — so ließe sie sich selbst für bedeutende Kräfte, wie es die Trossenzüge der Großschifffahrt nun einmal sind, relativ billig erfüllen. Starre Gebilde großer Widerstandskraft

gegen Horizontalkräfte (Pfeiler, Bock- und Rahmensysteme) sind nicht allzu aufwendig in der Herstellung. Dalben ohne Schiffsberührung, wie sie z. B. in Rotterdam vielfach verwendet werden, sind daher einfach in ihrem konstruktiven Aufbau und wirtschaftlich in ihrer Anwendung.

Zweite Grundforderung im allgemeinen Dalbenbau ist die nach der dynamischen Leistungsfähigkeit. Hier empfiehlt es sich bereits, die Betrachtung der Vertäu- bzw. der reinen Schutzdalben voneinander zu trennen. Vertäudalben müssen vor allem stark genug sein (die statische Leistung hat also den Vorrang) und erst in zweiter Linie — aber nicht etwa geringeren Ranges — müssen sie in der Lage sein, Stoßkräfte elastisch ohne örtliche Überbeanspruchungen aufzunehmen.

Da sich die lebendige Energie nicht momentan, sondern nur längs eines gewissen Weges (Durchbiegung f) vernichten läßt, ergibt sich die Notwendigkeit eines ausreichenden Arbeitsvermögens A , um einen Schiffsstoß bestimmter Größe (entsprechend der lebendigen Energie $m/2 \cdot v^2$) überhaupt abbremsen zu können. Die richtige Wahl von A ist natürlich schwieriger als die des Trossenzuges P , da die Einschätzung der Geschwindigkeit v ausschlaggebend ist und mit ihrem Wert v^2 die Größe A sehr beeinflußt.

Dritte Grundforderung: Hat man die Größen P und A als Funktionen von Schiffsgröße und Geschwindigkeit gewählt, so ist als dritte Eigenschaft eine genügende Weichheit des Dalbens unerlässlich (ausgedrückt durch f/P in cm/t). Gerade dieses Kriterium der Qualität beeinflußt die Kosten erheblich und hat vielerlei beachtliche konstruktive Verbesserungsvorschläge auf den Plan gerufen.

Sinngemäß wird man daher bei Vertäudalben mit Schiffsberührung nicht zu weitgehende Forderungen an die Weichheit stellen dürfen, wenn man wirtschaftlich bleiben will. Reine Schutzdalben an gefährlichen Stellen in den Häfen und deren Zuführungswegen dagegen, die nur bremsend wirken sollen, kann man auch mit einer relativ niedrigen statischen Widerstandskraft P leistungsfähig machen, wenn man für genügend große Durchbiegung f sorgt. Es ist dies ein reines Fenderproblem, ähnlich den Eigenschaften eines Eisenbahnprellbocks, bei dem der größere Bremsweg eine Ersparnis an Kraft und damit geringere Gefahr für Schiff und Dalben bewirkt. Hieraus ergeben sich — wie später zu erkennen sein wird — verschiedene Konstruktionsprinzipien für Vertäudalben einerseits und reine Schutzdalben andererseits, wie sie z. B. an Brücken, Schleusen, Landungsanlagen, Leitwerken, Fährbetten usw. eine große Rolle spielen.

Um wirtschaftlich zu bleiben, müssen Schifffahrt und Hafenaufbau sich also auf ein vertretbares Optimum einigen. Diese Notwendigkeit der Praxis war im Zeitalter der Holzdalben nicht so leicht erkennbar, zumal die nicht allzu große Verschleißfestigkeit und geringe Havarie-sicherheit diese Grenze verwischen ließen; denn der leichte und billige Ersatz beschädigter Pfähle spielte im Vergleich zur Gesamtmenge jährlich gebauter Dalben keine ausschlaggebende Rolle. Daneben besaß das Holz die schätzenswerte Eigenschaft, nicht nur wie der Stahl als elastisches Konstruktionsmaterial im ganzen, sondern an der Berührungsstelle der Fahrzeuge auch kissenartig zu wirken. Das ist in Stahl nicht zu wiederholen, weil die Festigkeit des Materials als solche, wie auch die unabding-

bare Einbeulfestigkeit der Profile diese Nebenwirkung ausschließen. Erst konstruktive Kunstgriffe oder eine Sonderausrüstung mit elastischen Federn lassen quasi eine Gleichwertigkeit erzielen (Abb. 1).

Überlagert werden die für das Kräftefeld in den Hauptachsen des Dalbensystems maßgebenden statischen Grundforderungen von gewissen Verdrehungskräften,

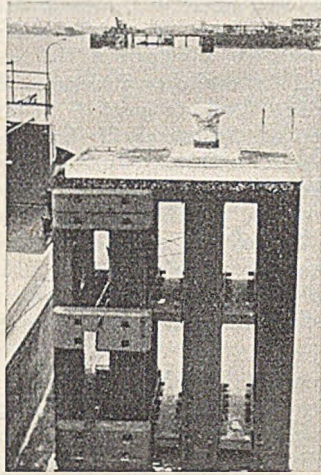


Abb. 1. Schwerer Stahldalben in Rotterdam aus Kastenspundbohlen mit Holzverkleidung.

die am Dalbenumfang auftreten können. Sofern die Umrißlinie nicht einen Kreis, sondern ein Polygon darstellt, können die Schiffsstöße mit einer seitlichen Komponente in tangentialer Richtung wirken. Dazu treten unter Umständen Reibungskräfte aus der Schiffsberührung. Wie weit diese Torsionskräfte die Gesamtleistung des Dalbens beeinträchtigen können, muß von Fall zu Fall unter Berücksichtigung der nautischen Belange untersucht werden. Eine abstrakte Betrachtung der Torsion allein dürfte

häufig zu weit gehen und mit der Praxis nicht übereinstimmen.

Die sich bietenden Möglichkeiten zur Erfüllung dieser Anforderungen mit technisch einwandfreien, aber auch wirtschaftlichen Mitteln sind der Gegenstand der nachfolgenden Darstellung. Man muß sich dabei stets vor ertüftelten, überkonstruierten Gebilden hüten; denn im ganzen verdienen nur einfache, der praktischen Seite der Schifffahrt angemessene Bauwerke Beachtung, zumal auch die Unterhaltungskosten für den Bauherrn dabei eine nicht unerhebliche Rolle spielen. Die Lebensdauer soll derjenigen von Stahlbauten entsprechen, wenn auch in Anbetracht der robusten Beanspruchungen im Hafetrieb angesichts der zusätzlichen Abrostung der Teile unter Wasser eine Lebensdauer von über 40 Jahren unwahrscheinlich ist.

II. Angreifende Kräfte aus dem Schiffsfahrtsbetrieb.

Die für die Bemessung des Dalbens in statischer Hinsicht maßgebende Kraft ist der Trossenzug des auf der Leeseite der Dalbenreihe anliegenden Schiffes. Der Grund liegt darin, daß die zur Aufnahme dieser Kraft geeigneten Verbände am Dalben in einer bestimmten Höhe über dem oft mit der Tide wechselnden Wasserspiegel angebracht werden müssen. Der Hebelarm ist also groß im Vergleich zu der in zweiter Linie maßgebenden Druckkraft, die ein luvwärts vertäutes Schiff im allgemeinen auf den Dalben ausüben kann [4].

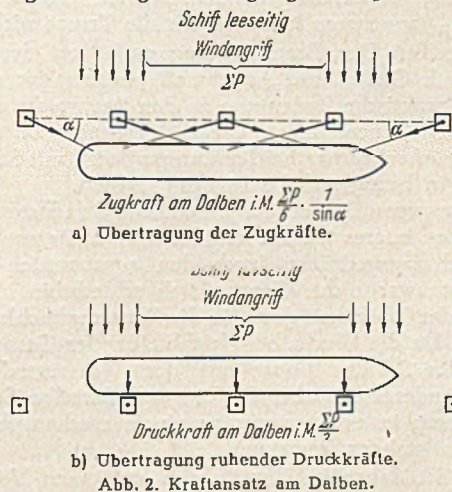
Diese Zugkraft kann natürlich die Bruchfestigkeit der vom Schiff verwendeten Trossen nicht überschreiten. Da in der Regel jedoch mindestens zwei Vor- und Achterleinen, oft sogar drei und vier Trossen vom Schiff nach einem Dalben ausgebracht werden, ist diese nicht allein maßgebend. Zwar werden in diesem Fall nicht alle Trossen gleichzeitig auf ihre Höchstlast kommen, und man braucht praktisch kaum über die doppelte Bruchlast der gebräuchlichen Trossen hinaus zu dimensionieren. Einen weiteren guten Anhaltspunkt gewinnt man, indem man die größten auftretenden Windkräfte des leewärts vertäuten Schiffes gleichmäßig auf 4–6 Dalben verteilt — je nach Anordnung des Schiffs liegeplatzes. Das setzt jedoch voraus, daß in Sturmböen eine gut eingespielte Mannschaft die Trossen auf annähernd gleicher Spannung hält. Andernfalls besteht die Gefahr, daß diese nacheinander brechen bzw. die Dalben überbeanspruchen und nacheinander

wegreißen, wie es bei Holzdalben wiederholt vorgekommen ist. Die Zugkräfte können an Hand der für die betreffende Schiffsgröße maßgeblich verwendeten Trossen ermittelt werden. Damit erhält man Kräfte, die für die Dalben einer langen Reihe ausreichen werden. Größere Kräfte in Sonderfällen — wie z. B. beim Festmachen größter Fahrgastschiffe an exponierten Pieranlagen — wird man sinngemäß nach der Windangriffsfläche zu ermitteln und auf eine entsprechende Zahl gleichmäßig wirkender Dalben am Bug und Heck des Schiffes zu verteilen haben, wie sie beispielsweise beim alten Steubenhöft in Cuxhaven vorhanden waren.

Der Trossenzug aus der Ruhe ist die am leichtesten festzulegende Größe. Er muß in Höhe des Vertäuerverbandes in jeder Richtung wirkend angesetzt werden (Abb. 2 a).

Schwieriger wird diese Bestimmung für die Beanspruchungen, denen der Dalben vom luvwärts gelegenen Schiff ausgesetzt ist. Während ein Schiff gegebenenfalls leeseitig 4 bis 6 Dalben gleichmäßig beanspruchen kann, wobei die Kraftkomponenten in Längsrichtung der Dalbenreihe möglicherweise unangenehme Zusatzkräfte auslösen, ist eine Druckübertragung von der Luvseite her im allgemeinen auf zwei, in Sonderfällen vielleicht vier Dalben beschränkt.

Der Wind- bzw. Strömungsdruck beansprucht die unmittelbar berührten Dalben allgemein in Querrichtung und kann nur mittelbar Kraftkomponenten in Längsrichtung auslösen, die zusätzliche Trossenzüge darstellen (Abb. 2 b). Anteilig gerechnet sind die Druckkräfte aus der Ruhe im Extremfall also größer als die Zugkräfte. Dafür wirken sie aber gewöhnlich nicht in der ungünstigen Höhe des Vertäuerverbandes, sondern je nach dem Grade der Durchbiegung erheblich tiefer [4]. Solange diese Kräfte an einem Verband angreifen, werden die Pfähle eines Bündels gleichmäßig auf Biegung beansprucht. Erst ein



unkontrolliertes Herablaufen der Kraft kann gefährliche Nebenspannungen hervorrufen. Es sei denn, die unmittelbar berührten Pfähle seien so biegsam, daß sie nach stärkerem Ausweichen die Kraftübertragung am nächsthöheren Verband zulassen.

Die ruhenden Kräfte sollten bei einem richtig konstruierten Dalben nur zentrische Beanspruchungen auslösen und Verdrehungen vermeiden. Hierauf ist bei der Anordnung der Vertäuvorrichtungen (Ketten, Ringe, Poller usw.) zu achten. Ebenso wird ein der Kreisform angenäherter Dalbengrundriß für Druckkräfte stets günstig sein, da die Resultierende angenähert durch den Mittelpunkt der Pfahlgruppe gelenkt wird. Auch rechteckige oder vieleckige Grundrisse sind geeignet, da sie selbst nach einer gewissen kleinen Verdrehung infolge Anschmiegens an die Schiffswand ein stabiles System darstellen (Abb. 3 a). Sehr sperrige Gebilde mit schmaler Druckübertragung werden in bezug auf waagrechte

Druckkräfte labil und erleiden eine dem Knickproblem ähnliche Verdrehungsbeanspruchung (Abb. 3b), sofern man nicht besondere Sicherungen vorsieht.

Gegenüber den noch verhältnismäßig einfach festzustellenden oder aus der Praxis heraus zu schätzenden ruhenden Kräften bilden die Beanspruchungen aus der lebendigen Energie des sich bewegenden Schiffes das Dalbenproblem im engeren Sinne. Die Frage lautet allgemein: Mit welcher Bewegungsenergie — ausgedrückt

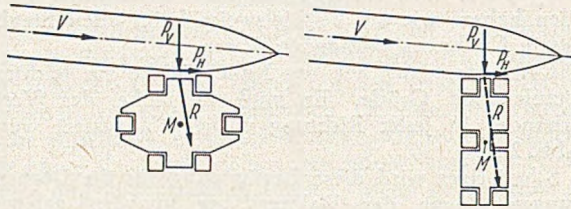


Abb. 3. Kraftangriff an sperrigen Dalben.

durch den bekannten Ansatz $c \cdot m/2 \cdot v^2$ (wobei c den sog. Abminderungsfaktor ≤ 1 darstellt) — muß ich rechnen, um bei vorgegebener Schiffsgröße $m = G/g$, worin G das Schiffsgewicht in t (Wasserverdrängung + Nutzlast) ausdrückt, einen für die Verhältnisse des betreffenden Hafens brauchbaren Dalben zu entwickeln.

a) Noch einfach liegen die Dinge, wenn man den Fall des Abbremsens eines in Vorwärtsbewegung befindlichen Schiffes längs einer Dalbenreihe betrachtet. Eine Trosse ausreichender Stärke gleitet um den Poller des noch mit einer gewissen Fahrt anlegenden Schiffes — bzw. wird von einem leicht zu bremsenden Spill abgewickelt — und soll dieses auf einem ihrer Bruchfestigkeit entsprechenden Weg zum Halten bringen.

Die Arbeitsgleichung für diesen Vorgang lautet $G/g \cdot v^2 = P \cdot s$, wobei P während des ganzen Bremsvorganges theoretisch den für den Dalben größtmöglichen Wert P_{zul} annehmen kann, sofern die Trosse nicht schon vorher reißt. Der Bremsvorgang muß von der Mannschaft nach Gefühl und Augenmaß gesteuert werden und gewinnt praktische Bedeutung an den Ausweichstellen der See- und Binnenkanäle, vor Schleuseneinfahrten und engen Brücken, ferner bei Landungsanlagen mit Schwimmpontons in bezug auf die Führungsdalben.

b) Der vom Dalben aufgenommene Schiffsstoß ist die am meisten interessierende Größe. Der dafür zu leistende Aufwand (ausgedrückt durch den sogenannten Wuchtpreis) ist zwar nicht Wertmaßstab schlechthin, aber bei genügender Weichheit doch für die Wirtschaftlichkeit maßgebend. Da die Wucht bei gleichbleibender Geschwindigkeit v des Schiffes linear mit der Wasserverdrängung wächst, andererseits aber für ein und dasselbe Schiff mit v^2 zunimmt, ist es schwierig, zu einem anschaulichen Vergleichsmaßstab zu kommen.

Man ist daher im Begriff, sich auf einen Vergleichswert zu einigen, der überall anwendbar ist: Die Komponente der Schiffsgeschwindigkeit lotrecht zur Anlegeebene einer Pieranlage, welche vergleichsweise an die Stelle einer Dalbenreihe tritt. Die Bewegungsenergie des Schiffes $m/2 \cdot v^2$ in dieser ausgezeichneten Richtung darf nun den örtlichen Verhältnissen entsprechend „abgemindert“ in die Berechnung eingesetzt werden. Daher ist dieser Abminderungsfaktor c zum Gegenstand mehrfacher Erörterungen, Vergleichsvorschläge und Versuche geworden (vgl. [1] S. 190).

Der Größtwert $c = 1$ kommt nur für das volle Abbremsen in Fahrtrichtung in Betracht, was allgemein stets ein Havariefall wäre. Aber bei aufgelösten Fahrbetten — ohne zusätzliche hydraulisch wirkende Wasserbremse — spielt der zentrale Stoß sehr wohl eine Rolle, wie Untersuchungen für die Fahrbettenanlagen in Großenbrode ergeben haben. Ist damit auch der zentrale Stoß als Sonderfall charakterisiert, so müssen doch alle übrigen Bewegungen des Schiffes in der Dalbenberechnung durch den Ab-

minderungsfaktor berücksichtigt werden. Hierbei können Überlegungen folgender Art zum Ziel führen:

1. Gemäß Abb. 4 drückt nur eine seitlich gerichtete Komponente der Bewegungsenergie $v \cdot \sin \alpha$ auf den Dalben, sofern das Schiff überhaupt mit eigener Kraft — was hier Vorwärtsfahrt bedeutet — manövriert.

2. Diese Kraft löst rückbezüglich auf das Schiff ein Drehmoment um dessen Schwerpunkt aus, womit eine weitere Verkleinerung der lebendigen Energie des Anpralls verbunden ist.

3. Der Wasserwiderstand in seitlicher Richtung übt ebenfalls eine stark bremsende Wirkung aus.

4. Bei seitlichem Anlegen mit Schlepperhilfe bzw. mit den eigenen Schiffswinden wird höchstens auf der Luvseite, nicht von der Leeseite her, die Gefahr eines Anpralls auf den Dalben bestehen. (Nähere Erklärungen hierzu gibt Minikin [1] S. 166, von wo Abb. 4 übernommen wurde. Versuche an einem Pierbauwerk in Stahlbeton mit Fendern aus Stahlfedern sind in New Holland, Lincolnshire ausgeführt. Hierüber berichtet H. T. Horsfield [5] S. 146.)

Das Ergebnis der sehr sorgfältig durchgeführten Überlegungen und Versuche ist folgendes: Die lebendige Energie in der Stoßkomponente rechtwinklig zur Anlegeebene darf bei federnden Pierkonstruktionen, wozu auch Dalben und schwimmende Landungsanlagen zu rechnen sind, auf das 0,50- bis 0,27fache herabgesetzt werden. Der obere Wert gilt für kleinere Schiffe bei rauhem Betrieb, z. B. für Fährdampfer, Schlepper, Schuten und Fahrzeuge des Personenverkehrs. Für größere Frachtschiffe gelten mittlere Werte von 0,40 bis 0,35; größte Fracht- und Fahrgastschiffe wird man mit dem Faktor 0,27 berücksichtigen.

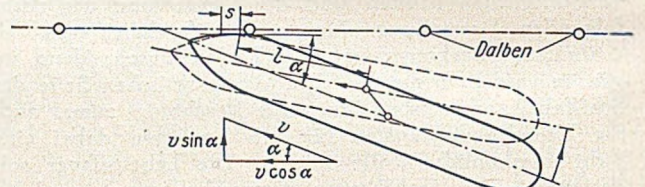


Abb. 4. Kraftwirkung eines anlegenden Schiffes.

Kommen nautische Erschwerungen, besondere Wind- und Strömungsverhältnisse dazu, empfiehlt es sich natürlich, den c -Wert oder die Geschwindigkeit mit ihrem in der 2. Potenz wachsenden Einfluß nicht zu klein anzusetzen, wenn man die Bauwerke nicht von vornherein zu schwach machen will. (So wurden z. B. die c -Werte für die neuen Fender des Steubenhöfts in Cuxhaven [größte Fahrgastschiffe ohne Schlepperhilfe] und für die Stahldalben des Kaiser-Wilhelm-Hafens in Hamburg zu 0,27 angenommen, während man die Geschwindigkeit im Falle Cuxhaven auf 0,3 m/sec und für Hamburg mit 0,2 m/sec eingesetzt hat, um den örtlichen Verhältnissen Rechnung zu tragen.) Somit ist der Stoß beim Anlegen als Anteil der Bewegungsenergie des Schiffes eingegrenzt, dessen Ansatz weitgehend der Erfahrung des Entwerfenden überlassen ist.

Anderes gilt für die Kräfte, die beim Ablegen von Schiffen übertragen werden können. Diese sollten sich zwar in der Regel vermeiden lassen. Es gibt jedoch mancherlei enge Hafenbecken bzw. deren Zufahrten, wo Wind und Strömung das Drehen um einen festen Punkt in der Dalbenreihe unvermeidlich erscheinen lassen. Man kann aber dafür sorgen, daß nicht etwa zusätzliche lebendige Energie übertragen wird, sondern diese Kraft unterhalb des statischen Wertes P verbleibt, für den der Dalben bemessen ist.

Alle Kräfte oder Bewegungsgrößen, die diesen für den regulären Schiffsverkehr gezogenen Rahmen überschreiten und somit für Schiff und Dalben Gefahr bringen und auch häufig Schäden verursachen, gehören zu den Havariefällen. Bei den Vertäudalben wird diese Grenze

ziemlich niedrig liegen. Denn die im Verhältnis zur statischen Widerstandskraft P nicht allzu große Nachgiebigkeit entscheidet dann über den Grad seiner Havarie-sicherheit.

Anders liegt dies bei den Schutzdalben; denn bei ihnen tritt quasi jede Schiffsberührung an die Stelle einer Havarie oder zumindest einer „Kollision“ mit dem zu schützenden Bauwerk oder Fahrzeug. Vom Wert des Schutzdalbens hängt es ab, ob der Stoß unschädlich in den Boden abgeleitet wird oder ob dennoch Schäden an Schiff und Dalben eintreten. Bei gleichbleibender Grundkraft P wird also die Durchbiegung das Kriterium für seinen Wert als Bremsorgan in der betreffenden Anfahrhöhe; und die relative Weichheit f/P in cm/t gibt an, in welchem dynamischen Wertverhältnis zwei statisch gleich starke Schutzdalben zueinander stehen. Bei dreifacher Weichheit kann ein dreimal so großes Schiff gleicher Anfahrsgeschwindigkeit ohne Krafterhöhung abgefangen werden. Die sich berührenden Teile werden trotzdem nicht stärker beansprucht. Elastizität ist also hier wertvoller als Festigkeit und als ein Arbeitsvermögen, das nur auf einer großen statischen Leistung beruht.

III. Die Widerstandskräfte im Dalben.

Nach Klarstellung der maßgebenden äußeren Kräfte gilt es nun den Kraftverlauf nach innen zu verfolgen und daraus Anhaltspunkte für die Auswahl geeigneter Dalbensysteme zu gewinnen. Maßgebend bleiben folgende Forderungen:

Waagrechter Kraftangriff P in jeder Richtung und bestimmter Höhe über der Sohle.

Ausreichendes Arbeitsvermögen für Stoßkräfte bei einer Durchbiegung, die den praktischen Ansprüchen des Betriebes genügt.

Verdrehungsfestigkeit soweit notwendig.

Erfüllung dieser Eigenschaften in wirtschaftlich vertretbarer Form.

Hiernach sollen die sich anbietenden oder bereits gebräuchlichen Typen einfacher Dalben betrachtet werden, und zwar

1. wie weit die vorstehend abgestuften allgemeinen Wünsche erfüllt sind,

2. in welcher Weise die Kräfte in den Boden weitergeleitet werden.

Bei der Auswahl kommt es darauf an, die grundsätzlichen Verschiedenheiten richtig zu erkennen und ge-

trennt zu halten von den sich bietenden Abwandlungs- und Verbesserungsmöglichkeiten. Als Grundtypen kann man in der Reihenfolge zunehmender Weichheit folgende benennen (Abb. 5):

1. Pfeiler, 2. Kasten, 3. Bock, 4. Rahmen, 5. Bündel, 6. Blattfeder.

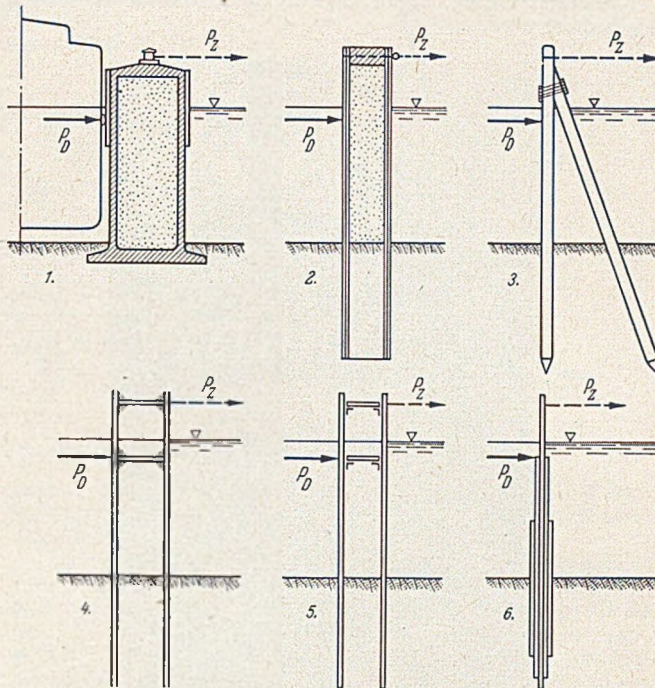


Abb. 5. Die 6 Grundtypen der Dalbenbauweise.
1. Pfeiler, 2. Kasten, 3. Bock, 4. Rahmen (steife Ecken), 5. Bündel (gelenkige Ecken), 6. Blattfeder.

Diese Reihenfolge der möglichen Systeme ist für ihre Eignung zur Aufnahme ruhender Lasten (Winddruck und Trossenzüge) bzw. dynamischer Beanspruchungen bezeichnend: Von 1. bis 6. nimmt die Eignung für die erstgenannte Eigenschaft ab, für die zweite ständig zu. (Schluß folgt.)

Literatur.

1. Minikin: Winds, waves and maritime structures. London, 1950.
2. Descans: L'Ossature Métallique 16 (1951) S. 523
3. van Rijsselberghe und Descans: Annales des Travaux publics Brüssel (1951) Juniheft S. 423—480.
4. Reimer: Bautechnik 17 (1950) S. 293.
5. Horsfield: Dock and Harbour Authority (1949) Nr. 347, S. 146.

Kurze Technische Berichte.

Umbau eines Trockendocks im Betriebe.

Das im Jahre 1901 in rund 200 m Länge und 19 m Sohlenbreite errichtete Trockendock der Bethlehem Shipbuilding Corporation in Baltimore ist jetzt konstruktiv erneuert und auf 25 m verbreitert worden. Die nach Art

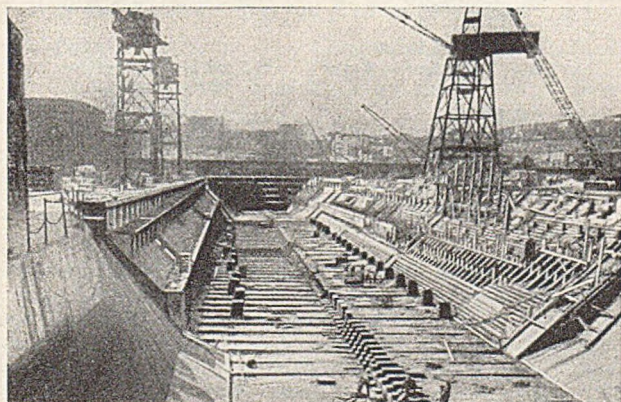


Abb. 1. Gesamtansicht (rechts die alte verzinnte Dockwand während des Umbaus, links die erneuerte Hälfte des Trockendocks).

älterem Dockbauten geböschten, abgetreppt verzimmerten und mittels Kleipackung gedichteten Wandungen (Abb. 1 rechts) wurden abschnittsweise beseitigt und nach Art der Abb. 2 in Stahlbeton ersetzt. Die neue, wesentlich durch den nicht zu störenden Schiffsreparaturbetrieb im Dock beeinflusste Konstruktion setzt sich aus mehreren Bauteilen zusammen:

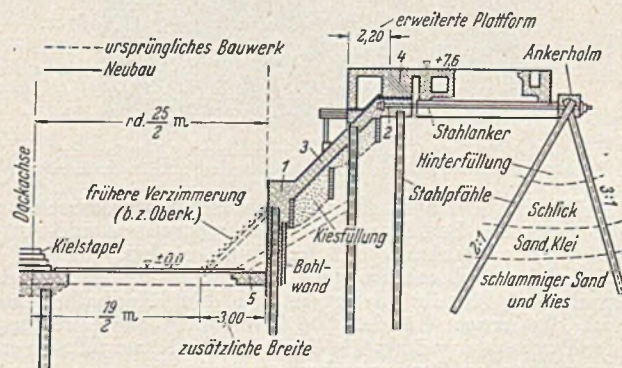


Abb. 2. Querschnitt des erneuerten und erweiterten Trockendocks (die eingekreisten Zahlen bezeichnen die Reihenfolge der Arbeiten für jeden der 6—18 m langen Bauabschnitte).

1. Untere Plattform mit lotrechttem Abschluß zur Gewinnung der größeren Breite.
2. Oberer Holm zur Aufnahme der Verankerung, deren Kräfte mit schwerem Stahlbetonbalken auf Stahlpahlböcke übertragen werden.
3. Dazwischen die schräge Böschungsdeckplatte mit Kieshinterfüllung, deren Lage durch kleine Bohlenwände gesichert wird.

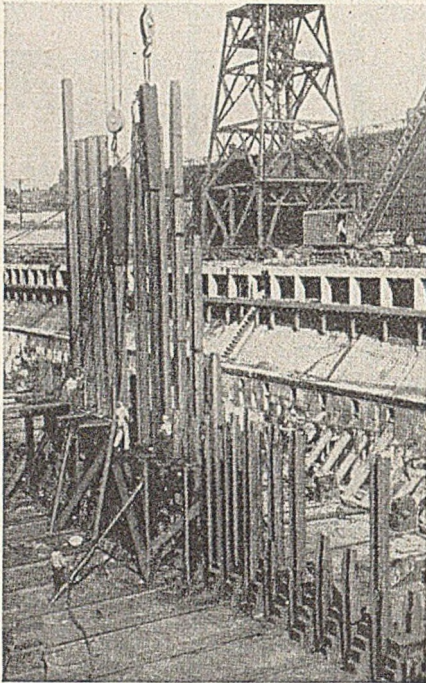


Abb. 3. Rammung der Stahlpfähle unter dem Mittelfundament.

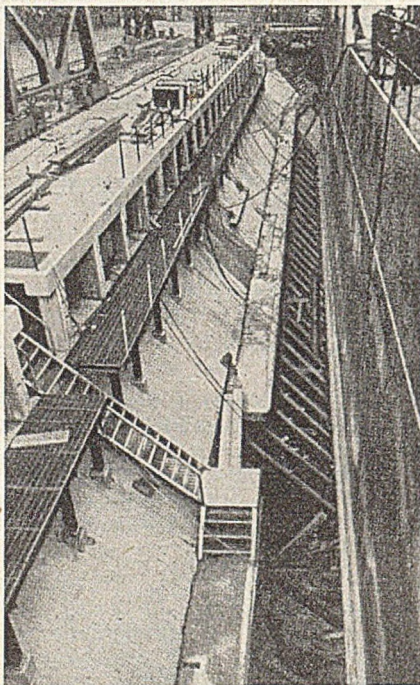


Abb. 4. Die neue Dockeinfassung mit ihren 3 Plattformen (rechts ist die Außenhaut eines eingedockten Schiffes erkennbar).

4. Die obere nunmehr um 2 m wasserwärts verbreiterte Plattform zur Bedienung der Schiffsreparaturen und Aufnahme der Kranbahn und des Längsverkehrs.
 5. Neue Sohlenbefestigung, bestehend aus dem Mittelfundament für die Kielstapel und den Randbalken am Fuß der neuen Wände. Die Querbalken zur Spreizung der Docksohle und als Gleitlager für die Kimpfalle werden vom alten Bauwerk übernommen.
- Alle wesentlichen neuen Bauteile sind sehr kräftig in Stahlbeton ausgeführt und auf Stahlpählen (H-Quer-

schnitt) gegründet. Die Baustelle erforderte eine genaue Arbeitsdisposition mit Rücksicht auf den im ganzen nur während 8 plus 3 Tagen unterbrochenen Dockbetrieb. In dieser kurzen Zeit mußten die Mittelfundamente im Dreischichten-Betrieb gerammt (250 Pfähle je 18 m lang), eingeschalt, bewehrt und betoniert werden (Abb. 3). Die Dockwandungen wurden sodann ohne Störung der Schiffsreparaturen in 18 Monaten erneuert. Weitere 650 Pfähle wurden hier mit an Kränen angehängten Schnellschlaghämmern eingebracht.

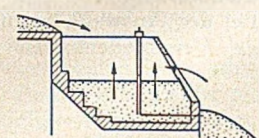
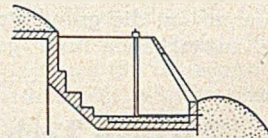
Mit Rücksicht auf den Wasserstandswechsel beim Ein- und Ausdocken wurden die gerade freiliegenden Böschungsflächen mittels kleiner Bohlenwände abgedeckt. Der Bauvorgang in zahlreichen gleichbleibenden Abschnitten ermöglichte die sorgfältige Vorbereitung der bis zu 15mal wiederverwendeten hölzernen Schaltafeln und der in fertigen Matten und Körben eingelegten Bewehrungsgeflechte. Der durch bekannte Zusätze sehr gut zu verarbeitende Beton wurde in der Docksohle mittels Kranbübel eingebracht bzw. in den Böschungen unmittelbar von Geländeoberkante aus eingeschüttet. Betrieblich unangenehm waren lediglich die Sprengarbeiten zur teilweisen Beseitigung des alten Mauerwerks am Übergang der neuen Wände zum Außenhaupt des Trockendocks. Die neuen $\frac{3}{4}$ m starken Wände wurden hier in einem Guß eingebracht und mit dem alten Mauerwerk satt verdübelt (Abb. 4). Im übrigen bot die alte Zimmermannkonstruktion der Wände und Docksohle einen sehr erwünschten festen Halt zum Anbringen der Schalung, der Böschungssicherungen und Rammführungsbalken. [Nach Construction, Methods and Equipment 33 (1951) Nr. 10, S. 55.]
K. Förster, Hamburg.

Verankerte Spundwände.

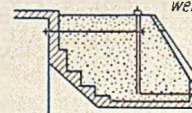
Zusammenfassung. Es werden Versuche mit kohäsionslosem Boden an Modellen mit biegsamen Wänden beschrieben, in denen der Einfluß von Auflast, Ankerwirkung, Ankerzug, Aushub, Bodentyp und -zustand, Biegsamkeit der Bohlen und Verteilung der Bodenpressung untersucht werden. Bei den Versuchen wurde Übereinstimmung erreicht mit den Ergebnissen, die von Stroyer, Browzin und Tschebotarioff unter gleichen Bedingungen erzielt wurden.

Bei Spundwänden, die an elastischen Lagern (z. B. Ankerwänden) verankert sind, tritt keine vertikale Gewölbebildung im Sand auf. Die Abnahme des Biege-

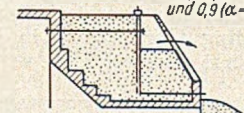
- 1) Versuchsgefäß ist leer; Wand wird senkrecht aufgehängt, Nullablesungen werden genommen. (Abmessungen der Versuchswand 210x105 cm).
- 2) Gefäß wird gleichmäßig gefüllt, beiderseits des Modells in Schichten von jeweils etwa 8 cm.



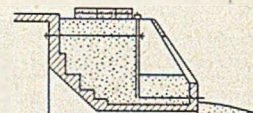
- 3) Gefäß ist gefüllt, Ankerstangen sind befestigt, Meßuhren werden in Anfangsstellung gebracht. Alle Ablesungen werden gemacht.



- 4) Vor der Wand wird der Sand ausgehoben. Ablesungen jeweils bei Werten von $\alpha = 0,5; 0,6; 0,7$ und $0,8$ und $0,9$ ($\alpha = 1 - h/H$).



- 5) Aufbringen der Auflast bei Werten $\alpha = 0,6$ bis $0,8$.



- 6) Schrittweises Lösen der Ankerstangen.

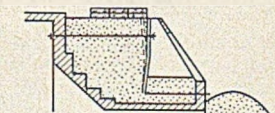


Abb. 1.

momentes ist für diesen Fall abhängig von der Festigkeit unterhalb der Aushubebene und von dem Schub zwischen Anker und Bohlenspitze. Der Grad der Festigkeit wird bestimmt durch die Biegsamkeit der Bohle und die relative Dichte und Zusammendrückbarkeit des Bodens. Alle vorhergehenden Theorien und Versuchsvorschläge, die entweder starre oder freie Erdbstützung voraussetzen, sind nur für einen begrenzten Bereich zutreffend. Eine

übersichtliche Tabelle für den Entwurf aller Arten von verankerten Bohlen bzw. Pfählen ist für den Gebrauch der Theorie der „freien Erdbstützung“ vorgesehen.

Es wird weiter festgestellt, daß die Anwendung bewehrter Betonpfähle bei niedrigen Drücken für bestimmte Fälle unwirtschaftlich ist, während wechselnde Bedingungen den Gebrauch von starken Beton- und Stahlelementen günstig erscheinen lassen.

Im einzelnen wird über die Versuche und deren Ergebnisse berichtet, die durch zahlreiche graphische Darstellungen und Tabellen belegt werden. Es sollen hier nur die Ergebnisse der Untersuchungen über die Erd-druckverteilung kurz wiedergegeben werden, während speziellere Fragen, denen weitere Versuchsreihen galten, nur aufgezählt werden können.

Zur Ermittlung der Erd-druckverteilung wurden 16 Versuche durchgeführt, und zwar mit vier verschiedenen Auflasten und wechselnden Ankerhöhenlagen, jeweils für unbelastete und voll belastete Anker. Alle Versuche wurden an einer Versuchswand mit locker gelager-tem Sand durchgeführt. Die grundsätzliche Versuchsfolge geht aus der Abbildung 1 hervor.

Aus den Ergebnissen folgt, daß bei Spundwänden, die an nachgiebigen Lagerungen verankert sind, die aktive Erddruckverteilung dreieckförmig und gleich den Coulombschen Werten mit voller Wandreibung ist. Dies bestärkt die Schlüsse von Tschebotarioff. Die Differenz in der Größe des maximalen Biegemomentes, welches die Verschiebung bewirkt, bei den Versuchen von Rowe bzw. Tschebotarioff, zeigt einen grundsätzlichen Unterschied in dem Verhalten zweier Modelle, obwohl sie der gleichen aktiven Druckverteilung unterworfen sind. Dieser Unterschied im Verhalten kann erklärt werden durch den Einfluß der Biegsamkeit der Bohlen.

Bei den Biegsamkeitsversuchen wurde hauptsächlich die Einwirkung verschiedener Biegsamkeit der Wände auf die Druckverteilung im Boden ermittelt. Gegenüber früheren Versuchsdarstellungen bringen gerade die Biegsamkeitsversuche einiges Neue. Die ganze Arbeit macht, obwohl die graphischen Darstellungen hier im einzelnen nicht gebracht werden, einen sehr fleißigen Eindruck und kann für ähnliche Modellversuche, deren Aufbau und Auswertung gut verwandt werden.

Es wurden weiter Untersuchungen über den Einfluß von Schwingungen, Wasser im Boden, Größe der Ankerbelastungen usw. angestellt und eine geeignete analytische Methode zur Bestimmung der konstruktiven Werte bei einheitlichem Bodenaufbau angegeben.

Schließlich wird vorgeschlagen, die „freie Erdbstützungstheorie“ mit folgenden Werten zu gebrauchen:

1. Aktiver Erddruck: Coulombscher Wert mit $\delta = 2/3 \Phi$
(δ = Reibungswinkel zwischen Wand und Boden,
 Φ = Winkel der inneren Reibung)

2. Passiver Erddruck $\frac{1}{15}$ · Coulombscher Wert mit $\delta = 0$.

3. Annahme einer Scherkraft an der Bohlen- bzw. Pfahlspitze.

Bei biegsamen Pfählen wird der Ankerzug abgemindert, bei unterschiedlicher Wandverschiebung oder Druckkonzentration in der Ankerebene jedoch vergrößert. [Nach Proc. Inst. Civil Eng. 1 (1952) S. 27—70.]

W. Loos, Karlsruhe †.

Bau neuer Kais im Hafen von Leith.

Der im Jahre 1950 vollende Bau neuer Kais im Hafen von Leith ist die erste Stufe der Entwicklung neuer Hafenanlagen, die nach Fertigstellung die Leistungsfähigkeit der bestehenden Einrichtungen auf das Doppelte steigern sollen. Die neuen Anlagen sind am offenen Hafenbecken gebaut, und damit ist vom bisherigen System abgeschlossener Becken mit den vielen Nachteilen von Zu-

gangsschleusen abgewichen, die kostspielig zu betreiben und für die Schifffahrt mit Beschränkungen verbunden sind. Der Hafen liegt am Südufer des Firth of Forth, dort wo ein schmaler Flußlauf in das große Küstengewässer mündet. Er steht durch Straßen und Eisenbahnen mit Edinburgh und dem Osten Schottlands in

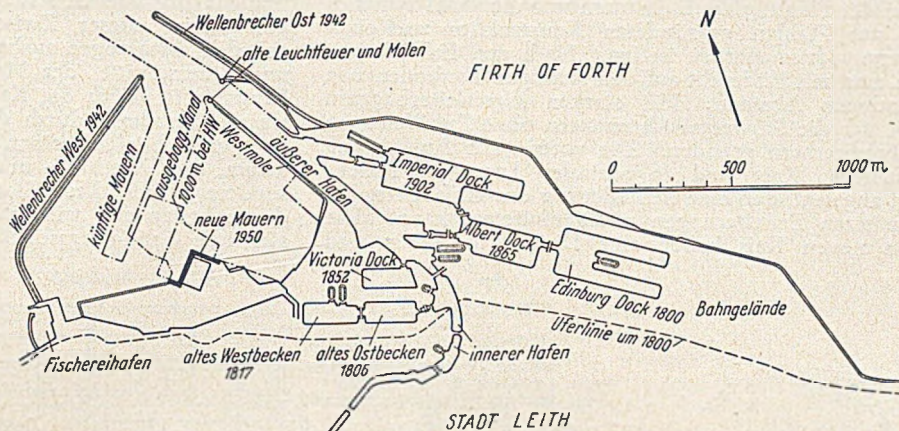


Abb. 1. Der Hafen von Leith.

enger Verbindung. Der Firth of Forth kann selbst bei schwerem Wetter und stark bewegter See ungefährdet angefahren werden.

Der Hafen Leith hat sich im Laufe der vergangenen 150 Jahre allmählich von einem bescheidenen Fischereihafen zu einem ansehnlichen Hafenplatz mit ausgedehnten, jedoch größtenteils veralteten Hafenwerken entwickelt. Dem Verkehr genügten abgeschleuste Becken mit Kaimauern und hölzernen Lössch- und Ladebrücken an den Seitenuffern des schmalen Flusses, der bei niedrigen Wasserstand trockenlieft und der ständig seinen Lauf über flache Sandbänke hinweg änderte. Aus Abb. 1 ist zu ersehen, in welcher Zeitfolge die einzelnen Hafenbecken mit ihren Zugangsschleusen entstanden. Der Verkehr hatte im Jahre 1913 einen solchen Umfang angenommen, und zwar besonders die Ausfuhr von Kohlen und die Einfuhr von Getreide, daß schon damals der Bau weiterer Kais und die Verbesserung der Hafenzufahrt dringlich wurden. Der Ausbruch des 1. Weltkrieges zwang zur Zurückstellung der Erweiterungspläne. Man behalt sich deshalb notgedrungen zunächst mit einfachen Verbesserungen der bestehenden Anlagen, die den Zeitverhältnissen angepaßt waren.

Die Nähe der Stadt und das Fehlen eines Fahrwassers mit angemessenen Tiefen führten bei Erweiterungen dazu, in das tiefe Wasser hinaus mit kostspieligen Wellenbrechern und Molen vorzubauen. Die neuen Wellenbrecher machten bestehende Schutzbauten aus früheren Jahren zum Teil überflüssig, so daß sie wieder beseitigt werden können. Man schützte eine unmittelbar an die westliche Einfahrt anschließende Bucht durch diese neuen Wellenbrecher. Die vorbereitenden Bauarbeiten waren 1936 in Angriff genommen und 1942 beendet. In der geschützten Bucht können nach Bedarf Kais am offenen Wasser hergestellt werden. Die gewonnenen Baggermengen dienen zur Aufhöhung eines Geländes, das 2 m über MHW liegt. Die neugeschaffenen Land- und Wasserflächen erhielten im 2. Weltkrieg eine große Bedeutung für die Herrichtung von Brückenköpfen, die der Landung von Kriegsgerät und Truppen in der Normandie zugute kamen.

Nach dem Kriege begann man mit dem Bau von Anlagen am tiefen Wasser für eine neuzeitliche Getreideumschlagsanlage mit Silos und Speichern. Es wurden zwei normal zueinander verlaufende Kaimauern zur Ausführung gebracht. Zu Beginn standen nur das aufgespülte Gelände und die geschützte, aber nur seichte Wasserfläche zur Verfügung. In der Mitte der Bucht war schon bei dem vorausgegangenen Bau der Wellenbrecher ein Kanal ausgebagert. Zu beiden Seiten dieses Kanals lag die Bucht nur wenig unter NW. Hier ist das Wasser vergleichsweise ruhig; die Dünung erreicht kaum eine Höhe von mehr als $\frac{3}{4}$ m.

Aufschluß über die geologischen Verhältnisse gaben frühere Bauausführungen; es wurde aber auch eine Reihe

von Bodenuntersuchungen durch Bohrungen vorgenommen. Diese bestätigen, daß unter der Oberfläche, die aus sandigem Schlamm besteht, steiniger Ton von unregelmäßiger Stärke mit einer Lage von Schieferton und Sandsteinen in den tieferen Schichten angetroffen wird. Der Tonboden ist von außergewöhnlich zäher Beschaffenheit.

Bei der Planung der Kaimauern war die Wahl zwischen einer auf Pfählen gegründeten Konstruktion und einer Schwergewichtsmauer zu treffen. Nach den Erfahrungen nahm man mit Rücksicht auf den steinig Tonboden von Rammungen Abstand. Mit starken Eimerleiterbaggern ließen sich die Schwergewichtsmauern ohne Zuhilfenahme von Felsbrechern gründen. Die vorerst zur Ausführung gekommenen Kais sind in zentraler Lage des Hafens derart angelegt, daß eine Behinderung des Hafenbetriebes bei späteren Erweiterungen nicht eintreten kann. Die beiden neuen Kais haben eine Länge von 150 m und

nicht durch den Felsendamm spült, erhielt dessen Rückseite eine Decke aus einer Lage Basaltsplitt.

Die auf den Gründungssenkasten ruhenden Abdeckkasten, in denen ein Tunnel für Bandförderer und für Kabel und Leitungen ausgespart blieb, bildeten die Fundamente für die Frontmauern der schweren Gebäude und für fahrbare Getreideheber. Sie liegen in Abständen von 1,5 m; dieser Zwischenraum wird in Tidearbeit zwischen Schalungen ausbetoniert. Abb. 2 gibt die Längs- und Querschnitte der Mauer wieder, und zwar einen Längsschnitt durch die Kaimauer und deren Stirnansicht, einen Querschnitt durch den Gründungskasten mit Aufbau und schließlich einen Querschnitt durch den Felsendamm, den Abschluß- und den Abdeckkasten. Der besondere Vorteil dieser Bauart ist darin zu erblicken, daß die Arbeiten sich wiederholen, daß die Ablaufbahn für sämtliche Gründungssenkasten verwandt werden konnte

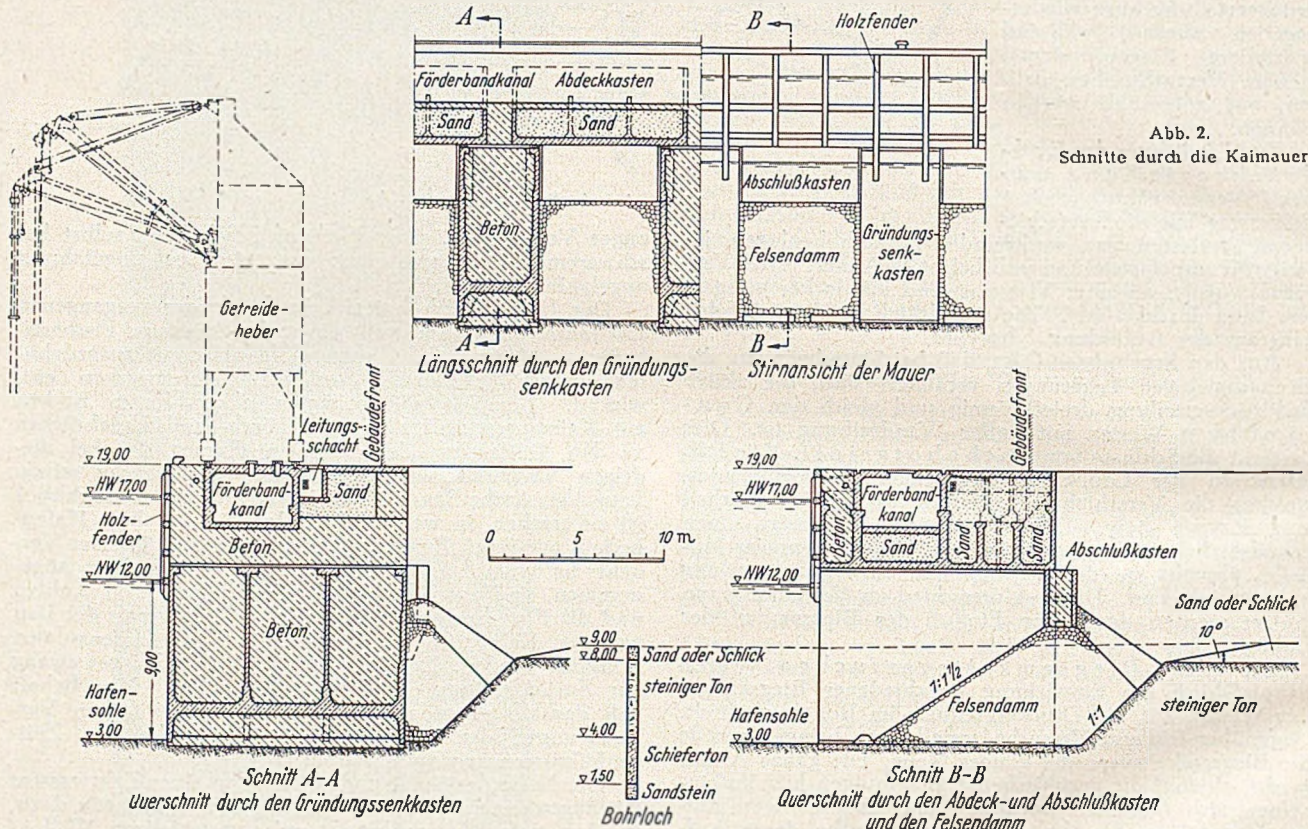


Abb. 2.
Schnitte durch die Kaimauer.

130 m mit Tiefen von 9 m und nicht ganz 7 m. Normal zum längeren Kai zweigt eine 36 m lange Strecke ab, die für künftige Erweiterungen richtungweisend ist. Der längere Kai ist bestimmt für Liegeplätze, an denen mit neuzzeitlichen Geräten Getreide gelöscht werden soll, während die kürzere Kaistrecke dem Umschlag von verschiedenen Gütern in kleinere Seeschiffe und Küstenfahrzeuge zu dienen hat.

Der wichtigste tragende Teil der Kaimauer sind die Gründungssenkasten, die bis 1 m über NW heraufreichen; sie sind nicht in Längsrichtung der Kaimauer aufgestellt, sondern quer dazu, wie die Pfeiler einer Brücke. Dadurch konnten die Abmessungen der Kasten eingeschränkt werden und die Kaimauern trotzdem eine Breite erhalten, die es ermöglichte, die Stirnwände der schweren Gebäude auf ihr aufzubauen. Die Gründungssenkasten haben Abmessungen von 13,5 m zu 4,5 m, die es zuließen, einen Arbeitsraum für Arbeiten unter Druckluft anzuordnen, in dem die restlichen Ausschaltungs- und Betonarbeiten im Trocknen ausgeführt werden konnten. Die Abstände der Kasten untereinander von Mitte zu Mitte messen 11,50 m in der 150 m langen und 10 m in der 130 m langen Kaistrecke. Der Zwischenraum zwischen den Gründungssenkasten ist ausgefüllt durch einen Felsendamm mit einer hafenseitigen Böschungsneigung von 1 : 1½ und darüber durch stahlbewehrte Abschlußkasten, die auf Konsolen an der Rückseite der Gründungskasten aufliegen und dem Druck der Hinterfüllung standzuhalten vermögen. Damit der Hinterfüllungsboden

und daß die Schalungen für die Betonierung der Zwischenräume zwischen den Abdeckkasten sich immer wieder gebrauchen ließen.

Um keine Verzögerungen in der Ausführung des Gesamtbaues eintreten zu lassen, wurden die Schlußstücke dort, wo die lange und die kürzere Kaistrecke zusammenstoßen, durch einfache stahlbewehrte Kasten ausgebildet, deren Schneidkasten man auf dem Lande zusammenbaute; allerdings mußte die über die Uferlinie vortretende Ecke hierbei durch einen Fangendamm aus großen Beton-Hohlkörpern geschützt werden. In schwimmendem Zustand wurden sie weiter hochgeführt und dann abgesenkt. Man sparte dadurch besondere Helgenbahnen für diese Kasten.

Für die Berechnung der Standsicherheit der Kaimauer waren die folgenden Annahmen zugrunde gelegt:

1. voller hydrostatischer Druck zwischen Hoch- und Niedrigwasser,
2. Auflast von reichlich 2 t/m² der Hinterfüllung,
3. voller Druck des trockenen Erdreichs bis zum Hochwasserspiegel hinunter,
4. der Druck nassen Erdreichs unter Hochwasser (mit 45 % Hohlraum),
5. Böschungswinkel 30°.

Der Abstand der Gründungssenkasten war so bemessen, daß der Druck der Hinterfüllung zwischen den Gründungskasten in vollem Umfang durch den Felsen-

damm aufgenommen werden kann und nicht auf die angrenzenden Kasten übertragen wird.

Beim Bau der Anlagen machten die Baggerungen nicht unerhebliche Schwierigkeiten. Ein kräftiger Eimerleiterbagger förderte den Boden in Klappschuten, die das Baggergut, soweit es sich nicht für die Herstellung der Wellenbrecher eignete, in den Firth of Forth hinausbrachten. Große Steine, die sich in dem felsigen Tonboden vorfinden, verursachten manche Arbeitsverzögerungen. In einzelnen Fällen mußten große Brocken und Sandsteinester durch Taucher gesprengt werden. Die Sohle der abgebagerten Fläche wurde hafenseitig in dem steinigen Ton 1:1 abgebösch, während Sand mit Schlamm in 10° Neigung abflachte. Die erwähnten, auf dem Lande etwas über Hochwasser hergerichteten Eckkasten sackten beim Aufbau allmählich ab, bis das Wasser bei höheren Tiden durch das Erdreich sickerte und unter die Schneidenkammer geriet. Dann wurden die Druck-

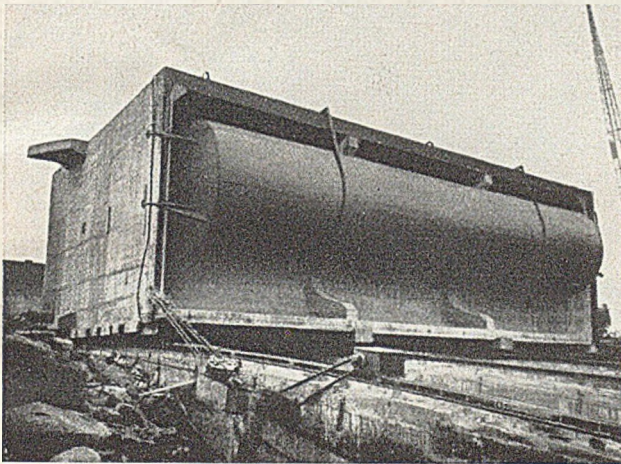


Abb. 3. Gründungsenkkasten mit eingehängtem Fluttank.

luftschleusen aufgesetzt und der Boden weiter ausgeschachtet. Zum Schluß mußten die Eckkasten genau gerichtet, weicher Boden aus den Kammern entfernt und diese ausbetoniert werden. Die zwischen den Eckkasten verbliebenen Räume dichtete man durch überlappte Stahlwände ab; eine Spundbohle war schon beim Absenken des Kastens an der Außenwand befestigt.

Für die durchlaufenden Kaistrecken kam die in Abb. 2 dargestellte Konstruktion zur Anwendung, die etwas eingehender beschrieben werden soll. Sie besteht aus den schon erwähnten Gründungsenkkasten, den Abdeckkasten, den Abschlußkasten an der Rückseite und zwischen den Gründungsenkkasten aus dem Felsendamm. Es waren besondere Vorkehrungen für den Stapellauf, das Aufbluten und das Ausfahren zu treffen. Die Gründungsenkkasten wurden, auf der Seite liegend, auf zwei Helgenwagen gebaut, die die Schalung trugen. Bei ihrer geringen Tauchtiefe hoben sie sich von der Helgenbahn unter Ausnutzung des etwa 5 m hohen Tidehubes leicht ab, ohne daß das Vorland abgebaggert zu werden brauchte. Der Einschnitt war lang genug, um 3 Kasten gleichzeitig auf Stapel legen zu können. Sobald der vorderste Kasten auf der Helgenbahn bis zu dem Punkt vorgezogen war, an dem die Bahn steiler abfiel, konnte er aufschwimmen, dann rückte der nächste nach. Die Helgenwagen waren so angeordnet, daß Spannungen in den Kasten nicht auftraten. Für den Stapellauf wurde ein zylindrischer Fluttank unter die Schneidenkammer gezogen (Abb. 3). Er war zuerst durch Trossen am Ende eines in die Innenwand des Gründungsenkkastens einbetonierten Bolzens befestigt; die Trossen wurden unter dem Fluttank durchgezogen und bis nach der Schneidenkante geführt. Bei steigendem Wasser konnten die den Tank haltenden und sichernden Trossen gelöst werden. Der Gründungsenkkasten bildete dabei mit der Waagrechten einen Winkel von 18°. Der Fluttank hielt sich durch seinen Auftrieb und fand Halt an den ausgerundeten

Winkelstützen der Schneidenkammer. Der schwere Teil des Gründungsenkkastens, der die Schneide und die Arbeitskammer enthielt, war beim Aufschwimmen dem Wasser zugewandt. Bei einem Wasserstand von etwas unter MHW trieb der Kasten auf (Abb. 4). Den genauen Abmessungen des Fluttanks lagen sorgfältige Berechnungen zugrunde. Beim Abschleppen des Gründungsenkkastens konnte der Tank geflutet werden; er sackte mit der Wasserfüllung auf die Hafensohle ab; der Kasten richtete sich auf und schwamm dann in senkrechter Stellung mit einem Freibord von etwa 2 m nach der Einbaustelle. Die genaue Einstellung erhielt er bei fallendem Wasser durch Öffnen eines Ventils. Abweichungen von etwa 2½ cm in jeder Richtung waren für erträglich gehalten. Sie hielten sich in diesen Grenzen. Der Fluttank wurde durch Ausblasen des Wassers mittels Preßluft wieder flott und stand damit zur weiteren Verwendung zur Verfügung. Nach Absetzen des Gründungsenkkastens baute man einen Schacht bis über HW und in üblicher Weise eine Luftschleuse auf und schuf damit einen Zugang in die Arbeitskammer; in der unter einem Überdruck von 1,5 at gearbeitet werden mußte. Bemerkenswert ist, daß für die dünnen als Balken ausgeführten Konstruktionsteile der Schneidenkasten Spannbeton nach dem Verfahren von Freyssinet Verwendung fand; denn die unterschiedlichsten Beanspruchungen des Gründungsenkkastens in den verschiedenen Baustufen, beim Fluten, Absinken, Gründen und schließlich beim Ausfüllen mit Beton waren zu berücksichtigen. Hieraus ergaben sich die ungünstigsten Belastungen, die auf die Mauer und die Decke der Arbeitskammer einwirkten. Mit normalen Verstärkungen glaubte man bei den Schneidemauern, da diese nur dünn sind — 25 cm — nicht auskommen zu können, und man wollte Haarrisse in diesen wichtigen Bauteilen ausschließen.

Nach Fertigstellung des Gründungsenkkastens begann die Schüttung des Felsendamms, der bis zur Unterseite des Abschlußkastens an der Rückseite des Gründungsenkkastens heraufreicht. Von einem Floß aus ließ sich das genaue Profil des Felsendamms einstellen. Die Abschlußkasten mußten als unten offene Hohlkörper auf einer besonders vorbereiteten Betonplatte gebaut und unter Zuhilfenahme von Flutkörpern schwimmend zwischen die Gründungsenkkasten eingefahren werden. Nach Abbau der Schwimmkörper setzten sie sich auf ausgekragte Auflager der Gründungsenkkasten. Die Hohlräume der Abschlußkasten, die mit der Oberfläche des Felsendamms einen dichten Abschluß bilden sollen, sind ausbetoniert.

Auch die Abdeckkasten wurden auf einer Helgenbahn von ausreichender Länge, um drei Kasten gleichzeitig in Arbeit nehmen zu können, hergerichtet. Beim Ablauf

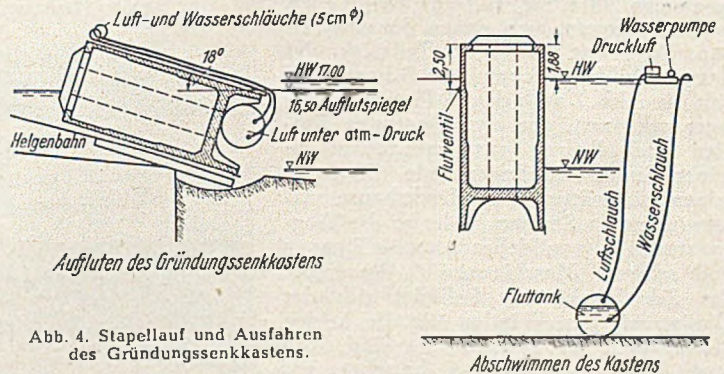


Abb. 4. Stapellauf und Ausfahren des Gründungsenkkastens.

ließen sich besondere Flutkörper entbehren. Bei Hochwasser flößte man die Abdeckkasten auf die Gründungsenkkasten, ließ sie durch Wasserballast auf diese absacken, um sie weiter herzurichten und die Zwischenräume zwischen Schalungen auszufüllen.

Zu erwähnen sind noch die Kosten; sie betragen für die Mauer am tiefen Wasser 15 000 Mark für den laufenden Meter. Eingerechnet sind nur die Kosten für die Mauer mit Fendern und Pollern und schließen die Ausgaben für die Baggerungen ein, die der Bau der Mauer selbst erforderte. [Nach M. C. White: Proc. Institution Civil Engineers Part. II. 1 (1952) Febr. 1952 Nr. 1, S. 55.]

Erich Bunnies, Hamburg.

Ungewöhnlicher Zusammenbau eines Riesen-Saugbaggers.

Daß einer der größten Naßbagger, ein Gerät von 1500 t Gewicht mit Maschinenanlagen von rd. 11 000 PS, aus Teillieferungen von 31 in ganz Amerika verstreuten Firmen mitten im Lande zusammengebaut wurde und ebenso verhältnismäßig leicht zum Einsatz anderswo transportiert werden kann, mutet paradox an. Es handelt sich um den Saugbagger „Western Chief“, der nach den Plänen des Ingenieurbüros Erickson in Florida für die Baufirma Western Contracting Corp. erbaut wurde; z. Z. ist er bei den Baggerarbeiten am Missouri-Staudamm und -Flutkanal eingesetzt. Der Auftrag auf dieses Gerät wurde Mai 1950 erteilt, und schon 11 Monate später (April 1951) konnte er seine Arbeit aufnehmen.

Der Schwimmkörper des Baggers ($51 \times 14 \times 3,5$ m) ist in 30 wasserdichte Sektionen eingeteilt, die alle gegeneinander versetzt sind, so daß neben der Unsinkbarkeit eine besondere Festigkeit entsteht. Die Außenkantbeplattung ist 12 mm stark, die Schottenwände 6–8 mm. Der normale Freibord in Betriebszustand bewegt sich zwischen 90 und 110 cm (Abb. 1). Die Maschinenanlage besteht primär aus 6 Dieselgeneratoren von je 1600 PS und 3 Dieseldynamos von 450 PS (Abb. 2), die entsprechenden elektrischen Leistungen belaufen sich auf 1200 bzw. 300 kW, diese speisen gemeinsam Sammelschienen, von denen die Antriebsmotoren der Pumpen, des Schneidkopfes, der Schwenkvorrichtung und der sonstigen Hilfseinrichtungen versorgt werden.

Die Leiter mit dem Saugrohr ist 22 m lang und kann mit dem Schneidkopf bis auf 16 m Tiefe weichen und harten Boden abbaggern. Der Schneidkopfmotor entwickelt 1500 PS und übt auf die Leiter sehr hohe Beanspruchung aus, weswegen diese aus einer Gitterkonstruktion besteht, in die das Saugrohr mit 90 cm ϕ eingeschweißt wurde, somit eine äußerst feste Konstruktion bildend. Leiter mit Saugrohr und Schneidkopf mit Antrieb und Schaft (350 mm ϕ) wiegen zusammen 200 t. Sie sind aus zwei Teilen zusammengesetzt, von denen der eine Teil von 125 t das schwerste Teilstück des Baggers bildet. Neben dem Schneidkopf läßt die Abb. 1 auch den A-förmigen Ausleger erkennen, der aus schwersten Profilen und Bolzen zusammengesetzt an seiner Spitze die Leiterwinde trägt. In seinen rückwärtigen, im Deckshause verschwindenden Streben bildet er die Tragkonstruktion von Hebezeugen für Pumpen und schwere Maschinenteile. Am Heck des Schwimmkörpers befindet sich das Gerüst mit den Winden für die beiden Haltepfähle des Baggers; sie sind 20 m lang bei 105 cm ϕ und bestehen aus Silikonstahl, jeder Rohrpfahl wiegt 30 t (Abb. 3). Im Vorschiff sind fünf starke Winden untergebracht, die der Bewegung der Saugrohrleiter, dem Verschwenken des Baggers und dem Ankerhieven dienen, 2 Elektromotoren von je 120 PS mit großem Regelbereich bilden den Antrieb.

Die Hauptbaggerpumpe hat einen Saugstutzen von 900 mm ϕ und einen Auslaßstutzen von 750 mm ϕ . Der Läufer mit 4 Flügeln ist auf die Welle von 350 mm ϕ (hochlegierter Stahl) aufgeschraubt. Höchstdrehzahl 425 U/Min. Das Pumpengehäuse ist horizontal zur Erleichterung von Reparaturen und Auswechslungen zweiteilig ausge-

bildet mit einer Stahlblechpackung. Die Pumpe kann durch einen Gasejektör entlüftet werden.

Der Schneidkopf ist in zwei Ausführungen vorhanden, ein 15 t schwerer für weiches Baggergut und ein 16 t schwerer für felsigen Boden. Die Schneidblätter (Abb. 1) haben entweder aufgeschweißte Verschleißkanten aus Hartstahl oder beim Felsschneiden eingeschraubte

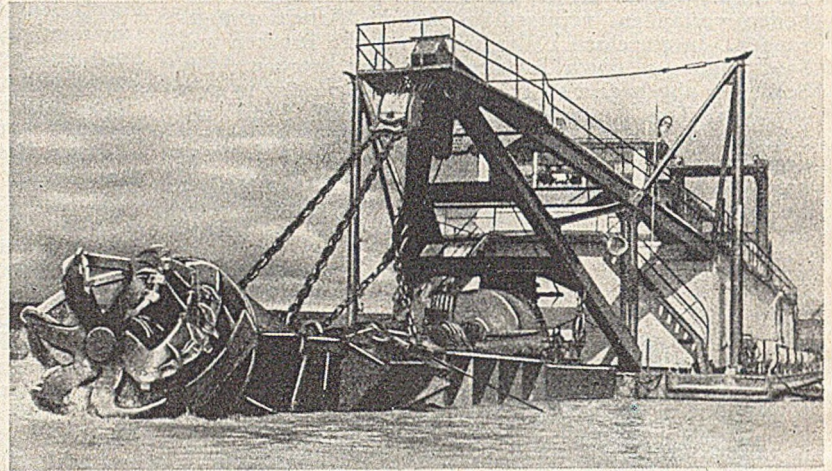


Abb. 1. Saugbagger „Western Chief“ mit angehobener Schneidkopfleiter.

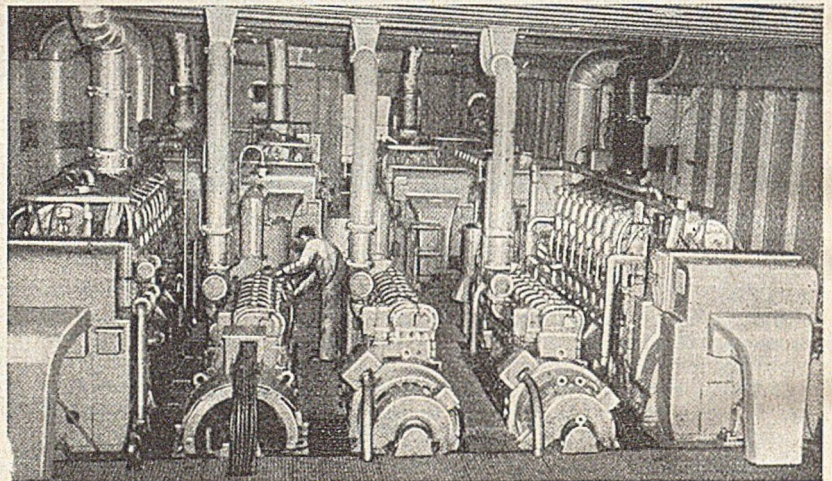


Abb. 2. Maschinenraum des Saugbaggers mit den 9 Dieselgeneratoren.

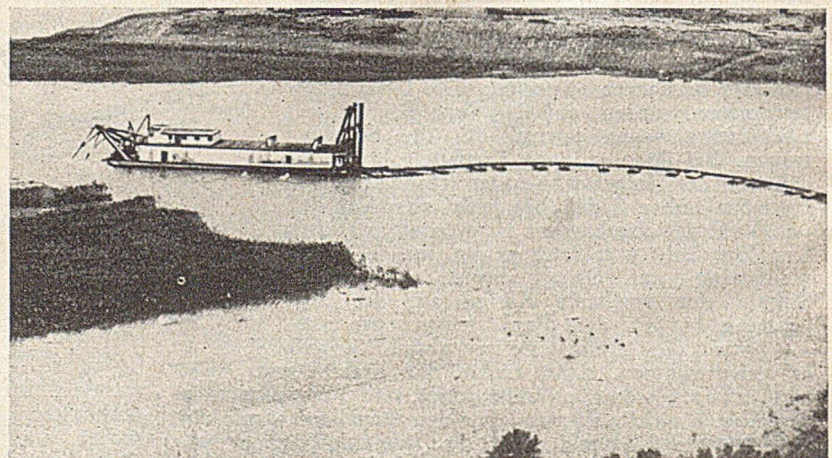


Abb. 3. Saugbagger „Western Chief“ bei seiner Arbeit am Fort-Randall-Staudamm.

Reißzähne aus hochlegiertem Stahl. Der Saugbagger hat 1951 in den Kanälen für das Fort-Randall-Staubcken 1,8 Mill. cbm Boden ausgehoben und davon 760 000 cbm an Land gespült.

Die Steuerung aller Bewegungen an Pumpe, Schneidkopf, Verhol- und Pfahlwinden, Saugrohrleiter ist

bequem für den Baggerführer zusammengefaßt und wird teils elektrisch, teils pneumatisch betätigt, die Kommando-Verständigung wird durch Radio, Telefon und Signale erleichtert. Die schwimmende Druckrohrleitung (Abb. 3) zum Aufspülen an Land ist die in den USA normale von

750 mm ϕ mit Kugelgelenken. Schlepptender und ein schwimmender Derrick-Kran (25 t Tragkraft) ergänzen die Hilfseinrichtung.

Nach Engineering News-Record 147 (1951) Nr. 25 v. 20. 12. 1951. O. Wunderam, Hamburg.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

DIN Taschenbuch 4 Teil A, Werkstoffnormen Stahl und Eisen. Techn. Lieferbedingungen, Eigenschaften, Abmessungen, 18. Aufl. Herausgegeben vom Deutschen Normenausschuß, Berlin W 15, 205 S., Gr. DIN A 5, Mai 1952, Gemeinschaftsverlag Beuth-Vertrieb G.m.b.H., Berlin W 15 u. Köln, und Verlag Stahleisen m.b.H., Düsseldorf. Kart. DM 15,—.

Die neue Ausgabe entspricht dem Stand vom Mai 1952. Sie enthält die folgenden Abschnitte: 1. Allgemeines und Werkstoffprüfung. 2. Eigenschaften, Technische Lieferbedingungen. 3. Abmessungen (Bleche, Bänder, gewalzt; — Stangen, Drähte, gezogen; — Stangen, gewalzt; — Profile, gewalzt; — Rohre). 4. Nummernverzeichnis.

Neu aufgenommen sind die Normblätter für Einsatz- und Vergütungsstähle, für Kesselbaustoffe sowie eine Reihe von Normblättern für die Werkstoffprüfung. Die erhebliche Vergrößerung des Umfangs führte zur Teilung des Taschenbuches in den hier vorliegenden Teil A: „Werkstoffnormen Stahl und Eisen“, während ein zweiter Teil B: „Nichteisenmetalle“ in Kürze folgen soll.

F. Schleicher, Dortmund.

Bückner, Hans: Die praktische Behandlung von Integralgleichungen. (Ergebnisse der angewandten Mathematik, Heft 1.) Mit 1 Textabb. VI, 127 Seiten Gr.-8°. Berlin-Göttingen-Heidelberg: Springer 1952. Brosch. DM 18,60.

In den letzten Jahrzehnten sind zahlreiche Verfahren entwickelt worden, Integralgleichungen näherungsweise zu lösen und insbesondere die Eigenwerte zu berechnen; es fehlte aber bisher eine zusammenfassende Darstellung über diese, zum großen Teil schwer zugänglichen Arbeiten. Man muß daher dem Verf. der vorliegenden Monographie dankbar sein, daß er diese Lücke im Schrifttum ausgefüllt und die bisher bekannten Verfahren nach übergeordneten Gesichtspunkten dargestellt hat. Die naturgemäß knappe Darstellung setzt Vertrautheit mit der Materie voraus; die zahlreichen eingestreuten Zahlenbeispiele und die Literaturhinweise ermöglichen es aber auch dem Nichtfachmann, sich mit einem speziellen Verfahren rasch vertraut zu machen.

Nach einem einleitenden Abschnitt, in dem die grundlegenden Sätze der Theorie zusammengestellt werden, werden in den drei folgenden Kapiteln die praktischen Methoden behandelt: an erster Stelle stehen die zahlreichen Einschließungssätze, mit deren Hilfe Intervalle angegeben werden können, in denen die gesuchten Eigenwerte liegen. Die weiteren Abschnitte verfolgen dann die beiden Wege, die fast alle heute bekannten praktischen Verfahren einschlagen und sich mit den Schlagworten Iteration und Kernersatz kennzeichnen lassen. Zum Schluß des Berichtes werden dann noch kurz die Möglichkeiten erörtert, die modernen Rechengerte für die vorliegenden Zwecke nutzbar zu machen.

Alles in allem ein guter Start für das neue Unternehmen des Springer-Verlages, für das F. Lössch, Stuttgart, als Herausgeber zeichnet; es wird bei Einhaltung der mit der vorliegenden Monographie eingeschlagenen Richtung für den angewandten Mathematiker eine wesentliche Erleichterung seiner Arbeit bedeuten.

C. Schmiedern, Darmstadt.

Riehm, P., Dipl.-Ing.: Grundzüge der Preisermittlung im Baubetrieb. 1. Teil: Leistungsverzeichnis, Massen- und Preisermittlung (= Leitfaden der Baubetriebslehre, 1. Band), 2. erw. Aufl. 150 S., Gr. DIN A 5, Wiesbaden: Bauverlag G.m.b.H., 1952. DM 6,50.

Es ist die vom Verfasser ausgesprochene Absicht, die Grundzüge der Preisermittlung in einer unmittelbar für die Praxis geeigneten Form zu bringen. Dementsprechend

sind etwa zwei Drittel des Inhalts der Durchführung von Zahlenbeispielen eingeräumt, als welche ein Reihenwohnhäuser und eine Stahlbetonbrücke gewählt sind. An ihnen wird die Aufstellung der Massenermittlung, des Leistungsverzeichnisses und die eigentliche Preisermittlung unter Benutzung der Wiesbadener Bauformblätter gezeigt. Es wird sowohl das Umlageverfahren wie die Kalkulation mit lohnbezogenen Zuschlägen in Anlehnung an die Arbeiten von G. Opitz behandelt. Die gedrängte, sich auf das Wesentliche beschränkende Darstellung ist übersichtlich und klar, so daß das Buch dem sich erstmalig mit der Materie befassenden Ingenieur oder Studierenden besonders willkommen und von Nutzen sein wird.

G. Merkle, Düsseldorf.

Schreyer: Praktische Baustatik, Teil 1. Bearbeitet von Baurat a. D. Dipl.-Ing. H. Ramm, Essen. 7. Aufl. 163 S. Gr. 16,5 · 23,5 mit 267 Abb., Bielefeld: Verlag für Wissenschaft u. Fachbuch, 1952. DM 8,80.

Der von H. Ramm neu bearbeitete Teil 1 umfaßt das auf den Fachschulen in den beiden ersten Semestern für Hoch- und Tiefbau gemeinsame Stoffgebiet. Nach einer Einführung in die Grundbegriffe der Baustatik werden die Beanspruchungsarten und die Festigkeiten der Baustoffe behandelt. Es folgen Abschnitte über Kräfte in der Ebene, Schwerpunktsbestimmung, Gleichgewichtszustände und Biegefestigkeit. Die weiteren Abschnitte behandeln den Träger in seinen einfachsten Formen.

Während dieser Stoff auf der Hochschule in der allgemeinen Mechanik als Fundament für die Baustatik vermittelt wird, betont die Darstellung bei Schreyer die Anwendung zur praktischen Berechnung einfacher Bauteile. Deshalb sind die Gebiete der Baustofflehre, Festigkeitslehre und Statik nicht getrennt behandelt, alle Ableitungen möglichst einfach und anschaulich dargestellt und zahlreiche Rechnungsbeispiele eingefügt. Für den Hörer der Hochschule ist das Buch vorzüglich geeignet die Theorie zu veranschaulichen und ihn in die Tagespraxis der Baustatik einzuführen. Ph. Stein, Aachen.

Deutscher Baukalender 1952 (= Jahrbuch des gesamten Bauwesens) 74. Jahrgang. Herausgegeben von Reg.-Baumeister H. P. Eckart, Architekt BDA, Stuttgart, Hauptschriftleiter der Deutschen Bauzeitung. 502 S., Gr. 11 · 16,5 cm, Stuttgart: Deutscher Fachzeitschriften- und Fachbuch-Verlag G.m.b.H. DM 10,80.

Der letzte (73.) Jahrgang des Deutschen Baukalenders erschien 1950 im Verlag Lutzeyer in 3 Bänden von je rd. 350 Seiten. Bei gleicher Stoffgliederung ist der nun vorliegende 74. Jahrgang in nur einem Band bei dem Fachzeitschriftenverlag der Deutschen Verlagsanstalt in Stuttgart neu herausgekommen. Umfangmäßig ist er auf rd. 450 Seiten komprimiert, was nur durch energische Zusammenfassung, d. h. Neufassung des Textes erreicht werden konnte. Zugleich sollte dadurch der grundlegende Stoff eines trotz seiner Kürze umfassenden bautechnischen Handbuchs dargeboten und der Anschaffungspreis auf einen Bruchteil gesenkt werden. Damit hat der Kalender ein neuzeitliches, scharf profiliertes Gesicht erhalten. Wir wünschen ihm und seinem neuen Herausgeber besten Erfolg!

A. Troche, Hannover.

Jahrbuch des Bauwesens und Adreßbuch der Bauwirtschaft. Herausgegeben vom Deutschen Architekten- und Ingenieur-Verband (DAI.) unter Mitwirkung des Rationalisierungskuratoriums der Deutschen Wirtschaft (RKW.). 500 Seiten, DIN A 4, Mannheim: Verlag Südd. Adreß- und Anzeigenbuch GmbH., 1951. DM 18,—.

Dieses Jahrbuch ist ein umfangreiches, für den Architekten und Bauingenieur sehr nützliches Nachschlage-

werk. Es enthält die wichtigsten, neuesten bautechnischen Daten, behandelt die gebräuchlichsten, aber auch alle neuentwickelten Produkte der Baunebenindustrien. Neben Berichten über Bauleistungen und -aufgaben, Fortschritte im Bauwesen und Forschungsarbeiten werden die Baugesetze, Rechtsfragen, Baustoffpreise und Baugebühren behandelt. Das Werk enthält alle für Baufragen in Betracht kommende Institute, Organisationen, freie Berater und Baudienststellen. Am Schluß befindet sich eine Übersicht über die ausführenden und liefernden Wirtschaftsunternehmen, die dem Benutzer viele sachdienliche Hinweise geben.

S o s c h k a.

Bautechnischer Luftschutz. Vorläufiges Merkblatt. Erste Fassung Mai 1952. Herausgegeben vom Bundesminister für Wohnungsbau im Einvernehmen mit dem Bundesminister des Innern. Sonderdruck aus Heft 3 des Bundes-Baublattes. 31 S., Gr. 12,5 × 17 cm. Wiesbaden: Bauverlag G.m.b.H., 1952. DM 1,—.

Kieser, Alois, Dipl.-Ing. Dr. techn., behördl. aut. Zivilingenieur für Bauwesen, Bregenz: Die Kernring-Auskleidung im Druckstollen Kops-Vallüla der Vorarlberger Illwerke Aktiengesellschaft (= Heft 21 der Schriftenreihe des Österreichischen Wasserwirtschaftsverbandes. 31 S., Gr. DIN A 5, mit 12 Abb. Wien: Springer 1951. Brosch. DM 2,—.

Verzeichnis der Prüflingenleure für Baustatik. Mit amtlichen Bestimmungen für die statische Prüfung genehmigungspflichtiger Bauvorhaben. 45 S., Gr. DIN A 5, Düsseldorf-Lohausen: Werner-Verlag, 1952. Geh. DM 4,20.

Festschrift zur Einweihung der Friedensbrücke zu Frankfurt am Main im März 1951. Herausgegeben vom Magistrat der Stadt Frankfurt am Main. 79 S., Gr. 24,5 × 33,5 cm. Frankfurt am Main: Umschau-Verlag, 1951.

Bares, Zdenko, Akad.-Ing., Köln, Goebenstr. 16: Berechnung der Rahmenkonstruktionen. Mit Applikation auf Drehwinkelverfahren. 36 S., Gr. DIN A 5, mit 34 Abb., Selbstverlag 1952. Preis: DM 6,70.

Gutachten über die Erfordernisse der Bau- und Bodengesetzgebung (Weinheimer Gutachten). Erstattet durch den vom Bundesminister für Wohnungsbau eingesetzten Gutachterausschuß (= Heft 1 der

Schriftenreihe des Bundesministers für Wohnungsbau). 82 S., Gr. DIN A 5. Hamburg: Hammonia-Verlag, Fachverlag der Wohnungswirtschaft, 1952. Brosch. DM 4,75.

Vorträge der II. Technischen Tagung 1952 in Hannover. Herausgegeben vom Hauptverband Kalksteinindustrie e. V. 20 S., Gr. DIN A 4. Hannover 1952.

Verschiedenes.

Berichtigung zu dem Aufsatz

von K. Schacchterle und L. Wintergerst: Wiederaufbau der Rheinbrücke Düsseldorf—Neuß. Der Bauingenieur 27 (1952) S. 1.

Bei der Aufzählung der am Bau beteiligten Unternehmen ist noch zu ergänzen die Firma EIKOMAG, Eisenkonstruktionen und Maschinenfabrik A.-G., Düsseldorf-Benrath.

Westdeutscher Wasserwirtschaftsverband e. V.

Die diesjährige Mitgliederversammlung des Westdeutschen Wasserwirtschaftsverbandes e. V. findet am 6. und 7. Oktober in Goslar statt. Für den 6. Oktober sind Vorträge und eine Filmvorführung vorgesehen, für den 7. Oktober Besichtigungen.

F. Dischinger Ehrendoktor.

Der Ordinarius emer. für Stahlbetonbau an der Techn. Universität Berlin, Prof. Dr.-Ing. Franz Dischinger, wurde von der Techn. Hochschule Istanbul zum Ehrendoktor ernannt. Bei der Ernennung wurde zum Ausdruck gebracht, daß die Ehrung allen deutschen Lehrkräften an türkischen Hochschulen gelte und eine Würdigung bedeute für die Verdienste der gesamten deutschen Wissenschaft um die Türkei.

Mitteilungen aus der Industrie.

(Ohne Verantwortung der Herausgeber.)

Stotz-Ketten.

In einer neuen Druckschrift Nr. 126 zeigt die A. Stotz A.G., Kornwestheim bei Stuttgart, ihre umfangreiche Ketten-Produktion. Auf 157 Seiten gibt dieses handliche Buch einen übersichtlichen, reich bebilderten Überblick über das gesamte Lieferprogramm. Zerlegbare Gelenkketten, Stahlbolzenketten, Kettenräder, Befestigungsglieder, Rollenachsen, Gleitmuffen, Laufrollen, Elevatorbecher, Gall'sche Gelenkketten und Büchsenketten, Flachstahlketten, Präzisionsrollenkettens und Förderketten.

CLARK-Stapler aus deutscher Fertigung.

Die Ruhr-Intrans-Hubstapler GmbH. hat mit der Lizenzfabrikation der bekannten Clark-Staplergeräte begonnen. Sämtliche Teile werden in Deutschland hergestellt. Auf der Technischen Messe in Hannover konnten bereits die ersten drei 1 t-Stapler vorgeführt werden, die sich lediglich durch ihre Antriebsart unterscheiden, und zwar: Elektroantrieb mit deutschen Motoren und Schaltgeräten, Dieselantrieb durch Mercedes-Benz Dieselmotor 170 Da, Benzinantrieb durch Mercedes-Benz Motor 170 V oder durch Opel Olympia-Motor, Tragkraft: 1000 kg bei 500 mm Schwerpunktf Entfernung. Die Firma will nacheinander alle Clark-Typen entwickeln und kündigt für September-Oktober schon den 2 t-Stapler an.

Warnblinker statt Sturmlaternen.

Straßenbauarbeiten, Erdarbeiten für Kanal-, Gas- und Elektrizitätsleitungen sowie verkehrsfährdende Haus- und Industriebauten bilden ebenso wie Steinschlaghänge im Gebirge oder ungesicherte Feldbahnübergänge immer erhebliche Gefahrenherde für den Verkehr. Kleine, ruhige Lichtquellen werden in Großstadtstraßen wegen anderer, vielfältiger Lichteinflüsse oft nicht die notwendige Beachtung finden, aber auch auf weithin offenen Verkehrswegen sind sie wegen immer möglichen Störungen durch Witterung und andere Gründe unvollkommen. Ihre ständige Kontrolle und Wartung ist auch kostspielig.

Ein neuartiges Warngerät, das die Atlas-Werke, Bremen, herstellen, bietet erhöhte Sicherheit. Es ist von jeder fremden Stromquelle unabhängig und besteht aus einer, in einem flaschenartigen Metallgehäuse eingebauten Hochleistungs-Trockenbatterie. Durch eine gut geschützte Gürtellinse strahlt es pausenlos ein nach allen Seiten sichtbares Dauerlicht aus,

verbunden mit einem regelmäßigen, jedoch lebhaften hellen Blinklicht ohne dunkle Intervalle. Diese Lichtbeweglichkeit gibt die Gewähr, daß die Warnung vor der Gefahrenstelle auch von schnellen Fahrzeugen nicht übersehen werden kann.

Das Gerät ist als absolut betriebssicher bei jeder Witterung erprobt. Seine Batterie hat eine Lagerfähigkeit von 2—3 Jahren und reicht für eine ununterbrochene Brenndauer von 3 bis 4 Monaten aus. Das komplette Gerät ist 460 mm hoch, 250 mm breit und wiegt 11,5 kg. Vollkommene Betriebssicherheit bei Temperaturen von +70° bis —30° Celsius. Wartung und Kontrolle entfallen.

Deutschlands größter Löffelbagger.

In den Portland-Zementwerken Dyckerhoff (Amöneburg bei Wiesbaden) arbeitet seit 25 Jahren der bisher größte Löffelbagger des Kontinents, er wurde 1927 von der Maschinenfabrik Menck & Hambrock, Hamburg-Altona, gebaut. Kon-



struktion und Inbetriebnahme dieses gewaltigen Gerätes waren ein erhebliches Wagnis, das durch die 25jährige Bewährung des Baggers belohnt wurde. Auf einem Spezialunterwagen mit 4 Raupenbändern hat der Bagger einen 6 m³-Löffel mit einer Reichweite bis 30 m, Reichhöhe bis 22 m, Ausschütthöhe bis 18 m. Das Gewicht des elektrisch betriebenen Gerätes beträgt 460 t.



Skizzenblätter
des SHELL Technischen Dienstes
Reibungsverminderung durch VOLTOL GLEITÖLE

DEUTSCHE SHELL
AKTIENGESELLSCHAFT

Der mechanische Wirkungsgrad aller Kraft- und Arbeitsmaschinen hängt von den Reibungsverlusten, insbesondere der Lager und Gleitflächen, ab. Die Gesamthöhe dieser Reibungsverluste aller fahrbaren und ortsfesten Maschinen ist ungeheuer groß. Nach näherungsweise Schätzungen¹⁾ muß die Wirtschaft der Bundesrepublik jährlich Milliarden DM nur zur Überwindung von Reibungsverlusten aufwenden. Die Höhe der Reibungsverluste wird — abgesehen von einigen weiteren wichtigen Faktoren wie z. B. richtige Lagerbauart — im wesentlichen von der Schmierung bestimmt und hierbei spielen die Güteeigenschaften des Schmierstoffes eine bedeutende Rolle. Für die Erforschung der Reibung und Schmierung sowie für die kritische Bewertung und Verbesserung der Schmierstoffe sind Lagerprüfmaschinen verschiedenster Art gebaut worden. Zu den modernsten Bauarten, die auch den Verhältnissen in der Praxis entsprechen, zählt die Vierlagerprüfmaschine²⁾ nach Abb. 1 mit hydraulisch belasteten Lagern. Die Prüfmaschine für die hier beschriebenen Messungen hatte — in teilweiser Abweichung von der Abb. 1 — folgende Einrichtung:

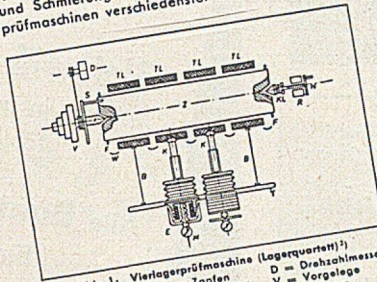


Abb. 1: Vierlagerprüfmaschine (Lagerquartett)¹⁾
 TL = Teillager Z = Zapfen D = Drehzahlmesser
 B = Zugband R = Reittisch V = Vorlege
 K = Kugelnocken KL = Kugellager T = Traverse
 E = Hydraulik F = Fangblech M = Druckmesser

Auf der Prüfwellen bzw. auf dem Zapfen (Z) sind vier gleiche Lager (TL) verbunden, auf der zwei Hydraulikzylinder (E) angeordnet sind, welche über Kugelnocken (K) auf die beiden mittleren Lager drücken. Alle 4 Lager haben gleiche Belastung. Bei dieser Anordnung gleichen sich die fast nie ganz vermeidbaren Fehler in der Reibungsmessung aus. Die Reibungsmomente der 4 Lager addieren sich und werden in einer Summe gemessen. Die Entwicklungsarbeiten zur weiteren Erhöhung der Schmierergiebigkeit und zur Verstärkung des Druckaufnahmevermögens der VOLTOL GLEITÖLE wurden unter anderen auch auf dieser Maschine ständig überprüft. In den Abb. 2 und 3 sind das VOLTOL GLEITÖEL II mit einem bei 50° C gleichviskosen Maschinenölraffinat von 4,5° E und das VOLTOL GLEITÖEL V mit einem ebenfalls bei 50° C gleichviskosen Maschinenölraffinat von 11,5° E im Diagramm verglichen. Zweck der Versuche war, im niedrigen Drehzahlgebiet die Reibungszahlen unter Last kennen zu lernen, da gerade dieses Gebiet, das vor dem Erreichen flüssiger Reibung durchlaufen wird, Unterschiede in der Schmierergiebigkeit verschiedener Ölarten aufzeigt. Bei den Versuchen wurden Lager aus Bleibronze P 6-BZ 30 verwendet. Die Lagerbohrung betrug wie stets, 45 mm, die Lagerlänge 26 mm, das Lagerspiel 0,25 mm. Die Reibungsmomente werden gemessen bei einer Lagertemperatur von rund 50° C, sodaß also Unterschiede in der Viskosität völlig ohne Einfluß waren.

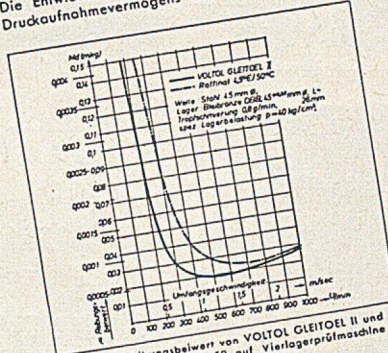


Abb. 2: Reibungsbewertung von VOLTOL GLEITÖEL II und Maschinenölraffinat 4,5/50 auf Vierlagerprüfmaschine

¹⁾ Unter Verwendung von Angaben von Professor G. Vogelzehl, Göttingen. ²⁾ Vgl. H. Umstätter, Strukturviskosität als Ursache des Schmierwertes. „Die Technik“ (Berlin) Band 1, 1946, Seite 46-52. Eine ähnliche wie dort auf Seite 51 beschriebene aber rein hydraulisch arbeitende Vierlagerprüfmaschine ist auf den Prüfständen der DEUTSCHEN SHELL A. G. Hamburg in Benutzung.

Bitte wenden

Zweigniederlassungen der DEUTSCHEN SHELL AKT. GES.: Berlin, Bremen, Düsseldorf, Frankfurt, Hamburg, Hannover, Köln-Sülz, Ludwigshafen, München, Nürnberg, Stuttgart.

5121/3

Diese und ähnliche Veröffentlichungen
stellen wir Ihnen auf Anforderung
gern zur Verfügung!

DEUTSCHE SHELL AKTIENGESELLSCHAFT

ZWEIGNIEDERLASSUNGEN IN: BERLIN · BREMEN · DÜSSELDORF · FRANKFURT AM MAIN
HAMBURG · HANNOVER · KÖLN · LUDWIGSHAFEN · MÜNCHEN · NÜRNBERG · STUTTGART

ARISTO



TECHNICA
für den
erfolgsgewohnten Ingenieur

DENNERT & PAPE · HAMBURG-ALTONA



Für Baustellen und alle Gefahrenpunkte den deutschen, im In- und Ausland patentierten

DEBER - Warnblinker

Hoher Warneffekt durch
ununterbrochenes Dauerlicht mit gleichzeitigem hellem Blinklicht
Trotzdem billiger als Sturmlaternen!

Ohne jede Wartung 3—4 Monate pausenlos in Betrieb · Unabhängig von fremder Stromquelle · Hochleistungstrockenbatterie · Narrensicher · Widerstandsfähig gegen alle Witterungseinflüsse · Diebstahlsicher · Leicht · Handlich · Verschwindend geringe Betriebskosten

ATLAS-WERKE A.G. BREMEN

Grossfabrikation von

Bleimennige
für Grundanstrich

Bleiweiß „Marke Wartburg“
in gar. reinem Leinöl anger.
für Deckanstrich

Alle **Buntfarben** trocken
für Innen und Außen



G. SIEGLE & CO GM BH.

Farbenfabriken · Stuttgart-Feuerbach 363

OTT Hydrometr.-Flügel
Registrier-Pegel
Pantographen
Kartiergeräte
Planimeter



haben Weltruf

„Stabil“-GITTERROSTE
CARL WELLEN & CO.
DÜSSELDORF — TEL. 17441



D. B. G. M.

Schliemanns
Homogen - Asphaltplatten

Seit über 50 Jahren bestens bewährt
als Fußbodenbelag
trittsicher, fußwarm, unempfindlich gegen
Mineralöl, Benzin und Witterungseinflüsse
> Druckfestigkeit über 300 kg/qcm <

Fordern Sie unverbindliches Angebot!

Schliemann & Co.
Asphaltfabrik und Teerdestillation A.-G.
Hannover · Waldseestraße 15
Fernruf: 68844 · Drahtwort: Bimex

LUFTGEKÜHLTE 
ZWEITAKT-DIESEL

12/14 PS bei 1850 U/Min.

Zuverlässig!
Wirtschaftlich!
Stets betriebsbereit!
Niedriges Eigengewicht!



ANDREAS STIHL, Maschinenfabrik
WAIBLINGEN-NEUSTADT/WÜRT.

EWALD BERNINGHAUS DUISBURG · KÖLN · DEUTZ · HERNE

Schiffswertf
Maschinenfabrik
Dampfkesselfabriken
Gießerei
Stahlbau

Neubau und Reparatur
von Flußfahrzeugen aller Art, Baggern, Schwimmkränen, Schleppern, Fahrgastschiffen, Tank- und Güterschiffen, Küstenschiffen, Motorisierungen
Spezialfabrik für die Herstellung von Großwasserraum-Dampfkesselanlagen und Apparaten schwerster Ausführung, Teerdestillationsretorten stehender und liegender Bauart, Zellstoffkochern, Tanks, Behältern usw., Stahltüren und Toren, sowie Werkzeug- und Kleiderspinden, Aktenschränken.

Dr.-Ing. PAPROTH & Co. BERLIN — KREFELD — WINSEN-L.



Schwierige
Grundbauten

Absenken der
Marientorschleuse
in Duisburg um 2,50 m

Avenarius



HOLZSCHUTZMITTEL SEIT ÜBER 75 JAHREN
BAUTENSCHUTZMITTEL RACOSIT

FÜR BETON, EISEN, MAUERWERK, DÄCHER

R. AVENARIUS & CO. · STUTTGART · HAMBURG 36 · KÖLN-RIEHL
GAU-ALGESHEIM · FRANKFURT/M. · MÜNCHEN 19 · DARMSTADT

ZEISS

vermessungsgeräte



bau-nivelliere + ingenieur-nivelliere +

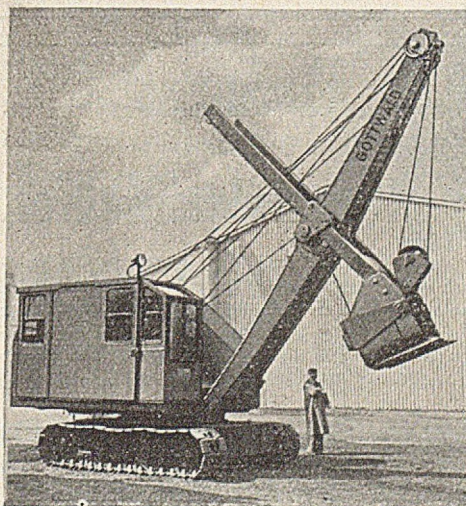
tachymeter-theodolite + reduktions-tachy-

meter „dahltä“ + reduktions-tachymeter „redtä“

+ auskünfte und druckschriften unter 10/F +

GOTTWALD

*Universal-
Räupenbagger*
0,4 - 0,75 cbm



LEO GOTTWALD KG. WERK DÜSSELDORF

DACHPLATTEN AUS NATURBIMS



HEIMBACHWERKE GEGR. 1898
BIMSBAUSTOFF-GESELLSCHAFT M.B.H. NEUWIED

Siderosthen
Lubrose
ROSTSCHUTZFARBEN
JOHANNES JESERICH GMBH
HAMBURG-EIDELSTEDT



STELLENANGEBOTE

Zu sofortigem Eintritt gesucht

Diplom-Ingenieur

erstklassige Kraft, firm in Kalkulation mit langjähriger Unternehmerpraxis, als Leiter der technischen Abteilung für Großbauunternehmen des Hoch- und Tiefbaus.

Angebote mit handgeschriebenem Lebenslauf, begl. Zeugnisabschriften, Referenzen und Gehaltsansprüchen erbeten unter „Der Bauingenieur 585“ a. d. Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Stahlbauanstalt im Rhein-Maingebiet sucht zum baldigen Eintritt für die Abteilung Stahlhochbau einen

Leiter des Konstruktionsbüros.

Bewerber müssen auf Grund langjähriger Erfahrung im Stahlhochbau und bester Kenntnisse in Konstruktion und Statik in der Lage sein, ein größeres Konstruktionsbüro tatkräftig zu leiten und auch schwierige Aufträge erfolgreich abzuwickeln. Vollständige Bewerbungen sind zu richten unter DA 557 an REUTER-WERBUNG, Darmstadt.

Statiker (Dipl.-Ing.)

(evtl. unter Artikel 131 fallend) mit mehrjähriger Erfahrung von größerer aml. Prüfstelle Süddeutschl. gesucht.

Angaben mit allen Unterlagen an „Der Bauingenieur 595“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilg., Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

STELLENANGEBOTE

Stahlbauunternehmen Niedersachsens sucht

Diplom-Ingenieur (Statiker)

mit mehrjähriger Praxis im neuzeitlichen Stahlbrückenbau. Bewerber werden gebeten, Angebote mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Lichtbild, Angabe der Gehaltsansprüche und des frühesten Eintrittstermins einzureichen unter „Der Bauingenieur 586“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Diplom-Ingenieur

mit mehrjähriger Praxis zur Unterstützung des technischen Leiters einer angesehenen Spezialfirma in Westberlin mit Niederlassungen in Westdeutschland gesucht. Die Stellung ist ausbaufähig. Es kommt eine Tätigkeit in Berlin und später auch gegebenenfalls in Westdeutschland in Frage. Herren, welche über gute Kenntnisse in Statik, Konstruktion und Kalkulation verfügen und Gewandtheit in Verhandlungen sowie Bauleitungserfahrungen besitzen, wollen ausführliche Bewerbungen mit Lichtbild und üblichen Unterlagen richten unter „Der Bauingenieur 588“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabt., Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

STELLENGESUCHE

Diplom-Ingenieur

40 Jahre, z. Z. in leitender Stellung in bek. Baufirma in Nordd. mit langjähriger Praxis bei Behörde und Bauindustrie und reicher Erfahrung a. d. Gebiet der Oberbauleitung, Kalkulation und Abrechnung von Stahlbeton-Tief- und Ingenieurbauten, der Verwaltung, Betriebsführung und Werbung,

sucht neuen Wirkungskreis

in der Industrie oder in Behörden. Angebote unter „Der Bauingenieur 589“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Tiefbauingenieur

28 Jahre, gelernter Maurer, Staatsbauschule München, sucht per sofort Stellung im In- oder Ausland. Gefl. Angebote unter „Der Bauingenieur 587“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Diplomingenieur (Bauing.)

27 Jahre, ledig, sucht Anfangsstellung bei größerer Baufirma.

Gefl. Angebote unter „Der Bauingenieur 593“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Junger Bauingenieur (TIEFBAU)

24 Jahre, ledig, sucht Anfangsstellung mit Entwicklungsmöglichkeit in Statik und konstruktivem Ingenieurbau oder Baustelle.

Angebote unter „Der Bauingenieur 601“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Diplom-Ingenieur

40 Jahre alt, verheiratet, mit langjähriger Praxis in Statik, Kalkulation und Bauleitung sucht Dauerstellung bei Großbaufirma, oder Behörde.

Zuschriften unter „Der Bauingenieur 602“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Lieferfirmen der Bauindustrie



das weltbekannte Mörtel- und Betondichtungsmittel gegen Wasserschäden und Feuchtigkeit in Bauwerken
Pulver, breiförmig und flüssig

WUNNERSCHE BITUMENWERKE G.M.B.H. UNNA i.W.



Pelikan Graphos

Der Tuschefüllhalter mit austauschbaren Stahlfedern für Künstschrift und technisches Zeichnen. Ausführlichen Prospekt auf Wunsch

GÜNTHER WAGNER · HANNOVER



Knauf Gips

GEBR. KNAUF
Westdeutsche Gipswerke
IPHOFEN/MFR.



ROSTREIN
maschinelle Entrostung
Anstriche aller Art

an Ingenieurbauten,
Industrieanlagen und
-einrichtungen
Reinigung
von Sandsteinfassaden

OSKAR GUBER
DRESDEN N 23
Hubertusstraße 44b / Tel. 53 786

Betonschutz durch

FLUATOL SCHALUNGS- MITTEL
LITHURIN HÄRTUNG u. SCHUTZ KESSLER'SCHES FLUAT
PROLAN BETON- VERFLÜSSIGER

HANS HAUENSCHILD & HAMBURG-WANDSBEK

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder-Union 3“ und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Mügelsheim / Baden

Tricosal-Bautenschutz

Ölfester Putz und Estrich höchster Festigkeit
Schnelles Abdichten von Wasserdurchbrüchen
Schnelle Inbetriebnahme von Maschinen

einfach und sicher durch
Tricosal S III

Chemische Fabrik Grünau A.G. Illertissen / Bay.

**BAUUNTERNEHMUNG
KARL HITZBLECK**

Industriebau Erdbewegungen
Siedlungsbau Stollenbau
Stahlbetonbau Kanalbau

Säurefeste und feuerfeste Arbeiten
Schreinerei — Werkstätten

DUISBURG Sa.-Nr. Telefon 20043

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM
Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND · Telefon Sa.-Nr. 30651

Schramm **FAKTOL** ROSTSCHUTZ-FARBEN

Bisher „ESOFAKT“-Rostschutzfarben

Verlangen Sie bitte BROSCHURE SF 152

Schramm LACK- UND FARBENFABRIKEN AG. OFFENBACH-MAIN



**DER
FACHMANN
KENNT**

**PLASTIMENT
PLASTOCRETE
BINDA
BETOWA**

Die bewährten Zusatzstoffe für
BETON UND MÖRTEL

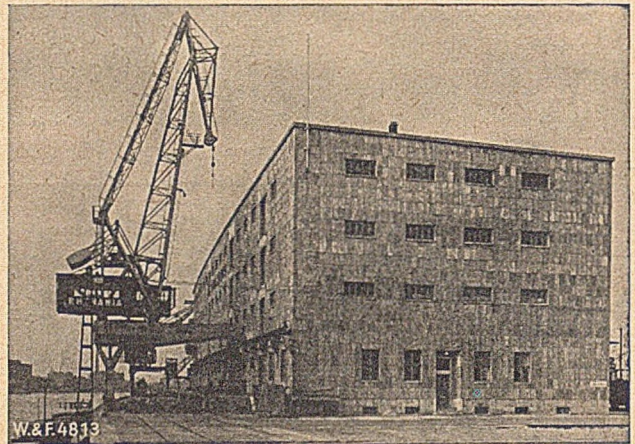
VACUUM CONCRETE VERFAHREN
(General-Vertretung für das Bundesgebiet)

PLASTIMENT GMBH.
KARLSRUHE · TEL. 9644

WAYSS & FREYTAG AG.
FRANKFURT A. M.

Neue Mainzer Str. 59

Fernsprecher: 90011



Rhenania Getreidespeicher Rheinblock V
in Mannheim (Gemeinschaftsarbeit)

Deckenträger in Spannbeton

NIEDERLASSUNGEN

Berlin · Bremen · Düsseldorf · Essen · Frankfurt a. M.
Hamburg · Hannover · Karlsruhe · Kiel · Köln · Mannheim
München · Neustadt/Weinstr. · Nürnberg · Stuttgart

**STAHLBRÜCKEN
WEICHEN UND KREUZUNGEN**



DORTMUNDER UNION BRÜCKENBAU-
AKTIENGESELLSCHAFT



Diesem Heft liegen zwei Prospekte des Springer-Verlages, Berlin · Göttingen · Heidelberg, bei.

Für den Textteil verantwortlich: Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, Dortmund; für den Anzeigenteil: Günther Holtz, Berlin W 35,
Reichpietschufer 20. — Druck: Deutsche Zentraldruckerei A.-G., Berlin SW 11, Dessauer Straße 7. — Reg.-Nr. 115.
Springer-Verlag, Berlin - Göttingen - Heidelberg. — Printed in Germany.