

# 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

26. JAHRGANG

SEPTEMBER 1951

HEFT 9

## Zur Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft

Bremen - Bremerhaven, 20./22. September 1951



RHEINBRÜCKE NEUWIED-WEISSETHURM  
Stützweiten: 212 m + 66 m + 179 m  
Ausführung in Arbeitsgemeinschaft

DORTMUNDER **UNION** BRÜCKENBAU-  
AKTIENGESELLSCHAFT

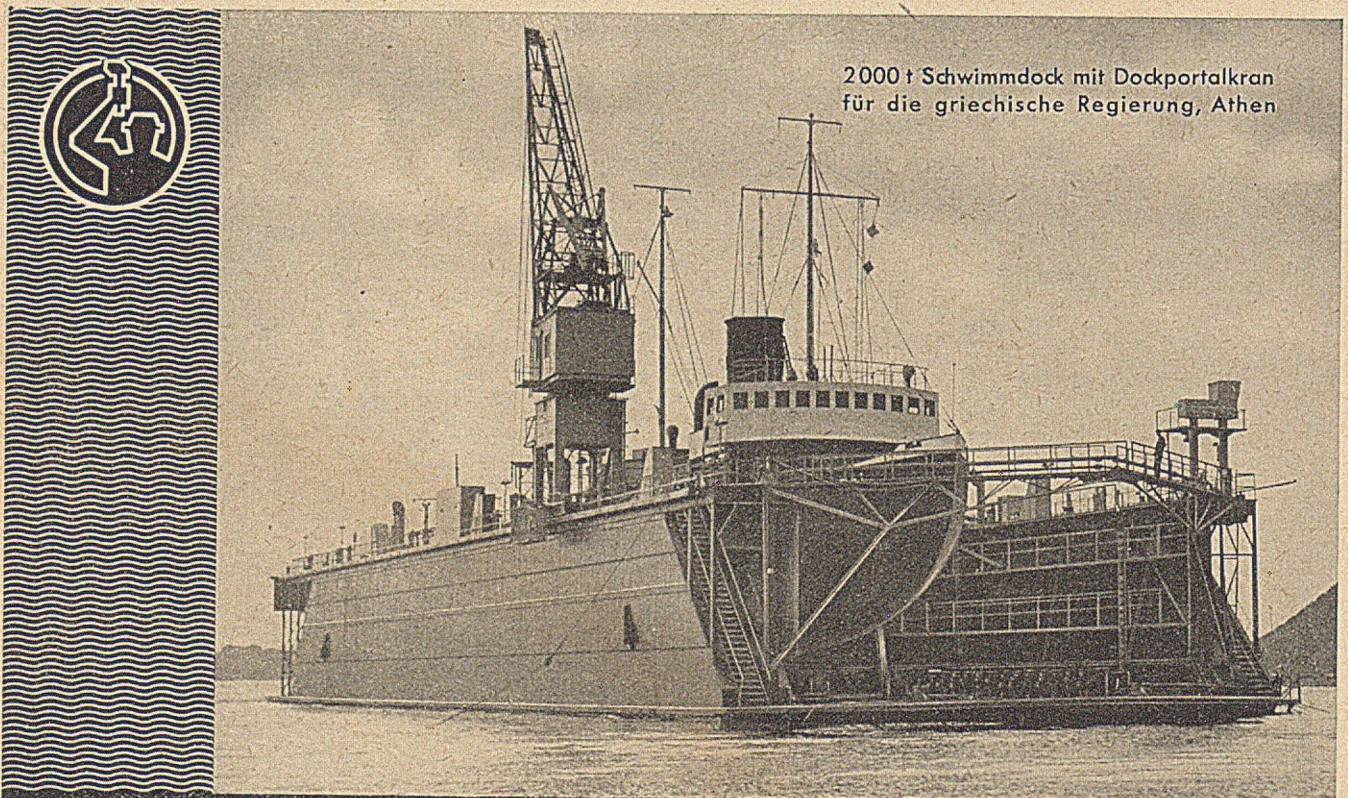


**DAS WAHRZEICHEN**

FÜR GRÖSSTE SICHERHEIT  
UND WIRTSCHAFTLICHKEIT

**SCHIESS-DEFRIES**  
HEBEZEUG- UND KRANBAU G.M.B.H.  
DÜSSELDORF-OBERKASSEL · HANSAALLEE 255

1063

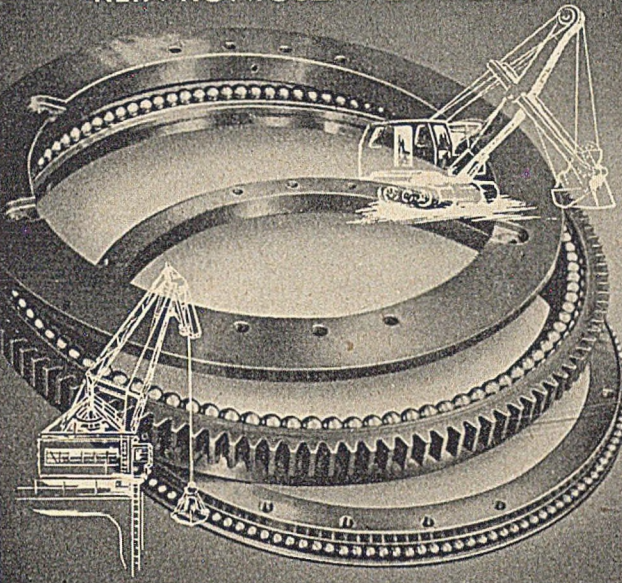


2000 t Schwimmdock mit Dockportalkran  
für die griechische Regierung, Athen

## C. H. JUCHO · DORTMUND

BRÜCKEN · HOCH- U. WASSERBAUTEN · DOCKBAUTEN · BEHÄLTER- U. MASTEBAU  
KRAN- U. FÖRDERANLAGEN · STAHLFENSTER · GROSSRAUMHEIZUNGEN  
ENTSTAUBUNGSANLAGEN

*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

**Druckluftgründungen  
Bohrpfahlgründungen  
Baugrunduntersuchungen**



Druckluftgründung Maadesiel 1951

**Dr.-Ing. Paproth & Co.**  
(1) BERLIN-STEGLITZ, KURFÜRSTENSTRASSE 1  
(22a) KREFELD, DIESEMER-BRUCH 54  
(24a) WINSEN / LUHE, POSTFACH

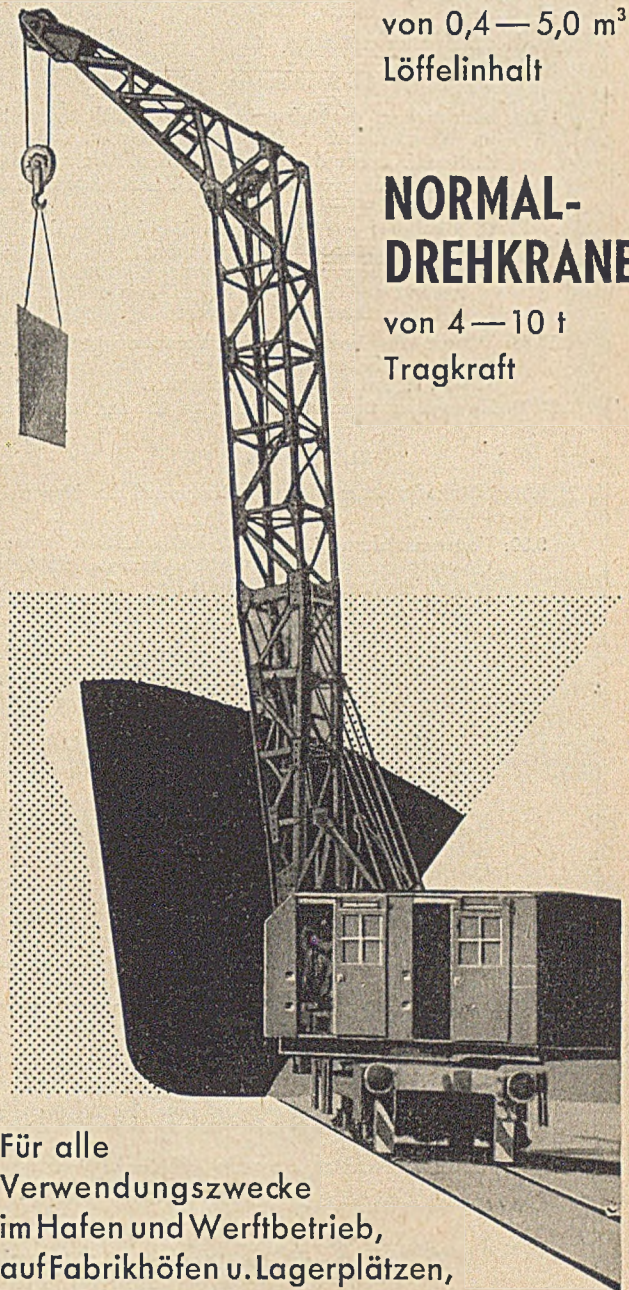
# DEMAG

## UNIVERSAL-BAGGER

von 0,4—5,0 m<sup>3</sup>  
Löffelinhalt

**NORMAL-  
DREHKRANE**

von 4—10 t  
Tragkraft



Für alle  
Verwendungszwecke  
im Hafen und Werftbetrieb,  
auf Fabrikhöfen u. Lagerplätzen,  
in Zechen, Gruben, Umschlagplätzen

# DEMAG BAGGERFABRIK GMBH

Düsseldorf-Benrath

Postfach 90

Fernschreiber 082703

Tel. 712121

Telegr.-Adr.: -TW 703 - Demagbagger Düsseldorf

# Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft e. V.

20. bis 22. September 1951 in Bremen-Bremerhaven

## Tagungs-Programm:

### 20. September 1951:

- 15.30: Besichtigung des Hafens Bremen m. Einführungsvortrag im Weserbahnhof v. Hafenbaudirektor Lutz, Bremen:  
A. Rundf. durch d. Stückguthäfen m. Getreideanlage.  
B. Besichtigung von Kränen und Umschlagsgeräten und der Getreideanlage.  
C. Rundfahrt mit eingehender Besichtigung der Massegutumschlagsanlagen Röchling, der Kali-Umschlagsanlage und Getreideanlage.  
Abfahrt der Omnibusse 15.00 Uhr vom Hauptbahnhof über Domshof. Ende gegen 18.00 Uhr.
- 16.00: Sitzung des Vorstandes im Verwaltungsgebäude des Senators f. Häfen, Schifffahrt u. Verkehr, Kirchenstr. 4. Hierzu ergeht besondere Einladung.
- 20.00: Zwangloser Begrüßungsabend im Bremer Ratskeller.

### 21. September 1951:

- 8.30: Mitgliederversammlung im Kaminsaal des Neuen Rathauses.
- 9.30: Festveranstaltung i. d. oberen Halle d. Alten Rathauses: Quartettsätze, gespielt von Mitgliedern des Philharmonischen Staatsorchesters Bremen.  
Begrüßungsansprache durch den Präsidenten des Senats Bremen, Bürgermeister Kaisen.  
Ansprache v. Prof. Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. Agatz, Bremen.
- Vorträge:  
„Die Seehäfen als Kraftzentren der Volkswirtschaft“ von Senator Harmssen, Bremen.  
„Schiffsgeschwindigkeiten und Liegezeiten in den Seehäfen“ von Richard Bertram, Vorstandsmitglied des Norddeutschen Lloyd, Bremen.  
„Die Bedeutung der Mineralölwirtschaft für die westdeutschen Seehäfen“ von Dr. Hans Theel, Vorstandsmitglied der Esso AG., Hamburg.  
Quartettsätze.  
Anschließend: Zwangloses Mittagessen.
- 15.00: Vortragsveranstaltung i. Festsaal d. Neuen Rathauses: „Die Zufahrten für See- und Binnenschiffe zu den großen deutschen Nordseehäfen an Elbe, Weser, Ems“

von Oberregierungsbaurat Wegner, Bundesverkehrsministerium, Hamburg.  
Referat und Korreferat über Kranausrüstung v. Stückguthäfen \*) von Baudirektor Mühlradt, Strom- und Hafenaufbau, Hamburg/Dr.-Ing. Berghaus, Vorstandsmitglied der Bremer Lagerhaus-Gesellschaft, Bremen.  
Bericht üb. d. Arbeit d. Ausschusses f. Hafenumschlagstechnik \*) v. Baudirektor i. R. Wundram, Hamburg.  
Bericht über die Arbeit des Ausschusses zur Vereinfachung und Vereinheitlichung der Berechnung und Gestaltung von Uferbefestigungen \*) von Dr.-Ing. Lackner, Bremen.

\*) Im Anschluß an die mit \*) bezeichneten Vorträge ist jeweils Gelegenheit zu einer kurzen Diskussion gegeben. Eingang für alle Veranstaltungen: Alte untere Rathaus-halle.

- 20.00: Gemeinsames Abendessen mit anschließendem geselligem Beisammensein im Café Hillmann, Am Herdentor. (Dunkler Anzug erwünscht, kein Zwang.)

### 22. September 1951:

- 8.30: Fahrt nach Bremerhaven: Abfahrt des Dampfers vom Martinianleger zur Weserfahrt entlang den Häfen von Elsfleth, Brake, Nordenham, Blexen.
- 11.15: Abfahrt der Autobusse von der Seefahrtsschule Bremerhaven zur Besichtigung des Fischereihafens und des Überseehafens.  
Parkplatz für Pkw: Bei der Seefahrtsschule. Für die Benutzer eigener Pkw fährt im Anschluß an die Besichtigungsfahrt ein Autobus hierher zurück.
- 13.15: Gemeinsames Mittagessen.
- 14.45: Rückfahrt vom Columbus-Bahnhof mit Sonderwagen der Bundesbahn.
- 16.33: Ankunft in Bremen, Hauptbahnhof, mit dem fahrplanmäßigen Zuge E 588.  
Damen sind zu allen Veranstaltungen, mit Ausnahme der Mitgliederversammlung, herzlich eingeladen.  
Am Freitag, d. 21. Sept. 1951, ist für die Damen eine Führung durch das Rathaus, den Bleikeller und die Böttcherstraße vorgesehen. Dauer etwa eine Stunde.  
Treffpunkt: 15.00 Uhr: Eingang z. Alten Rathaus-halle.

Ab 1951 erscheint wieder:

## Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft

Neunzehnter Band / 1941—1949 / Mit 6 Bildnissen, 124 Abbildungen im Text und auf 4 Tafeln.  
XXII, 235 Seiten. 1951. Ganzleinen DM 40,—.

### Inhaltsübersicht:

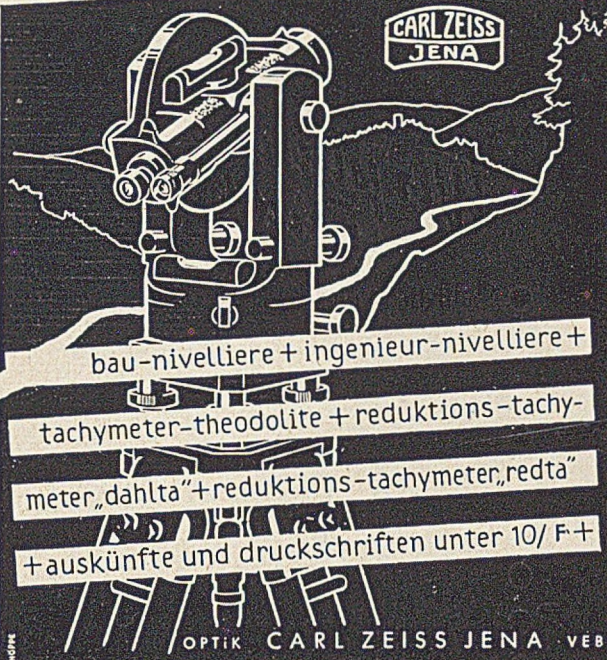
Hafenbautechnische Gesellschaft 1941—1949. — Vorträge, gehalten auf der 18. Hauptversammlung in Hamburg am 30. September 1949: Die Bedeutung der deutschen Seehäfen. Von Senator Dr. H. Apelt, Bremen. — Verkehrswirtschaftliche Grundfragen der Binnenhäfen. Von Oberstadtdirektor Dr. J. Nagel, Neuß a. Rh. — Der Wiederaufbau der westlichen deutschen Seehäfen. Von Hafenbaudirektor Dipl.-Ing. Ralph Lutz, Bremen. — Neuere betriebstechnische und betriebswirtschaftliche Erfahrungen in deutschen Seehäfen. Von Reg.-Baumeister a. D. O. H. Thiessen, Emden. — Umfang der Kriegszerstörungen in den Binnenhäfen und die Erfahrungen bei dem Wiederaufbau der Anlagen. Von Hafendirektor Dipl.-Ing. H. Bumm, Duisburg. — Neuere Erfahrungen im Umschlagbetrieb der Binnenhäfen. Von Hafendirektor J. Langfritz, Karlsruhe. — Die Sicherung der Schifffahrt bei Nebelfahrten auf engen Gewässern. Von Baurat Dr. W. A. Krause, Hamburg. — Funktechnik und Seezeichen. Von Oberreg.-Baurat G. Wiedemann, Hamburg. — Beiträge: Berechnung und konstruktive Gestaltung von Trockendockern und Seeschleusen. Von Professor Dr.-Ing. A. Agatz, Bremen. — Berechnung des Wellenstoßes auf Molen und Wellenbrecher. Von Dr.-Ing. E. Bruns, Berlin. — Zentralisation und Dezentralisation von Hafenanlagen an Binnenwasserstraßen am Beispiel des Neckarkanals. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. R. Fritzen, Neuß a. Rh. — Bau und Betrieb von Kohlenausfuhrhäfen des rheinisch-westfälischen Industriegebietes und ihre wirtschaftlichen Grenzen. Von Dr.-Ing. Hans F. Oehler, Hannover. — Verzeichnisse: Verfasser- und Namenverzeichnis. — Orts- und Gewässerverzeichnis. — Sachverzeichnis.

Den Mitgliedern der Hafenbautechnischen Gesellschaft wurde das Jahrbuch bereits geliefert.

Weitere Bestellungen sind zu richten an:

**SPRINGER-VERLAG / BERLIN W 35, REICHPIETSCHUFER 20**

# vermessungsgeräte



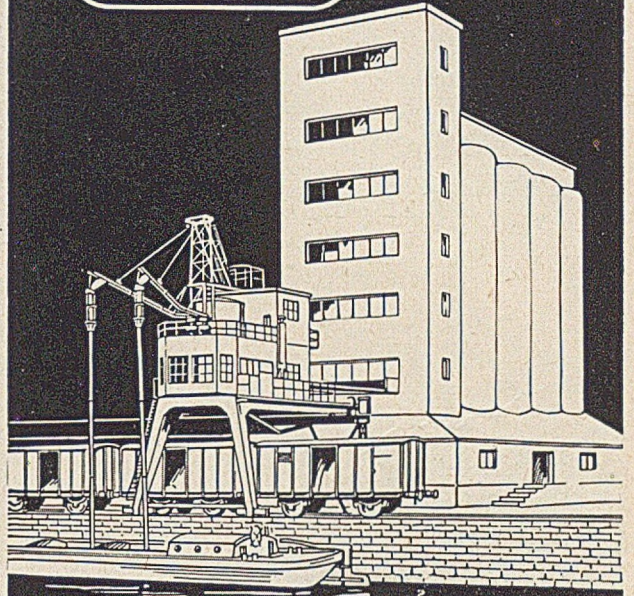
**CARL ZEISS  
JENA**

bau-nivelliere + ingenieur-nivelliere +  
tachymeter-theodolite + reduktions-tachy-  
meter „dahltä“ + reduktions-tachymeter „redtä“  
+ auskünfte und druckschriften unter 10/ F +

OPTIK CARL ZEISS JENA VEB

# GETREIDESILO-EINRICHTUNGEN

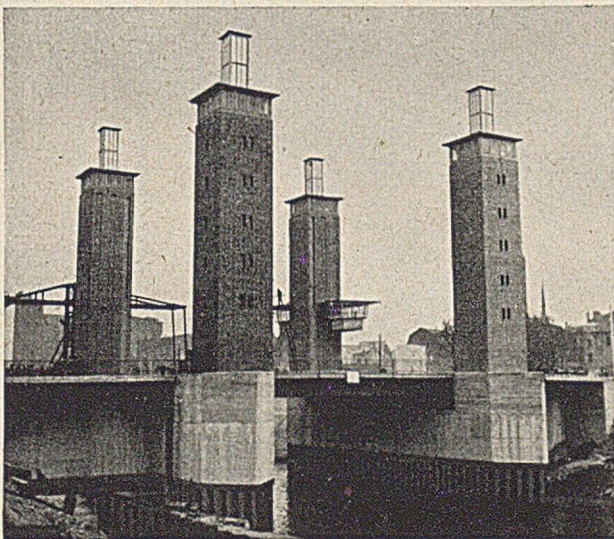
**Hartmann  
OFFENBACH**



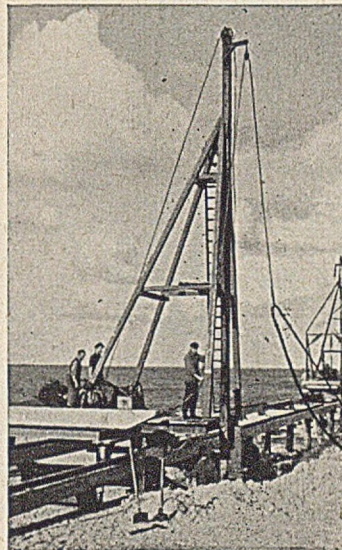
*Pneumatische und mechanische*  
**FÖRDERANLAGEN**  
PASSAGENFÖRDERUNG IN MÜHLEN  
MASCHINENFABRIK HARTMANN AG. OFFENBACH A.M.

# FRANKIPFAHL-BAUGES. m. b. H.

DÜSSELDORF, Goethestraße 73 · Ruf 60847  
HAMBURG, Schwanenwik 33 · Ruf 221218



Pfahlgründungen  
Bauwerksunterfangungen  
Bauwerkshebungen durch Zementinjektionen



Bühnenbau auf Sylt

Tiefbau aller Art  
Stahlbetonbau  
Seebau · Wasserbau  
Naßbaggerarbeiten  
aller Art  
Schleppschiffahrt  
Taucherarbeiten  
Bergungsarbeiten

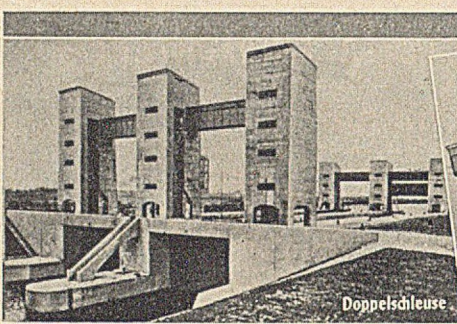
# STEFFEN SOHST

Bauunternehmung G. m. b. H.

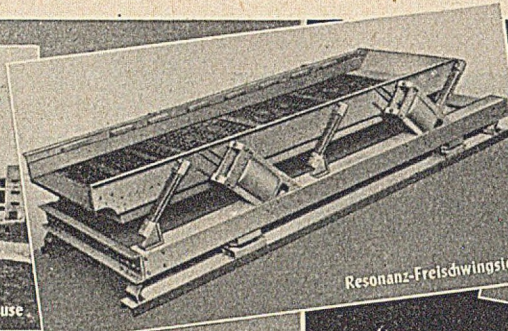
Gegr. 1872

**Bremen KIEL Hamburg**

**Bremen**, Am Industriehafen 59 - Ruf 841 77/8  
**Kiel**, Heikendorfer Weg 31 - Ruf 2 20 05/7  
**Hamburg**, Tollerortweg 3 - Ruf 42 98 71



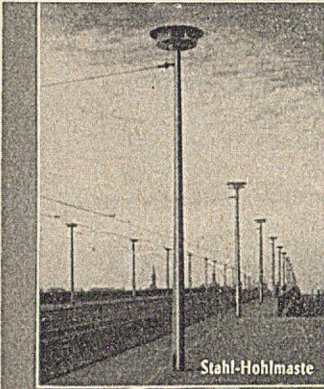
Doppelschleuse



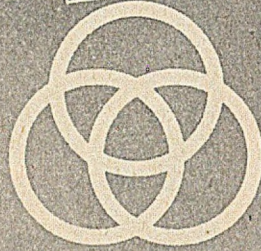
Resonanz-Freidwingsleb



Stahlbau-Schlagbrecher



Stahl-Hohlmaste



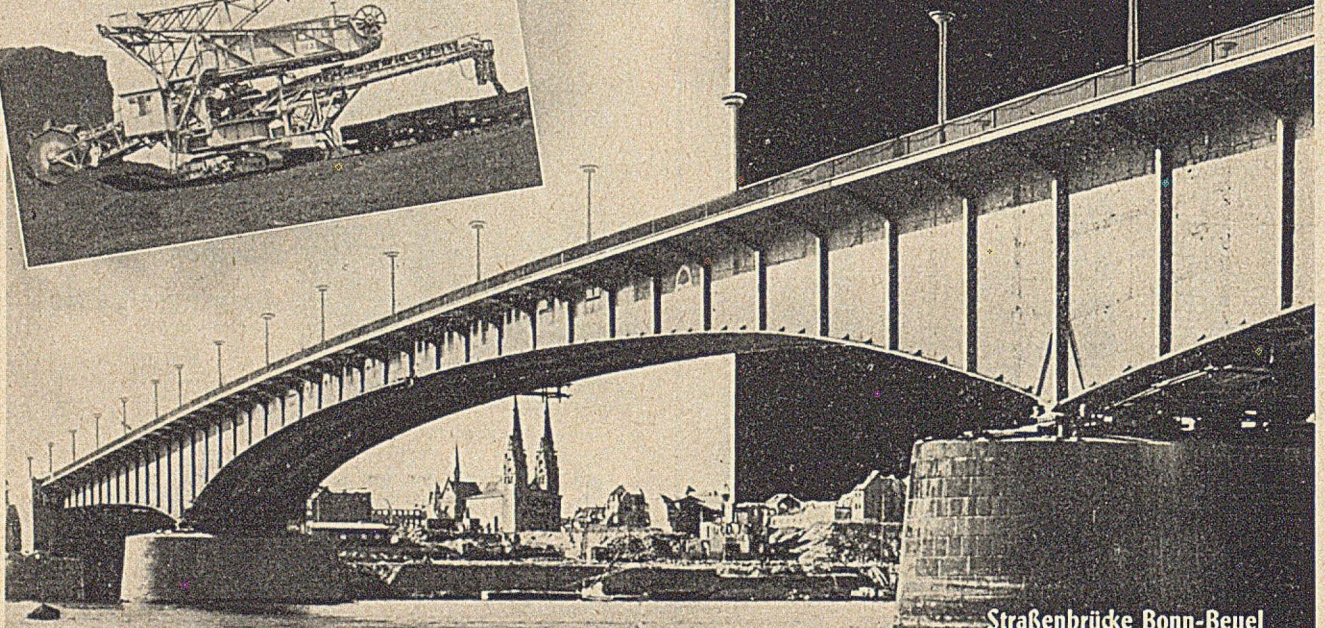
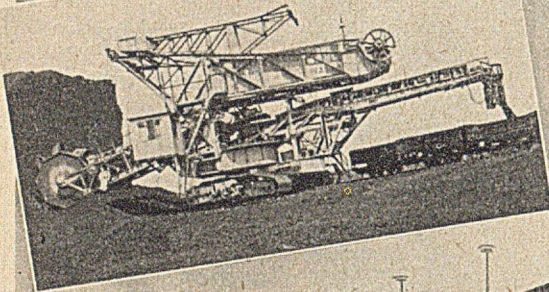
*Wir planen  
und bauen*

- Stahl-Brücken
- Stahl-Hochbauten
- Industriebauten
- Stahl-Wasserbauten
- Großförderergeräte, Großtransportanlagen
- Weichen, Drehscheiben, Schiebebühnen
- Aufbereitungsanlagen für Kohle und Erze
- Kabel- und Verseilmaschinen
- Zerkleinerungsanlagen
- Apparate und Behälter
- Bergbauzulieferungen
- Maschinen u. Einrichtungen für Zement-, Kalk-, Gipswerke u. verwandte Industrien



Weichenanlage

Schaufelradbagger



Straßenbrücke Bonn-Beuel

# STAHLBAU RHEINHAUSEN

Fernsprechanschlüsse: Duisburg 3 43 41, Moers 27 42, Rheinhausen 741 · Fernschr.: Duisburg 036 838 · Drahtwort: Stahlbau Rheinhausen

## Lastübertragung auf Stahlpfähle.

Von Dipl.-Ing. Wolfgang Pohle, Hamburg.

Bei der Verwendung von Stahlpfählen als Gründung für Kaimauern, Brückenwiderlager und dergleichen taucht die Frage auf, wie die auf den Pfahl zu übertragenden Kräfte einwandfrei in ihn eingeleitet werden können. Bei Druckpfählen, über die hier allein gesprochen werden soll, stehen zur Kraftübertragung zur Verfügung:

1. Die Reibung zwischen der äußeren Pfahlmantelfläche und dem umgebenden Beton,
2. die Reibung zwischen der inneren Pfahlmantelfläche und dem Füllmaterial des Pfahles,
3. der Flächendruck des Stahlquerschnittes des Pfahles auf den Fundamentbeton.

Die Kraft zu 1. und 2. ist abhängig von dem Reibungskoeffizienten zwischen Stahlpfahl und dem umgebenden Beton bzw. dem Füllmaterial des Pfahles, sowie der Länge der Berührungsflächen.

Als Füllmaterial des Pfahles wird im allgemeinen Sand verwendet und nur der obere Teil mit einem Betonpfropfen geschlossen. Für die Kraftübertragung wird man vorsichtigerweise nur die Reibung dieses Betonpfropfens in Rechnung stellen, weil selbst bei guter Verdichtung der Sandfüllung mit ihrer nachträglichen Setzung, also der Ausbildung wenn auch nur eines kleinen Hohlraumes zwischen Sandfüllung und Betonpfropfen, gerechnet werden muß.

Durch Laboratoriums- und Baustellenversuche wurde versucht, einen Anhalt über die Größe des Reibungskoeffizienten zwischen Stahlpfahl und Beton zu gewinnen. Beim Laboratoriumsversuch wurde ein Stahlrohr von 18 cm Höhe und 8,14 cm innerem Durchmesser mit Beton gefüllt und dieser Betonpfropfen nach dem Abbinden, und zwar nach einer Erhärtungszeit von 28 Tagen, unter der Presse durch das Rohr gedrückt. Dabei ergaben sich für die Überwindung der Haftung + Reibung zusammen Werte von 41,9—47,6 kg/cm<sup>2</sup>. Für die Reibung allein 30,8—36,4 kg/cm<sup>2</sup>. Bei dem Baustellenversuch wurde der Kopf eines LP 2100 cm hoch mit Beton gefüllt und für Haftung und Reibung zusammen 8,2 kg/cm<sup>2</sup> ermittelt. Der Unterschied zwischen Laboratoriums- und Baustellenversuch ist beachtlich. Er dürfte darauf zurückzuführen sein, daß beim Laboratoriumsversuch der Beton besser verdichtet und dadurch das Schwindmaß herabgesetzt wurde. Außerdem wird sich bei dem im Verhältnis kleinen Querschnitt des Laboratoriumsversuches zum großen des Baustellenversuches die Schwindauswirkung beim Baustellenversuch stärker ausgewirkt haben. Möglicherweise wird sich die Umfangsänderung des Stahlpfahles infolge Temperatureinflüssen auf der Baustelle stark bemerkbar gemacht haben.

Da die vorstehend genannten Werte nur auf wenigen Versuchen beruhen, sind sie für die Berechnungspraxis nicht verwendbar. Sie müssen durch umfangreiche Versuchsreihen auf der Baustelle ergänzt werden. Nachdem man sich aber einmal über den zulässigen Reibungskoeffizienten klar geworden ist, liegen die Verhältnisse bei der Kraftübertragung aus 1. und 2. ganz klar.

Anders ist es bei der Kraftübertragung aus 3., also derjenigen, die sich aus dem Stahlquerschnitt des Pfahles und der Betondruckfestigkeit ergibt. In der Praxis und Literatur findet man die Ansicht vertreten, daß auf die-

sem Wege nur eine Kraft übertragen werden kann, die dem Produkt aus Stahlquerschnitt und Betondruckfestigkeit entspricht. Überschreitet also die auf den Pfahl zu übertragende Kraft nach Abzug der durch 1. und 2. übernommenen Kräfte dieses Produkt, dann müsse durch Anschweißen von Formeisen oder dergleichen für eine entsprechende Vergrößerung des Pfahlquerschnittes gesorgt werden.

Daß diese Verstärkung in allen Fällen nötig ist, erscheint zweifelhaft. Sie dürfte es ganz gewiß nicht sein, wenn der über dem Pfahlkopf liegende Beton daran gehindert wird, seitlich auszuweichen, sei es nun, daß es sich um verhältnismäßig große umgebende Betonmassen handelt oder daß eine entsprechende Bewehrung eingelegt wird. In diesen Fällen wird eine dem Sandtopf ähnliche Wirkung eintreten. Im Sandtopf hat der Sand als solcher überhaupt keine Druckfestigkeit. Weil aber sein Stahlmantel den Sand am Ausweichen hindert, überträgt der Sandtopf trotzdem sehr erhebliche Lasten.

Um über das mit dem Schneidendruck des Pfahles zusammenhängende Verhältnis Klarheit zu bekommen, wurden zunächst im Laboratorium einige Versuche durchgeführt.

1. Wurden 3 normale Betonwürfel hergestellt, um die Druckfestigkeit des Betons zu ermitteln. Sie ergab sich zu 188 kg/cm<sup>2</sup>.
2. Aus dem gleichen Beton wurden Würfel 30×30×20 cm Höhe angefertigt. Sie wurden so gut wie möglich oben parallel zur Grundfläche abgezogen, an ihrer Unterseite mit Baustahlgewebe bewehrt und erhielten im mittleren Teil eine Spiralbewehrung (Abb. 1).

Da die verwandten Stempel (Rohr- und I-Profile) im Verhältnis zum Würfel verhältnismäßig groß waren, sollte diese Bewehrung ein Zersprengen des Würfels unter der Last nach Möglichkeit vermeiden, so daß die erwähnte „Sandtopfwirkung“ eintreten konnte.

Diese bewehrten Betonwürfel wurden nun mit 2 verschiedenen Profilen, die auf die möglichst abgeglichenen Oberfläche aufgesetzt wurden, auf Durchstanzen belastet. Es wurden aufgesetzt:

- a) Ein Stahlrohr von 8,94 cm äußerem und 8,14 cm innerem Durchmesser,
- b) ein I 14.

Diese beiden verschiedenen Profilformen wurden gewählt, um festzustellen, ob sich ein Hohlprofil anders verhalte als ein offenes.

Da befürchtet wurde, daß die lose auf der Oberfläche aufgesetzten Profile durch Ungenauigkeit auf der Oberfläche und wegen der leichteren Möglichkeit des seitlichen Ausweichens des Betons leicht zu Zersprengungen führen würden, wurden

3. weitere je 3 Würfel untersucht, bei denen die Stempel 6 cm tief in den Betonwürfel eingeführt wurden. Sie kommen den tatsächlichen Baustellenverhältnissen näher, bei denen ja auch die Pfähle tief im umschließenden Be-

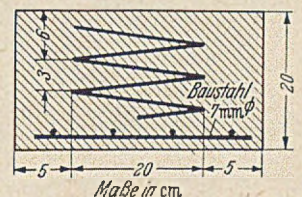


Abb. 1.

ton oder Stahlbeton sitzen. Sie hatten die Form gemäß Abb. 2.

Das Versuchsergebnis ist folgendes:

A) Lose aufgesetztes Rohrprofil.

P	bei Würfel 1	2345 kg/cm <sup>2</sup>
"	" 2	1975 "
"	" 3	2266 "

6286 kg/cm<sup>2</sup> i. M. 2195 kg/cm<sup>2</sup> =  
dem 11,7fachen Wert der Betondruckfestigkeit

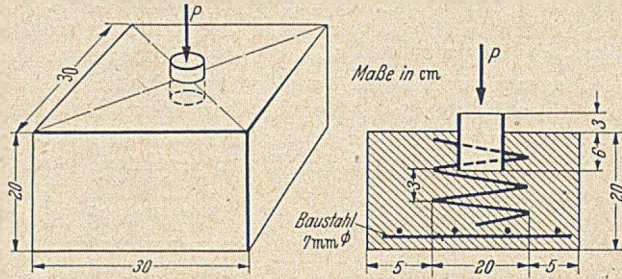


Abb. 2.

B) Lose aufgesetztes I-Profil.

P	bei Würfel 1	1555 kg/cm <sup>2</sup>
"	" 2	1520 "
"	" 3	1150 "

4230 = i. M. 1408 kg/cm<sup>2</sup> =  
dem 7,5fachen Wert der Betondruckfestigkeit

C) Einbetoniertes Rohr.

P	bei Würfel 1	1975 kg/cm <sup>2</sup>
"	" 2	3920 "
"	" 3	2174 "

8069 = i. M. 2690 kg/cm<sup>2</sup> =  
dem 14,3fachen Wert der Betondruckfestigkeit

Läßt man den Würfel 2 als außer der Reihe fallend außer Betracht, ergibt sich aus 1 und 3 eine mittlere Druckfestigkeit von 2075 kg/cm<sup>2</sup> = dem 11fachen Wert der Betondruckfestigkeit.

D) Einbetoniertes I-Profil.

P	bei Würfel 1	2160 kg/cm <sup>2</sup>
"	" 2	2160 "
"	" 3	2070 "

6390 = i. M. 2130 kg/cm<sup>2</sup> =  
dem 11,7fachen Wert der Betondruckfestigkeit

Die Versuche haben also ergeben, daß die Betonwürfel erst bei einer Beanspruchung zerstört wurden, die weit über der Druckfestigkeit des Betons liegt. Sie zeigte weiter, daß alle Würfel mit Ausnahme des Würfels C) 2 durch Zersprengen des im Verhältnis zum Stempelquerschnitt verhältnismäßig kleinen Betonwürfels zerstört wurden, nicht infolge „Durchstanzens“. Die niedrigste „Zersprengbeanspruchung“ trat bei den Würfeln B) auf. Sie liegt bei dem 7,5fachen Wert der Betondruckfestigkeit. Daß dieser Wert niedriger als bei den Würfeln der Reihe A) liegt, dürfte darauf zurückzuführen sein, daß das I-Profil weiter an die Würfelkante heranreicht als das Rohrprofil.

Im übrigen zeigen die Lichtbilder der Würfel A) 1 und 3 sowie B) 1, 2 und 3, Abbildung 3, daß sich die Profile einseitig eingedrückt haben, also nicht ganz gleichmäßig zentrisch belastet wurden. Alle Zerstörungen gehen immer von den tiefer eingedrückten Profilteilen aus. Die eingelegte Bewehrung hat also nicht ausgereicht, um ein Zersprengen der Würfel zu verhindern, ein tatsächliches Durchstanzens ist nicht erreicht worden.

Nur der Würfel C) 2 ist aus nicht geklärten Gründen nicht zersprengt worden. Er weist nur einen einzigen ganz feinen Haarriß auf, der auf dem Lichtbild nicht zu erkennen ist. Bei ihm war eine weitere Laststeigerung unmöglich, weil die Stauchgrenze des Rohres erreicht war. Es weist eine einseitige Zusammenstauchung auf, die zu einer 3 mm großen Durchmesser-Vergrößerung des Rohres geführt hat. Die eigentliche Durchstanzfestigkeit des Betons wurde also auch hier nicht erreicht.

Bei den einbetonierten Profilen der Würfel C) und D), die der Praxis näher kommen als die frei aufgesetzten Profile A) und B), liegt die Zersprengfestigkeit etwa bei dem 11fachen Wert der Betondruckfestigkeit.

Da die vorstehend erwähnten Versuche gezeigt haben, daß die Würfel durch Zersprengungen und nicht durch Durchstanzens zerstört wurden, die eingelegte Bewehrung also zu schwach war, das Zersprengen zu verhindern, wurde eine weitere Versuchsreihe angesetzt, bei der statt des Würfels Stahlrohre mit Beton gefüllt und als Druckstempel die gleichen Stahlrohre wie bei der Versuchsreihe C), Abb. 3, verwandt wurden. Durch das Umschließen des Stahlrohres war der Beton in diesem Falle am Ausweichen gehindert. Bei allen Versuchen ergab sich, daß der Beton nicht zu zerstören war, da das als Stempel verwandte Rohr vorher gestaucht wurde. Die Stauchbeanspruchung auf den Stahlquerschnitt

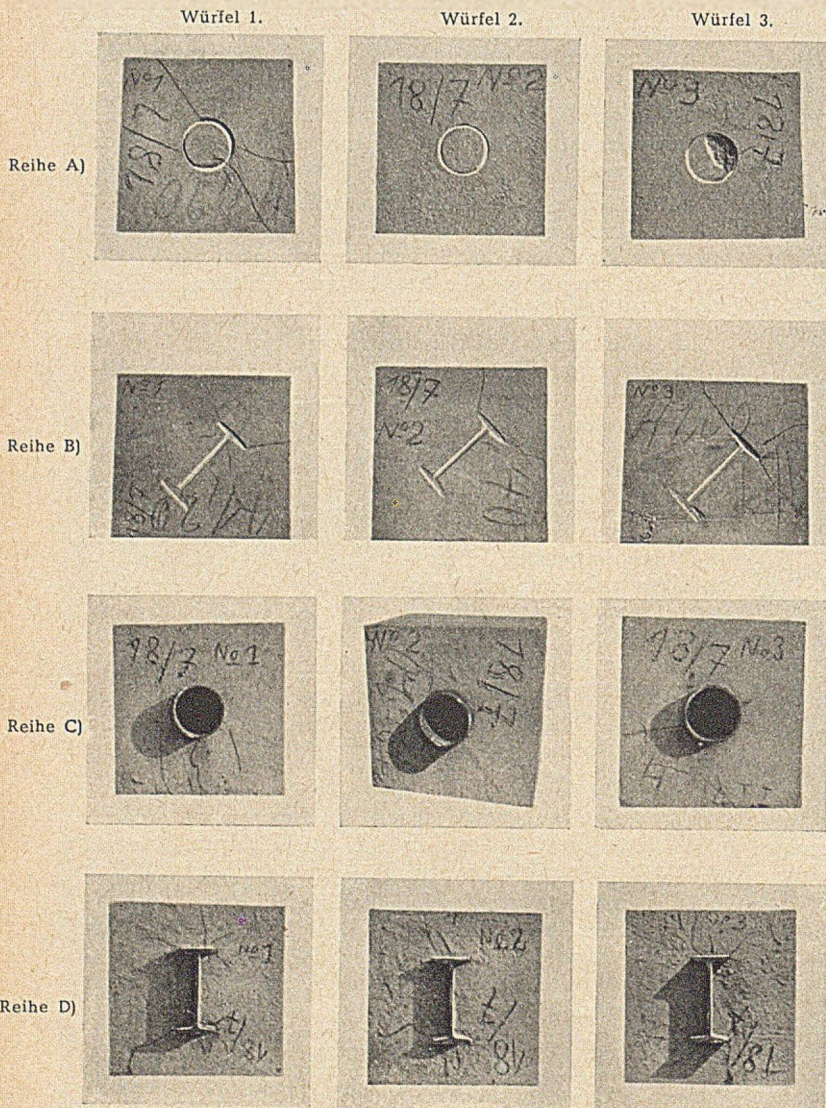


Abb. 3.



Prof. Dr.-Ing. Hermann Maier-Leibnitz

VORLESUNGEN ÜBER

**STATIK DER BAUKONSTRUKTIONEN**

Band I. u. II.: 578 Seiten (Format DIN A 4), mit 523 teilweise ganzseitigen Abb., 3 Tafelbeilagen,  
in Halbleinen gebunden zusammen DM 65.50

Das Werk umfaßt die Bände I (184 Seiten, in Hlw. DM 24.—) und II (394 Seiten, in Hlw. DM 41.50). Band II kann auch in 2 broschierten  
Teilbänden geliefert werden (Band II, 1: 220 Seiten, DM 19.50; Band II, 2: 184 Seiten, DM 18.—)

INHALT:

**I. Einführung in die Baustatik. Der Art nach statisch bestimmte Träger. Durchlaufende Balken und damit verwandte Rahmenträger. II. Untersuchungen über durchlaufende Träger und Rahmen, insbesondere über solche mit gerader Achse und mit im Feld veränderlichem Trägheitsmoment.**

**Der Bauingenieur** (Berlin): ... bildet eine wertvolle Erweiterung und Vertiefung der Baustatik-Literatur. ... Den konstruktiven Ingenieuren eröffnet sich manche interessante Perspektive. Die sehr systematisch vom Einfachen zum Besonderen vordringende induktive Methodik hat großen pädagogischen Wert, besonders für diejenigen, die das Werk in seiner Gesamtheit studieren.

**Baumeister** (München): Das Buch ist geschrieben unter dem Motto „multum non multa“, und darin sehe ich einen großen Vorteil, denn die ausführliche, klare und allen Fällen Rechnung tragende Darstellung macht es, hauptsächlich auch infolge der vielen zahlenmäßig durchgerechneten Beispiele, auch dem weniger mit der Materie vertrauten Ingenieur möglich, sich in kurzer Zeit auf diesem Gebiet einzuarbeiten.

**Die Bautechnik** (Berlin): (zu Bd. I.) Man merkt dem Band die langjährige Unterrichtserfahrung des Verfassers deutlich an. Das Buch ist flüssig und leicht lesbar geschrieben. ... Eine Reihe von Zahlenbeispielen, verbunden mit mehrfachen Angaben über praktisch wichtige Rechenproben, machen das Buch zum Selbststudium überaus geeignet. (zu Bd. II, 1.) Besondere Beachtung verdient auch in diesem Band die überaus anschauliche Darstellung von Biegelinien und Einflußlinien. Wegen der meisterhaften Darstellung wird die beiden Bände niemand, sei er nun Studierender oder reifer Ingenieur, ohne reichen Gewinn aus der Hand legen.

**Beton- und Stahlbetonbau** (Berlin): Die mustergültige Darstellung nach dem Motto „Die Zeichnung ist die Sprache des Ingenieurs“ ist von klarer und eindringlicher Deutlichkeit. ... Studierende werden fast spielend zur Beherrschung des Gebietes geführt, aber auch für den Ingenieur im Beruf ist das Buch eine willkommene Auffrischung des Grundwissens, eine Beispielsvorlage.

**Bulletin Technique de la Suisse Romande** (Lausanne): Cet ouvrage constitue la première partie d'un cours de statique des constructions, fort bien conçu, où l'alternance judicieuse des exposés théoriques, des exemples et des applications numériques lui confère une réelle valeur didactique.

**Der Eisenbahner** (Düsseldorf): ... eine Zusammenfassung der neuesten Verfahren in der Baustatik. Diese Aufgabe wird vom Verfasser in einzigartig klarer, logischer und leicht verständlicher Weise gemeistert. — Besonderen Wert erhält das Werk durch den Vergleich von verschiedenen Berechnungsmethoden, wodurch dem Ingenieur die Möglichkeit gegeben wird, in der Praxis die am besten passende Methode zu wählen und anzuwenden.

**Planen und Bauen** (Berlin): Der vorliegende zweite Teilband des Werkes hat die Erwartungen, zu denen der erste Band berechtigte, hinsichtlich des fachwissenschaftlichen Inhalts, der Anschaulichkeit der Darstellung sowie der Ausstattung und drucktechnischen Wiedergabe in vollem Ausmaße erfüllt.

**Schweizerische Bauzeitung** (Zürich): (zu Bd. I.) Das methodisch und pädagogisch sehr wertvolle Buch wird den praktisch tätigen Statiker sehr interessieren.

(zu Bd. II, 1.) Das Buch gibt einen wertvollen und vollständigen Überblick über die heute bekannten und in der Baustatik gebräuchlichen Kräftegrößen- bzw. Formänderungsgrößenverfahren. Dem Verfasser sei für seine außerordentliche, mühevollen, große Arbeit aufrichtig gedankt. Sie wird sicherlich dazu beitragen, die gründliche statische Untersuchung unserer Tragwerke zu fördern und das innere Verhalten eines Tragwerkes abzuklären. So kann auch eher im wirtschaftlichen Wettbewerb der Anhänger der verschiedenen Baustoffe ein gerechtes Urteil gefällt werden. Möge das Buch recht vielen Lesern eine wertvolle Bereicherung bringen.

**Technische Rundschau** (Bern): (zu Bd. I.) Die Gründlichkeit und Systematik der Ausführungen fallen in diesem sympathischen Werke ganz besonders auf. Sehr viele Beispiele sind vollständig durchgerechnet und durchgezeichnet; die Abbildungen sehen wie gestochen aus.

(zu Bd. II, 1.) Das vorliegende Teilstück des großangelegten Werkes über das ganze Gebiet der Statik der Baukonstruktionen stellt eine ausgezeichnete Einführung in die verschiedenen Berechnungsverfahren über z. T. schwierig darzustellende Gebiete der unbestimmten statischen Systeme und Rahmen dar.

**Travaux** (Paris): Pour ces natures d'ouvrage, l'auteur montre — sans parti-pris d'école — comment on détermine les lignes d'influence pour les grandeurs des appuis et des sections. Ces deux tomes sont accompagnés de nombreux exemples d'application et surtout de tracés graphiques dessinés et juxtaposés avec le grand soin et dont la présentation très parlante, en particulier en ce qui concerne les lignes d'influence, facilitera considérablement la tâche d'assimilation du lecteur. — En résumé, il s'agit d'un excellent ouvrage d'étude et d'application susceptible de rendre autant de services à l'ingénieur qu'à l'étudiant, et qui se distingue par un clarté de présentation et d'illustration exceptionnelle.

**VDI-Zeitschrift** (Düsseldorf): Die Lösung aller in dem vorliegenden Band behandelten Probleme zeigt eine besonders klare und leicht verständliche Form, die durch sorgfältig hergestellte Abbildungen veranschaulicht wird.

Günstige Zahlungsbedingungen

## Aus dem Inhalt

Träger und Tragwerke • Systematik der ebenen Träger, zugleich Einführung in die Baustatik • Lasten, unmittelbare und mittelbare Belastung, Schnittgrößen • Der einfache Balken bei vertikaler ruhender Belastung • Einflußzahlen und Einflußlinien • Absolut größtes Moment eines Balkens infolge eines Lastenzugs und Kurven der  $\max M_x$  • Verlauf der Werte der  $\max M_x$  und  $\max Q_x$  des einfachen Balkens unter Verkehrslasten, insbesondere unter Verwendung graphischer Verfahren • Der durchlaufende Balken mit Gelenken • Der Art nach statisch bestimmte Träger • Bestimmung der Durchbiegungslinien vollwandiger Balken und Berechnung durchlaufender Balken • Einflußlinien durchlaufender Balken und damit verwandter Trägerarten • Untersuchungen über durchlaufende Träger und Rahmen, insbesondere über solche mit gerader Achse und mit im Feld veränderlichem Trägheitsmoment • Übersicht über die Berechnungsverfahren für einen bestimmten Belastungsfall eines durchlaufenden Balkens • Möglichkeiten für den Verlauf der Linien der Werte  $J_x$  und  $(J_c : J_x)$  in einem Feld entsprechend praktischen Ausführungen • Bezeichnungen für die Auswertung der  $(J_c : J_x) M_x$ -Flächen, d. h. der verzerrten  $M_x$ -Flächen • Beziehungen zwischen Belastungsflächen mit stetiger Begrenzung und den dadurch hervorgerufenen Momenten eines einfachen Balkens •  $(J_c : J_x)$ -fache Momentenflächen eines Balkenfeldes BA und die dazugehörigen  $EJ_c$ -fachen Durchbiegungslinien • Rechenbeispiele für das Verfahren nach II. § 1. B) b) • Ausdrücke für die Werte  $\nu$  und  $\gamma$ , sowie für die Steifigkeit  $St_{BA}$ , für die Festhaltungsmomente F-M und die Einspannmomente E-M eines Balkenfeldes BA • Berechnungsbeispiele, bei denen Festhaltungsmomente ausgeglichen werden • Beispiel für die Anwendung des Formänderungsgrößenverfahrens, bei dem bei vorberechneten Festhaltungsmomenten die Knotendrehwinkel als statisch unbestimmte Größen gewählt werden • Beispiele für die Berechnung der Knotendrehwinkel durch Ausschaltung der Unstetigkeit der Endtangentialwinkel an den gelenkig angenommenen Auflagern • Zahlenbeispiel für die Verfahren: Ausgleich der Summe der Endtangentialwinkel an den Auflagergelenken durch Stützenmomente • Einflußlinien für die Stützenmomente eines durchlaufenden Balkens O I II III IV mit veränderl. Trägheitsmoment in den einzelnen Feldern • Einflußlinien für die Feldmomente, Querkräfte und Auflagerreaktionen des durchlaufenden Balkens mit im Feld veränderlichem Trägheitsmoment • Extremwerte der Schnittkräfte des durchlaufenden Balkens mit im Feld veränderlichem Trägheitsmoment • Einflußlinien für die Riegelendmomente sowie für die Rückhaltekraft des durchlaufenden Trägers auf elastisch eingespannten Stützen bei festgehaltenem Riegel • Grundlegende Untersuchungen über den einstockigen Rahmen mit waagrechttem Riegel • Extremwerte und Einflußlinien von Schnitt- und Auflagerreaktionsgrößen von durchlaufenden Trägern auf elastisch eingespannten Stützen, sowie von einstockigen Rahmen • Einfluß von Temperaturänderungen auf derartige Tragwerke • Der Stockwerkrahmen • Einfluß von Formänderungen infolge von Normalkräften und Querkräften auf das Kräfte- und Formänderungsbild • Einfluß von Stützensenkungen und Hebungen beim durchlaufenden Balken BAC mit zwei Öffnungen • Durchlaufender Balken BAC auf elastisch senkbarer Mittelstütze und als Teil eines Tragwerks mit einer lastverteilenden Querverbindung • Einfluß von Stützenverschiebungen auf Auflagerdrehungen beim einstockigen Rahmen mit festgehaltenem Riegel • Tragfähigkeit durchlaufender Balken unter einer Lastgruppe in unverschieblicher Lage bei plastischem Baustoff • Einfluß von elastisch und unelastisch nachgiebigen Verbindungsmitteln zwischen Trägerteilen • Der Rahmen mit elastisch nachgiebigen Riegelanschlüssen.

des Rohres betrug 2855 kg/cm<sup>2</sup>. Auf der Abb. 4 ist die Stauchung klar erkenntlich.

Die letzte Versuchsreihe dürfte klar bewiesen haben, daß wesentlich größere Kräfte übertragen werden können als sich aus dem Stahlquerschnitt des Pfahles und der Druckfestigkeit des Betons ergibt, wenn auf der Baustelle genügend große Betonabmessungen seitlich des Pfahlkopfes vorhanden sind oder der Beton durch entsprechende Bewehrung am seitlichen Ausweichen gehindert wird.

Die vorstehend beschriebenen Laboratoriumsversuche und die daraus gezogenen Folgerungen decken sich bis zu einem gewissen Grad mit den Ausführungen, die G e h l e r : Bauingenieur 3 (1922), S. 421 u. 456, über die Beanspruchung von Betonfundamenten veröffentlicht hat. Bei der von ihm mit „Schwellendruck“ bezeichneten Beanspruchung kommt er auf den 5,22fachen, bei dem „Pfeilerdruck“ sogar auf den 17,7fachen Wert der Betonfestigkeit.

Um festzustellen, ob die Laboratoriumsversuche sich mit den Verhältnissen auf der Baustelle decken, wurden auch noch Versuche durchgeführt, bei denen als Stempel Pfahlabschnitte in natürlicher Größe, in diesem Fall von einem LP 2, verwandt wurden. Die Versuchsanordnung zeigt Abb. 5.

Um den Pfahl war eine Spiralbewehrung aus Rundstahl gelegt. Beim ersten Versuch aus Rundstahl  $\phi$  8, beim zweiten aus Rundstahl  $\phi$  16, in beiden Fällen mit Ganghöhe von 5 cm.

Beim ersten Versuch trat die Zerstörung durch Zersprengen des Betons ein unter einer Last von 312 t. Die Betondruckfestigkeit betrug 317 kg/cm<sup>2</sup>, der Schneidendruck also  $312\ 000 : 158 = 1975$  kg/cm<sup>2</sup>, was der 6,2fachen Betondruckfestigkeit entspricht. Beim 2. Versuch zeigte sich ein feiner Riß unter der Last von 306 t. Gleichzeitig beulte der Pfahl aus. Seine Stauchgrenze war also erreicht. Es zeigt sich also auch hier, daß, falls der Beton seitlich nicht ausweichen kann, die Zerstörung erst bei dem 6fachen Wert der Betondruckfestigkeit eintritt bzw. die Stauchfestigkeit des Pfahles vorher überschritten wird.

Diese beiden Einzelversuche lassen natürlich keine Verallgemeinerung zu. Erst weitere Großversuchsreihen werden zu einwandfreien Schlüssen führen können. Die beiden vorgenannten Einzelversuche leiden vor allen Dingen daran, daß der Beton seitlich des Pfahles bei einer Pfahlbreite von 314 mm und einer Breite des Betonklotzes von 530 mm 108 mm stark ist. Die Versuchskörper ließen sich aber nicht breiter herstellen, weil die zur Verfügung stehende Presse dies nicht zuließ. Immerhin haben diese beiden aus vorstehendem Grund ungünstig gelagerten Einzelversuche gezeigt, daß der Beton erst bei einer wesentlich höheren Belastung zerstört wurde als der Betondruckfestigkeit entspricht.

Weitere Versuche werden klären müssen, welchen Einfluß die Bewehrungsart, die Betondruckfestigkeit und der Abstand des Pfahles von der Außenkante des umschließenden Betonkörpers auf die Schneidendruckfestigkeit haben. Schon jetzt wird man aber sagen können (s. auch den Aufsatz von G e h l e r), daß sie wesentlich über der Betondruckfestigkeit liegen wird. Sollte sie sich zu dem etwa 6fachen Wert ergeben, würde z. B. für einen LP 2 bedeuten, daß er bei einer Betondruckfestigkeit von 250 kg/cm<sup>2</sup> allein durch den Schneidendruck  $250$  kg/cm<sup>2</sup>  $\times$   $158$  cm<sup>2</sup>  $\times$   $6 = 237\ 000$  kg aufnehmen könnte, bei 3facher Sicherheit, wie sie bei Gründungsarbeiten wohl üblich ist, also 79 t.

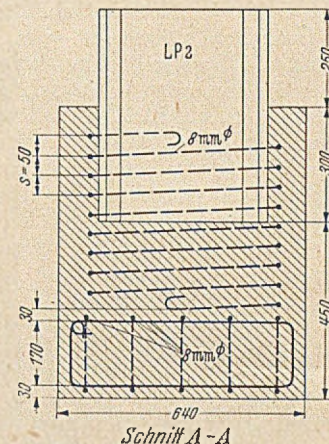


Abb. 4.

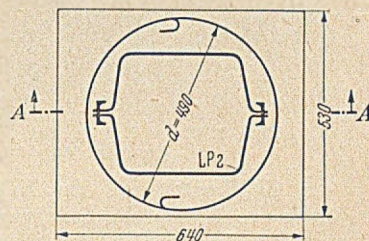


Abb. 5.

Da einem Pfahl LP 2 mit Rücksicht auf die übrigen Standsicherheitsfaktoren (Widerstand im Boden, Ausknickung) höchstens wohl 80 t zugemutet werden können, würde also allein der Schneidendruck genügen, um die Last auf den Pfahl zu übertragen. Die Lastübertragung durch Reibung wäre eine zusätzliche Sicherheit. Das Einbringen einer Spiralbewehrung ist billiger, leichter und vor allem sicherer als dasjenige von angeschweißten Profilen. Das Anschweißen muß auf der Baustelle durch mehr oder weniger gut ausgebildete Schweißer ausgeführt und z. T. über Kopf vorgenommen werden. Eine einwandfreie Schweißung ist nicht immer gewährleistet.

Bestätigen also weitere Versuche, daß bei Anordnung einer geeigneten Spiralbewehrung die Schneidendruckfestigkeit auf mindestens den 6fachen Wert der Betondruckfestigkeit ansteigt, dürfte eine derartige Bewehrung der Anordnung von angeschweißten Profilen und dergl. vorzuziehen sein.

## Die Wiederherstellung des Sartorikais im Hafen Kiel.

Von Städt. Baurat Erwin Dorow, Kiel.

Der Sartorikai ist die nördlichste Kaianlage im Kieler Innenhafen. Er wurde vor gut 40 Jahren gebaut. Der schlechte Baugrund machte ein Grundwerk erforderlich, für das ein Pfahlrost aus 18 m langen hölzernen Ramm-pfählen mit hintenstehender Holzspundwand gewählt wurde. Der Pfahlrost ist in Höhe des Mittelwasserspiegels mit 10 cm starken Bohlen abgedeckt worden. Als wasserseitiger oberer Abschluß ist auf den Pfahlrost eine für die heutigen Verhältnisse schwache Kaimauer aus Beton mit Klinkerverblendung aufgesetzt worden.

Diese etwa 190 m lange Kaistrecke war für eine Wassertiefe von 6 m ausgelegt. Erst während des letzten Weltkrieges wurde ein 1,5 t Vollportalkran mit einer Kran-

bahn von 30 m Länge auf den südlichen Teil der Kaianlage gesetzt. Am Kai standen zunächst einige alte Speicher, die nach dem ersten Weltkrieg durch einen wertvollen größeren Speicher ergänzt wurden. Zwischen Kai und Speicher lagen zwei Ladegleise. Im wesentlichen diente der Kai für den Stückgutumschlag, war jedoch in seinem nördlichen Teil stark in Anspruch genommen durch die Kutterfischerei. In unmittelbarer Nähe lag die alte Fischhalle, in der die Fischerlandungen der Kieler und Fördefischer umgesetzt wurden.

Der während des letzten Krieges über Kiel niedergegangene Bombenkrieg hat die Kaianlagen des Handelshafens stark mitgenommen. Insbesondere hatte auch der

Sartorikai schwere Schäden aufzuweisen. Die auf den Pfahlrost aufgesetzte Kaimauer war in ihrem südlichen Teil weitgehend zerstört worden. Die unmittelbar vor der Kaimauer in den Hafen gefallen zahlreichen Bomben haben aber auch den Pfahlrost in Mitleidenschaft gezogen. Infolge der ungünstigen Untergrundverhältnisse ist durch die Detonationen im Wasser der Pfahlrost ins Schwimmen gekommen, was wohl dadurch begünstigt wurde, daß diese Pfahlrostkonstruktion mit hinten stehender Holzspundwand in sich nicht steif genug war. Bei Kaimauern auf Pfahlrost mit vorne stehender Spundwand, bei der der Pfahlrost bockartig gesetzt und dadurch steif genug war, ist jedenfalls trotz der auch dort niedergegangenen Bomben bei etwa gleichen Untergrundverhältnissen ein solches Verschieben des Pfahlrostes, wie es gerade hier der Fall war, nicht beobachtet werden. Teile

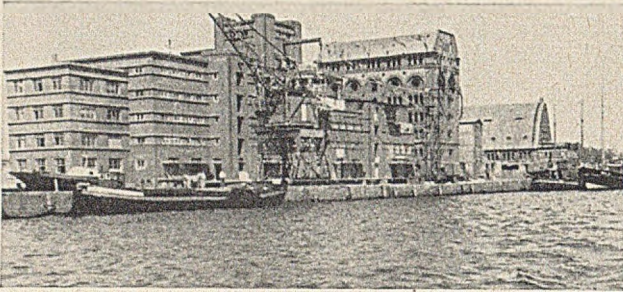


Abb. 1. Mittlerer Teil des Sartorikais vor der Instandsetzung, Versackungen deutlich erkennbar.

des Pfahlrostes und der Kaimauer sind bis zu 80 cm nach der Wasserseite herausgedrückt worden. Einige Abschnitte, insbesondere im Süden und im Norden, wiesen Versackungen bis zu 1 m Tiefe auf, während etwa in der Mitte des Kais der Pfahlrost sich sogar um einige Zentimeter gehoben hatte. Diese Verschiebungen und Versackungen des Pfahlrostes hatten zur Folge, daß auch die Ladegleise zwischen Kai und Speichern und die Ladestraße teilweise sehr stark absackten. Die am Kai errichteten Speicher und Lagergebäude wurden während des Krieges ebenfalls stark beschädigt und zum großen Teil sogar restlos zerstört.

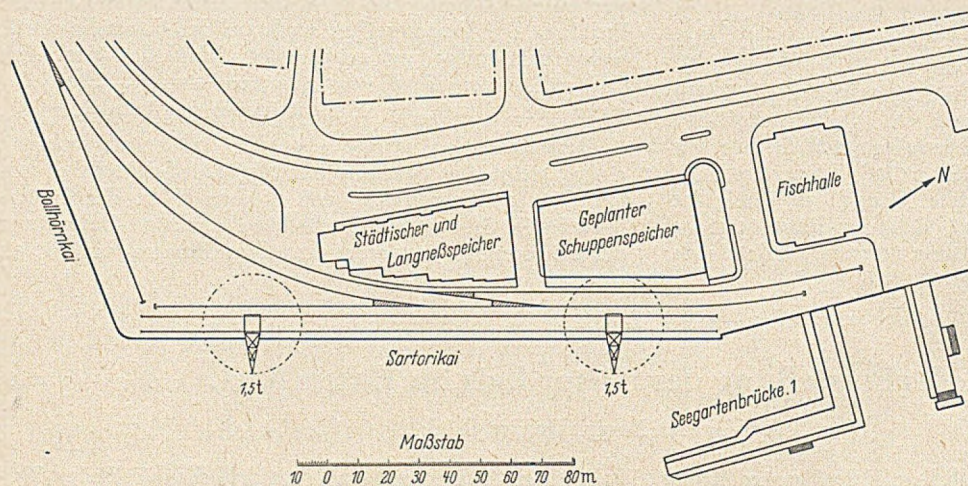


Abb. 2. Lageplan des Sartorikais nach der Instandsetzung der Kaianlage.

Die Notwendigkeit, die Kriegsschäden an der Kaimauer und an der Kaifläche zu beheben, stand außer Frage. Zu überlegen war, ob mit verhältnismäßig geringen Mitteln lediglich der alte Zustand wiederhergestellt werden sollte oder ob unter Aufwendung größerer Beträge eine grundsätzliche Überholung dieser Anlage zu vertreten war, bei der der Aufbau unter Verwendung der erhaltenen Substanz nach den Gesichtspunkten eines modernen Umschlagbetriebes erfolgen konnte. Da etwa gleichzeitig der Aufbau des neuen Kieler Seefischmarktes

erfolgte und damit die Fischanlandungen von dem nördlichen Teil des Sartorikais auf den neuen Seefischmarkt verlagert wurden und da außerdem durch die Zerstörung der veralteten Speicher- und Lagergebäude die Möglichkeit bestand, an dieser Stelle außer dem größten Teils erhaltenen nach dem ersten Weltkrieg gebauten Speicher einen weiteren größeren Schuppenspeicher am Kai anzulegen, war hier die Möglichkeit zur Konzentration des Stückgutumschlages gegeben. Diese Möglichkeit wurde weiter dadurch betont, daß an anderer Stelle des städtischen Innenhafens keinerlei Schuppen oder Speicher zur Verfügung stehen und wegen Platzmangels auch nicht errichtet werden können. Zu fordern war deshalb eine Vergrößerung der Wassertiefe auf 8 m, die Ausrüstung des gesamten Kais mit einer Kranbahn für zwei Vollportalkräne und die Verbesserung des Gleisanschlusses sowie der Ladestraße, um den Kai so herzurichten, daß er den Anforderungen des Stückgutverkehrs gewachsen ist. Den Zustand des Sartorikais nach seiner Instandsetzung zeigt der Lageplan Abb. 2.

Unter Berücksichtigung aller oben aufgeführten Gesichtspunkte wurde für die Instandsetzung eine Ausführung gewählt, wie sie in Abb. 3 im Querschnitt dargestellt ist. Durch die Rammung einer Stahlspundwand vor dem Pfahlrost und deren Verbindung mit der alten Konstruktion entstand ein Kastenfangedamm, der nun in sich stabil ist und trotz der schlechten Bodenverhältnisse geeignet sein wird, alle Beanspruchungen ohne weitere Setzungen und insbesondere ohne Verschiebungen nach der Wasserseite hin aufzunehmen. Aus der statischen Berechnung ergab sich, daß das Profil Larssen III neu ausreichte. Die Länge der Spundwand wurde so gewählt, daß sie mindestens 1 m in den festen Boden einbindet. An der südlichen Ecke des Kais, die s. Z. in das Wasser hinausgebaut worden und infolge der ungünstigen Bodenverhältnisse besonders stark abgesackt war, wurden die Bohlen 20 m lang gewählt. Mit der Besserung der Bodenverhältnisse nach Norden wurden die Längen für die Doppelbohlen abwechselnd auf 20 und 16 m, dann auf 18 und 16 m und im nördlichen Abschnitt auf 16 m festgelegt. Statisch erforderlich war demgegenüber eine Bohlenlänge von nur 13,50 m.

Angestrebt wurde eine möglichst lotrechte Stellung der Spundwand. Da jedoch die Pfähle des Pfahlrostes sehr schräg standen und da auf der anderen Seite die Entfernung zwischen der Spundwandvorderkante und der alten Kaimauer nicht zu groß werden durfte, mußte eine Neigung von etwa 10:1 in Kauf genommen werden. Diese Neigung ergab sich aus der am weitesten vorgerückten Pfahlspitze des Pfahlrostes und daraus, daß zwischen Kaimauer und Stahlspundwand auch an der Stelle, wo sie am weit-

testen nach der Wasserseite herausgedrückt worden war, noch der genügende Raum für die Rammführung der Stahlspundwand vorhanden sein mußte.

Die obere Verankerung der Stahlspundwand mußte die alte Betonmauer aufnehmen. Aus statischen Gründen war die Verankerung möglichst niedrig anzubringen, aus arbeitstechnischen Überlegungen wurde sie jedoch bei der Stahlspundwand auf etwa 50 cm über Mittelwasser gelegt. Verankert wurde jede Doppelbohle, so daß die Anker also im Abstand von 80 cm angebracht wurden.

Sie wurden 1 1/2" stark gewählt und in einer Länge von 3,80 m eingebaut. Dazu wurden zunächst von der Wasserseite her die entsprechenden Ankerlöcher in die Spundwand gebrannt und dann wurde mit einem 3,00 m langen Preßluftbohrgestänge der Beton durchbohrt, was ohne nennenswerte Schwierigkeiten vor sich ging. Nach dem Einziehen der Anker wurde die Betonmauer durch einen auf der ganzen Länge der Ufermauer hindurchgehenden Betonklotz verstärkt, da sie in ihrem alten Zustand zu schwach zur Aufnahme der Zugkräfte war. Nach dem Abbinden des Betonklotzes konnte durch Anziehen der Anker die Spundwand tadellos ausgerichtet werden. Im Anschluß daran wurde dann der Abdeckholm, der aus einem Breitflachstahl und zwei Winkelstählen besteht, auf die Spundwand aufgesetzt.

Zur weiteren Versteifung des Kastenfangedammes wurde der Hohlraum unter dem Bohlrost und zwischen alter Kaimauer und Stahlspundwand mit Seesand verfüllt. Schon bei anderen Gelegenheiten konnte festgestellt werden, daß Seesand sich als Füllmaterial sehr gut eignet und bei sachgemäßer Einspülung sich außerordentlich fest ablagert, so daß keine nachträglichen Sackungen eintreten. Eingbracht wurde er in den Zwischenraum zwischen Stahlspundwand und alter Kaimauer. Außerdem wurden hinter der Uferwandverstärkung längs des ganzen Bohlrostes Bohlen in einer Breite von rd. 80 cm aufgenommen. Von hier aus wurde dann ebenfalls der Seesand eingebracht und eingespült. Durch mehrere Stichproben konnte sich die Bauleitung von der exakten Verfüllung unter dem gesamten Bohlrost überzeugen.

Der Abstand zwischen Stahlspundwand und alter Kaimauer wurde durch eine Stahlbetonplatte von 63 cm Stärke überbrückt, die über der alten Kaimauer gleichzeitig die wasserseitige Kranbahn aufnimmt. Mit Rücksicht auf die Ausrüstung der Kaianlage mit Kantenpollern, die hinter der Spundwand besondere Fundamente haben, wurde die Spundwand nur so hoch geführt, daß nach Aufbringen des Abdeckholmes auf die Spundwand die 38 cm hohen Poller unmittelbar auf den Holm aufgesetzt werden können. Daher ist oberhalb des Abdeckholmes auf der ganzen Kailänge ein 38 cm starkes Betonband der Stahlbetonplatte sichtbar, das nur durch die in Abständen von 15,20 m angeordneten Poller unterbrochen ist. Die unter die Stahlspundwand greifenden 25 cm der 63 cm starken Stahlbetonplatte sollen ein Verschieben der Spundwand gegen die Platte durch äußere Einflüsse verhindern. Die in der alten Kaimauer vorhandenen Dehnungsfugen im Abstand von etwa 25 cm wurden selbstverständlich auch bei dieser Stahlbetonplatte und bei den Verstärkungen der Kaimauer für die Aufnahme des Ankerzuges beachtet. Die Vorderkante der Stahlbetonplatte wurde durch einen Kantenschutzwinkel geschützt.

Die landseitige Kranbahn wurde flach gegründet, da bei der Festlegung des Pfahlrostes durch die Stahlspundwand mit weiteren Sackungen nicht mehr zu rechnen ist. Ihr seitlicher Abstand von der wasserseitigen Kranbahn und ihre Höhenlage ergab sich aus den Maßen der vorhandenen Kranportale. Als Schienen für die Kranbahn wurden zwei verschiedene Profile verwendet, die vorhanden waren oder gebraucht gekauft werden konnten. Ein Teil der Strecke besteht aus Kranschiene Profil Nr. 3, während auf dem anderen Teil Eisenbahnschiene Profil Preußen 8 verwendet wurden. Die Schienen selbst sind auf Universaleisen von 280 mm Breite und 10 mm Stärke aufgeschweißt worden, die wiederum mit 7/8" starken Bolzen paarweise im Abstand von 80 cm mit dem Kranbahnfundament verbunden sind. An vorhandenen Kranbahnen mit verhältnismäßig kleinen Unterlagsplatten unter den Kranbahnschienen hat sich herausgestellt, daß bei regem Betrieb der Kräne der Beton unter den Unterlagsplatten infolge der hohen Beanspruchung langsam

zermalmt wird. Deshalb wurden hier die Kranbahnschienen auf durchgehenden Universalstählen angebracht.

Ein in der alten Kaimauer vorhandener Regenwasserlauf in Form eines Eiprofils 75/105 cm mußte auch durch die neue Stahlspundwand geführt werden. Die ankommende Regenwasserleitung wurde bis hinter die alte Holzspundwand aufgenommen. Hier wurde ein neuer Einsteigeschacht angeordnet. An Stelle des Betonrohres wurde die Leitung von Schacht bis Stahlspundwand durch ein Stahlrohr von 50 cm Durchmesser ersetzt, der besseren Einbaumöglichkeit in die Spundwand halber und um an Höhe zu sparen. Da die Sohle des Auslaufes auf 85 cm unter Mittelwasser lag und diese Höhe beibehalten werden mußte, wurde die Doppelbohle, in die der Auslauf einmündete, zunächst nicht voll ausgerammt. Sie wurde

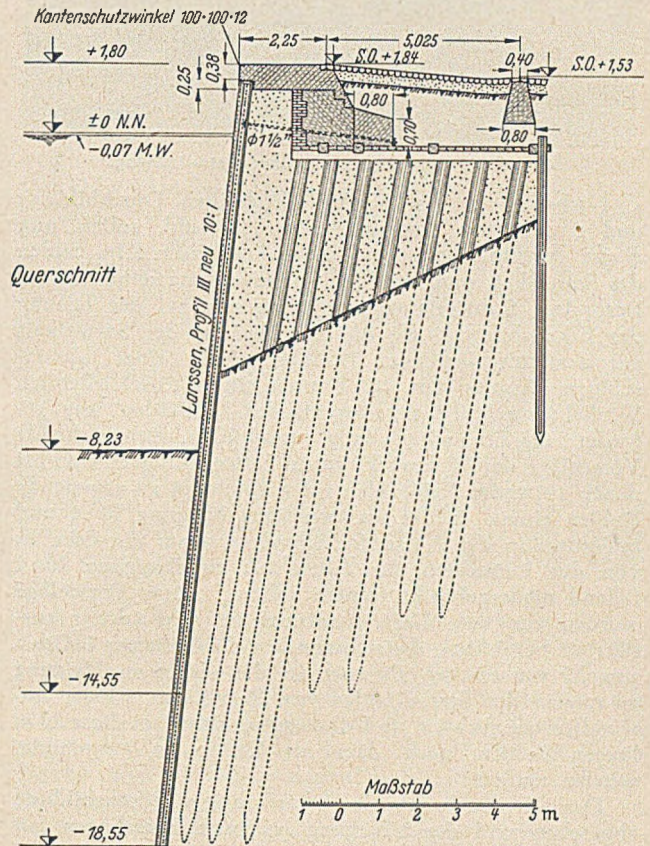


Abb. 3. Querschnitt des Sartorikais nach der Instandsetzung.

soweit über Mittelwasser gehalten, daß das Einbrennen der Öffnung für das Stahlrohr noch über Wasser durchgeführt werden konnte. Nach dem Einbrennen der Öffnung wurde ein Stahlrohrstützen mit Flansch von 60 cm Länge eingesetzt und mit der Bohle allseits verschweißt. Da die Steifigkeit der Doppelbohle durch das Einbrennen der Öffnung herabgesetzt war, wurden seitlich des Stützens an die Spundwand starke Blechstreifen von etwa 1 m Länge aufgeschweißt. Mit leichten Rammschlägen wurde dann die Doppelbohle bis auf die erforderliche Tiefe gebracht. Für den Einbau des Zwischenstückes zwischen Spundwand und Einsteigeschacht, das wasserseitig auch mit einem Flansch versehen war, wurde ein günstiger niedriger Wasserstand abgewartet. Zwischen die beiden Flanschen wurde eine Dichtungspackung eingesetzt. Vorher war der Bohlrost aufgeschnitten worden, damit das Stahlrohr Platz finden konnte. Bei der Länge des Rohres mußten für dieses Unterstützungen geschaffen werden, die aus starken Flacheisen bestanden und mit dem Bohlrost verbunden sind. Nach dem Einbau der Stahlrohrleitung wurde dann erst der Einsteigeschacht hochgezogen.

Da die Oberkante der Kaimauer verhältnismäßig niedrig liegt und bei Hochwasser die Gefahr besteht, daß die

Schiffe mit ihrem Schrammbord sich auf die Kaimauer aufsetzen und sie beschädigen, wurden vor die Stahlspundwand Reibepfähle geschlagen. Zum Schutze der Schiffe wäre es richtig gewesen, diese Pfähle bis auf 3 m über M.-W. hochzuziehen. Aus betrieblichen Gründen liegt ihre Oberkante jedoch ebenfalls auf Kaioberkante.

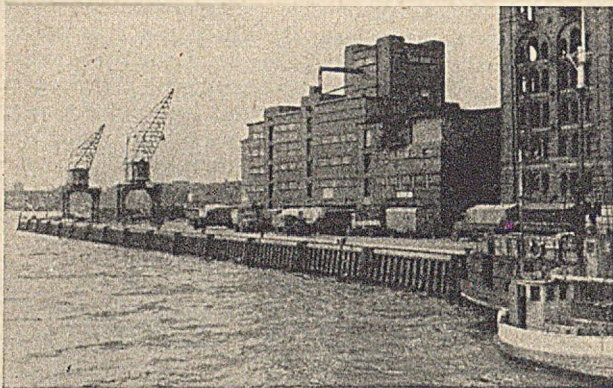


Abb. 4. Der Sartorikai nach seiner Instandsetzung.

Nachdem in den obigen Abschnitten Durchbildung und Bauvorgang beschrieben worden sind, sollen nun einige Ausführungen über die Eckausbildung im Süden des Sartorikais und über den Rammvorgang selber folgen. Besondere Schwierigkeiten ergaben sich bei der Lösung der Eckausbildung, wo die Spundwände des Sartorikais mit dem anschließenden Bollhörnkai in einer wasserseitigen Neigung von 10 : 1 unter einem einschließenden Winkel von  $110^\circ$  zusammentreffen. Zunächst war gefordert, die Ecke scharfkantig auszubilden. Entsprechende Vorschläge der Walzwerke sahen Konstruktionen vor, bei denen entweder Keilbohlen oder überlappt zu rammende Bohlen einmal in der wasserseitigen Neigung 10 : 1 und außerdem in der Achse der Spundwand auf die Ecke zu von der Lotrechten zur Achse bis zur Neigung 10 : 1 fallend niedergebracht werden sollten. Diese Vorschläge wurden von den Wasserbaufirmen als sehr schwer ausführbar bezeichnet, da insbesondere die Führung bei den sowohl wasserseitig als auch in der Achse in Neigung zu rammenden Spundbohlen von 20 m Länge schwer einwandfrei möglich ist, und das um so mehr, als diese 20 m langen Bohlen noch dazu als Keilbohlen ausgebildet werden mußten.

Deshalb wurde von der scharfkantigen Eckausbildung abgesehen und der Übergang in einem Kreisbogen mit

einem Radius von 5,65 m vorgenommen. Gegenüber der scharfkantigen Eckausbildung werden auch hier Keilbohlen erforderlich, sie sind aber nur in einer Neigung zu rammen. Die Länge des Kreisbogens wurde durch 17 einzelne Keilbohlen überwunden. Der Anlauf der Keilbohlen beträgt bei ihrer Länge von 20 m 14 cm, das bedeutet einen Anstieg von 40 cm auf 54 cm. Trotz des verhältnismäßig kleinen Radius von 5,65 m bei so langen Bohlen und trotz der Verwendung von Keilbohlen, die kreisförmig in einer Neigung von 10 : 1 zu schlagen waren, zeigten sich bei der Bauausführung keine besonderen Schwierigkeiten.

Für die Rammung des Kreisbogens war der besseren Führung halber eine Landramme vorzuhalten, während in der Geraden die Rammung mit einer Schwimmramme durchgeführt wurde.

Infolge der ungünstigen Bodenverhältnisse traten dann beim Rammen mit der Schwimmramme mehrfach Schwierigkeiten durch voreilende Bohlen auf, die aber im allgemeinen mit normalen Mitteln beseitigt werden konnten. An einigen Stellen halfen die üblichen Methoden gegen dieses Voreilen jedoch nicht.

Ein staffelweises Rammen der Spundwand war bei dem zur Verfügung stehenden Gerät insofern schwierig, als die Ramme die langen Spundbohlen leichter einfädeln konnte, wenn die vorhergehenden Spundbohlen auf die endgültige Tiefe gebracht waren. Deshalb wurde das staffelweise Rammen nicht angewendet und damit entfiel die Möglichkeit, das Voreilen durch festgelegte Richtbohlen zu beseitigen. Wenn daher die sonst üblichen Methoden gegen das Voreilen nicht halfen, wurden unter Auslassung je einer Doppelbohle einzelne Doppelbohlen heruntergebracht, auf die die Neigung durch das Voreilen bis zur Lotrechten verteilt wurde. Die durch die vorausgesetzte Bohle entstandene Lücke wurde sogleich geschlossen. Selbst bei stärkster Voreilung wurde mit 8 Doppelbohlen die Lotrechte wieder erreicht.

Entwurf und Bauleitung für die Instandsetzung des Sartorikais lagen in der Hand des Tiefbauamtes Kiel. Die Arbeit wurde durch die Firma Steffen Sohst, Kiel, einwandfrei und termingerecht durchgeführt. Dabei muß betont werden, daß die bauausführende Firma langjährige Erfahrungen im Rammen hat und das Personal besonders der Ramme außerordentlich gut und zuverlässig arbeitet. In den 2 Jahren, die seit der Instandsetzung vergangen sind, hat sich die Anlage gut bewährt und haben sich keine Schäden gezeigt.

## Bau der West- und Südmole in Helgoland.

Von Baurat a. D. Friedrich Frank, Ulm.

### I. Allgemeines.

Der Außenhafen von Helgoland erhält Schutz gegen Stürme durch die West-, Ost- und Südmole. Aus Abb. 1 geht die Lage dieser Molen hervor. Die Westmole, welche bis Station 600 bereits vorhanden war, nimmt ihren Ausgang von der Südspitze Helgolands und verläuft in südlicher Richtung. Sie ist vor und während des ersten Weltkrieges gebaut worden. Die ersten 300 m der Mole stehen noch aus dem ersten Hafenbau aus dem Jahre 1909/10 [1]. Die Strecke von Station 300—600 ist in den Jahren 1921 bis 1923 gesprengt und 1928 bis 1930 wieder aufgebaut worden. Dieser Molenteil besteht aus Betonblöcken, die auf den Trümmern der alten Mole stehen. Damit er nicht durch Setzungen gestört werden kann, sind diese Trümmer beiderseits durch Stahlspundwände eingefaßt. Das Trümmerfeld ist oben mit Beton (bei Niedrigwasser) abgeglichen worden.

Die Wassertiefen gehen aus Abb. 1 hervor. Sie betragen bei Station 600, von wo aus der Molenabschnitt neu gebaut wurde, über den hier berichtet wird, etwa 3—4 m und erreichen eine größte Wassertiefe von etwa 10—11 m. Zwischen Station 900—1000 wird die Tiefe von 9—10 m erreicht. Dort befindet sich das Gebiet, in welchem die freien Wellen aus der See gegen den unterirdischen Felssockel anlaufen und zum ersten Male zum Branden kommen.

### II. Entwurfsgrundlagen.

1. **Untergrundverhältnisse.** Der Untergrund besteht aus Fels, welcher genügend tragfähig ist und folgenden geologischen Formationen angehört: von Station 0 bis etwa Station 800 Buntsandstein, von Station 800 bis etwa Station 900 mittlerer Muschelkalk, von Station 900 bis zum Molenkopf Kreide. Die Meeressohle verläuft

nicht gleichmäßig, es sind vielmehr ausgedehnte Höhenrücken bis zu 2,50 m Höhe vorhanden.

2. **Strömungsverhältnisse.** Die Gezeitenströmung verläuft bei Flut aus Richtung Nordwest nach Südost und bei Ebbe umgekehrt. Sie teilt sich bei Helgoland in 3 Teile: in einen Stromstrich westlich von Helgoland, in einen Zweigstrom zwischen Helgoland und Düne und in den Stromstrich östlich der Düne. Der westliche Teil des Stromes lief früher über die Klippen südlich der Südspitze und vereinigte sich dann mit dem Strom, der durch die Reede kam. Jetzt wird der Strom durch die

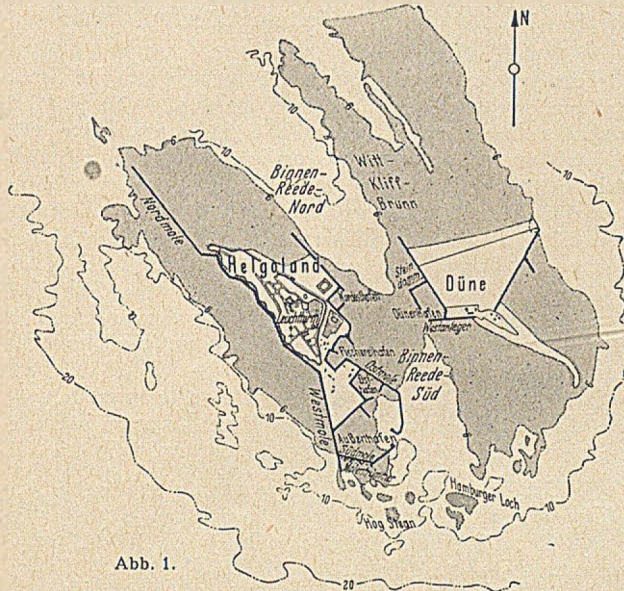


Abb. 1.

bereits bestehende Mole bzw. die Molentrümmer abgelenkt und läuft mit erheblicher Geschwindigkeit an diesen entlang. Mit dem Vorbau der Mole wird auch die Strömung größer werden.

3. **Seegang und Wellen.** Die heftigsten Stürme kommen aus südwestlicher bis nordwestlicher Richtung. Die dabei erzeugten Wellen werden durch den unterirdischen Felssockel bei der 9 bis 10-m-Linie zum Branden gebracht. Nachdem die Wellen beim Branden einen Teil ihrer Energie verzehrt haben, bilden sich auf der Brandungsterrasse neue entsprechend kleinere Wellen, welche unter Umständen zum zweiten Mal zum Branden kommen. Ohne Rücksicht auf Windrichtung laufen die neuen Wellen immer gleichlaufend zur Brandungsterrasse, und wenn sie auch nicht immer bei dem ansteigenden Grund zum direkten Branden kommen, so verzerren und überhöhen sie sich doch derart, daß an der Sohle noch heftige Bewegungen auftreten. Die Stürme aus südlicher bis östlicher Richtung erreichen im allgemeinen nicht die Heftigkeit derjenigen aus südwestlicher bis nordwestlicher Richtung. Da die Streichfläche des Windes von der Küste bis zur Insel verhältnismäßig kurz ist, sind auch die Wellen nicht besonders groß. Dementsprechend hat vor allem die Westmole die heftigsten Angriffe aus dem Seegang bei Stürmen aus Südwest- bis Nordwestrichtung herführend aufzunehmen.

Als Unterlagen zur Berechnung der Molen-Abmessungen standen die im Jahre 1911 durch Stereophotogrammetrie in Helgoland ausgeführten Wellenmessungen zur Verfügung (Jb. Hafenbautechn. Ges. Bd. 3). Auf Grund dieser Aufnahmen wurde eine größte Welle von 180 m Länge und 6 m Höhe bei einem Wasserstand von + 4,70 m H.P. festgelegt. Die größte beobachtete Höhe betrug 9,0 m. Die gemittelte Höhe aus sämtlichen Aufnahmen beträgt 4,0 m bei einer Wellenlänge von 123 m. Die bereits erwähnte größte beobachtete Wellenhöhe von etwa 9,0 m ergibt sich durch die Untergrundverhältnisse.

Wie bereits berichtet, lagert Helgoland ein untermeerischer Sockel vor. Durch diese Ansteigung des Untergrundes tritt eine allmähliche Erhöhung der Wellen ein. Wird die Überhöhung zu groß, so kommt die Welle zum Branden. Dies tritt dann ein, wenn die Wassertiefe annähernd die 1,6-fache Wellenhöhe erreicht hat.

4. **Berechnungsverfahren.** Ein gesetzmäßiger Zusammenhang zwischen Wellenlänge und Wellenhöhe kann nicht festgestellt werden. Das Verhältnis von Wellenlänge zu Wellenhöhe liegt bei den gemessenen Wellen zwischen 10 und 40. Zum Errechnen der Belastung einer lotrechten Molenwand gibt es verschiedene Verfahren, von denen das auch von Schulze: Seehafenbau, Bd. II, empfohlene, von Sainflou bei den Entwurfsarbeiten verwendet wurde.

Vergleichsberechnungen an ausgeführten Bauvorhaben bestätigten die Brauchbarkeit der Sainflou-Formel. Nicht erfassbar sind damit die Fälle, wo die Welle infolge ansteigender Sohle, besonderer Hindernisse oder starker Windwirkung überhöht, verschoben oder gebrandet ist. Besonders im Falle der Brandung konzentriert sich die Bewegungsenergie auf die Wasseroberfläche. Es treten dort sehr hohe Beanspruchungen der Molenwand auf, wie sie im Grenzfall durch die Berechnung des Wasserschlages nach Bilfinger erfaßt werden. Die Beanspruchung bleibt auch in Molenlänge eine örtliche, da bei den vorliegenden Verhältnissen die Welle nie in ganzer Länge gleichzeitig auf die Mole auftrifft. Der Wasserschlag gefährdet daher die Standsicherheit nicht, zumal hier auch die Massenträgheit der Mole ausschlaggebend zur Geltung kommt. Es ist jedoch zu beachten, daß bei der Sturmflut im Januar 1916 ein Stück des oberen Teils der Westmole (Brüstung) durch die Wucht der brandenden Wellen abgebrochen ist. Über die sonstige Druckverteilung unter der Brandungswelle sind keine sicheren Angaben zu erhalten. Es besteht jedoch Übereinstimmung darin, daß die Drücke nach der Tiefe zu rascher abnehmen als bei der ungestörten Welle.

5. **Erfahrungen bei neueren Molenbauten.** Bei der Entwurfsbearbeitung mußten die Erfahrungen beim ersten Hafenaufbau berücksichtigt werden vgl. [1]. Es hatte sich gezeigt, daß die Steinschüttungen, mit denen die tieferen Stellen ausgefüllt waren, offenbar nicht genügend Druck von den über ihnen lastenden Molen hatten, denn sie sind von den Wellen unter den Kästen herausgeholt worden.

Es hat sich auch bei Molen im Ausland, die in sehr tiefem Wasser in gemischter Bauweise, d. h. Unterbau aus Steinschüttung, Oberbau aus einer senkrechten Mole, gegründet waren, gezeigt, daß die Sicherung der Oberfläche dieses Steindammes sehr wichtig ist. Die Oberkante dieses Steindammes soll etwa 12–15 m unter der Wasseroberfläche liegen. In nicht ausreichender Tiefe ist öfter schon die Ursache von Moleneinstürzen zu erblicken gewesen. Auf dem XVI. Internationalen Schifffahrtkongreß wurde als Mindesttiefe die 1,5fache Wellenhöhe vorgeschlagen. Der Unterbau ist durch schwere Blöcke zu sichern. Nach dem Bericht von M. Benezit in Annales des Ponts et Chaussee (1923) wurde in St. Nazaire eine lotrechte Mole im Druckluftverfahren aus Granit gegründet, was sich gut bewährt haben soll. Ähnlich wurde auch in La Pallice vorgegangen. Auch in Dieppe wurde eine Mole im Druckluftverfahren gegründet, wobei sogar toniger Untergrund durchfahren wurde, welcher auch auf der Seeseite später nicht angegriffen wurde. (Die Wellen kommen dort allerdings nicht bereits brandend an wie auf dem Molengebiet auf der Helgoländer Brandungsterrasse.) Der alte Wellenbrecher La Tyne, welcher aus Blöcken auf einer Steinschüttung gegründet war, wurde zerstört, während der neue, als monolithisches Bauwerk auf einer widerstandsfähigen Tonsohle aufgesetzt, gehalten hat.

Nach Benzit wurden beim Bau von Molen im Ausland mit Senkkästen, welche nach dem Einschwimmen und Fluten ausbetoniert wurden, z. T. schlechte Erfahrungen gemacht, weil der Füllbeton an den Wänden nicht einwandfrei anbindet und dadurch sowie durch Haarrisse Zerstörungen eintreten können. Ähnliche Schwierigkeiten traten auch bei der Verwendung von Zellenblöcken, wie sie in Genua und Neapel verwendet wurden, auf. Dagegen wurden auch im Ausland mit der Verwendung von großen massiven Blöcken, die, um ein Zusammenwirken der gesamten Mole sicherzustellen, entsprechend verzahnt sind, gute Erfahrungen gemacht.

III. Entwurf.

1. Linienführung. In vieler Hinsicht war man bei der Linienführung, die aus Abb. 1 hervorgeht, an die früheren Molen, die z. T. ja wieder hergestellt werden sollten, gebunden [1].

2. Westmole. Während die Ostmole mit den geringeren Angriffen von einem geramten Gerüst auf 10-t-Blöcken gebaut (Abb. 2) ist, wurde die Westmole auf Grund der Erfahrungen versuchsweise aus möglichst großen Betonblöcken gebaut. Bei dem verhältnismäßig großen Bauwerk lohnten sich die Kosten der Beschaffung der erforderlichen Kräne. Die Westmole erhielt die in dem Querschnitt Abb. 3 ersichtlichen Abmessungen.

Die Molenbreite beträgt 10 m, die Höhe der Mole wurde auf + 5,25 m H.P. festgelegt. Sie liegt etwa 0,50 m höher als der höchst beobachtete Wasserstand. Um das

Überlaufen von Wellen möglichst zu vermeiden, wurde eine 3,50 m hohe Brüstung angeordnet. In der Mole wurde ein 2,60 · 2,00 m großer Kanal für die Aufnahme von Kabeln und Versorgungsleitungen vorgesehen. Bei der Ausgestaltung der Oberfläche wurde Wert darauf gelegt, das auch noch über die Brüstung überschlagende

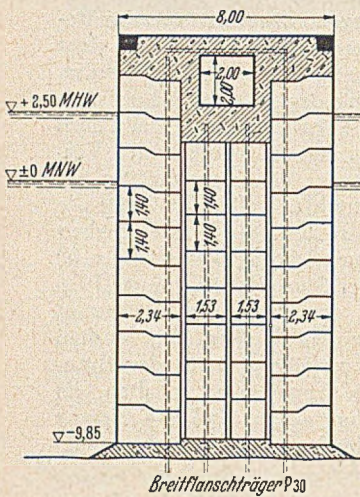


Abb. 2.

Molenbreite einen durchgehenden Block zu wählen. Dementsprechend ergaben sich die übrigen Abmessungen der Blöcke, deren Form in Abb. 3 dargestellt ist. Durch die Verzahnungen soll der einzelne Block nach seinem Einbau auch bei starkem Seegang unverrückbar liegen bleiben. Die schlanke Form bzw. der kleine Querschnitt des Blockes bietet dem Seeangriff eine verhältnismäßig kleine Angriffsfläche, die Gefahr, daß einzelne Blöcke während des Baues bewegt werden, wird dadurch weiter vermindert. Die Blöcke wurden derart aufgehängt, daß die Hammerköpfe des Krangehänges in vier durchgehende Aussparungen eingeführt wurden. Diese legten sich, nachdem sie um 90° im Blockinnern gedreht wurden, auf miteinbetonierte Buchenholzklotze.

Für den gewählten Querschnitt ergibt sich bei einer größten vorkommenden Wassertiefe von -9,8 m H.P. und der bereits erwähnten Welle mit einer Höhe von  $h = 6,00$  m und einer Länge von  $l = 180,00$  m eine Standicherheit gegen Kippen von 1,04 und gegen Gleiten von 0,89 bei einem angenommenen Reibungskoeffizienten von 0,50. In geringeren Wassertiefen beträgt die Sicherheit gegen Kippen 1,69, gegen Gleiten 1,30. Beim Nachrechnen der alten Westmole ergab sich eine Sicherheit von 1,29 bzw. 1,21. Die Abmessungen der neuen Mole sind also ausreichend. Größere Wassertiefen kommen nur auf kürzere Strecken vor. Da die Wellen fast nie auf die ganze Länge der Mole gleichzeitig angreifen, ist bei den kleinen Abschnitten im tiefen Wasser die verhältnismäßig kleine Sicherheit nicht wesentlich.

3. Südmole. Die Südmole wurde später im Anschluß an die Westmole unter Ausnutzung der vorhandenen Baustelleneinrichtung ebenfalls aus 100-t-Blöcken gebaut. Vgl. Abb. 4 und 5.

4. Gründung. Bei der Gründung wurde angestrebt, zwischen dem felsigen Untergrund und dem Beton der Blöcke möglichst keinen Schotter zum Ausgleich zu verwenden, welcher u. U. wieder ausgespült werden kann. Nach mancherlei Überlegungen wurde folgendes Verfahren vorgeschlagen: Der Grundblock erhält außer den üblichen Aussparungen auf seiner Unterseite eine trichterförmige Vertiefung, wird also gewissermaßen als kleiner Senkkasten ausgebildet. Zu der Spitze dieser trichterförmigen Vertiefung führt durch den Block hindurch eine besondere kreisförmige Aussparung. Nachdem vorher Sandreste, Trümmer und Tang von der Meeressohle beseitigt worden sind, wird der Grundblock

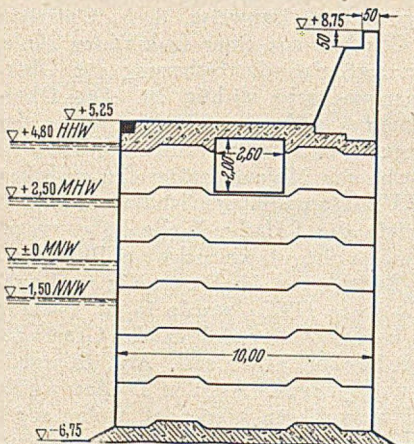


Abb. 3.

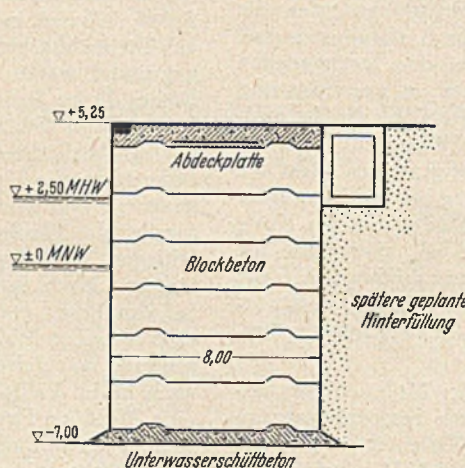


Abb. 4.

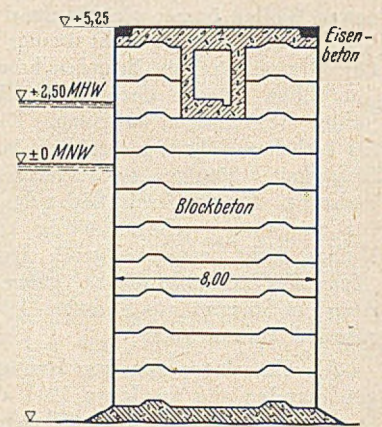
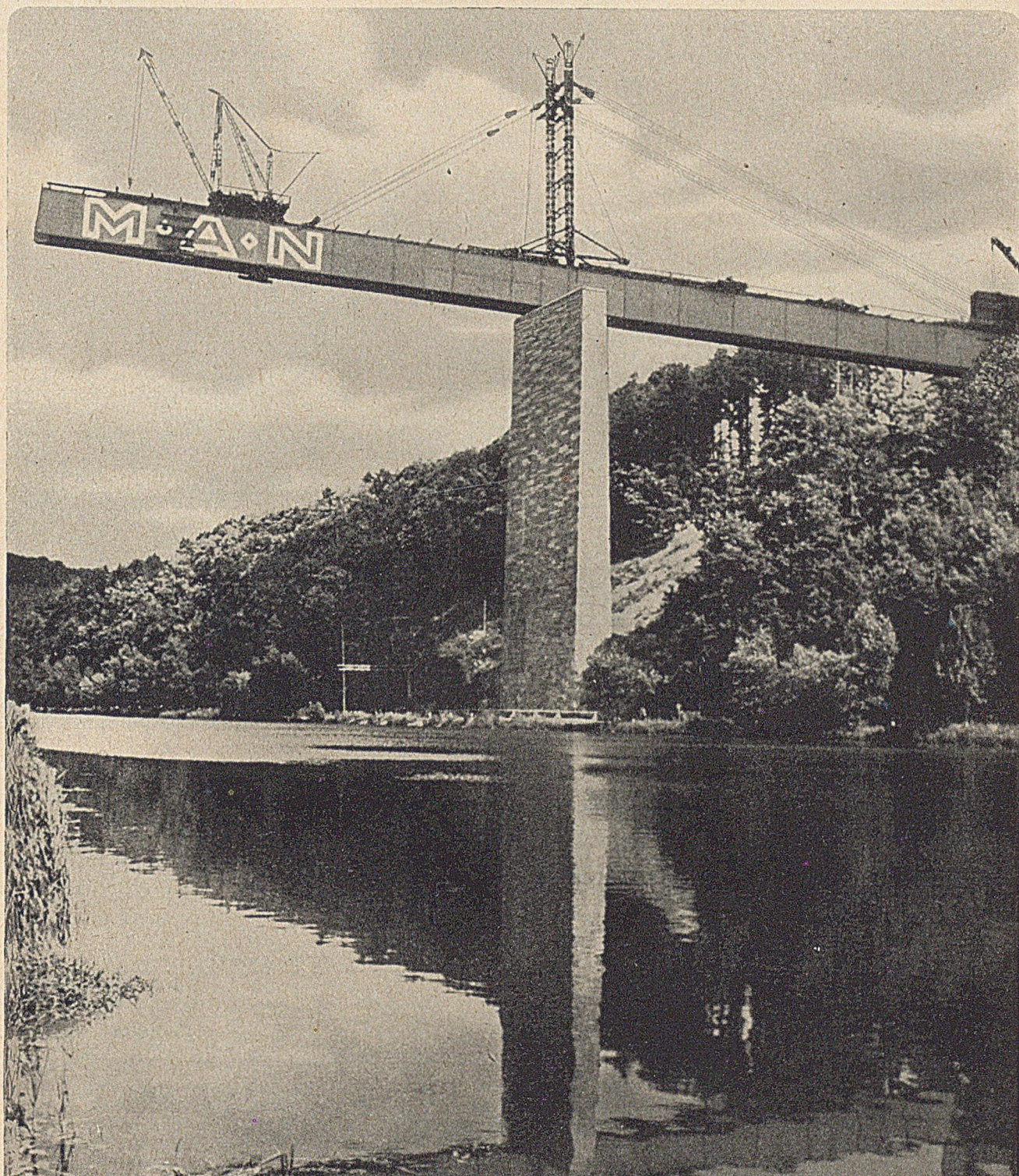


Abb. 5.

Spritzwasser schnellstens abzuführen. Das Gewicht der Blöcke wurde auf 100 t festgelegt. Zum Versetzen dieser Blöcke wurde ein Hammerdrehkran mit einer Spurweite von 6,00 m benötigt. Um das Blockversetzen möglichst zu vereinfachen, wurde Wert darauf gelegt, auf die ganze

vom Kran aufgenommen und in die richtige Lage unter Wasser gebracht. Durch die kreisrunde Aussparung im Block wird nunmehr ein Rohr mit Teleskop und einem oberen Trichter zum Ausbetonieren des Zwischenraumes zwischen Meeressohle und Block eingebracht. Sollte wider





# 100 JAHRE BRÜCKENBAU

NEUZEITLICHE BAUFORMEN · FORTSCHRITTLICHE BAUWEISEN  
MATERIALSPARENDE KONSTRUKTIONEN

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG A.G. WERK GUSTAVSBURG

# AUF BAUSTELLEN IMMER MEHR ANZUTREFFEN



BBC 16319

**BBC**

ist der **BBC**-Elektro-Diesel-Schweißwagen. Lassen Sie sich in einem unverbindlichen Angebot sagen, wie wirtschaftlich er arbeitet und welche technischen Vorteile der mit dem Diesel-Motor gekuppelte Schweißgenerator bietet

W. E. M. A.

**BROWN, BOVERI & CIE. AG., MANNHEIM**



**HUMBOLDT**

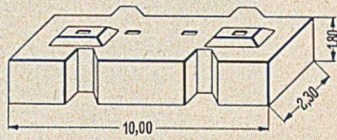
**AUFBEREITUNG** für Erz, Steinkohle, Braunkohle  
Zementfabriken · Eigene Versuchsanstalt

**STAHLBAU HUMBOLDT**

Eisenbahn- und Straßenbrücken  
Stahlskelette für Wohn- und Geschäftshäuser  
Stahlskelette für Industriebauten  
Behälter, Bunker, Silos, Walzwerkshallen,  
Schachthallen, Fördergerüste

**KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ AG · KÖLN**

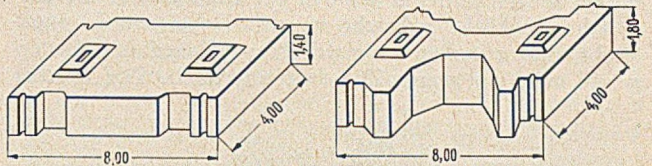
Erwarten die zur Verfügung stehende Druckhöhe des Betons nicht ausreichen, muß hinter dem Trichter auch noch eine Preßluftschleuse eingebaut werden, um den Beton mit zusätzlichem Druck einzupressen. Dabei ist zu beachten: Es wird nur selten möglich sein, daß der Block während dieser ganzen Arbeit im Krangelänge bleiben kann; vor allem müßte der Block dann auch noch hier zum Abbinden des eingepreßten Betons einige Zeit hängen bleiben können. In den meisten Fällen wird jedoch die dazu erforderliche Zeit nicht vorhanden sein. Dann muß der Block, nachdem er in seine endgültige Lage abgesenkt ist und hängt, abgestützt werden, damit der Kran wieder frei wird. Durch Taucher müssen als Zwischenlager bzw. Paßstücke entsprechend abgelängte kurze Eisenstücke eingebaut werden. Um das Auslaufen des Betons zu vermeiden, muß der Grundblock verschalt werden (Abb. 6).



delt, ausreichend bemessene Kranbahnfundamente zu fertigen.

2. Gründung der West- und der Südmole.

a) Westmole (Abb. 9). Die Hauptschwierigkeit lag in der Gründung des untersten Blockes (Grundblock).



Zu Abb. 3 bis 5.

Zunächst wurde der Untergrund mit Taucherhilfe gesäubert, wobei Druckwasser und Mammutpumpe angewandt wurden. Der Untergrund war durch das vorher erfolgte Aufräumen der alten Molentrümmer mit Schwimmlöffelbaggern sehr ungleichmäßig, was die Gründungsarbeiten anfänglich sehr erschwerte. Zwischen Hafen-

IV. Ausführung.

1. Die Betonblöcke. Für die Herstellung der 100-t-Betonblöcke wurde eine umfangreiche Betonaufbereitungsanlage mit besonders großen Kieslagern und Zementschuppen errichtet. Die Anordnung der Baustelleneinrichtung geht aus Abb. 7 hervor.

Die Westmolenblöcke wurden in Stahlschalungen hergestellt. Die Stahlschalungen haben sich grundsätzlich bewährt; sie korrodieren aber bei der salzhaltigen Luft Helgolands stark und kosten viel Unter-

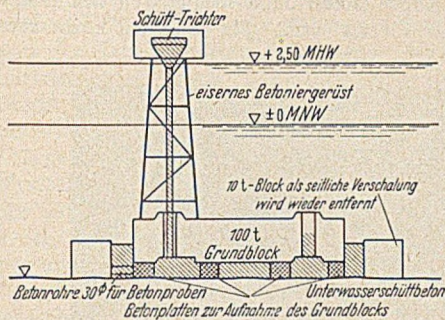


Abb. 6.

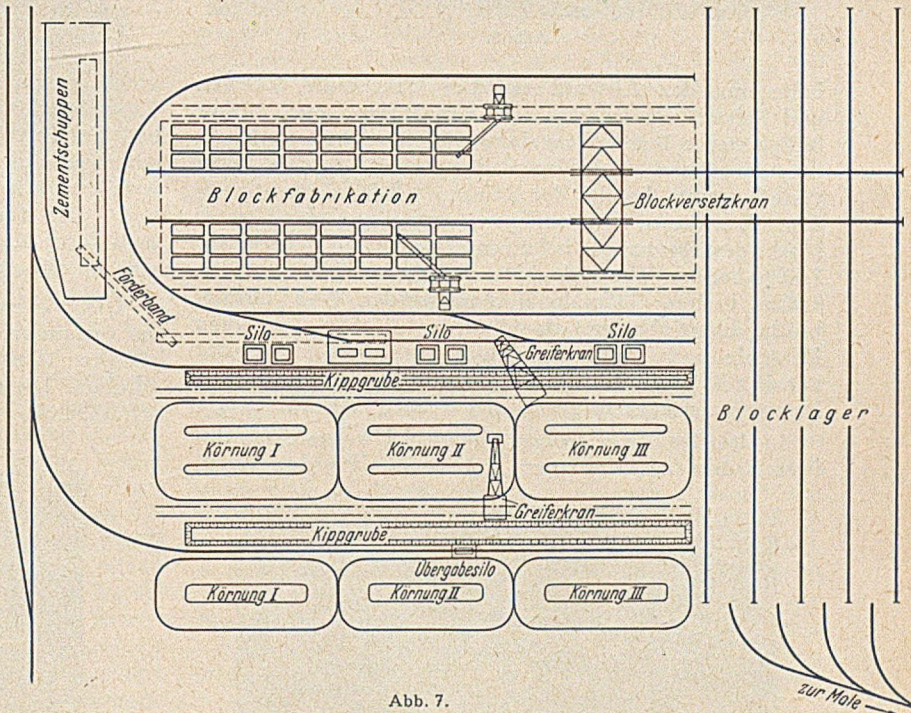


Abb. 7.

haltung durch Entrostung und Anstreicherarbeiten. Für die Südmolenblöcke wurden später hölzerne Schalungen verwendet, die sich auf der Baustelle mit Bauhandwerkern in wesentlich kürzerer Zeit herstellen ließen als die Lieferzeit für Stahlschalungen betragen hätten. Es hat sich gezeigt, daß die hölzernen Schalungen, wenn sie ingenieurmäßig konstruiert sind, fast ebenso gut halten und keine Unterhaltung erfordern. In jeder Schalung wurden 25 Blöcke hergestellt, ohne daß die Schalungen wesentliche Abnutzung zeigten.

Für den Transport der 100-t-Blöcke von der Blockfabrik zum Blocklager und vom Blocklager zum Abfuhrgeleis war ein besonderer, dieselelektrisch betriebener Bockkran beschafft worden (Abb. 8), dessen Raddrücke bei ungünstiger Belastung 45,5 t betragen. Als Kranschiene wurde Profil S 49 verwandt mit zum Teil in Schotter gelagerten 1,00 m langen Schwellen, zum Teil auf Stahlbetonlängsfundamenten. Erstere haben sich bei den hohen Raddrücken nicht bewährt und verhältnismäßig große Unterhaltungsarbeiten verursacht. Es ist in solchen Fällen besser, auch wenn es sich nur um Baustellenkräne han-

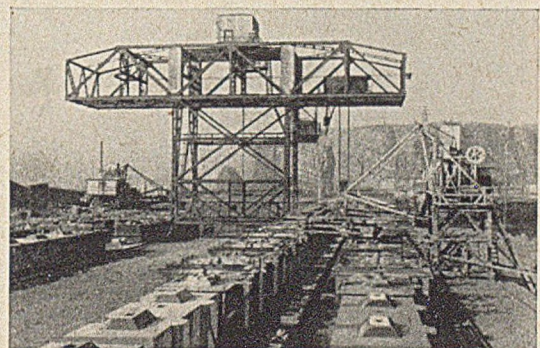


Abb. 8.

und Seeseite der 10 m breiten Mole waren oft Höhenunterschiede bis zu 2 m auszugleichen. Später wurde das Planum für den Molenbau durch Felseimerbagger abgeglichen, was sich außerordentlich bewährt hat und bei gutem Wetter sehr schnell voranging.

Auf dem gesäuberten Planum wurde mit dem Molenbaukran eine Lehre abgesetzt (Abb. 10). Diese Lehre bestand aus einem verwindungssteifen Rahmen aus Profilstahl, der die Form der Grundfläche des Blockes hat. In der Nähe der 4 Ecken dieses Rahmens war je eine Handwinde angebracht. Der Rahmen wurde einnivelliert, wobei mit Hilfe der 4 Winden der Rahmen auf die entsprechende Höhe gebracht wurde. Dabei wurde angestrebt, daß zwischen ausgerichtetem Rahmen und Untergrund möglichst wenig Zwischenraum blieb. Der Taucher

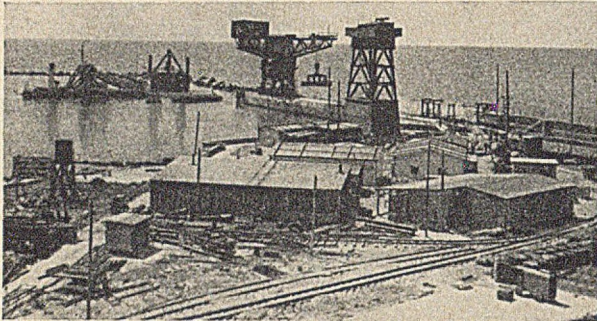


Abb. 9.

hatte nun den Abstand zwischen Unterkante, Rahmen und Felssohle zu messen und verschieden hohe, vorher fertiggestellte Betonklötze dazwischen einzupassen. Nachdem so etwa 6–8 Auflageplatten auf die richtige Höhe verteilt waren, konnte der Rahmen wieder entfernt werden. Auf diesen Hilfsauflagern wurde nun der Grundblock gewissermaßen behelfsmäßig abgesetzt. Bei den 2,30 m breiten Westmolenblöcken wurden 3–4, bei den 4,00 m breiten Südmolenblöcken wurden 2–3 Grundblöcke derart abgesetzt, dann wurden die Fugen zwischen Felssohle und Unterkante Block mit Sackbeton, später mit 10 t-Blöcken als Schalung, die 1–2 Tage nach dem Betonieren wieder aufgenommen wurden, abgedichtet.

In dem 2,0 · 2,6 m großen Kabelkanal wurde eine fahrbare Brücke aus IP-Trägern gebaut, die aus dem Kanal

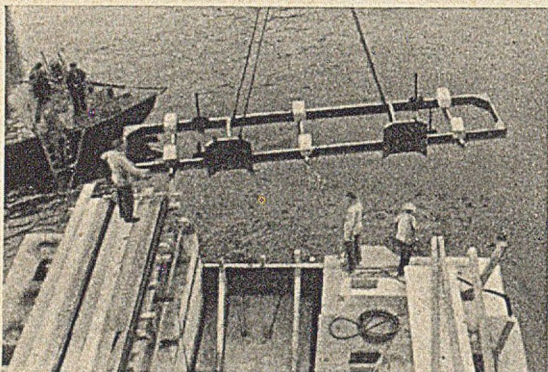


Abb. 10.

so herausgezogen werden konnte, daß sie über dem Wasser herausragte. Auf diese ausgefahrene Brücke (Abb. 11) wurde ein kleiner Blockkran gestellt, in den ein Betoniertrichter für Unterwasserbeton eingehängt wurde. An dem Trichter war ein langes, verhältnismäßig enges Rohr, das durch die durchgehenden Aussparungen für die Blockaufhängung des Grundblockes mit Taucherhilfe gesteckt wurde und bis auf den Grund reichte. Der Beton wurde in eisernen Kübeln nach der Molenbaustelle gefahren und mit Hilfe eines auskragenden Transportbandes (Abb. 12) in den Trichter gefördert. Um beim Beginn des Betonierens das Eindringen von Wasser zu vermeiden, wurde unten in das Rohr vorher ein Holzpfropf als Dichtung eingesteckt, welcher nach der ersten Rohrfüllung mit einer Eisenstange ausgestoßen wurde. Mit dem Bock-

kran auf der Brücke konnte der Trichter auf- und abbewegt werden, um den Betondurchfluß zu erreichen und um das Abreißen des Betonfadens zu verhindern. Dieses Verfahren war zunächst ziemlich umständlich und wenig leistungsfähig. Es zeigte sich aber, daß sich der Beton unter den Blöcken durch den hohen natürlichen Druck,

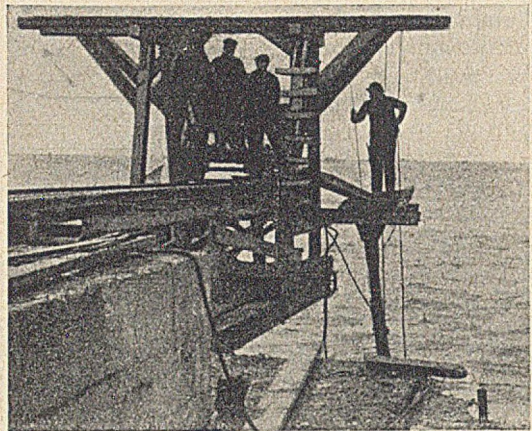


Abb. 11.

unter dem er eingebracht wurde, gut verteilt. An dem Rand der Blöcke konnte man feststellen, daß hinter einer bei Unterwasserbeton unvermeidlichen Schicht Zementschlempe nicht entmischter Beton war. Der Beton stieg jeweils auch in den anderen durchgehenden Aussparungen hoch. Die Taucher beobachteten dieses Aufsteigen laufend durch Messen, so daß eine gute Kontrolle vorhanden war, ob sich der Beton tatsächlich überall verteilt hat.

Um Näheres über diesen Beton zu erfahren, wurden an geeigneten Stellen von den Tauchern Zementrohre zwischen Unterkante, Grundblock und Felssohle geschoben. Diese Rohre liefen beim Einbringen des Unterwasserbetons mit diesem voll. Sie wurden nach etwa

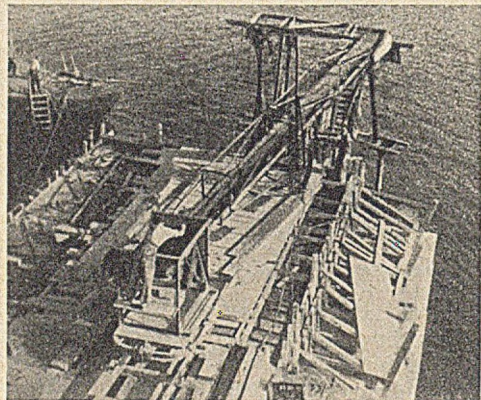


Abb. 12.

24 Stunden gelöst und weitere 28 Tage unter Wasser liegen gelassen. Dann wurden die Rohre auseinander geschlagen und aus dem Beton kleine Würfel gesägt, welche in der Baustoffprüfanstalt abgedrückt wurden. Es ergaben sich dabei Festigkeiten von i. M. etwa 200 kg/cm<sup>2</sup>. Der Beton machte einen dichten Eindruck; Wasserdichtheitsproben hatten günstige Ergebnisse. Bei diesem Unterwasserbeton kamen auf 1 m<sup>3</sup> fertigen Beton 330 kg Hochofenzement und 70 kg Traß. Mit Rücksicht auf das verhältnismäßig enge Rohr konnten nur Körnungen von 0–30 mm verwandt werden. Die Eigenschaften des Betons ließen erwarten, daß man mit dem Gründungsverfahren auf dem richtigen Wege war und auch bei dem Unterwasserbeton mit einer ausreichenden Lebensdauer gerechnet werden kann.

Nach Überwindung der Kinderkrankheiten des Verfahrens wurde im zweischichtigen Betrieb eine größte Monatsleistung von 63 m, nach Eintritt des Krieges im einschichtigen Betrieb von 30 m, erzielt. Insgesamt wurden im Jahre 1939 nach diesem Verfahren 235 m Mole gebaut (Abb. 13 u. 14).

b) Südmole. Unter Ausnutzung der beim Bau der Westmole gesammelten Erfahrungen wurde bei der Gründung der Südmole wie folgt verfahren: Der Grundblock wurde wie bisher gesetzt. Diese Arbeit ging jedoch schon wesentlich schneller, da sich alles eingespielt hatte. Das Abdichten der Fugen zwischen Unterkante, Grundblock und Felssohle wurde im wesentlichen mit 10 t-Blöcken

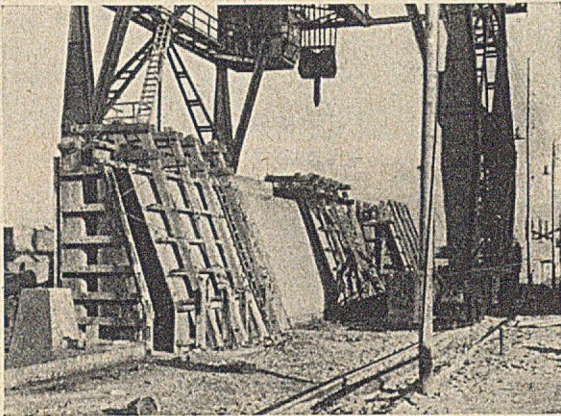


Abb. 13.

ausgeführt, welche immer wieder aufgenommen und wieder verwendet wurden, so daß nur ein Mindestmaß an Sackbeton benötigt wurde. Bereits beim Bau der Westmole hat es sich gezeigt, daß es nicht zweckmäßig ist, den Raum zwischen Fels und Block abzudichten, da sich der Beton dann nicht richtig verteilen kann und Hohlräume bleiben. Die Schalblöcke wurden daher etwas abgerückt und der Beton überlaufen gelassen. Bei geringen Höhenunterschieden wurde ohne Schalung der Beton eingebracht, der sich abböschte. Der Trichter zum Ausbetonieren des Hohlraumes unter dem Block erhielt ein Traggestell aus Stahlkonstruktion, das auf den Grundblock aufgesetzt wurde, so daß das in die Aussparung des Grundblocks eingeführte Rohrende in Höhe der Unterkante Grundblock lag. Um das Abreißen des Betonstromes und Eindringen von Wasser in die Rohrleitung zu verhindern, erhielt das untere Rohrende eine drehbare wasserdichte Klappe, die durch eine am oberen Rohrende angebrachte kleine Winde mit Drahtseil geöffnet und geschlossen werden konnte. Der obere Trichter wurde wesentlich vergrößert, so daß etwa 1,0 m<sup>3</sup> Beton aufgenommen werden konnten.

Zum Transport des Betons wurden „Linhoff“-Kübel eingesetzt, die gefedert gelagert sind; dadurch entmischt sich der Beton beim Transport kaum. Das Fassungsvermögen dieser Kübel beträgt 1 m<sup>3</sup> gegenüber 0,5 m<sup>3</sup> der früheren, es konnte also wesentlich mehr Beton gefahren werden. Um zu größeren Leistungen zu kommen, wurde der beim Vorbau benötigte Beton an Land in einer 1500 l-Betonmischmaschine und nicht mehr wie früher in einer 750 l-Betonmischmaschine hergestellt. Die Kübel wurden mit dem Molenkran aufgenommen und über den Trichter gehoben, sie konnten in den großen Trichterraum sofort entleert werden. Das Rohr im Trichter wurde bei geschlossener Klappe langsam mit Beton gefüllt, damit die Luft entweichen kann, dann wurde die Handwinde langsam losgelassen, daß sich die Klappe öffnete, der Beton unter hohem Druck auslief und sich unter dem Block verteilte. Der Beton wurde in dem Trichter nur soweit abgelassen, daß er immer noch beobachtet werden konnte, dann wurde die Klappe wieder geschlossen. Bei einiger

Vorsicht des Bedienungspersonals konnten bei diesem Verfahren Wassereinbrüche in das Betonrohr mit Sicherheit vermieden und in einer Stunde bis zu 12 m<sup>3</sup> Beton eingebracht werden. Der Beton wurde mit 7–8 % Wasser angemacht und hat sich überall gut verteilt. Von dem Aussehen und der Qualität des Unterwasserbetons konnte man sich durch größere Stücke, die ausgelassen waren und abgestemmt wurden, überzeugen. Der Beton zeigte ein einwandfreies Aussehen und war da, wo er mit dem Wasser in Berührung kam, nicht ausgespült.

Als größte Vorbauleistung wurde in einem Monat 112 m Mole erzielt. Dieses schnelle Bautempo konnte aber nicht immer gehalten werden, da das Aufräumen der Trümmer und das Baggern der Sohle, welche Arbeiten mehr vom Wetter als der eigentliche Molenbau abhängig waren, nicht schnell genug vorangingen. Vorübergehend konnte auch die Blockfabrik die Geschwindigkeit des Vorbaues nicht mitmachen, ohne daß nicht allzu frische Blöcke hätten versetzt werden müssen. Es hat sich beim Bau der Südmole ganz deutlich gezeigt, daß der Bau eines Kabelkanals in der Mole den Baufortschritt hemmt.

c) Abschließende Beurteilung über das neue Gründungsverfahren. Grundsätzlich hat sich dieses Gründungsverfahren als brauchbar erwiesen. Die Mole sitzt satt auf dem Unterwasserbeton und damit auf dem Fels auf. Bis zu einem gewissen Grade kann sogar angenommen werden, daß der Grundblock ohne Auftrieb ist und damit auch die Standsicherheit der Mole günstig beeinflusst wird. Die Kolkgefahr, wie sie bei anderen Molen, die auf Steinschüttung gegründet waren, oft sehr bedeutend war, ist weitgehend vermieden und die Reibung zwischen Mole und Felssohle denkbar groß. Die Unterwasserbetonproben haben günstige Ergebnisse gezeigt.

3. Südmolenkopf. Um die am Ende der Molen auftretenden besonders großen Kräfte aufnehmen zu können, wurde der Südmolenkopf auf 10 m verbreitert. Für seinen Unterbau wurden die von der stillgelegten Westmole noch vorhandenen 10 m langen 100 t-Blöcke bis auf etwa + 0,60 m H. P. verwendet. Um diesen Blöcken einen guten Halt zu geben, wurden in die vorhandenen Hohlräume der Ankerlöcher bis auf den Untergrund je 4 Rundstahl  $\varnothing 24$  als Dübel eingebaut und die Hohlräume, ähnlich wie die Grundblöcke, ausbetoniert. Es wurde das Verfahren angewendet, wie es bei dem weiteren Vorbau der Westmole in den größeren Wassertiefen ohnehin vorgesehen war. Über diese Blöcke wurde eine 0,80 m starke Stahlbetonplatte betoniert, in welche diese Dübel-

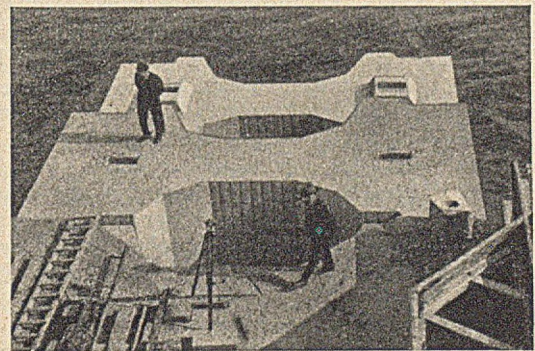


Abb. 14.

eisen einbetoniert wurden. Der obere Teil des Südmolenkopfes wurde örtlich betoniert und erhielt eine Verkleidung mit Werksteinen aus Granit. Dabei hat sich das Rütteln des hinter den Werksteinen eingebrachten Betons sehr bewährt. Der mit verhältnismäßig wenig Wasser angemachte Beton hat sich beim Rütteln gut mit dem Granit verbunden und ist in die Fugen einwandfrei eingedrungen. Um auf den Südmolenkopf bei schlechtem Wetter,

wenn über die Westmole Gischt kommt, auf dem Wasserwege gelangen zu können, wurde eine besondere Treppenanlage gebaut.

4. Unfälle. Die Arbeiten an der Westmole gingen 1940 und 1941 nur langsam voran, da nicht immer genügend Arbeitskräfte zur Verfügung standen. Die einzelnen Bauvorgänge wurden jedoch laufend, wie zum Teil schon beschrieben, verbessert und entsprechende Leistungssteigerungen erzielt.

Die Arbeiten wurden durch einige kleinere Unfälle behindert. Bei einem Sturm vom 26./27. 11. 39 mit einem Wasserstand von + 4,50 m H. P. wurden einige 37 t-Blöcke, die durch die Kabelkanaldecke noch nicht festgesetzt waren, ins Meer geworfen. Am 11. 8. 40 wurde ein 100 t-Block, welcher auf der Ebene der Brüstungsblöcke längs der Mole vorübergehend abgesetzt worden war, ins Wasser geworfen, während 37 t-Blöcke weiter vorne stehen blieben. Ein Kreideriff und die dadurch ausgelöste besonders stark brandende Welle waren die Ursache.

Bemerkenswert und für die geringe Leistung für diese Zeiten ausschlaggebend waren dann die im folgenden geschilderten Umstände: Wie bereits erwähnt wurde, besteht der Untergrund, auf welchem die Mole erbaut wurde, aus Fels, welcher den geologischen Formationen des Buntsandsteins und der Kreide angehört. Als Unterlage stand eine geologische Karte von Helgoland von

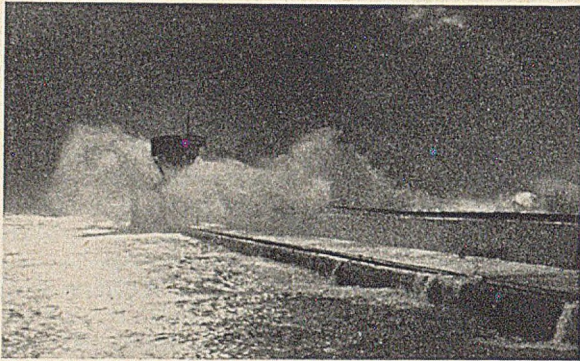


Abb. 15.

O. Pratie im Geologischen Führer von Helgoland (Slg. Göschen) zur Verfügung, wonach auf der ersten 800 m-Mole Buntsandstein und dann auf eine Strecke von etwa 100 m mittlerer Muschelkalk und bis zum Molenkopf Kreide anstehen. Beim weiteren Vorbau der Westmole 1940 wurde plötzlich ein dunkelgrauer, im feuchten Zustand fast schwarzer mergeliger Ton bzw. Schieferon vorgefunden. Dieser Ton war weich und wurde zunächst als Baggergut betrachtet, welches beim ersten Hafenbau in dieser Gegend verklappt wurde. Erst nachdem beim Wegbaggern dieser weichen Massen bis auf eine Tiefe, die derjenigen der Umgebung entsprach, festgestellt wurde, daß in den üblichen dort vorhandenen Tiefen kein Fels ansteht, hat man sich mit diesen neuen Verhältnissen näher beschäftigt. Der Untergrund war für die bisherige Gründung nicht geeignet. Um von vornherein möglichst sicherzugehen, wurden sofort Fachgeologen zu Rate gezogen. In einem Gutachten von Prof. W. Ernst, Hamburg, wird zum Ausdruck gebracht, daß es sich bei den angetroffenen Tonen um den sog. „Skit-Mergelton“ handelt, wie er an anderen Stellen des Helgoländer Klippengebietes schon angetroffen worden ist. Er hat eine Mächtigkeit bis zu 40 m. Die durchgeführten Untersuchungen ergaben ein völlig neues Bild der geologischen Verhältnisse.

Es wurde beschlossen, für das Molenstück auf der Länge des weichen Untergrundes ein Bett aus Schotter und Steinschüttung zu schaffen und darauf die Blöcke wie üblich zu gründen. Grundsätzlich gelang dieses Verfahren auch, wiewohl der Schotter wiederholt ausge-

spült wurde und auch beim Bau sich solche Setzungen zeigten, daß wiederholt die Blöcke wieder aufgenommen werden mußten. Um möglichst sicherzugehen, wurde auf der gefährdeten Strecke mit dem Werfen des ohnehin geplanten Blockwalles begonnen.

Durch alle dies wurde der Bau der Mole so verzögert, daß man bei dem sehr frühen Eintritt der Herbststürme noch nicht wieder den festen Untergrund erreicht hatte, auch war der Blockwall wegen des schlechten Wetters noch

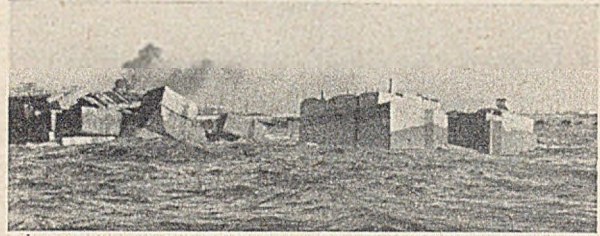


Abb. 16.

nicht fertiggestellt worden. In den Stürmen Ende Oktober, Anfang und Mitte November, welche gewöhnlich bei weitem nicht zu den schlimmsten gezählt werden dürfen, traten an der Molenbaustelle ganz erhebliche Störungen ein, welche lediglich auf den schlechten Untergrund zurückzuführen sind. Durch die Wellenangriffe auf die Mole und das Kolken des weichen Untergrundes hat sich die Mole mit ihrer aus Schotter und Schüttsteinen bestehenden Bettung in den Grund mit hafenseitiger Neigung eingepreßt. Hierbei spielte noch eine besondere Rolle, daß an der Unfallstelle durch die vorhandenen hohen Klippen eine starke Brandung stand (Abb. 15). Die Blöcke verschoben sich nach Osten, und zwar bei den verschiedenen Stürmen zusammen um insgesamt 2,60 m am dem Molende. Der gesamte Molenkörper setzte sich um etwa 1,40 m. Da die beiden letzten Blocksäulen bei dem damaligen Molenbaustand in ihrem westlichen Drittel wieder auf festem Kreidefels ruhten, während die östlichen zwei Drittel noch auf dem östlichen weichen Skitmergelton gegründet waren, haben sich diese Säulen geneigt und eine Schräglage mit 1,30 m Höhendifferenz angenommen.

Der zerstörte Molenteil (Abb. 16) wurde im Frühjahr 1941 durch einen hafenseitig geschütteten Blockwall aus 10 t-Blöcken geschützt, so daß die Kolkungen in der Sohle weitgehend vermieden wurden. Die zerstörten

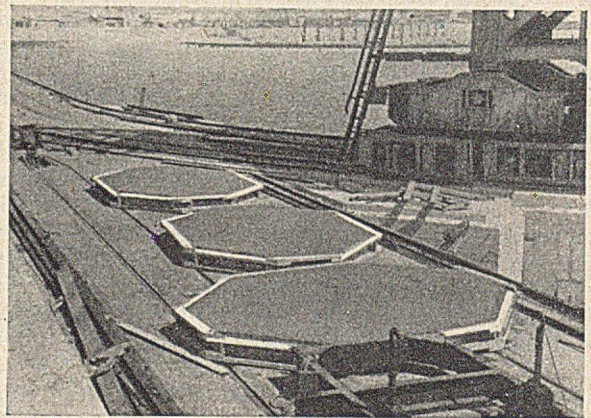


Abb. 17.

Blöcke wurden, soweit es möglich war, entfernt und im übrigen an Ort und Stelle durch Versetzen von 10 t-Blöcken und örtliches Betonieren die Mole wieder hergestellt. Besonders durch den seeseitigen Blockwall wurde die Unfallstelle derartig gesichert, daß außer geringen Setzungen, welche an den aufgetretenen Rissen beobachtet wurden, keinerlei Schäden mehr eingetreten

sind und der schwere Molenbaukran zum weiteren Vorbau über die Unfallstelle fahren konnte.

Über die Unfallstelle hinaus wurden dann noch 45 m Mole gebaut und 1942 der weitere Vorbau der Westmole vorläufig aufgegeben, um unter Ausnutzung der vorhandenen Geräte in der gleichen Weise den Bau der Südmole durchzuführen, welche eine schnellere und bessere Beruhigung des Außenhafens erwarten ließ, als dies durch den Bau der Westmole zu erreichen gewesen wäre.

5. Allgemeine Erfahrungen. Die Herstellung der Blöcke bereitete keine besonderen Schwierigkeiten. Obgleich die Blöcke keinerlei Stahlbewehrung hatten, sind nur ganz vereinzelte, vor allem beim Zwischenlagern, durchgebrochen. Das Versetzen der Blöcke beim Molenvorbau bereitete ebenfalls keine Schwierigkeiten. Die zum besseren Zusammenhalt der fertigen Mole gewählten Verzahnungen erleichterten bis zu einem gewissen Grade das Versetzen. Bei sorgfältiger Arbeit konnte die Mole ohne weiteres gut in der Richtung gehalten werden, auch klaffende Fugen in der Lotrechten und Waagrechten sind nicht aufgetreten. Der Molenbaufortschritt ist bei breiteren Blöcken (Südmole) größer als bei schmalen (Westmole), da die Arbeit des Versetzens beider Blöcke ungefähr dieselbe ist. Die Westmolenblöcke waren gelegentlich etwas gekrümmt, da offenbar beim Rütteln die Stahlschalung etwas nachgegeben hat, die Schalung der Südmolenblöcke erhielt eine kleine Überhöhung nach innen.

Die für den Molenbau unerläßliche monolithische Wirkung der einzelnen Bauglieder wurde weitgehend erreicht durch die Verwendung einwandfrei hergestellter, genügend an der Luft gehärteter, ausreichend verzahnter Betonblöcke, Gründung auf Unterwasserbeton, welcher denkbar einwandfrei eingebracht wurde und sich unter Druck auf der gesamten Grundfläche des Grundblockes verteilte, sowie durch Einbringen des unvermeidlichen Ausgleichbetons unter weitgehender Vermeidung von Arbeitsfugen, die, soweit sie notwendig waren, entsprechend aufgeraut wurden.

Die Hohlräume bei den Sparblöcken des ersten Teils der Südmole wurden belassen und lediglich mit starken Stahlbetonplatten abgedeckt (Abb. 17). Um an den Stoßfugen der Blöcke bei dem später vorgesehenen Hinterspülen der Mole Sandverluste zu vermeiden, wurden in

den besonders dafür vorgesehenen Aussparungen zur Dichtung Sackbetonschläuche eingeführt. Die Bauweise entspricht also durchaus den nach bisherigen Erfahrungen an einen Molenbau zu stellenden Forderungen.

Bei ähnlichen Aufgaben sollte künftighin überlegt werden, ob an Stelle eines auf der Mole verfahrbaren Kranes ein entsprechender Schwimmkran verwendet wird, welcher sich vor allem nach Fertigstellung des Molenbaues vielseitiger verwenden läßt. Schwimmkräne solcher Abmessungen dürften genügend ruhig im Wasser liegen. Wo aus statischen Gründen eine große Molenbreite erforderlich ist und die Spurweite des Kranes entsprechend kleiner ist oder bei Einsatz eines Schwimmkranes die Möglichkeit besteht, die Blöcke über Niedrigwasser schmaler zu machen, kann der Oberbau mit Werksteinen verblendet werden. Der Zwischenraum zwischen Block und Werksteinen ist auszubetonieren. Dadurch erhält der Oberbau ein besseres Aussehen und einen guten Schutz gegen mechanische Zerstörungen. Allerdings kommen dann weitere Bauteile dazu, welche das monolithische Wirken des Molenkörpers beeinträchtigen.

Durch das Nichtausfüllen der Fugen bei den 100 t-Blöcken sind kaum Nachteile zu erwarten, da der Fugenbeton doch nicht ausreichende Festigkeit hat und der Halt durch Verzahnung und großes Gewicht genügend gewährleistet ist.

Im Herbst 1943 wurde die Gründungssohle der Westmole durch Taucher eingehend untersucht. Dabei ergab sich, daß, wie bereits berichtet, der Sackbeton z. T. durch den Sog herausgerissen wurde und an manchen Stellen die Kanten der Grundblöcke nicht genügend unterbetoniert sind. Die hohlen Stellen müssen durch Beton gefüllt und dieser durch vorzusetzende 10 t-Betonblöcke geschützt werden.

Die Untersuchungen an der Südmole ergaben, daß dort, nachdem das Verfahren etwas abgeändert worden war, die Grundblöcke überall fest auf dem Unterbeton sitzen.

Die Arbeiten sind von der Firma Dyckerhoff & Widmann, Filiale Hamburg, ausgeführt worden. Besondere Anerkennung verdient das erfolgreiche Bemühen der Firma, einen möglichst einwandfreien, seewasserbeständigen Beton herzustellen.

## Die Wasserdurchlässigkeit von Schiffsschleusen.

Von Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Arens, Münster.

Im Interesse sparsamer Bewirtschaftung des kostbaren Wassers liegt es, die Verluste, die bei Schifffahrtsschleusen in Kanälen infolge der Undichtigkeit der Umlaufverschlüsse und Tore entstehen, möglichst gering zu halten. Befindet sich neben der Schleuse ein Pumpwerk, so läßt sich zwar das Verlustwasser wieder in die obere Haltung zurückpumpen, es entstehen aber dadurch Kosten, die sich vermeiden oder wenigstens stark einschränken lassen. Gewöhnlich werden die Schleusen in regelmäßigen Zeitabständen daraufhin untersucht, ob die Wasserverluste noch in erträglichen Grenzen bleiben. Es ist aber bisher kein zuverlässiges und einfaches Rechnungsverfahren entwickelt und bekannt gegeben worden, um die Beobachtungsergebnisse zutreffend und schnell auszuwerten. Diese Lücke sollen die folgenden Untersuchungen ausfüllen.

### 1. Exakte Untersuchung des Absinkvorganges.

Die Beobachtung an den Schleusen geht gewöhnlich so vor sich, daß die Schleusen-kammer auf Oberwasser gestellt und anschließend bei geschlossenen Umlaufverschlüssen festgestellt wird, wie der Wasserstand absinkt. Es kann regelmäßig beobachtet werden, daß der Wasserspiegel sich mit zunehmender Verzögerung einer be-

stimmten Höhe nähert, die in jedem Falle eine andere sein kann. Sie ist allein abhängig von dem Verhältnis der Undichtigkeiten des Ober- und des Unterhauptes zueinander. Nach einer Reihe von Stunden, oft erst nach einem Tage, ist ein weiteres Absinken nicht mehr zu messen. Es werde mit „Beharrungswasserstand“ diejenige Wasserspiegellhöhe bezeichnet, bei der ebenso viel Wasser durch Undichtigkeiten des Unterhauptes abfließt, wie durch solche des Oberhauptes nachkommt. Theoretisch tritt dieser Beharrungszustand allerdings erst nach unendlich langer Zeit ein.

Die Grenzen des Beharrungswasserstandes sind bei völlig dichtem Unterhaupt die Oberwasserhöhe und bei völlig dichtem Oberhaupt die Unterwasserhöhe.

Es werden folgende Bezeichnungen eingeführt:

$F$  = Oberfläche der Schleusen-kammer in  $m^2$ ,

$H$  = Gefälle der Schleuse in  $m$ ,

$x$  = Wasserspiegelabfall nach der variablen Zeit  $t$ ,

$h_1 = \alpha \cdot H$  = Wasserspiegelabfall in  $m$  nach einer beliebigen Zeit  $t_1$  in Sekunden,

$h' = \beta \cdot H$  = Wasserspiegelabfall in  $m$  bei Eintritt des Beharrungszustandes.

Im Beharrungszustand fließt durch das Oberhaupt in der Zeiteinheit die Wassermenge  $q = \mu_1 f_1 \sqrt{2g h'}$  und durch das Unterhaupt die gleich große Wassermenge  $q = \mu_2 f_2 \sqrt{2g (H-h')}$ . Würde man allerdings berücksichtigen, daß die Schleusentore Wasser durch lange lotrechte Spalte hindurchlassen, dann träfen diese Gleichungen nicht zu, denn die Wasserfäden in den Spalten stehen nicht alle unter dem gleichen Wasserdruck  $x$  (Oberhaupt) bzw.  $H-x$  (Unterhaupt). Nach Beobachtungen des Verfassers entstehen aber die hauptsächlichsten Wasserverluste durch Undichtigkeiten der Umlaufschütze, also bei gleichem Wasserdruck aller Wasserfäden, und deshalb kann der vorstehende Ansatz als ausreichend angenommen werden. Die gute Übereinstimmung der theoretischen mit den beobachteten Absinkkurven, die weiter unten nachgewiesen werden wird, bestätigt die Zulässigkeit dieser Schlußfolgerung. Aus dem an-

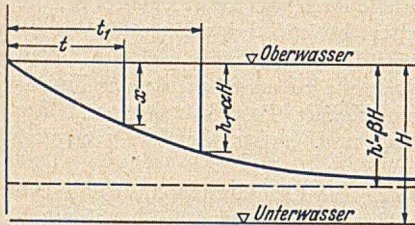


Abb. 1.

geführten Grunde kann auch vernachlässigt werden, daß die Druckhöhe der Spaltdurchsickerungen des Obertores nicht mehr zunimmt, wenn der Kammerwasserstand unter den Oberhauptdrehmpel sinkt.

Es sei:  $A = \mu_1 f_1 \sqrt{2g}$  und  $B = \mu_2 f_2 \sqrt{2g}$ , dann ist  $q = A \sqrt{h'} = B \sqrt{H-h'}$  und der Verhältnswert

$$s = \frac{A}{B} = \sqrt{\frac{H-h'}{h'}} = \sqrt{\frac{1-\beta}{\beta}} \quad (1)$$

Nach der variablen Zeit  $t$  fällt der Wasserspiegel um den Unterschiedsbetrag des Wasserdurchtritts durch das Unter- und Oberhaupt ab. Mithin ist

$$F dx = (B \sqrt{H-x} - A \sqrt{x}) dt$$

oder 
$$dt = \frac{F dx}{B \sqrt{H-x} - A \sqrt{x}}$$

und 
$$\frac{B}{F} t_1 = \int_0^{h_1} \frac{dx}{\sqrt{H-x} - s \sqrt{x}}$$

Das Integral läßt sich nach einer Reihe von Umformungen lösen. Die Rechnung ergibt

$$\frac{B}{F} t_1 = \sqrt{H} \cdot \beta \cdot \left[ \sqrt{1-\beta} \cdot \ln \frac{(\sqrt{1-\beta} + \sqrt{1-\alpha}) \cdot (\sqrt{1-\beta} - 1) \cdot (\sqrt{\beta} + \sqrt{\alpha})}{(\sqrt{1-\beta} - \sqrt{1-\alpha}) \cdot (\sqrt{1-\beta} + 1) \cdot (\sqrt{\beta} - \sqrt{\alpha})} + 2 \cdot (1 - \sqrt{1-\alpha} - s \sqrt{\alpha}) \right] \quad (2)$$

Der Multiplikator von  $\sqrt{H}$  werde mit  $W$  bezeichnet. Dann ist

$$\frac{B}{F} t_1 = W \sqrt{H}$$

Aus Gl. (2) läßt sich zunächst erkennen, daß die „Absinkzeit“ theoretisch unendlich lang ist, denn bei Erreichen des Beharrungszustandes ist  $\alpha = \beta$  und die im Nenner stehenden Faktoren gleich Null.

Die Gl. (2) läßt sich wie folgt anwenden. Nach einer bestimmten Zeit  $t_1$  wird  $h_1 = aH$  gemessen und außerdem der Wasserspiegelabfall  $h' = \beta H$  bei offensichtlich nicht mehr veränderlichem Wasserstand. Damit sind die Werte  $t_1$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$  und  $s$  gegeben, und man erhält  $B$  und damit  $A = sB$ . Als Kontrolle können noch beliebig viele Wertepaare  $h_2$  und  $t_2$ ,  $h_3$  und  $t_3$  usw. benutzt werden.

Zur Ersparnis an Rechenarbeit können die Integralwerte  $W$  aus der Tabelle entnommen werden.

## 2. Das Näherungsverfahren I.

Oft ist es unbequem, einen Punkt  $(t_1, h_1)$  der Absinkkurve zu ermitteln, weil die Untersuchung meist in der Nacht oder an einem Feiertag vorgenommen wird. Es wird nun gezeigt werden, daß es mit einer für den Zweck genügenden Genauigkeit möglich ist, auch ohne den Zwischen-Kurvenpunkt auszukommen. Durch Auswertung der Meßergebnisse an vielen Schleusen ist nämlich festgestellt worden, daß in Wirklichkeit der Beharrungswasserstand nicht erst nach unendlicher Zeit eintritt, sondern bereits nach endlicher Zeit. Hierzu mag vielleicht der Umstand beitragen, daß die kurzen Schiffswellen

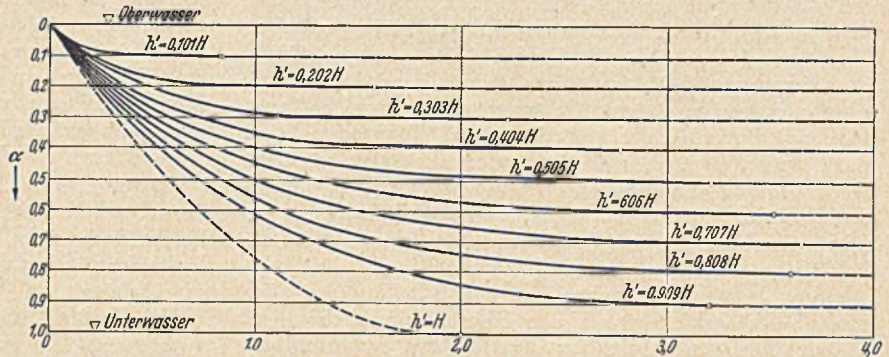


Abb. 2. Theoretische Absinkkurven einer Schleuse für die gleiche Undichtigkeit  $B$  des Unterhauptes aber verschiedene Undichtigkeit  $A$  des Oberhauptes.

und die längeren Windstauwellen in der unteren Haltung vorübergehende Anpralle gegen das Untertor bewirken, durch die sich mit abnehmendem Gefälle zwischen Kammerwasserstand und Unterwasser die Anschläge etwas lockern und die Durchlässigkeit sich ein wenig erhöht. Es hat sich ferner gezeigt, daß der Beharrungswasserstand regelmäßig dann eintritt, wenn nur noch ein bestimmter Unterschiedsbetrag zwischen der diesem Zeitpunkt entsprechenden theoretischen Absinkhöhe und der Beharrungsabsinkhöhe besteht. Dieser wird wie folgt ermittelt.

Mit Hilfe der Gl. (2) werden die Absinkkurven für  $h' = 0,101H, h' = 0,202H, h' = 0,303H$  usw. bis  $h' = 0,909H$  für  $\frac{B}{F} = 1$  bestimmt, indem als Kurvenpunkte diejenigen für die Absinkhöhen  $h_1 = 0,1H, h_2 = 0,2H$  usw. gewählt und dafür die Zeiten  $t_1, t_2$  usw. errechnet werden. Zum Beispiel ist der letzte (unterste) Kurvenpunkt der Kurve für  $h' = 0,707H$  derjenige mit dem Wert  $h_7 = 0,7H$ . Die Kurve hat an dieser Stelle beinahe den Beharrungswasserstand erreicht. Der Unterschied beträgt

nur noch 1 v.H. Es möge nun als erste Annäherung zunächst angenommen werden, daß bei Erreichen dieses Zeitpunktes der Beharrungszustand praktisch eingetreten sei. Die bis dahin benötigte Zeit heiße „Ersatz-Absinkzeit“ ( $T$ ).

Die mit Hilfe der Gl. (2) gefundenen Absinkkurven für obige  $h'$ -Werte sind in Abb. 2 dargestellt. Da  $\frac{B}{F} = 1$  und  $H = 1$  gewählt sind, ist der zu einer Absinkhöhe  $h_n$  gehörige Zeitwert  $t_n$  regelmäßig gleich dem betreffenden Integralwert  $W$ , der aus der Tabelle auf Seite 271 zu entnehmen ist.

In der Tabelle sind die Integralwerte für diejenigen Absinkhöhen  $h_n$ , die nur um 1 v.H. von dem Wert  $h'$  abweichen, unterstrichen; sie mögen „Grenzintegralwerte“ ( $W_g$ ) heißen. (Diese müssen sehr genau mit mindestens



fünfstelligen Logarithmen errechnet werden.) Dann läßt sich ohne weiteres der Wert  $B$  aus

$$B = \frac{\sqrt{H} \cdot F}{T} \cdot W_g$$

und der Wert  $q$  aus

$$q = B \sqrt{H-h'} = B \sqrt{H} \cdot \sqrt{1-\beta} = \frac{HF}{T} W_g \cdot \sqrt{1-\beta} = \frac{HF}{T} \cdot \eta \quad (3)$$

errechnen, worin  $\eta = W_g \cdot \sqrt{1-\beta}$  ist.

Tabelle der Integralwerte  $W$ .

$\frac{\alpha = h_n}{H}$	$\beta = 0,101$	$\beta = 0,202$	$\beta = 0,303$	$\beta = 0,404$	$\beta = 0,505$	$\beta = 0,606$	$\beta = 0,707$	$\beta = 0,808$	$\beta = 0,909$	$\beta = 1,000$
0,1	0,830	0,196	0,158	0,145	0,129	0,124	0,118	0,115	0,112	0,101
0,2	—	1,582	0,500	0,366	0,319	0,291	0,265	0,249	0,238	0,210
0,3	—	—	2,23	0,764	0,589	0,504	0,450	0,409	0,380	0,323
0,4	—	—	—	2,78	1,058	0,815	0,688	0,605	0,532	0,450
0,5	—	—	—	—	3,22	1,329	1,01	0,842	0,734	0,586
0,6	—	—	—	—	—	3,52	1,55	1,135	0,970	0,736
0,7	—	—	—	—	—	—	3,66	1,685	1,250	0,905
0,8	—	—	—	—	—	—	—	3,60	1,720	1,105
0,9	—	—	—	—	—	—	—	—	3,21	1,367
1,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2,000

Der Wert  $\eta$  hat also eine bestimmte Größe für jede Absinkhöhe  $h'$  (Abb. 3). Wie ersichtlich, ist (gleichbleibende Werte  $H$ ,  $F$  und  $T$  vorausgesetzt) der Wasserverlust in der Schleuse nach Eintritt des Beharrungszustandes dann am größten, wenn der Beharrungszustand ungefähr auf halbem Gefälle liegt, d. h. wenn die Undichtigkeiten in beiden Häuptern annähernd gleich groß sind.

An dieser Stelle werde noch ein Hinweis gegeben, wie auch die mittlere Verlustwassermenge  $q_m$  während der

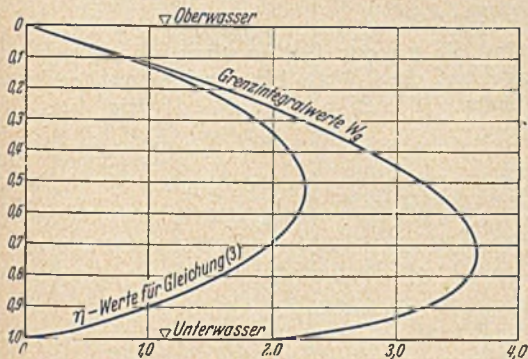


Abb. 3.

Absinkzeit errechnet werden kann. Es handelt sich um die Austrittsmenge  $Q'$  durch das Unterhaupt in dieser Zeitspanne, dividiert durch die Absinkzeit  $T$ .

$$q_m = \frac{Q'}{T}$$

Hierin ist  $Q' = B \int \sqrt{H-x} dt = BV \sqrt{HT}$ , wobei der Integralwert  $V$  am einfachsten durch graphische Integration gefunden wird, denn mit Gl. (3) war zwar  $t_1$  als eine Funktion von  $h_1$ , d. h. also  $t$  als eine Funktion  $x$ , nicht aber  $x$  als Funktion von  $t$  ermittelt worden.

$$q_m = \frac{Q'}{T} = \frac{BV \sqrt{HT}}{T} = \frac{\sqrt{H} \cdot F \cdot W_g}{T} \cdot \frac{V \sqrt{HT}}{T} = \frac{HF}{T} \cdot \vartheta, \quad (4)$$

worin  $\vartheta = W_g \cdot V$  ist.

Zum Beispiel ist für  $\beta = 0,505$  der Wert  $W_g = 3,22$  und  $V = 0,766$ ; mithin  $\vartheta = 2,47$ .

Der Verlust durch das Unterhaupt beginnt bei  $t = 0$

mit  $q' = B \sqrt{H} = \frac{\sqrt{H} \cdot F \cdot W_g}{T} \sqrt{H} = \frac{HF}{T} \cdot W_g$  (also für vorstehendes Beispiel mit  $3,22 \frac{HF}{T}$ ) und erreicht bei  $t = T$

den Wert  $q = B \sqrt{h'} = \frac{HF}{T} \cdot W_g \cdot \sqrt{\beta}$  (Beispiel  $2,29 \frac{HF}{T}$ ).

Der Mittelwert ist  $\vartheta \cdot \frac{HF}{T}$  (Beispiel  $2,47 \frac{HF}{T}$ ).

Die oben gefundenen und in Abb. 3 dargestellten  $\eta$ -Werte bedürfen aber noch einer Überprüfung dahingehend, ob die Annahme zutreffend ist, daß die Ersatz-Absinkzeit bei Erreichen eines Unterschiedes von 1 v. H. zwischen der theoretischen und der wirklichen Absinkhöhe zutreffend gewählt ist. Diese Überprüfung geschieht durch Vergleich der theoretischen mit den wirklich beobachteten Absinkkurven. (Hierzu sei vorausgeschickt, daß der Absinkvorgang bisweilen durch Einklemmen von Treibzeug an einem der Umlaufverschlüsse beeinflusst wird; dann nimmt die Absinkkurve unregelmäßige Form an.) Es werden zwei Absinkkurven verwendet, die durch Beobachtungen in viertelstündlichen Zeitabständen gewonnen worden sind. Abb. 4 zeigt eine Absinkkurve mit  $h' = 0,44 H$ . Der Zeitmaßstab für Auftragung der Kurve ist so gewählt worden, daß die Kurvenpunkte sich zwischen die Kurven  $h' = 0,404 H$  und  $h' = 0,505 H$  einpassen. Daraus ergibt sich der Kurvenpunkt  $P$ . Er kennzeichnet das Ende des Absinkens, das dadurch festgestellt ist, daß bei zweimaliger Wiederholung der Ablesungen in viertelstündlichem Abstand nach dem Ende des Absinkens kein weiterer Abfall des Wasserspiegels beobachtet wurde. Wäre die Annahme des Unterschiedes von 1 v. H. zutreffend, so hätte der praktische Beharrungszustand erst bei  $P'$  erreicht werden dürfen. Die wirkliche

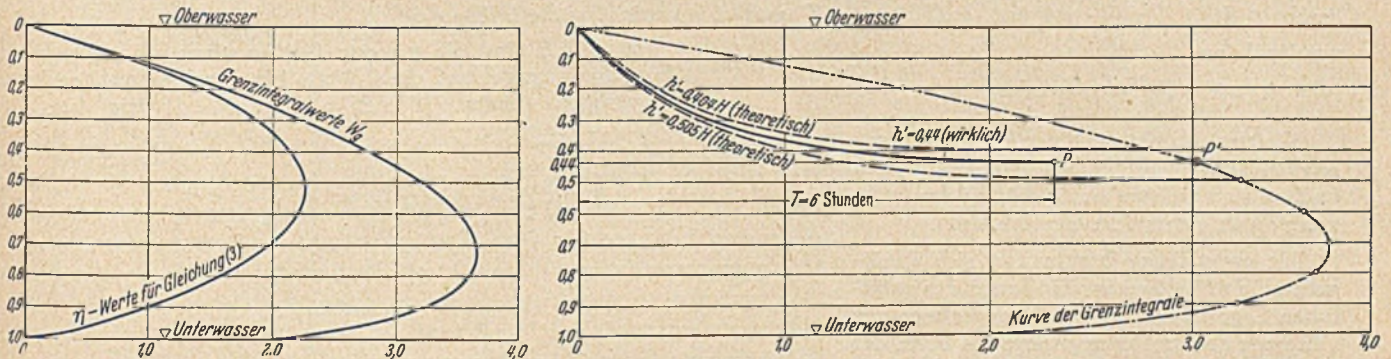


Abb. 4. Absinkkurve, aufgenommen an der Schleuse I der Schleusengruppe Münster des Dortmund-Ems-Kanals am 4. August 1950 mit  $h' = 2,63$  m und  $H = 5,99$  m.

Absinkzeit beträgt in diesem Falle rd. 78 v. H. derjenigen, die sich aus der Annahme von 1 v. H. Unterschied ergibt.

Ein anderes Beispiel zeigt Abb. 5. Hier wird der Beharrungszustand schon nach 74 v. H. der Zeit gemäß Annahme von 1 v. H. erreicht.

Diese beiden Beispiele liefern keine Zufallsergebnisse, sondern sind Belege für die empirisch festgestellte Tatsache, daß der Ausgleich schon im Mittel nach drei Vierteln der oben ermittelten Zeiten  $T$  eintritt. Wir kommen der Wirklichkeit sehr nahe, wenn wir die Werte  $\eta$  mithin auf  $3/4$  ihres Betrages reduzieren. Mit diesem „reduzierten Näherungsverfahren I“ erhalten wir also ein hinreichend gutes Bild von der absoluten Größe der Undichtigkeiten, wenn daran gelegen ist, nur aus der Höhe  $h'$  und der Zeit  $T$  sämtliche unbekanntene Werte  $A$ ,  $B$  und  $q$  zu ermitteln. Auf eine absolute Genauigkeit kommt es im allgemeinen nicht an.

3. Die quadratische Parabel als Absinkkurve.  
(Näherungsverfahren II.)

Die obige Tabelle und Abb.3 sind noch um die Zahlenwerte und die Kurve für  $\beta = 1,000$  oder  $h' = H$  bei völlig dichtem Oberhaupt ergänzt worden. Die Gleichung für  $t_1$  in diesem Falle ist sehr einfach, weil  $\sqrt{1-\beta} = 0$  wird, so daß, da auch  $s = 0$  ist,

$$\frac{B}{F} t_1 = 2\sqrt{H}(1 - \sqrt{1-\alpha}). \quad (5)$$

Dieser Wert ist für  $\alpha = 1$  ( $h_1 = H$ ) einfach  $2\sqrt{H}$ . Die Grenzkurve  $h' = H$  oder  $\beta = 1$  erreicht also den Beharrungszustand nach der endlichen Zeit  $\frac{2F\sqrt{H}}{B}$ , die in der Form

$$T = \frac{2F\sqrt{H}}{\mu\sqrt{2g} \cdot f_0}$$

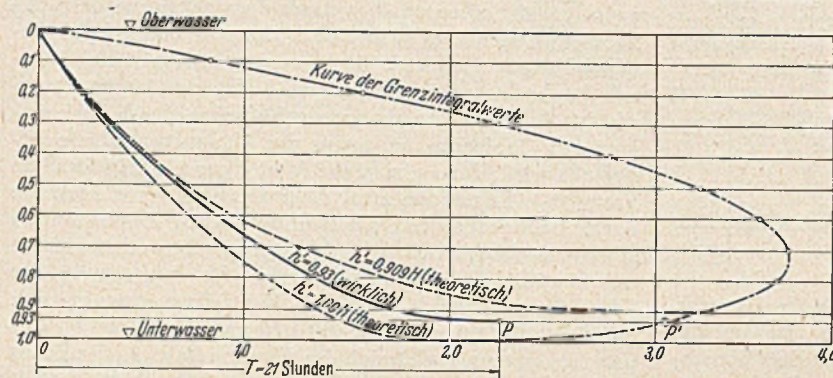


Abb. 5. Absinkkurve, aufgenommen an der Nordschleuse VII des Rhein-Herne-Kanals vom 29. bis 30. Oktober 1950 mit  $h = 7,26$  m und  $H = 7,78$  m.

als Formel für die Füllungs- und Entleerungszeit der Schleusen (ohne Berücksichtigung der Öffnungszeit für die Umlaufverschlüsse) längst bekannt ist.

Die der Gl. (5) folgende Kurve ist eine quadratische Parabel, denn für  $\frac{B}{F} = 1$  ist, weil  $2\sqrt{H} = T$  gesetzt werden kann:

$$t_1 = T - T\sqrt{1-\alpha} \quad \text{oder} \quad \alpha = \frac{t_1(2T - t_1)}{T^2}$$

Hieraus entsteht die Frage, ob die übrigen Kurven auch quadratischen Parabeln ähneln und ob man sie zur Vereinfachung der Rechnung durch eine solche ersetzen kann.

Die erste Frage beantwortet sich dahingehend, daß infolge des Einflusses des natürlichen Logarithmus in Gl. (2) gegenüber der Differenz der drei Wurzelwerte die Form der Kurven merklich von der quadratischen Parabel abweicht. Da aber die Druckhöhen  $x$  und  $H-x$  stets in der Quadratwurzel erscheinen, ist der Fehler kleiner, als es zunächst erscheinen mag.

Die zweite Frage wird dadurch beantwortet, daß die  $\eta$ -Kurve unter der Annahme, daß die Absinkkurven quadratische Parabeln sind, entwickelt und mit der oben gefundenen „reduzierten  $\eta$ -Kurve“ verglichen wird. Mit den Bezeichnungen der Abb.6 ergibt sich zunächst als Zufluß durch das Oberhaupt während der Absinkzeit  $T$ :

$$Q = \int_0^T \mu f \sqrt{2g} \sqrt{x} dt = A \int_0^T \sqrt{x} dt = A \frac{\sqrt{H}}{T} \int_0^T \sqrt{t(2T-t)} dt$$

Nach einigen Umformungen liefert die Integration

$$Q = 0,785 A \sqrt{H} T. \quad (7)$$

In derselben Zeit fließt durch das Unterhaupt die größere

Wassermenge  $Q' = B \int \sqrt{y} dt$  aus. Die Integration ergibt:

$$Q' = \frac{1}{2} B \sqrt{H} T \left( \frac{1}{\sqrt{\beta}} + s^2 \cdot 2r \operatorname{Si} \frac{1}{s} \right) = n B \sqrt{H} T. \quad (8)$$

Der Unterschied zwischen Abfluß  $Q'$  und Zufluß  $Q$  muß gleich der Wasserverminderung in der Schleusenkammer sein. Also

$$Q' - Q = F \cdot h' = n B \sqrt{H} T - 0,785 A \sqrt{H} T.$$

Hieraus folgt:  $A = \frac{F \sqrt{H}}{T \varphi}$ , worin  $\varphi = \frac{n}{s} - 0,785$ .

Ferner ist  $q = A \sqrt{h'} = \frac{F h'}{T \varphi} = \frac{F H}{T} \cdot \eta. \quad (9)$

worin  $\eta = \frac{\beta}{\varphi}$  ist.

Diese Formel entspricht der Gl. (3), nur daß  $\eta$  jetzt andere Werte annimmt.

Die Annahme der quadratischen Parabel als Absinkkurve gestattet übrigens eine sehr einfache Bestimmung des mittleren Wasserverlustes in der Zeit  $T$  vor Eintritt des Beharrungszustandes. Es ist nämlich:

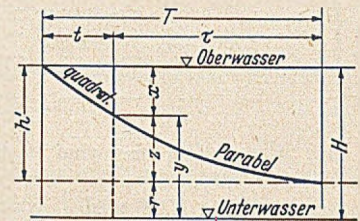


Abb. 6.

$$q_m = \frac{Q'}{T} = \frac{F h' + Q}{T} = \frac{F h' + 0,785 A \sqrt{H} T}{T} = \frac{F H}{T} (\beta + 0,785 \cdot \eta) = \frac{F H}{T} \cdot \vartheta, \quad (10)$$

worin  $\vartheta = \beta + 0,785 \cdot \eta$  ist.

In Abb.7 sind die  $\eta$ -Werte für Annahme einer quadratischen Parabel und die  $\vartheta$ -Werte für dieselbe Annahme aufgetragen worden. (Für  $h' = H$  ist  $\vartheta = 1$ , denn bei

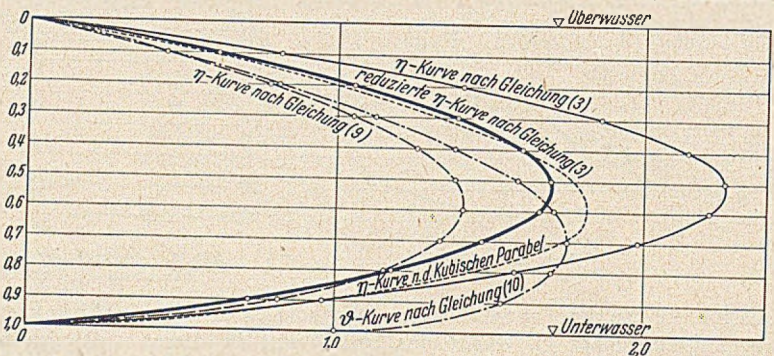


Abb. 7.

völlig dichtem Oberhaupt ist die mittlere Verlustwassermenge infolge von Undichtigkeiten des Unterhauptes in der Zeit  $T$  gleich dem sichtbaren Wasserverlust aus der Schleusenkammer zwischen Ober- und Unterwasserhöhe, dividiert durch  $T$ .)

Ferner enthält Abb. 7 zum Vergleich die  $\eta$ -Kurve nach dem Näherungsverfahren I und die auf drei Viertel der ursprünglichen  $\eta$ -Werte reduzierte  $\eta$ -Kurve nach dem reduzierten Näherungsverfahren I. Wie zu erwarten war, liefert die  $\eta$ -Kurve nach Gl. (9), d. h. unter Annahme der Absinkkurve als Parabel, etwas zu kleine  $\eta$ -Werte, denn die Ersatz-Parabeln verlaufen höher als die Kurven nach Abb. 2, so daß das Integral  $B \int \sqrt{H-x} dt$  zu groß und

das Integral  $A \int \sqrt{x} dt$  zu klein wird. Die Differenz beider Integrale wird also erst recht zu groß und folglich das rechnerische Ergebnis für A und B und damit auch für  $\eta$  zu klein. Die  $\eta$ -Kurve nach Gl. (9) ist daher für die Höhen  $h' < 0,8 H$  nur ein angenäherter Ersatz der reduzierten  $\eta$ -Kurve nach Gl. (3), für die Höhen  $h' = 0,8 H$  bis  $h' = H$  jedoch ein guter.

Für eine schnelle Unterrichtung über die Wasserverluste einer Schleuse infolge von Undichtigkeiten der Häupter wird daher die Verwendung der reduzierten  $\eta$ -Kurve nach Gl. (3) empfohlen.

4. Zahlenbeispiele nach dem reduzierten Näherungsverfahren I.

a) Die in Abb. 4 gezeigte Absinkkurve für die Schleuse I der Schleusengruppe Münster des Dortmund-Ems-Kanals mit  $h' = 0,44 H$  ergibt durch Abgreifen des reduzierten  $\eta$ -Wertes aus Abb. 7:

$$q = \frac{HF}{T} \cdot \eta = \frac{5,99 \cdot 632}{6 \cdot 3600} \cdot 1,66 = 0,291 \text{ m}^3/\text{s}.$$

b) Die in Abb. 5 dargestellte Absinkkurve für die Nordschleuse VII des Rhein-Herne-Kanals ergibt mit  $h' = 0,93 H$  durch Abgreifen des Wertes  $\eta = 0,72$ :

$$q = \frac{7,78 \cdot 1650}{21 \cdot 3600} \cdot 0,72 = 0,122 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Im ersteren Falle beträgt, auf 1 m Schleusengefälle bezogen, der Verlust nach Eintritt des Beharrungszustandes 48,5 Liter, im zweiten Falle 15,7 Liter (die Schleuse I in Münster ist bereits seit über 50 Jahren im Dienst!). Bei Eintritt von Schäden an Dichtungsflächen der Umlaufschütze und der Schleusentore können aber noch bedeutend höhere Verluste entstehen und sind auch bis zur Ausführung der Instandsetzungsarbeiten bisweilen gemessen worden. Die Größe dieser Wasserverluste ist früher erheblich unterschätzt worden.

Kurze Technische Berichte.

Die Tragfähigkeit von Schraubepfählen und eingeschraubten (betongefüllten) Zylindern.

Die kurze Wiedergabe eines Berichtes von Wilson ist erwünscht, obwohl in den meisten Ländern Schraubepfähle nicht mehr zu den modernen Gründungsarten zählen. Interessant sind jedoch die angestellten Untersuchungen sowohl nach der theoretischen Seite, wie auch der Versuchsdurchführung von Modellversuchen, verglichen mit Belastungsversuchen im großen, und die Beobachtungen über Setzungen von Pfählen in ausgeführten Konstruktionen. Der Versuch, eine Theorie der Tragfähigkeit und deren Ermittlung durch Beobachtung der Kraft für das Eindrehen der Pfähle zu entwickeln, ist ebenfalls lehrreich, ebenso wie die Winke für die Entwürfe solcher Pfahlgründungen. Bei den Untersuchungen

1. Durch eine theoretische Untersuchung,
2. durch eine Reihe von Einschraub- und Belastungsversuchen an Modellpfählen in Sand und Ton sowie

3. durch Einschraub- und Belastungsversuche zusammen mit Beobachtungen an Bauten in natürlicher Größe.

Es sei vorangestellt, daß nach der theoretischen Behandlung eine Beziehung zwischen der Tragfähigkeit und dem Halbmesser des Schraubenflügels des Pfahles besteht. Auch Übereinstimmung zwischen den Voraussagen nach der Theorie und der Probelast beim Punkt des Nachgebens („Bruch“) wurde festgestellt, und zwar sowohl für den natürlichen Maßstab, wie auch die Modellversuche. Schraubepfähle wurden früher besonders für die Gründung von Anlagen, Anlegebrücken usw. verwandt. Man sah dabei den Vorteil in einer verhältnismäßig hohen Tragfähigkeit und einem starken Widerstand gegen Biegemomente. Dabei hat man die Tragfähigkeit meist bestimmt nach Annahmen für die zulässige Bodenpressung der umgeben-

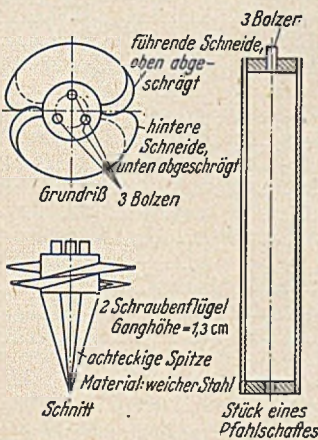


Abb. 1. Modell-Schraubepfahl von 10 cm  $\phi$ .

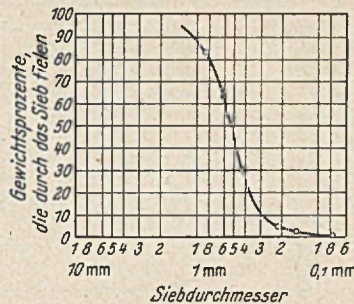


Abb. 2. Kornverteilungskurve des Sandes für die Pfahlversuche.

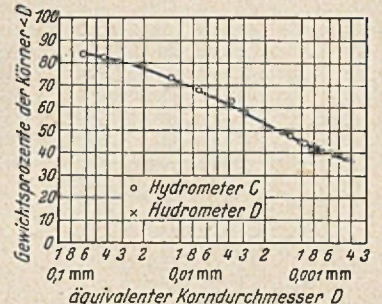


Abb. 3. Kornverteilung des Tones für die Pfahlversuche.

tauchen zwei Faktoren auf, die bisher anscheinend nicht entsprechend gewürdigt wurden.

1. Der Wert des Erddruckkoeffizienten in Ruhe ist ein kritischer Faktor der Tragfähigkeit von Gründungen, die ihre Lasten durch Reibung in das sie umgebende Medium übertragen.

2. Die Beobachtung, daß die Wirkung des Einschraubens eines Zylinders mit unten geschlossener Spitze in dichten Sand den horizontalen Erddruck beträchtlich vergrößert und dadurch auch die Tragfähigkeit des betreffenden Pfahles merklich erhöht. (Ähnliches ist bei uns bereits beim Rammen von Stahlrohren mit geschlossener Spitze beobachtet worden.) Die Untersuchungen von Wilson hatten sich das Ziel gesteckt, zwischen der Tragfähigkeit von Schraubepfählen und zylinderförmigen Körpern und den bodenphysikalischen Eigenschaften eine Beziehung herzustellen, und außerdem zu prüfen, ob für die Kraft zum Eindrehen solcher Pfähle ebenfalls eine einfache Beziehung besteht. Wie es sich gehört — und das ist besonders für unser Versuchswesen lehrreich —, ist W. auf dreierlei Weise vorgegangen:

den Medien. Auch nach Rankine hat man gerechnet. Die zum Einschrauben erforderliche Kraft hat man dabei in Betracht gezogen. Gewiß besteht eine solche Beziehung, aber der Unsicherheitsfaktor ist groß. U. a. haben die Versuche gezeigt, daß der seitliche Erddruck in einem dichten Sand auf das Vier- bis Fünffache gesteigert wird durch das Eindrehen eines betongefüllten Zylinders mit geschlossener Spitze, aber daß er sich in lockerem Sand nur wenig verändert. Bei bindigem Boden spielt die Störung durch das Eindrehen eine Rolle. Dann bleibt manchmal nur die Tragfähigkeit der Schraubenblätter übrig, was auch durch Versuche von Morgan bestätigt wurde. Die gründlich durchgeführten Modellversuche und ihre Ergebnisse interessieren in erster Linie den engeren Kreis der Kollegen, die im Erd- und Grundbauversuchswesen tätig sind. Abb. 1 zeigt die Elemente des Modellversuchspfahles. Die Durchführung der Versuche wird ausführlich beschrieben und kann in dem Originalbericht nachgelesen werden. Hier seien nur wiedergegeben die verwandten Versuchsmaterialien. Abb. 2 Kornverteilung des Sandes und Abb. 3 die des Tones.

Die Dichte des Sandes wurde außerdem noch durch Einrüttlung variiert. Vom Ton wurden auch die üblichen Kennziffern: Plastizitätsgrenze, spezifisches Gewicht, Wassergehalt usw. festgestellt. Wilson kommt zu dem Schluß, daß der theoretische Punkt des Nachgebens proportional dem Halbmesser des Schraubenblattes ist, wenn der Erddruck in Ruhe konstant bleibt. Dieser Punkt des Nachgebens (Bruchpunkt) gilt hauptsächlich für Sand. Für Ton ist er nicht so ausgeprägt. Abb. 4 gibt einen Vergleich der Drucksetzungskurven nach der Theorie und nach den Beobachtungen.

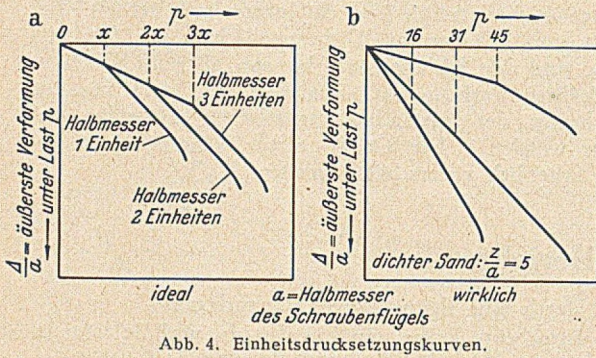


Abb. 4. Einheitsdrucksetzungskurven.

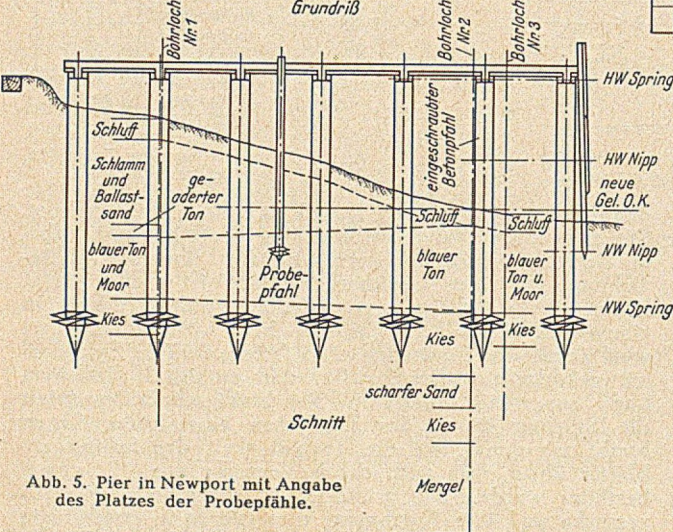
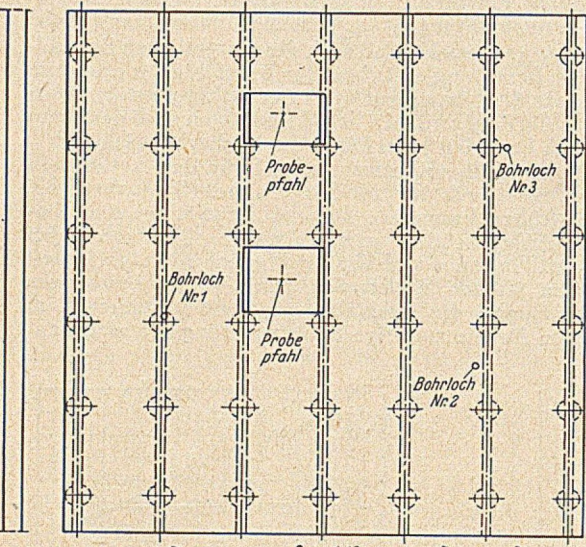
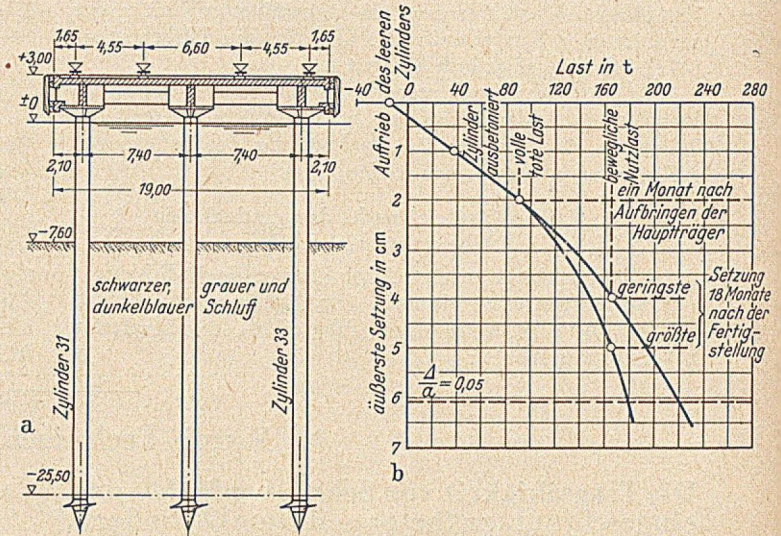


Abb. 5. Pier in Newport mit Angabe des Platzes der Probepfähle.

pfählen und großen Pfählen für den Pier hergestellt wird. Weitere Beispiele stammen aus Schanghai (wo viel früher bereits Terzaghi größere Pfahlbelastungsversuche durchführte) und Izmit, ostwärts von Istanbul (Abb. 6).



steifer dunkelblauer oder brauner Ton mit Teilen von Kies und Sand

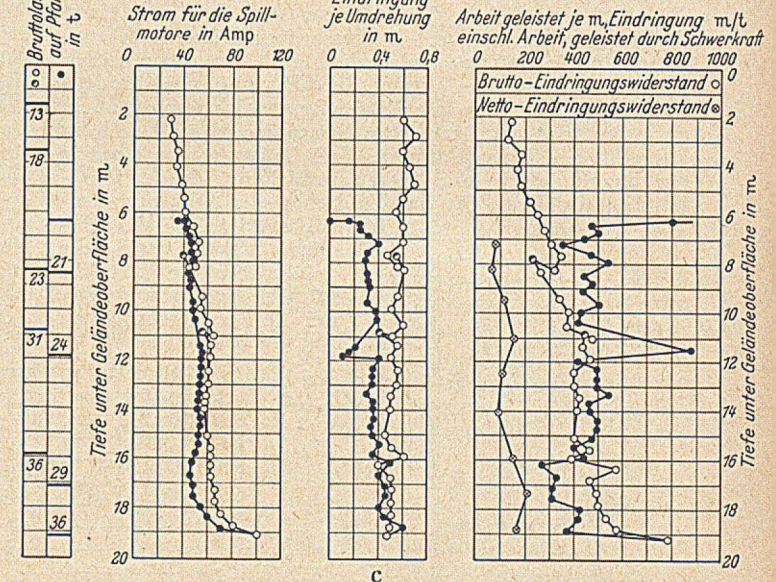


Abb. 6. Pier zu Izmit, Türkei.

Die Ergebnisse dieser Versuche sind durch ihre Vielseitigkeit besonders aufschlußreich. Die sehr gründlichen Untersuchungen der theoretischen Ableitung können hier nur ganz auszugsweise wiedergegeben werden.

Aus den Darstellungen der Beziehungen zwischen Eindringungswiderstand und Tragfähigkeit sei die Schlußfolgerung erwähnt. Die Durchschnittswerte waren konstant innerhalb der üblichen Grenzen der Versuchsfehler. Der Bruttoeindringungswiderstand bildete eine bessere Grundlage für die Bestimmung der Tragfähigkeit als der Nettoeindringungswiderstand. Das war zunächst nicht erwartet worden. Beim Nettoeindringungswiderstand sind die Meßschwierigkeiten größer. Aber schließlich ist der Bereich der Ungenauigkeit recht groß. Der Fehlerbereich beträgt etwa ein Drittel des Mittels. Also bisher noch kein brauchbares Ergebnis, das als genau gelten darf. Anschließend gibt W. Ratschläge für die Entwurfsbearbeitung. Es hat sich gezeigt, daß brauchbare Übereinstimmung zwischen Tragfähigkeit einzelner Schraubepfähle in gleichmäßigem Boden, wie sie durch Probebelastung gefunden wurde, und der Tragfähigkeit, die nach der Annahme, daß der Pfahl als flacher Diskus die Last auf den Grund überträgt, mit einem Mantel, der durch Reibung oder Kohäsion des Bodens gestützt wird, besteht. Die Reibung ist am größten in Sand und Kies, während im

Wichtiger für den Praktiker sind wahrscheinlich die Großversuche und Beobachtungen an ausgeführten Bauwerken. Es werden dafür einige Beispiele gebracht, u. a. Newport (Abb. 5). Besonders interessant ist hier, daß der Vergleich zwischen Modellversuch und Großversuch durch das Nebeneinandersetzen von kleineren Probe-

Ton die Unterstützung kurz nach dem Eintreiben des Pfahles gering sein wird. Der Pfahlabstand muß nach den Bodeneigenschaften und der erträglichen Setzung bestimmt werden. Die auch sonst bekannten Beziehungen zwischen Einzelpfahl und Pfahlgruppe sowie Pfahllänge werden erwähnt. Die verschiedenen Fälle, Pfähle in Sand und Kies, Pfähle in gleichmäßigem Ton und Schluff sowie in festeren Bodenarten unter und über weicherem Boden, werden ausführlicher besprochen. Sowohl für Sand wie für Ton werden Probebohrungen und bodenphysikalische Versuche empfohlen mit überschläglicher Setzungsberechnung, ähnlich wie für Flachgründungen.

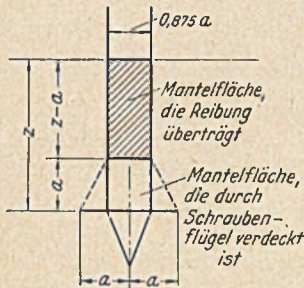


Abb. 7. Reibung am Mantel des Schraubepfahles.

Für den Praktiker sind die Diskussionsbeiträge besonders aufschlußreich. Morgan gibt einen Rückblick und teilt mit, daß Halcrow zuerst eingeschraubte Zylinder für den Pierbau verwendet habe, nachdem sie vorher bereits für Brücken zur Anwendung kamen. Anschließend äußert er dann seine Zweifel, daß beim Vergleich zwischen Probeprüfungen kleinen Maßstabes und den Großausführungen Modellrichtigkeit bestehe. Die Beziehung könne jedoch mit der Zeit hergestellt werden. Skempton macht einige Bemerkungen theoretischer Art und äußert sich zum Sicherheitsfaktor, für den er etwa 2,5 bis 3 vorschlägt. Den Gedanken, daß man die Tragfähigkeit eines Schraubepfahles mit einem sehr einfachen Instrument messen könne, lehnt Bickley ab, weil dabei zu große Fehler auftreten können. Little bemerkt, daß der Praktiker sich fragen müßte, warum man denn überhaupt Schraubepfähle verwendet. Sie seien doch hauptsächlich in schlechtem Baugrund gebraucht worden. Little beschreibt dann die Untergrundverhältnisse einer Reihe von wichtigen Häfen und deutet an, daß unter den schlechten Lagen doch stets in irgendeiner Tiefe festere Bodenschichten anstehen. Er befürwortet den Rammpfahl und warnt auch vor den heutigen Bestrebungen, von der angewandten Bodenmechanik zu große Genauigkeit zu fordern, denn man müsse sich sehr oft auf einen Sicherheitsfaktor von 1,5 beschränken, während dieser sonst im Bauwesen meist wesentlich höher liegt. Wood nennt demgegenüber einige Beispiele, wie z. B. in Rangoon, wo Schraubepfähle am Platze waren (unter etwa 10 m Schluff grober Sand!).

Das Schlußwort des Verfassers zeigt, daß er eine Reihe von Bedenken zerstreuen kann und daß diese sehr gründliche Arbeit für jeden, der sich in das erdbauliche Versuchswesen vertiefen möchte, eine wertvolle Anregung bildet. Bei den Bestrebungen, Prüfapparate für das Gelände zu finden, könnte man unter Umständen noch weitergehen und z. B. anlehnd an die theoretische Ableitung, einen Modellschraubepfahl als Bodenprüfgerät entwickeln. [Nach G. Wilson: The Bearing Capacity of Screw Piles and Screwcrete Cylinders in Journal Inst. Civil Engineers 34 (1949/50) March 1950, S. 4—93.]

W. Loos, Karlsruhe.

## Hafenmolen mit vereinfachter Gründung und schwimmende Wellenbrecher.

Die Tagespresse hat nach dem Kriege verschiedentlich über die künstlichen Häfen berichtet, die die alliierten Truppen bei ihrer Landung an der Normandieküste im Jahre 1944 verwendet haben. Dagegen hat sich die deutsche Fachpresse bisher mit diesem Thema, soweit bekannt, nicht beschäftigt, so daß es interessant sein dürfte, über die technischen Gedankengänge Näheres zu erfahren, die zu den damals verwendeten Konstruktionen geführt haben. Der hier und da vielleicht entstandene Eindruck, es seien neue und schnell wirksame Bauformen für Zwecke entwickelt worden, für die bisher höchst kostspielige Großbauvorhaben mit langen Bauzeiten als erforderlich galten; muß bei näherem Studium der Dinge korrigiert werden. An Land gebaute und schwimmende

zur Einbaustelle gebrachte Stahlbeton-Senkkästen sind seit Generationen für die verschiedensten Wasserbauten verwendet worden; neu ist lediglich das Absenken der Schwimmkörper ohne jede Vorbereitung der Gründungssohle, wie dies bei massiertem Einsatz im Rahmen einer militärischen Unternehmung nicht anders sein konnte, aus deren Natur sich die Forderung nach größter Einfachheit aller Bauformen und minimalem Zeitaufwand für den Einbau ergab.

Der Verzicht auf die normale, sehr sorgfältige Vorbereitung der Gründungssohle (durch Taucher oder im Druckluftverfahren) war — insbesondere bei dem vorhandenen sandigen Untergrund — natürlich ein beträchtliches Risiko und widersprach im Grunde jeglicher Seebauerfahrung. Trotzdem sind die dabei gewonnenen Erfahrungen möglicherweise zum Nutzen mancher Friedensbauvorhaben auszuwerten.

Dabei sind hauptsächlich zwei Vorgänge von Interesse:

- Die Verwendung von Stahlbeton-Senkkästen mit flachem Boden für die Herstellung fester Hafenmolen und Piers im Wasser an sandiger Küste und
- die Verwendung von Spezial-Schwimmkörpern zur Dämpfung des Seeganges — also von schwimmenden Wellenbrechern.

### A. Hafenmolen ohne Gründung.

Hierunter sollen im folgenden Molen und Piers aus Stahlbeton-Senkkästen behandelt werden, die ohne besondere Vorbereitung des Untergrundes und insbesondere ohne Druckluftarbeit einfach auf den Meeresboden abgesetzt und lediglich noch mit Ballast versehen werden.

#### 1. Berechnung des Wellenangriffs.

Die Abmessungen einer Hafenmole, ihr Gewicht und ihre Standsicherheit hängen von der maximalen Höhe der zu erwartenden Wellen ab und von der Wassertiefe an der Mauer. Molen mit lotrechten Wänden, an denen die Dünung reflektiert wird, sind dabei einem anderen Kräftefeld ausgesetzt als etwa geböschte Dämme, auf denen sich die Wellen brechen. Falls die Neigung des Meeresgrundes von der Küste nach See zu sich in mäßigen Grenzen hält — flacher als 1 : 7 — und falls die Wassertiefe an der Mauer größer ist als 1,3 h (h = Wellenhöhe, vom Wellental zum Wellenberg gemessen), dann wird die Welle zwar beim Herauflaufen auf der Steigung des Meeresgrundes höher werden, aber nicht an der Mole brechen, sondern reflektiert werden. Da die meisten Molen aber bis an das feste Land heranführen, also auch durch ganz seichtes Wasser verlaufen, gibt es immer irgendeine Stelle, an der die Wellen brechen; nur kann in der Regel verhindert werden, daß der Angriff der brechenden Welle frontal auf die Mauer trifft. Die Überlegungen hinsichtlich der Standsicherheit müssen gleichwohl auch diesen Fall einschließen.

#### a) Angriff reflektierter Wellen.

Die hervorragende Analyse des Wellenangriffes auf lotrechte Mauern in tiefem Wasser von Sainflou [1] ist bekannt; da sie jedoch für eine kurze Darstellung verhältnismäßig verwickelt ist, haben die Engländer sie für die Benutzung durch ihre Pioniereinheiten vereinfacht [2]. Minikin [3] hat eine weiter vereinfachte Fassung mit folgenden Gleichungen vorgelegt. Es bedeutet:

$$P_1 = \text{Stoß über dem ruhenden Wasserspiegel (t/ft)}^1$$

$$P_2 = \text{Stoß unter dem ruhenden Wasserspiegel (t/ft)}$$

$$P_R = P_1 + P_2 = \text{Gesamtstoß je ft Mauerlänge}$$

$$h = \text{Wellenhöhe in ft (gemessen vom Wellenberg bis zum Wellental)}$$

$$H = \text{Wassertiefe an der Mauer in ft}$$

$$l = \text{Länge der Wellen in ft}$$

$$y_1, y_2, y_R = \text{Abstand der Angriffspunkte der entsprechenden Angriffskräfte P von der Sohle vor der Mauer}$$

<sup>1</sup> 1 ft = 0,305 m. In den hierunter folgenden Formeln ist bewußt von einer Umstellung auf das metrische Maßsystem abgesehen worden, um die Zahlenwerte der Koeffizienten so beibehalten zu können, wie sie der englische Verfasser des (am Schluß genannten) Originalaufsatzes veröffentlicht hat.

Dann gilt:

$$P_1 = 0,021 h^3 (t/ft); \tag{1}$$

wo die Wassertiefe an der Mauer geringer ist als 0,3 l, dort gilt

$$P_2 = (0,0285 + c) \cdot \frac{H \cdot h}{2} (t/ft); \tag{2}$$

worin

$$c = 0,051 - 0,0774 \cdot H/l.$$

Die Verteilung des Druckes auf die senkrechten Molenwände ergibt sich aus den Formeln:

$$\left. \begin{aligned} p_b &= c \cdot h \text{ (Basis),} \\ p_s &= 0,0285 \cdot h \text{ (ruhender Wasserspiegel).} \end{aligned} \right\} \tag{3}$$

Falls die Wassertiefe an der Mauer größer ist als 0,3 l wird:  
 $c = 0,0155 - 0,026 \cdot H/l$

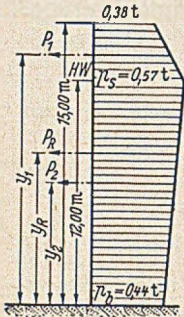


Abb. 1.

Die Höhenlage der Kraftangriffspunkte über der Basis beträgt:

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= H + h/2, \\ y_2 &= \left[ 1 - \frac{2c + 0,03}{3 \cdot (c + 0,03)} \right] \cdot H, \\ y_R &= \frac{y_1 \cdot P_1 + y_2 \cdot P_2}{P_1 + P_2}. \end{aligned} \right\} \tag{4}$$

Mit diesen Formeln gelangt Minikin zu dem in Abb. 1 dargestellten Belastungsbild, das für eine Mole mit lotrechten Wänden bei reflektiertem Wellenangriff gilt.

b) Angriff brechender Wellen.

Beträgt die Wassertiefe an der Mole weniger als 1,3 h, so wird letztere den äußerst heftigen Angriffen brechender Wellen ausgesetzt, deren Wirkungsweise sich stark von derjenigen ungebrochener, reflektierter Wellen unterscheidet. Bagnold [4] hat darauf hingewiesen, daß die größte Stoßkraft einer gebrochenen Welle dann zustandekommt, wenn der Wellenkamm ein wenig gegen das Hindernis vorgeneigt, die Welle also auf ihrer Vorderseite konkav gekrümmt ist und beim Aufprallen gegen ein senkrecht Hindernis somit eine gewisse Luftmenge einschließt, bevor die Energie der Welle verbraucht ist. Nach seiner Ansicht ist beim Eintritt dieser kritischen Bedingung eine mächtige Explosion das Ergebnis, die einen extrem hohen Lokaldruck erzeugt, ungeheure Wassermengen in die Luft schleudert und starke Wirbel erzeugt, die abwärts zum Meeresgrund hin gerichtet sind. Die Voraussetzungen für das Zustandekommen dieses Phänomens treffen aber so selten zusammen, daß glücklicherweise immer nur verhältnismäßig wenige Wellen in einem Wellenzuge die maximale Wirkung erzeugen. Trotzdem

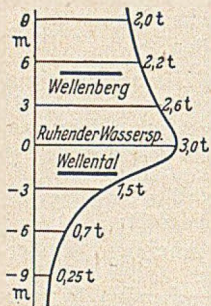


Abb. 2.

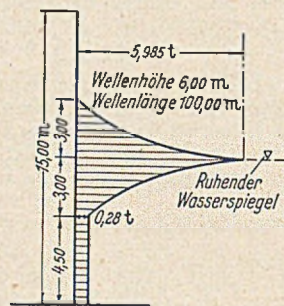


Abb. 3

muß die Standsicherheit des Bauwerkes nach den hierdurch verursachten Beanspruchungen bemessen werden, da sie während jeden Sturmes mit Wahrscheinlichkeit einige Male vorkommen.

Die Stoßkraft einer brechenden Welle wurde früher aus empirisch gewonnenen Daten abgeleitet. Abb. 2 zeigt eine graphische Darstellung während eines Sturmes an der Mole von Genua gemessener Werte nach Luigi [5], wobei die Wellenhöhe gleichzeitig mit 7,3 m gemessen wurde. Für andere Wellenhöhen veränderte man das Diagramm der angreifenden Kräfte proportional der Wellenhöhe.

In einem Versuch, Bagnolds Modellergebnisse mit den Messungen des Seeangriffes in der Natur durch Rouville und Petry sowie mit der Literatur über verschiedene Fehlschläge bei Molenbauten in Übereinstimmung zu bringen, hat Minikin [6] folgende Formeln für den Stoß einer brechenden Welle zusammengestellt:

Kraftangriff in Höhe des ruhenden Wasserspiegels:

$$p_m = \frac{\pi \cdot g \cdot h}{35 \cdot l} \cdot \frac{d}{D} \cdot (D + d) (t/ft^2). \tag{5}$$

Gesamter Stoß auf einen ft Molenlänge:

$$P_R = \frac{3 \cdot 85 d}{l \cdot D} (D + d) \left( \frac{h}{2} \right)^2 + \left( d + \frac{h}{4} \right) \frac{h}{70} (t). \tag{6}$$

Hierin bedeutet D = Wassertiefe eine Wellenlänge seawärts von der Mole in ft

d = Wassertiefe an der Mole in ft

h = Höhe, l = Länge der Welle in ft.

Die Verteilung des Kraftangriffes ist in Abb. 3 dargestellt.

2. Weitere Faktoren für den Entwurf von Molen.

Abgesehen vom dem Kraftangriff des Seeganges sind noch andere Faktoren zu beachten, die auf Lage und Konstruktion der Mole von Einfluß sind; insbesondere sind dies örtliche Strömungen physiographischer Herkunft, die Gezeitenströme und die etwa vorhandene Küstenströmung. Alle diese Strömungen bewirken bei genügender Stärke eine Bewegung des losen Materials am Grund und jedes Hindernis, das sich der Strömung entgegenstellt — ob es bis zum Meeresgrund hinabreicht oder in einigem Abstände davon bleibt — ändert den natürlichen Ablauf der Dinge, indem es die Fließrichtung verändert und die Geschwindigkeit stellenweise erhöht. Mit der Erhöhung der Geschwindigkeit ist eine verstärkte Wanderung der Bodenteilchen verbunden, wobei an einigen Stellen Materialschwund erzeugt wird, am anderen Anwuchs und Ablagerung. Diese — an sich bekannten — Erscheinungen sind beim Bau einer Mole an sandiger Küste von größter Bedeutung für das Bauwerk und müssen ganz besonders beachtet werden, wenn es sich darum handelt, eine Mole durch einfaches Absetzen von Senkkästen zu bilden. Normalerweise ergibt sich Materialanwuchs am landseitigen Ende der Mole auf der Wetterseite, Materialschwund und Kolkbildung am seawärtigen Molenteil auf der Leeseite. Sind diese Tatsachen schon wichtig beim Bau einer Mole, deren Gründung ausreichend tief unter den Meeresgrund hinabreicht, so kommt ihnen recht entscheidende Bedeutung zu, wenn es sich um den Entwurf einer gründungslosen Mauer handelt, die lediglich auf der Oberfläche einer vielleicht in Bewegung befindlichen Sandmasse ruht.

Von Einfluß ist ferner Art und Gestalt des Meeresbodens. Sind hervorstehende Felsenriffe vorhanden, so sind unüberwindliche Schwierigkeiten zu erwarten. Abwechselnd harter und weicher Grund ist ebenso zu meiden, weil die Gefahr eines Durchbrechens der langen Senkkästen besteht. Steil abfallender Grund schließt deren Gebrauch überhaupt aus. Die Anwendung gründungsloser Wellenbrecher ist somit auf Örtlichkeiten beschränkt, wo der Meeresgrund verhältnismäßig gleichförmig ist (ebene Felssohle oder ebene Ablagerungen von Kies, Sand oder Ton).

3. Rechnungsbeispiel.

Ein passender Platz für die Anwendung dieses Typs von Hafentmolen sei Wellen von einer größten Höhe von 20 ft und einer Länge von 340 ft ausgesetzt. Bei Niedrigwasser sei ferner die Wassertiefe d an der Mole 25 ft, der Gezeitenhub 15 ft. Die seawärtige Neigung des Meeresgrundes sei 1 : 7 und somit die Wassertiefe D (eine Wellenlänge seawärts von der Mole) =  $25 + \frac{340}{7} =$  ca. 75 ft. Nach Gl. (5) wird dann die maximale Beanspruchung durch eine brechende Welle

$$p_m = 2,9 \cdot \frac{20}{340} \cdot (75 + 25) = 5,67 t/ft^2$$

in Höhe des ruhenden Wasserspiegels. Der gesamte Wellenstoß je ft Mauerlänge ergibt sich nach Gl. (6) zu

$$P_R = \frac{3,85 \cdot 25}{3,40 \cdot 75} \cdot (75 + 25) \cdot 10^2 + (25 + 5) \cdot \frac{20}{70} = 46,3 t/ft$$

(brechende Wellen). Das diesem Horizontalstoß entsprechende Moment ist  $37,7 \cdot 25 + 8,6 \cdot 12 = 1047 \text{ t} \cdot \text{ft}$ .

Das erforderliche Gewicht der Moleneinheit, um Überkippen zu verhindern, ist dann, wenn man 60 ft Molenbreite annimmt:

$$W = \frac{1047}{30} = 35 \text{ t}$$

Besteht die Mole aus Stahlbeton mit Ballast, so bedeutet dies ein erforderliches Trockengewicht von 52 t, sofern man nur teilweises Eintauchen voraussetzt. Da der Molenkörper keine besonderen Vorkehrungen zur Verzahnung mit dem Meeresgrund hat und zur Erreichung von Gleitsicherheit nur auf die Reibung auf seiner Unterlage angewiesen ist, so muß bei einem Reibungsbeiwert  $\mu = 0,54$  das wirksame Gewicht

$$W = \frac{46,3}{0,54} = 86 \text{ t/ft}$$

betragen, was einem Trockengewicht von 129 t/ft entspricht.

Bei Wassertiefen von mehr als 25 ft mögen keine brechenden Wellen mehr auftreten. Dann erhält man nach Gl. (1), (2) und (3) für eine Wassertiefe bei Hochwasser von  $d = 40 \text{ ft}$  den Gesamtstoß auf die Mole, die noch 10 ft über den Wasserspiegel ragt:

$$P_R = (0,0285 + c) \cdot \frac{40 \cdot 20}{2} + \frac{5}{9} \cdot 0,021 \cdot 20^2$$

und mit  $c = 0,031 - 0,774 \cdot \frac{40}{340} = 0,022,$

$$P_R = 24,86 \text{ t/ft}$$

(schwingende Wellen). Diesem Stoß entspricht ein Moment von  $634 \text{ t} \cdot \text{ft}$  und das erforderliche Gewicht für Kippsicherheit 21 t/ft bzw. ein Trockengewicht von 37 t/ft. Zur Gleitsicherheit ist ein wirksames Gewicht von 46 t/ft oder 80 t/ft Trockengewicht erforderlich.

#### 4. Ausführungsvorschlag.

Eine wirtschaftliche bauliche Lösung für das vorstehend durchgerechnete Beispiel wäre gegeben durch einen Stahlbeton-Senkkasten mit einer besonders kräftigen lotrechten Stahlbetonwand auf der Wetterseite, die nicht unter  $3\frac{1}{2} \text{ ft}$  (1,07 m) stark sein und anbetonierte Verstärkungsrippen erhalten müßte. Wichtig ist die Frage der Schwimmstabilität beim Transport und beim Absenken. Abb. 4 zeigt den Querschnitt eines solchen Baukörpers mit einer etwa 1,35 m starken Hauptmauer. Auf ihrer Leeseite sind starke anbetonierte Aussteifungsrippen mit den Querschotten des Senkkastens vereinigt, dessen Hafenseite in Form eines kräftigen Kastenbalkens konstruiert ist; die

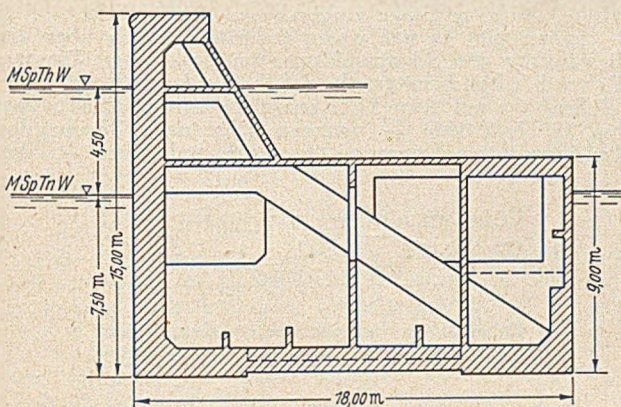


Abb. 4.

dadurch gebildete Kammer wird als Trimmzelle benutzt. Der Kasten ist mit einer Leichtbetondecke abgedeckt. Der Boden wird nach dem Stapellauf verstärkt und der Aufbau schwimmend hergestellt. Eine solche Konstruktion würde folgende Trockengewichte je ft Länge besitzen:

Stahlbeton . . . . .	42 t
vor dem Stapellauf eingebrachter Ballast . . . . .	5 t
nach dem Stapellauf eingebrachter Ballast . . . . .	12 t
nach dem Absenken eingebrachter Ballast . . . . .	67 t
Summe:	126 t

Dies ergibt einen Sicherheitsfaktor 1,0 gegen Gleiten bei ungünstigen Bedingungen.

Wenn die Entfernung vom Herstellungsplatz bis zur Einbaustelle nicht zu groß ist, so könnte ein brauchbares Maß für die Länge der Schwimmkörper bei 100–120 ft (30–36 m) liegen; geht der Transport aber über See, so soll die Länge nicht geringer sein als die dreifache Breite.

Wenn auch keine besondere Vorbereitung des Untergrundes vorgesehen ist, dürfte es ratsam sein, ihn nach Möglichkeit vor dem Absenken einigermaßen einzuplanieren. Auf tonigem Untergrund sollte eine zusätzliche Freibordhöhe vorgesehen werden, um nachträgliches Setzen auszugleichen.

Sind die einzelnen Senkkästen abgesetzt, so werden sich zwischen ihnen — auch bei sorgfältiger Arbeit — Lücken ergeben. Um Auskolkungen zu vermeiden, müssen diese so schnell wie möglich geschlossen werden. Größere Lücken werden mit Spundwänden beiderseits abgeschlossen und mit Beton verfüllt; während eine enge Lücke mit Sackbeton verstopft werden kann. Das einfachste und beste Verfahren ist, die Enden der Baukörper mit vorkragenden Seitenwänden zu versehen; so erhält man eine leicht auszufüllende Lücke zwischen den Endquerschotten der aneinandergrenzenden Baueinheiten. Die wahrscheinlichen Kosten solcher Bauwerke hängen von den örtlichen Verhältnissen des Herstellungsplatzes ab, werden aber in der Regel beträchtlich niedriger liegen als diejenigen der bisher bekannten Bauarten.

Baukörper dieser Art dürften ihren Zweck erfüllen, wenn sie für bestimmte örtliche Verhältnisse zweckmäßig konstruiert sind. Die Wassertiefe sollte etwa 9 m nicht überschreiten und der Grund recht flach sein.

Die Baukörper für den Molenkopf wird man stärker bemessen und so ausbilden, daß der größeren Neigung zur Auskolkung begegnet wird. In losen Untergrund sollten sie einbinden, was entweder durch eine Spundwandrammung rund um die Außenseite des Senkkastens bewirkt werden kann oder durch nach unten verlängerte Seitenwände des Senkkastens mit der Möglichkeit, durch zweckmäßige Anordnung von Spülrohren ein rasches — aber gesteuertes — Eindringen in den Untergrund zu erreichen. Von der Molenwurzel an Land bis zu einem Punkt mit etwa 1,8 m Wassertiefe unter MSPInw sollte die Mole als Erddamm oder in Blockbauweise hergestellt werden.

#### B. Schwimmende Wellenbrecher.

##### Grundgedanken.

Alle Versuche, zum Schutze von Häfen und Reeden gegen Wellengang ein anderes mechanisches System als einen soliden Wellenbrecher oder eine Mole zu verwenden, hatten bis 1943 nur unzureichende Vorschläge für solche anderen Systeme hervorgebracht. Die meisten davon besaßen die Form leichter Hindernisse aus Stahl- oder Eisenkonstruktion, die gänzlich wirkungslos blieben; andere bestanden aus Metallplatten mit senkrechten oder waagerechten Schlitzen, andere aus „Rohrhärfen“. Keiner dieser Vorschläge hatte Erfolg und keiner besaß eine ausreichende wissenschaftlich-theoretische Grundlage.

Der letzte Krieg und sein Ruf nach technischen Neuerungen gaben den Anstoß zu wissenschaftlichen Untersuchungen in einer Richtung, die bessere Erfolge versprach. Sie führten im Ergebnis zur Konstruktion eines schwimmenden Wellenbrechers, d. h. von Schwimmkörpern, denen die Aufgabe gestellt war, an Stelle einer Mole eine Hafensfläche oder eine Reede gegen Seegang zu schützen.

Beim Absetzen von Passagieren oder Lotsen auf See nähert sich der längsseits kommende Tender dem Seeschiff stets auf dessen Leeseite. Dabei kann man beobachten, daß die Oberfläche der Wellen in Lee des Seeschiffes glatter ist als auf dessen Wetterseite; aber — dies ist wichtig — die Amplitude der Wellen erscheint trotz des beträchtlichen Tiefganges des Schiffes nicht vermindert. Man kann außerdem beobachten, daß das Schiff rollt und seine Masten dabei nahezu lotrecht auf der Oberfläche der gerade vorbeiziehenden Welle stehen und nur eine geringe zeitliche Verzögerung der Rollschwingung gegenüber der Wellenschwingung festzustellen ist.

Die Überlegung, daß ein durch seine konstruktive Durchbildung weder zum Rollen noch zum Auf- und Niederschwingen neigender Schwimmkörper eine wirk- same Dämpfung des Seeganges herbeiführen müsse, führte zur Konstruktion des „Bombardons“, eines Schwimm- körpers von kreuzförmigem Querschnitt. Aus Abb. 5 ist sein Prinzip ersichtlich. Es handelt sich um einen Stahl- holzkörper, dessen untere (1,50 m breite) und dessen mittlere (7,5 m breite) Abteilung im Betriebszustande ge-

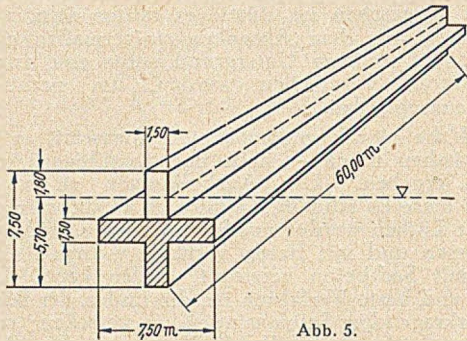


Abb. 5.

flutet sind; lediglich die obere, 1,50 m breite Abteilung bildet eine wasserdichte Zelle, die die Schwimmfähigkeit des Gesamtkörpers sicherstellt. Diese 3 m hohe Schwimm- zelle taucht dabei im Ruhezustand 1,20 m ein; ihre rest- liche Höhe von 1,80 m bleibt als Auftriebsreserve ver- fügbar.

Physikalische Grundlagen.

Wenn eine elastisch aufgehängte, frei bewegliche Masse als Teil eines mechanischen Systems der Einwirkung einer äußeren Kraft ausgesetzt wird und dabei elastisch nach- gibt, so wird sie nach plötzlichem Fortfall der äußeren Kraft mit einer natürlichen Periodizität schwingen, die nur von den mechanischen Daten des Systems abhängt, nicht aber von der Größe der äußeren Kraft. Kehrt die angewandte Kraft periodisch wieder und ist diese Periode größer als die natürliche Schwingungsdauer des mecha- nischen Systems, so wird die Masse sich mit etwa der gleichen Amplitude und Phase bewegen wie die ange- wandte Kraft. Hat im Gegensatz hierzu die äußere Kraft eine kleinere als die natürliche Periode des Systems, so wird die elastisch aufgehängte Masse das Bestreben zei- gen, in Ruhe zu bleiben.

Auf diese Weise ist es möglich, bei richtiger Wahl der physikalischen Faktoren (Masse, Dämpfungskoeffi- zient und Elastizitätszahl) ein mechanisches System zu er- halten, das unter einer gegebenen Periodizität äußerer Kräfte in Ruhe bleibt. Hierzu ist es lediglich erforder- lich, daß das mechanische System eine größere natürliche Schwingungsdauer hat als diejenige der längsten Welle, der es ausgesetzt werden soll.

Beim Bombardon wird die Elastizität durch die Ver- änderung des Auftriebes während des Schwingungs- ganges ersetzt. Wenn man nämlich auf einen schwimmen- den Körper eine Kraft im Sinne einer vergrößerten Ein- tauchung einwirken läßt und ihn dann plötzlich freigibt, so wird der Auftrieb dessen Masse über die ursprüng- liche Schwimmlage erheben, bis die beim Hochschnellen erzeugte Bewegungsenergie durch den Überschuß des Eigengewichtes über den Auftrieb aufgezehrt ist. Die er- forderliche lange Eigenschwingung des Schwimmkörpers kann erreicht werden durch einen verhältnismäßig schwe- ren Körper, der bei vergrößerter Eintauchung nur geringe zusätzliche Auftriebskraft entwickelt. Diese Bedingungen erfüllt das Bombardon durch seine Querschnittsform und durch das Fluten seiner unteren Abteilungen, die als Wasserballastzellen zusammen mit dem über den waage- rechten Seitenarmen des Kreuzes befindlichen freien (außerhalb des Schwimmkörpers befindlichen) Wasser- massen dem System die erforderliche große Masse geben, während die schmale Schwimmzelle dafür sorgt, daß beim Eintauchen nur wenig zusätzlicher Auftrieb entsteht. (500 kg Auftriebsänderung bei 33 cm Tiefgangsänderung gegenüber einem Gewicht des Schwimmkörpers einschließ- lich Wasserballast von 25 t (beides je m Länge des Schwimmkörpers), d. h. dem 50-fachen der auf die Wieder- herstellung der normalen Schwimmlage gerichteten Kraft.)

Praktische Ergebnisse.

Wenn es gelänge, die Abmessungen und physika- lischen Faktoren des Systems so zu gestalten, daß eine 100%ige Reflexion des auf der Wetterseite einfallenden Seeganges entsteht, so müßte das Wasser auf der Leeseite vollkommen ruhig sein. Da diese Idealbedingung unmög- lich erreicht werden kann, werden die einfallenden Wel- len nur teilweise reflektiert und auf der Leeseite entsteht eine Sekundärwelle (von geringerer Amplitude als die einfallende), die von demjenigen Teil der Energie erzeugt wird, der dem Unterschied zwischen der einfallenden und der reflektierten Welle entspricht.

Eine weitere Fehlerquelle ergibt sich aus der Tatsache, daß die Schwimmkörper aus Herstellungsgründen nur ge- wisse Höchstlängen erhalten können und daher zum Schutze eines Hafens oder einer Reede kettenförmig an- einander gereiht werden müssen. Um sie zu verankern und Beschädigungen im Seegang auszuschließen, sind Lücken zwischen ihnen erforderlich, die bei der prak- tischen Anwendung 15 m breit waren bei einer Länge der Schwimmkörper von 60 m. In einer fortlaufenden Kette von Schwimmkörpern machten also die Lücken 20 % der Gesamtlänge aus und ließen somit einen beträchtlichen Teil der Wellenenergie in die Leewasserfläche eintreten, die eine Wellenhöhe von rd. 45 % der auf der Wetter- seite einfallenden Wellen ergaben. Da diese Fehlerquelle mit der Natur des Systems zusammenhängt und nicht beseitigt werden kann, wurde bei der Verwendung der schwimmenden Wellenbrecher vorgesehen, eine zweite Kette von Bombardons etwa 250 m seewärts der ersten auszulegen. Abb. 6 zeigt das Verankerungssystem für eine Bombardon-Kette, während Abb. 7 die Ausbreitung der durch die Lücken hindurchtretenden Wellen veranschaulicht sowie das Abklingen der dadurch verursachten

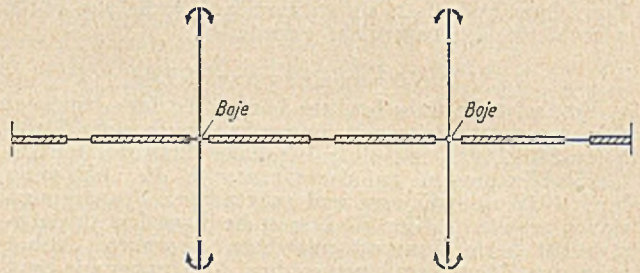


Abb. 6.

sekundären Wellenbewegung nach der Tiefe der zu schützenden Wasserfläche. Die in Abb. 5 und 6 ange- gebenen Maße entsprechen einer für Wellen von 3 m Höhe und 45 m Länge vorgesehenen Ausführung.

Leider gibt es nur wenig technische Daten über die Bewährung der Schwimmkörper im praktischen Einsatz. Es wird lediglich mitgeteilt, daß bei leichtem Seegang die Wellenhöhe auf etwa 50 % reduziert wurde. Dem Sturm am 19. Juni 1944 — vierzehn Tage nach Beginn des Landungsunternehmens an der Normandieküste —, der

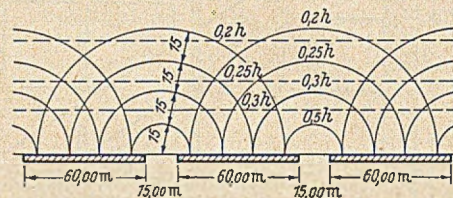


Abb. 7.

Wellenhöhen von 3,60 m und Wellenlängen von 90 m erzeugte, waren die Bombardons (und vor allem wohl ihre Verankerungen) nicht gewachsen; der aus ihnen ge- bildete Wellenbrecher wurde innerhalb zweier Tage völlig zerstört. Trotz dieses Mißerfolges infolge einer Be- anspruchung, für die die Schwimmkörper nicht konstru- iert waren, haben seine Väter das Vertrauen zu diesem System nicht verloren. Vielleicht gründet sich ihr Opti- mus mehr auf die ausgearbeitete Theorie als auf die praktischen Ergebnisse; immerhin haben sie bei den Ver- suchen in britischen Küstengewässern, die vor dem Nor- mandie-Landeunternehmen vorgenommen wurden, die Möglichkeit bewiesen, mit Hilfe schwimmender Wellen-



brecher die Wellenhöhe bei begrenzten Ansprüchen erheblich herabzusetzen. Wenn auch wohl niemand auf den Gedanken kommen wird, derartige Schwimmkörperketten könnten an die Stelle der Hauptschutzmolen an der Küste liegender Häfen treten, so kann man sich doch vorstellen, daß es möglich wäre, unerwünschten Seegang auf größeren Wasserflächen innerhalb eines Hafens oder auf einer Reede an bestimmten Stellen herabzumindern, wo z.B. in verhältnismäßig unruhigem Wasser Schiffe mit geringem Freibord laden und löschen sollen (Hafenschuten, Binnenschiffe) oder wo aus besonderen Gründen (Bauarbeiten, Baggerungen) besonders ruhiges Wasser benötigt wird. [Nach R. R. Minikin in Engineering 166 (1948) S. 577 und 604.]

Dr.-Ing. Karl-Eduard Naumann, Hamburg.

Literatur.

1. M. Sainflou: Ann. Ponts et Chaussées 1928.
2. R. R. Minikin: Engineering 1944, S. 22.
3. R. R. Minikin: Engineering 1948, S. 577 und 604.
4. R. A. Bagnold: Journal J. C. E. Nr. 7, 1939.
5. Luiggi: Opere marittime piu adatte ai Porti Italiani. Padua 1909.
6. R. R. Minikin: The Dock and Harbour Authority, Mai-Heft 1946.
7. A. Eckhardt: Jb. Hafenbautechn. Ges. 12 (1930/31) S. 92.
8. E. Bruns: Jb. Hafenbautechn. Ges. 19 (1941/49) S. 92—158.

Die deutschen Talsperren.

1. Allgemeines.

Deutschland hatte nach den Grenzen von 1935 im Jahre 1949, also ohne Österreich und mit den abgetretenen, bzw. zur Abtretung vorgesehenen Gebieten, 149 Talsperren. Als Talsperren gelten nach der Anweisung für den Bau und Betrieb von Talsperren von 1938 alle Speicher über 0,1 hm<sup>3</sup> Inhalt und über 5 m Höhe über der Talsohle. Es wurden aber nur solche Anlagen hier aufgeführt, die als Hauptzweck das Speichern von Wasser haben. Solche, deren Hauptzweck das Anstauen ist, sind nicht aufgeführt, auch nicht, wenn sie einen Speicherraum besitzen (bei großen Wehren), der ein Vielfaches von 0,1 hm<sup>3</sup> ausmacht. Z.B. wird die Salbach-Talsperre mit 1 = 0,3 hm<sup>3</sup> als Talsperre aufgeführt, nicht aber dagegen das Wehr Ryburg-Schwörstadt am Oberrhein trotz des erheblich größeren Stauraumes. Die letzte in der Literatur erschienene Zusammenstellung stammt aus dem Jahre 1935 (Deutsche Wasserwirtschaft 1935, Heft 7).

In der Tabelle 1 sind alle Talsperren über 5 hm<sup>3</sup> aufgeführt. Das sind insgesamt 56 Talsperren. Anschließend wurden alle noch nicht in der vorhergehenden Tabelle genannten Talsperren aufgeführt mit einer Gesamthöhe über dem tiefsten Punkt der Gründung von 20 m, und zwar sind das 49 Talsperren; zusammen 105 Talsperren. Von den insgesamt 149 Sperren, mit einem Inhalt über 0,3 hm<sup>3</sup> bzw. einer Höhe über i. a. 15 m beträgt der Gesamtspeicherraum rd. 2300 hm<sup>3</sup>.

2. Einteilung nach dem Speichereinhalte.

Die 8 größten Talsperren haben einen Speicherraum von 1210 hm<sup>3</sup>, also mehr als die Hälfte des Inhaltes aller Talsperren zusammen. Es handelt sich dabei um die Sperren Bleiloch, Eder, Hohenwarte, Ottmachau, Möhne, Turawa, Rappbode und Schluchsee. Die Einteilung nach dem Speichereinhalte ergibt folgende Zusammenstellung: (Tabelle 2).

Tabelle 2.

Speichereinhalte	Anzahl der Sperren	Gesamtzahl	Anteile in %
200—250 hm <sup>3</sup>	2	2	1,3
150—200 hm <sup>3</sup>	1	3	2
100—150 hm <sup>3</sup>	5	8	5,4
50—100 hm <sup>3</sup>	4	12	8
30—50 hm <sup>3</sup>	6	18	12
20—30 hm <sup>3</sup>	9	27	18
10—20 hm <sup>3</sup>	11	38	25,5
5—10 hm <sup>3</sup>	18	56	38
unter 5 hm <sup>3</sup>	93	149	100

3. Einteilung nach der Höhe des Stauwerkes.

Die Talsperren sind in der Tabelle 3 nach der Höhe eingeteilt (Gesamthöhe von der tiefsten Stelle der Gründung gerechnet):

Tabelle 3.

Höhen	Anzahl	Gesamtzahl	Anteile in %
über 100 m	1	1	0,6
70—80 m	2	3	2
60—70 m	8	11	7,4
50—60 m	9	20	13,5
40—50 m	13	33	22
30—40 m	24	57	38
20—30 m	34	91	61
unter 20 m	58	149	100

Danach ergibt sich, daß die Hälfte etwas über 25 m Höhe besitzt. Die 21 höchsten Talsperren sind (Höhe über Gründungssohle) die folgenden:

- |                                  |                               |
|----------------------------------|-------------------------------|
| 1. Rappbode . . . . . 105 m      | 12. Verse II . . . . . 60 m   |
| 2. Hohenwarte . . . . . 75 m     | 13. Saldenbach . . . . . 59 m |
| 3. Sorpe . . . . . 68 m          | 14. Urft . . . . . 58 m       |
| 4. Bleiloch . . . . . 67 m       | 15. Soese . . . . . 57,3 m    |
| 5. Schwarzenbach . . . . . 67 m  | 16. Oker . . . . . 57 m       |
| 6. Eupen . . . . . 64 m          | 17. Bever II . . . . . 55 m   |
| 7. Schluchsee . . . . . 63,5 m   | 18. Zillier . . . . . 51 m    |
| 8. Oder . . . . . 62,3 m         | 19. Ennepe . . . . . 50,5 m   |
| 9. Maur . . . . . 62 m           | 20. Eder . . . . . 50 m       |
| 10. Ecker . . . . . 62 m         | 21. Lehmühle . . . . . 50 m   |
| 11. Schwammenauel . . . . . 62 m |                               |

Die höchsten Erddämme sind:

- |                                 |                            |
|---------------------------------|----------------------------|
| 1. Sorpe . . . . . 68 m         | 4. Verse II . . . . . 60 m |
| 2. Oder . . . . . 62,3 m        | 5. Soese . . . . . 57,3 m  |
| 3. Schwammenauel . . . . . 62 m | 6. Bever II . . . . . 55 m |

4. Talsperrentypen.

Von den 149 Talsperren sind gebaut als (Tabelle 4):

Tabelle 4.

Type	Zahl	Anteile in %
Gewichtsmauern aus Mauerwerk	51	34
Gewichtsmauern aus Beton	29	19,5
Gewölbereihe	1	0,67
Mauern	81	54
Dämme mit Böschungsdichtung	33	22
Dämme mit Kerndichtung	21	14
ohne besondere Dichtung	3	2
Dichtung unbekannt	11	7,4
Dämme	68	46

Es wurden etwas über die Hälfte der Stauwerke als Stauauern erbaut und die andere Hälfte (darunter hauptsächlich die kleineren) als Dämme. Von den Dämmen wurde fast die Hälfte mit Böschungsdichtung gebaut.

Die modernsten Gewichtsmauern aus Bruchstein sind Saldenbach (1933), Lehmühle (1931), Weitersweise (1929), Bremberg (1929), Goldentraum (1924) und Muldenberg (1924). Das Fertigstellungsjahr wurde in Klammern hinzugefügt.

Von den Betonstauauern sind hergestellt in  
 Stampfbeton: Dreiläger (1911), Buchwald (1906);  
 Gußbeton: Bleiloch (1932), Kriebstein (1929), Agger (1929), Schwarzenbach (1925), Pfreimd (1924);  
 plast. Beton: Hohenwarte (1939), Pirk (1938), Lütische (1936), Zillierbach (1936), Schluchsee (1931), Schwarza (1931);  
 Rüttelbeton: Ecker (1945), Eupen (1945), Pirk (1938);  
 gekühlter Beton: Hohenwarte (1939);  
 Eisbeton: Rappbode (im Bau).

Es wurde nur eine Stauauer in Stahlbeton ausgeführt (Vöhrenbach).

Tabelle I. Statistik der deutschen Talsperren.  
(56 Talsperren mit über 5 hm³ Inhalt, nach dem Stande von 1949.)

G = Gewichtsmauer, D = Erddamm, StD = Steindamm, GR = Gewölbereihenmauer, B = Beton, M = Mauerwerk, EB = Eisenbeton.

Table with columns: Lfd. Nr., Name, Fluß, Inhalt in 1000 m³ (Becken, Stauwerk), Höhe über (Gründungs-sole, Tal-sole), b (Krone), Sohle in % der Höhe, l (m), Form, Radius (m), Baustoff, Jahr der Inbetriebnahme, Zweck. Rows include dams like Belleloch, Eder, Hohenwarte, etc.

(49 Talsperren mit über 20 m Höhe über der Gründungssole, nach dem Stande von 1949.)

Table with columns: Lfd. Nr., Name, Fluß, Inhalt in 1000 m³ (Becken, Stauwerk), Höhe über (Gründungs-sole, Tal-sole), b (Krone), Sohle in % der Höhe, l (m), Form, Radius (m), Baustoff, Jahr der Inbetriebnahme, Zweck. Rows include dams like Zillier, Dreiläger, Solinger, etc.

DER MINISTER



DER UNTERNEHMER



DER ARBEITER



alle 3 haben eine Sorge..

... und ihre Sorge ist unser aller Sorge!

Unserer Eisen- und Stahlindustrie drohen ernste Schwierigkeiten. Sie wird ihre Produktion nicht voll aufrecht erhalten können, weil ihr nicht genug Eisen- und Stahlschrott zufließt. ✕

#### Die Folgen wären verheerend!

- Weitere Verzögerungen in der Belieferung mit Eisen- und Stahlerzeugnissen, die alle Industrie- und Gewerbezweige empfindlich treffen würden ...
- Betriebsunterbrechungen, Stilllegungen, Kurzarbeit und Lohnausfall mit ihren Auswirkungen auf die ganze Wirtschaft; Verlust von Arbeitsplätzen, Arbeitslosigkeit, soziale Unruhen ...
- Schwierigkeiten im internationalen Gütertausch, Gefährdung des Imports lebenswichtiger Rohstoffe und Nahrungsmittel, weil wir unsere Gegenlieferungsverpflichtungen nicht einhalten können ...

#### Wir können es uns nicht leisten,

in dieser Lage Eisen- und Stahlschrott etwa aus Bequemlichkeit auch nur einen Tag länger als notwendig liegen zu lassen. Jeder muß helfen, daß jede Menge und jede Art von Schrott auf dem schnellsten Wege dem Kreislauf der Produktion zugeführt wird, denn davon hängt es auch ab, ob die verarbeitende Industrie, die Bauwirtschaft, das Handwerk, die Landwirtschaft und jeder andere Wirtschaftszweig mit Eisen- und Stahlerzeugnissen ausreichend versorgt werden können.

✕ Sie fragen wie das kommt?

• Bedenken Sie, daß zur Herstellung von 1000 kg Stahl wenigstens 500 kg Schrott notwendig sind ...

• Bedenken Sie, daß wir früher Schrott eingeführt haben. Zwar hatten wir (leider!) durch den Krieg mehr Schrott, aber nun müssen wir auch Schrott ausführen als Gegenleistung für Kredite, Rohstoffe und Nahrungsmittel ...

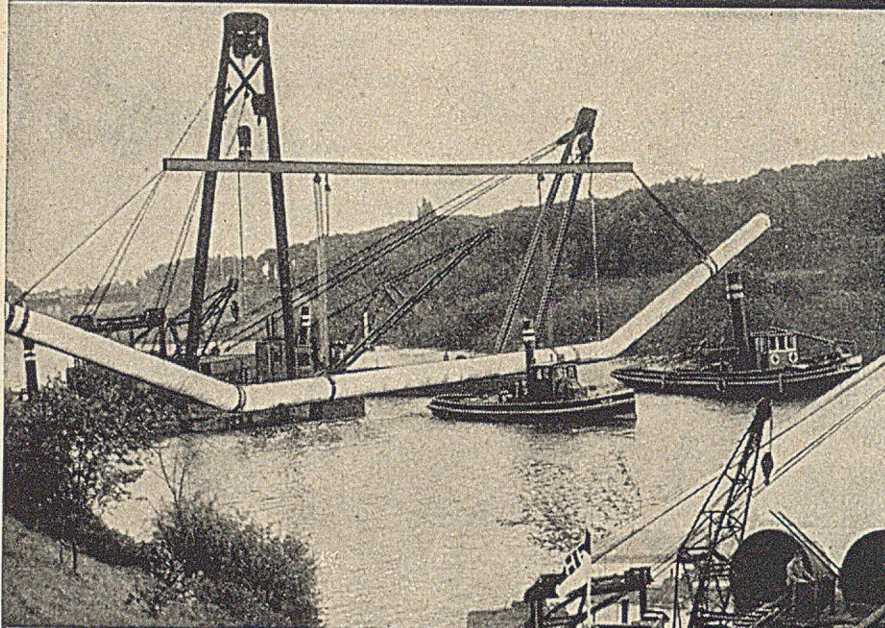
• Bedenken Sie, daß wir auch mehr Schrott zur Stahlgewinnung brauchen, weil unsere Brennstoffe knapp sind ...

# SCHROTT IST MEHR ALS SCHROTT

... denn er ist notwendig, um auch Ihren Betrieb in Gang zu halten

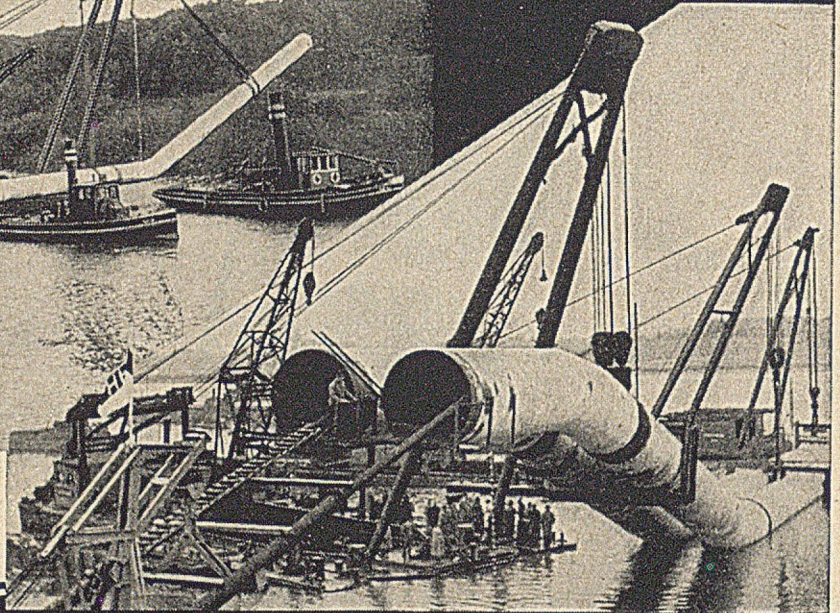
... denn er bedeutet Sicherung des Arbeitsplatzes für viele

# HEINRICH HIRDES GMBH DUISBURG



Einschwimmen des Raffelbergdükers im Ruhrschiffahrtsweg

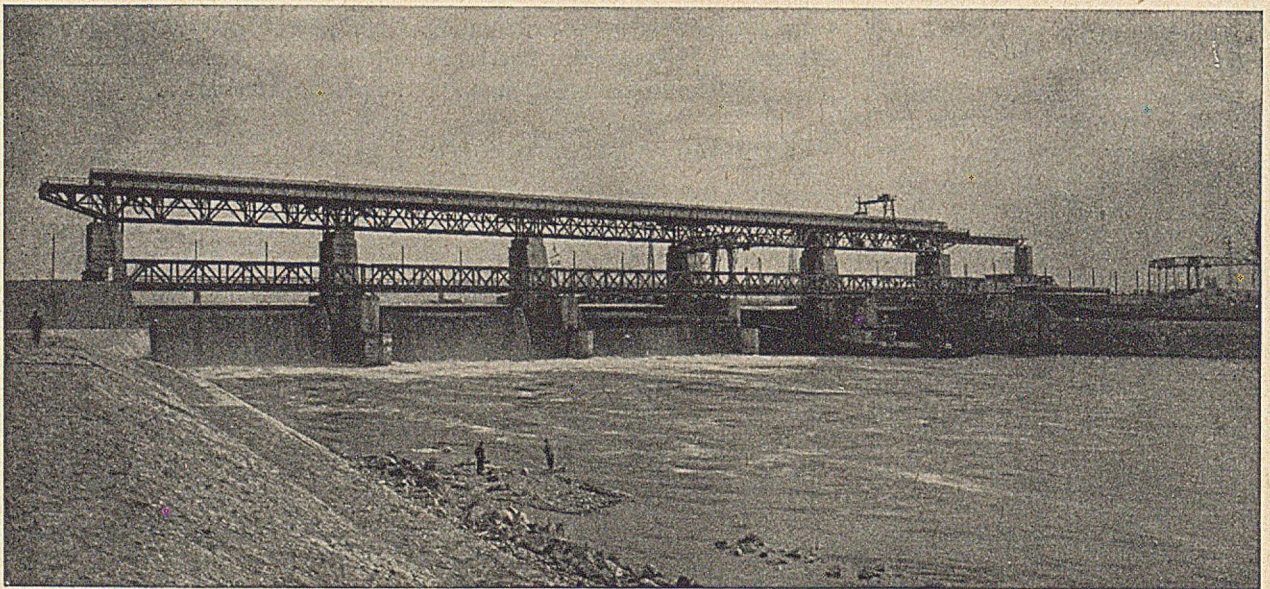
Einschwimmen der Auslaufrohre für die neue Emschermündung im Rhein



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

# EISENBAU **WYHLEN** AKT.-GES.

WYHLEN (BADEN)



Stahlbrückenbau  
Stahlhochbau

Stahlwasserbau  
Stahlbehälter

Kranbau  
Verladebrücken

Drehkrane  
Dieselkrane

Lfd. Nr.	Name	Fluß	Inhalt in 1000 m <sup>3</sup>		Höhe über		b Krone m	Sohle in % der Höhe	l m	Form	Radius m	Baustoff	Jahr der Inbetriebnahme	Zweck
			Becken	Stauwerk	Gründungssohle m	Talsole m								
19	Lappin	Radaune	1600	120	31,50	14,00	3,00	95 m	380	D	∞	Böschungsdichtung Lehm	1927	K
20	Kalte Bode	Bode	4500	180	31,00	25,00	3,00	130 m	235	D	∞	Böschungsdichtung Lehm	Proj.	H
21	Schlichem	Schlichem	800	—	30,50	29,50	5,00	—	300	D	—	Erddamm mit Tonschürze	1945	HI
22	Wölfel	Wölfelsbach	910	20,3	30,15	26,15	3,30	63 %	112	GM	250	M	1907	H
23	Verse I	Verse	1650	24	29,10	25,30	4,00	68 %	166	GM	125	M	1903	TA
24	Schwarza	Schwarza	1850	110	28,00	—	10,00	131 m	110	D	—	Böschungsdichtung Lehm	1937	I
25	Einsiedel	Zwönitz	400	23,60	28,00	22,00	4,00	71,5 %	180	GM	400	M	1894	T
26	Gotha (Tambach)	Apfelstädt	1100	38	27,85	22,25	4,00	69 %	130	GM	150	M	1905	T
27	Jubach	Jubach	1050	28	27,80	24,20	4,50	69 %	152	GM	125	M	1905	A
28	Koberbach	Koberbach	2800	204	27,00	19,00	5,00	150 m	327	D	∞	Böschungsdichtung Lehm	1930	I
29	Fuelbecke	Fuelbecke	700	18	27,00	23,00	3,50	59 %	145	GM	150	M	1896	A
30	Buchwald	Bober	2200	32,1	26,80	15,00	3,00	66 %	230	GM	250	Stampfbeton	1906	H
31	Lingese	Lingese	2600	29,3	25,50	18,50	4,50	67 %	183	GM	200	M	1898	AH
32	Brucherbach	Brucherbach	3340	28	25,00	20,00	4,50	74 %	200	GM	150	M	1914	AH
33	Dhron	Dhron	500	9	25,00	19,00	4,00	74 %	95	GM	90	M	1913	K
34	Eschbach	Eschbach	1090	17	25,00	18,00	4,00	58 %	160	GM	125	M	1892	T
35	Neunzehnhain I	Lauterbach	750	19,4	25,00	18,00	4,00	70 %	151	GM	200	M	1908	TA
36	Bever I	Bever	3300	32	25,00	17,75	4,00	68 %	235	GM	250	M	1898	AH
37	Vorsperre Rappbode	Rappbode	1400	12,7	24,00	—	2,00	—	106	GB	—	B	geplant	—
38	Groß-Wohnsdorf	Alle	4700	118	23,90	10,90	4,50	—	—	D	gekrümmt	Kerndichtung Ton	1925	K
39	Salbach	Salbach	300	18,2	23,90	20,08	4,00	64 %	180	GM	125	M	1899	TA
40	Steinbach	Steinbach	1200	—	23,00	18,00	4,50	80 m	240	D	∞	Böschungsdichtung Ton	1935	I
41	Brändbach	Brändbach	1250	9	23,00	12,00	2,00	48 %	124	GB	150	Stampfbeton	1922	HK
42	Bober-ullersdorf	Bober	1750	8,76	22,30	17,30	2,50	80 %	60	GM	∞	M	1928	K
43	Odertich	Oder	1700	—	22,00	18,00	16,00	44 m	150	StD	∞	Kerndichtung	1721	—
44	Dörnthaler Teich	—	1280	130	21,00	16,00	13,50	54 m	300	StD	gekrümmt	ohne Dichtung	1844	—
45	Driedorf	Rehbach	1100	130	21,00	17,20	3,00	—	440	D	∞	Betonekern	1935	KAH
46	Schönau	Steinbach	1600	76	21,00	19,00	6,00	100 m	127	D	∞	ohne Dichtung	1911	H
47	Krombach	Rehbach	4200	125	20,80	14,00	3,00	—	600	D	∞	Böschungsdichtung	1949	K
48	Vorsperre Hassel	Hassel	1200	9,5	20,25	16,25	2,00	—	135	GB	—	Beton	geplant	—
49	Bober-röhredorf	Bober	500	15	20,00	15,90	5,00	—	100	GM	—	M	1925	K

Die Böschungsdichtung besteht bei 31 Dämmen aus Lehm oder Ton, bei zweien aus Beton bzw. Asphaltbelag.

Die Kerndichtung besteht bei 12 Dämmen aus Beton, bei 7 aus Lehm oder Ton, bei zweien aus Spundwand bzw. Stahlblech.

5. Fertigstellungsjahre.

Die 149 deutschen Talsperren wurden erstellt:

Tabelle 5.

Fertigstellungs-jahr	Zahl der Talsperren	Gesamtzahl der Talsperren	Anteile in %
vor 1900	13	13	8,7
1901 — 1910	31	44	29,5
1911 — 1920	17	61	41
1921 — 1930	37	98	65,7
1931 — 1940	36	134	90
1941 — 1949	5	139	93
Bau und Projekt	10	149	100

Bis 1925 waren etwa 50 % der angeführten Talsperren erstellt. Die großen Speicherräume wurden allerdings zum größten Teil in den letzten 20 Jahren fertiggestellt.

6. Zwecke der Talsperren.

Die Zwecke der Talsperren wurden in der Tabelle 1 mit:

- S = Zuschußwasser für die Schifffahrt,
- T = Trinkwasserversorgung,
- H = Hochwasserschutz,
- K = Kräfteerzeugung,
- A = Aufhöhung des Niedrigwassers,
- I = Industrierwasser,

bezeichnet.

Meist dienen die Talsperren mehreren Zwecken. Diese sind in der Reihenfolge der Wichtigkeit aufgeführt. Die größten Speicherräume in Deutschland dienen der Zuschußwasserversorgung der Schifffahrt.

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Der Hafen von Abidjan.

Abidjan am Golf von Guinea ist die Hauptstadt der französischen Kolonie an der Elfenbeinküste, die im Westen an die Republik Liberia und im Osten an die englische Goldküste grenzt. Das Klima an der Elfenbeinküste ist sehr feucht, die Temperatur beträgt ohne größere Schwankungen 28°. An der Küste entlang zieht sich ein Waldgürtel von durchschnittlich 250 km Breite. Das Hinterland liefert in der Hauptsache außer Holz: Kaffee, Kakao und Bananen. Eine Eisenbahnlinie mit einer Spurweite von 1 m durchzieht die Kolonie von Süden nach Norden.

Die Verschiffung der Güter an der Elfenbeinküste geschieht z. Z. noch überwiegend unter Zuhilfenahme von Leichtern und von senkrecht zum Meeresufer vorgebauten Brückenstegen an unbedeutenden Küstenplätzen, u. a. im Port Bouet, der mit Abidjan durch eine Eisenbahn und eine Straße verbunden ist. Die meistens stark bewegte See verhindert an der Küste oft den glatten Ladeverkehr; sie hat Havarien zur Folge, verursacht Zeitverluste und macht den Umschlag recht kostspielig. Die Küste ist deshalb allgemein als besonders ungastlich bekannt. Die See läuft die sandige Küste in einem spitzen Winkel an. Hinter dem Küstenstrich erstreckt sich auf eine Länge von nahezu 300 km eine im Mittel 4 km breite Lagune, die vom Meer durch einen Landstreifen von 800 m bis zu mehreren Kilometern Breite getrennt ist. In diese Lagune münden zwei Flüsse, die sie durch mitgeführte Geschiebe in drei Abschnitte geteilt haben. An dem mittleren, der Lagune Ebrié, von 130 km Länge und mit einer Oberfläche von 650 km<sup>2</sup> liegt Abidjan, das keine unmittelbare Verbindung mit dem Meer hat. Quicrab von dieser Stadt befindet sich im Ozean eine sehr tiefe Rinne, der Trou sans Fond, der in 2 km Entfernung vom Ufer auf eine Tiefe von 300 m abfällt. Die Dünung befördert beträchtliche Sandmassen an der Küste entlang, deren Mengen auf 1 300 000 m<sup>3</sup> im Jahr geschätzt werden.

Vor Abidjan ist die Lagune bis über 20 m tief; sie würde deshalb eine vorzügliche Reede für tiefgehende Schiffe abgeben, wenn sie nicht durch den Landgürtel von

mehreren Kilometern Breite vom Meer getrennt wäre (Abb. 1). Der Gedanke, diesen Landstreifen zu durchstechen, lag nahe. 1906 unternahm man den ersten Versuch eines Durchstichs etwas westlich vom Port Bouet, an der engsten Stelle des Landgürtels. Wiederholt nahm man dahingehende Arbeiten in Angriff, aber jedesmal schloß sich der Durchstich wieder rasch. Man ging den Gründen nach, die zu der schnellen Schließung führten und mußte sich überzeugen, daß die Stelle schlecht gewählt war, denn die Nähe des Trou sans Fond machte es bei den großen Tiefen unmöglich, Leitdämme zum

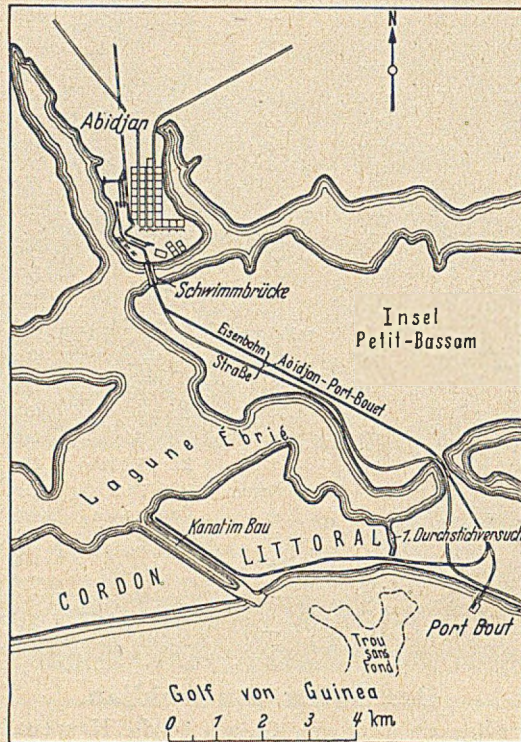


Abb. 1. Lageplan von Abidjan.

Schutz der Ausmündung des Kanals mit zu vertretenden Kosten vorzutreiben, und der zuerst vorgesehene Querschnitt war zu knapp bemessen, um genügende Wassermengen zusammenzufassen, die die Mündung von Ablagerungen freihalten konnten. Umfassende Studien in den Jahren 1927 und 1928 zielten darauf ab, eine Linienführung ausfindig zu machen, die es ermöglichte, eine Strömung in dem Kanal zu erzeugen, die den Sand, der in den Kanal gelangte, wieder abzuführen, ohne die Schiffsbewegungen zu behindern. Aus den Modellversuchen ergab sich, daß die Mündung des Kanals nicht zu nahe an den Trou sans Fond herangerückt werden durfte, und daß die Breite oberhalb der Mündung nach der Lagune übermäßig groß gewählt werden mußte, um genügende Wassermengen für die Offenhaltung der einzuschnürenden Ausmündung zur Verfügung zu haben. Man entschloß sich zu einem Kanal in einem größeren Abstand vom Port Bouet.

Die in Angriff genommenen Arbeiten für den Durchstich an der gewählten Stelle umfassen umfangreiche Baggerungen, die Befestigung der Kanalufer mit Faschinen, den Bau von zwei Leitdämmen aus Schüttsteinen und die Herstellung einer Senkfaschinen-Packlage in der Mündung. Insgesamt sind erforderlich: Baggerung von 17,5 Mio. m<sup>3</sup>, Schüttsteine im Gewicht von 1,0 Mio. t und 400 000 m<sup>2</sup> Faschinen-Deckwerke. Der Kanal, dessen Länge zwischen dem Ufer der Lagune und der Meeresküste 2700 m beträgt, erhält eine Breite von 370 m im Wasserspiegel, 300 m in der Tiefe von -10 m und von 200 m in der auf -15 m auszubaggernden Sohle. Die Abmessungen sind für die Erfordernisse der Schifffahrt außergewöhnlich groß; gerechtfertigt sind sie jedoch, weil die in den Kanal hineingetriebenen Sandmassen durch ausreichende Wassermengen in Bewegung zu setzen und ins Meer abzuführen sind. In einem Abstand von 500 m vom Austritt des Kanals in das Meer nimmt die Breite

allmählich bis zum Wurzelfuß der Leitdämme ab. Oberhalb von -10 m ist das Kanalufer 4 zu 1 geböschet und bis zum Wasserspiegel mit Faschinen abgedeckt. Der Uferschutz wird durch einen Wall aus 250 kg schweren Schüttsteinen vervollständigt und an das Gelände angeschlossen.

Der westliche Leitdamm hat die Ausmündung des Kanals vor den Angriffen der Wellen zu schützen. Er besitzt eine Länge von 520 m, und er reicht bis zu -15 m hinab, am äußersten Ende sogar bis auf -18 m. Das Schüttmaterial besteht aus Steinen bis zu 8 t Gewicht. Betonblöcke bis zu 18 t decken das Bauwerk ab (Abb. 2). Der östliche Leitdamm weist geringere Abmessungen auf; der Flutstrom streicht an ihm entlang. Während dieser Zeit lagern sich an dem Westdamm Sandmassen ab, die der Ebbstrom wieder nach dem Meer zu in Bewegung bringt. Die Sohle der Kanalermündung ist durch Sinkstücke, die mit 600 kg schweren Steinen belastet sind, auf eine Länge von annähernd 200 m gesichert. Der Querschnitt in der Mündungsstrecke des Kanals ist auf die Hälfte des normalen Kanalprofils eingeengt, so daß die Wassergeschwindigkeit und damit die Schleppkraft des Wassers vergrößert wird. Bei Ebbe wird in der Mündung eine Geschwindigkeit von 2 m/sec erreicht; im normalen Querschnitt beträgt sie 1,2 m/sec.

Mit den Arbeiten hat man schon 1938 begonnen; sie sind durch unvorhergesehene Ereignisse sehr verzögert. Für den Bodenaushub waren große Bagger eingesetzt; einer von ihnen blieb noch bei Wellenhöhe von 1,5 m in Tätigkeit. Anfang 1945 waren von den 17,5 Mio. m<sup>3</sup>, die insgesamt auszubaggern sind, bereits 11,5 Mio. m<sup>3</sup> geschafft. Die Schüttsteine aus Granit für die Konstruktion

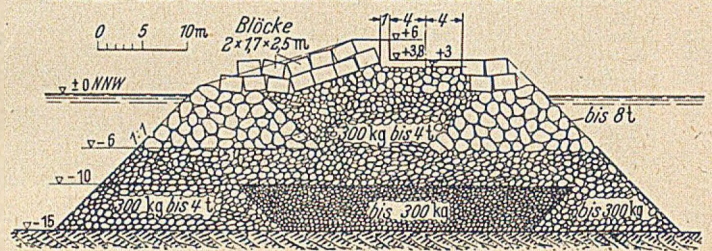


Abb. 2. Querschnitt durch den westlichen Leitdamm.

der Leitdämme stammen aus Steinbrüchen, die einige 60 km von der Verwendungsstelle entfernt liegen. Auf dem westlichen Leitdamm ist ein großer Kran mit 20 t Hubkraft und mit einer Torweite von 32 m tätig. Diese Arbeiten waren Anfang 1949 nahezu beendet. Die Faschinen bestehen größtenteils aus Bambushölzern, die in der Nähe von Abidjan geschlagen und in Bündeln auf dem Wasserwege herangeschafft werden können. Die Sohle der Mündung wird wie die Böschung des Kanals mit Faschinen befestigt; auf die Abdeckung mit Steinen ist hier besondere Sorgfalt verwandt. Die Arbeiten wurden Ende 1949 in Angriff genommen. Diese Arbeit ist schwieriger als die Herstellung der Uferdeckwerke, da sie bei Wellengang und bis zu einer Tiefe von 18 m durchgeführt werden muß. Man rechnet damit, daß Mitte 1950 die Arbeiten soweit gediehen sind, daß schon Seeschiffe in die Lagune einfahren können, wenn auch noch nicht alle Baggerungen beendet sein werden.

Die Herstellung des Durchstichs bildet nur den ersten Teil der Arbeiten für den Bau von Hafenanlagen in Abidjan selbst, doch wird durch sie schon eine wesentliche Verbesserung und Erleichterung des Betriebes erreicht, obgleich die Seeschiffe zunächst noch keine unmittelbaren Umschlagsmöglichkeiten erlangen werden. Die Seeschiffe erhalten jedoch schon geschützte Liegeplätze; sie müssen weiter unter Zuhilfenahme von Leichtern laden und löschen, aber im ruhigen Wasser und nicht mehr auf der bewegten See.

Für die Abfertigung der Leichter wird z. Z. in Abidjan ein Kai gebaut, auf dem die Güter gelagert werden können. Der Weitertransport nach dem Port Bouet auf der 15 km langen Eisenbahnstrecke erübrigt sich, wenn große Schiffe künftig die Lagune erreichen können.

Der Gesamtausbau des Hafens ist jetzt in seinen wesentlichen Linien festgelegt und die Arbeiten sind bereits in Angriff genommen worden. Unmittelbar süd-

lich von Abidjan liegt die Insel Petit Bassam, die durch eine Schwimmbrücke von annähernd 300 m Länge mit Abidjan in Verbindung steht. Auf dieser Insel ist die wichtige Eingeborenstadt Treichville mit 40 000 Einwohnern und die Industriezone von Abidjan entstanden. Vor dieser Insel sollen die Hafenanlagen am tiefen Wasser gebaut werden. Das Querufer des zu schaffenden Hafengeländes ist für den Umschlag von Hölzern vorgesehen; am Längsufer sind Kais für gemischte Güter, für Bananen und Getreide unterzubringen. Dieser Kai kann auf 2 km Länge ausgedehnt werden, womit weitgehend auf den Handel mit dem Hinter-

in die Lagune einfahren können und die Hafenanlagen fertiggestellt sind, wird Abidjan einen großen Aufschwung erleben und zu einem der besten Häfen Westafrikas gehören. [Nach J. Millier: Travaux 34 (1950) Nr. 184, S. 71.]

Erich Bunnies, Hamburg.

### Der Hafen von Dakar.

Im Bauingenieur 22 (1941) S.211 erschien eine Beschreibung des Hafens von Dakar, auf die zur Ergänzung des vorliegenden Berichtes verwiesen werden kann.

Abgesehen von der Rolle, die Dakar als wichtiger Ausfuhrhafen für die Erzeugnisse des Hinterlandes spielt, ist der Hafen von Dakar ein bedeutender Knotenpunkt der Seeverkehrswege zwischen Europa und Südafrika sowie zwischen New York und dem Cap. Dakar ist auf diesen Wegen ein Versorgungsplatz mit billigen Betriebsstoffen für die den Hafen anlaufenden Schiffe. Die natürliche Reede bot schon immer, auch als noch keine Hafenerwerke bestanden, durch felsige Landvorsprünge einen ausgezeichneten Schutz gegen die starke Dünung des Atlantischen Ozeans. Große Wassertiefen reichen bis nahe an die Küste. Mitte vorigen Jahrhunderts begann man mit bescheidenen Hafenerwerken. Man beschränkte sich zuerst auf den Bau eines kleinen Damms als Schutz für schwimmende Fahrzeuge, die zum Bekohlen der auf der Reede verankerten Seeschiffe eingesetzt waren. Im weiteren Fortgang der Arbeiten folgte die Anlage eines Piers zum Schutz der Seeschiffe selbst, der später um die Jahrhundertwende durch Verlängerung zur Südmole ausgebaut wurde. Im Bereich der inneren Reede, des eigentlichen späteren Hafens, wurden Baggerungen vorgenommen und Anlagen für die Ausbesserung von Fahrzeugen in beschränktem Umfang geschaffen. Hafenbecken mit Kais, Umschlagseinrichtungen und Lagerflächen entstanden zunächst im südlichen Teil des Hafens. Bis zum Jahre 1924 begnügte man sich mit der Vervollkommnung der Hafenerwerke und mit der Verbesserung des Zubringerdienstes. Nach dieser Zeit richtete man an der Nordseite ausgedehnte Flächen und zwei Kaizungen für den Umschlag von Erdnüssen her und außerdem eine Mole für Kohlen. Hand in Hand ging damit der Bau von Gleisanlagen. Es folgten Anlagen für die Über-

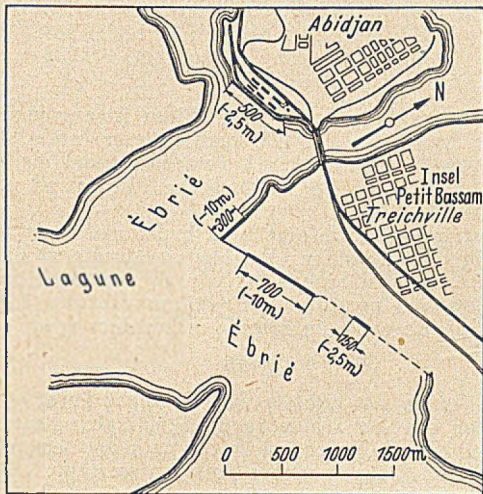


Abb. 3. Plan des in Aussicht genommenen Hafengeländes.

land von Abidjan Rücksicht genommen ist. Für den ersten Ausbau wird 1 km Kai in einer Tiefe von -10 m zur Ausführung bestimmt, mit Speichern, ebenerdigen Schuppen für Hölzer, für Bananen und gemischte Güter, außerdem noch eine Strecke von 150 m Länge mit einer Tiefe von -2,5 m für kleinere Fahrzeuge. Der erste 300 m lange Abschnitt am Querufer schafft zwei Liegeplätze für den Umschlag von Hölzern; notfalls können dort auch Bunkerkohlen gelöscht werden. Hier wird nur ein Kran von 12 t Hubkraft aufgestellt; im allgemeinen werden die Schiffe auf ihr eigenes Ladegerüst angewiesen sein. Hinter dem Kai soll eine weite Fläche der Lagerung von Hölzern dienen, da der Bohrwurm zur Stapelung auf dem Lande zwingt. Anschließend werden überdachte Plätze den erforderlichen Schutz für wertvollere Hölzer gegen die Einwirkung der Sonnenstrahlen und gegen den Regen geben. Für die vorübergehende Lagerung von schweren Blöcken werden Schwerlastkräne zur Verfügung stehen müssen, und ein Slip wird es ermöglichen, die Blöcke ohne Benutzung der Krane wieder zu Wasser zu lassen. Der Bananenumschlag soll durch überdachte, gegen Regen geschützte Transportbänder geschehen. Am Kai für gemischte Güter werden die einzelnen Stücke außer mit Kranen auch unmittelbar mit dem Ladegerüst der Schiffe zu übernehmen sein. Für den Schutz der Ware gegen Niederschläge (man kann mit 2 m Niederschlag im Jahr rechnen, und die Ausfuhrüter sind gegen Feuchtigkeit sehr empfindlich) sind weiträumige Schuppen vorgesehen, an deren Rückseiten überdachte Laderampen entlang laufen sollen.

In der Verlängerung der langen Kaimauerstrecke, etwas gegen diese zurückspringend, wird in einem Abstand von 400 m eine kurze Kaistrecke von 150 m Länge für kleinere Schiffe vorgesehen, vor der nur eine geringe Tiefe von 2,5 m für ausreichend gehalten wird. Die Konstruktion der Kaimauern ist noch nicht bestimmt. Hierfür ist ein Wettbewerb ausgeschrieben.

Die Schaffung eines neuzeitlichen Hafens an der Elfenbeinküste wird immer dringender. Eine fühlbare Verbesserung ist schon durch die bald vollendete Ausbaggerung des Stichkanals erreicht, in dem behelfsmäßige Anlagen gebaut sind. Die auf dem Landwege angefahrenen Güter können hier jetzt schon in Leichter übernommen werden, die den Weitertransport an die auf der Reede verankerten Schiffe übernehmen. Wenn die Seeschiffe erst

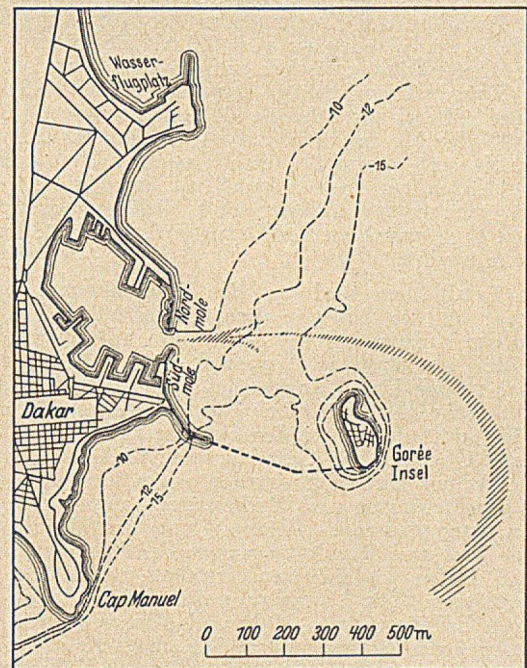


Abb. 1. Übersichtsplan von Dakar mit Zufahrt.

nahme von flüssigen Treibstoffen. Die Arbeiten für den Ausbau des Hafens verzögerten sich während der Kriegszeit; jetzt sind sie wieder aufgenommen.

Die Zufahrt zum Hafen ist besonders günstig; die Wassertiefe von 10 m reicht bis nahe an die Hafeneinfahrt (Abb. 1). Im vorderen Teil des Hafens und an meh-

rerer Kais ist diese Tiefe hergestellt. Im rückwärtigen Teil nehmen die Tiefen allmählich ab; hier sind Tiefen an den Kais von 8,5 m, 7,5 m und 6,5 m vorhanden. Von der Gesamtfläche des Hafens in Größe von 225 ha besitzen 52 ha eine Tiefe von 10 m.

Die Sandwanderung vor dem Küstenstrich von Dakar ist sehr schwach. Die Tiefen erhalten sich ohne Baggerungen. Das Meerwasser führt keinen Schlamm mit sich. Es lagern sich im Hafen und in den einzelnen Becken keine Sinkstoffe ab. Es brauchen deshalb nur von Zeit zu Zeit, wie in jedem anderen Hafen auch, Schüttgüter und Materialien, die beim Laden und Löschen über Bord gefallen sind, beseitigt zu werden. Häfen, in denen sich sowohl im Innern der Becken als auch in der Zufahrt die Tiefen ständig halten, gehören zu den Ausnahmen. Der Hafen von Dakar bietet an den Kais gleichzeitig 30 Schiffen Platz. Bemerkenswert gut ist im Hafen die Trinkwasserversorgung; an allen Kais liegen Leitungen mit Zapfstellen; wenn der Lösch- und Ladebetrieb es nicht zuläßt, Wasser von der Kaisseite aus überzunehmen, kann die Versorgung von der Wasserseite auch mit Wasserbooten geschehen. Das Wasser ist von vorzüglicher Beschaffenheit; häufige Untersuchungen garantieren die Güte des Trinkwassers. Auch für die Bekohlung der Schiffe unter Zuhilfenahme von Kranen und Prähmen ist bestens gesorgt. Treibstoff kann entweder durch Tankkähne oder vom Lande aus durch Rohrleitungen den Schiffen zugeführt werden.

Im Hinterland von Dakar sind Lebensmittel im Überfluß vorhanden; auch Kühlhäuser fehlen nicht. Ausbesserungsarbeiten an Schiffen werden von zwei Privatgesellschaften durchgeführt. Die Kriegsmarine unterhält ein Trockendock von 200 m Länge. Arbeitskräfte sind reichlich vorhanden, so daß die Güter vielfach noch ohne Zuhilfenahme von maschinellen Umschlaggerät gelöscht und geladen werden. In den letzten Jahrzehnten hat sich der Umschlag mehr und mehr auf maschinellen Betrieb umgestellt, hauptsächlich beim Verladen von Erdnüssen, die den Hauptanteil an der Ausfuhr ausmachen.

Die Zufahrt zum Hafen ist durch eine Reihe von Leuchttürmen gut gekennzeichnet; u. a. sind Leuchttürme auf dem Cap Manuel und auf der südlichen Spitze der Insel Gorée, sowie am Ende der Süd- und Nordmole errichtet. Zwischen den Kaizungen an der Nord- und Südseite bleibt ein Wendepunkt von 600 m Durchmesser.

Der Unterschied zwischen den höchsten und niedrigsten Wasserständen beträgt nur 1,80 m; für die Schiffe ist daher immer ausreichende Tiefe vorhanden. Auch außerhalb der Molen, d. h. auf der Außenreedee, finden die Schiffe stets ausgezeichneten Ankergrund und noch größere Tiefen als im vorderen Teil des Hafens. Die Flächen werden gegen Wind und Wellen noch besser geschützt sein, wenn erst der Damm Dakar—Gorée fertiggestellt sein wird.

Die Landflächen sind an das Eisenbahnnetz angeschlossen; an der Südseite dienen dem Verkehr 9 km und an der Nordseite 10 km Gleis. Die Schuppenflächen und die überdeckten Lagerflächen umfassen rund 30 000 m<sup>2</sup>. Der Umschlag im Ein- und Ausgang beläuft sich auf mehr als 2 500 000 t. Das sind Zahlen, die im Vergleich mit denen großer Überseehäfen klein erscheinen. Obgleich der Güterumschlag noch ohne große Schwierigkeiten bewältigt werden kann, werden doch schon Erweiterungen und Verbesserungen der Betriebsanlagen vorgenommen. Weitere Tanks auf dem Lande sind im Bau und Rohrleitungen werden vervollständigt. An den tiefen Hafenbecken erstehen neue Kais mit 8 Liegeplätzen. Für Vermehrung der Anlagen zum Versand von Erdnüssen, von Holz und Mineralien wird gesorgt. Außerdem sollen feste und fahrbare Kaikrane und Hubkarren beschafft werden. Ein größeres Kühlhaus ist im Bau. Die Ausführung eines Damms von 3 km Länge, der die Gorée-Insel mit dem Festland verbinden soll, wird fortgesetzt.

Allgemein werden die Anlagen so neuzeitlich ausgestattet, daß Dakar im Wettbewerb mit den anderen Küstenhäfen jederzeit bestehen kann. [Nach P. Bourrières: Travaux 34 (1950) Nr. 184, S. 67.]

Erich Bunnies, Hamburg.

## Hafenbauten auf Aruba und Curaçao.

Im Karibischen Meer, vor der Küste Venezuelas, haben sich im Laufe weniger Jahre zwei Häfen zu internationalem Range entwickelt, die Inselhäfen Curaçao und Aruba. Ihr Aufstieg wird durch die folgenden Umschlagziffern veranschaulicht:

Jahr	Curaçao BRT	Aruba BRT
1922	1 935 843	rd. 33 000
1927	12 078 777	rd. 3 600 000
1932	17 998 824	11 239 329
1937	23 058 007	21 000 153
1942	17 465 487	11 679 969
1945	24 294 619	25 405 234
1948	45 646 027	—

Die Entwicklung der beiden Häfen ist eng verbunden mit dem Aufblühen der Ölindustrie dieser Inseln, die das aus Venezuela importierte Öl verarbeitet und die gewonnenen Produkte an das holländische Mutterland und die übrige Welt abgibt.

Die steigende Nachfrage nach Erdöl nach dem zweiten Weltkriege hat zu einer Umschlagssteigerung geführt, die über die Leistungsfähigkeit der vorhandenen Einrichtungen hinausging und großzügige Erweiterungsbauten erforderlich machte, über die im folgenden berichtet wird.

### Aruba.

Auf Aruba hat sich im Schutze eines langgestreckten Riffee der von der Natur begünstigte Hafen Paardenbaai entwickelt (Abb. 1), der jedoch bis nach dem ersten Weltkriege kaum über moderne Anlagen verfügte. Die inzwischen errichteten meist privaten Anlagen, konnten dem wachsenden Bedürfnis nach modernen und ausreichenden Umschlagseinrichtungen nicht gerecht werden. Man entschloß sich daher staatlicherseits zum Bau neuer Kaianlagen sowie einer neuen — westlichen — Hafenzufahrt, die es den den Hafen benutzenden Schiffen ermöglichen soll, stets gegen die herrschende Windrichtung, den Ostpassat, ein- und auszulaufen.

Bei der Anlage der beiden neuen Hafenbecken wurde der nautischen Forderung auf eine west-östliche Lage der

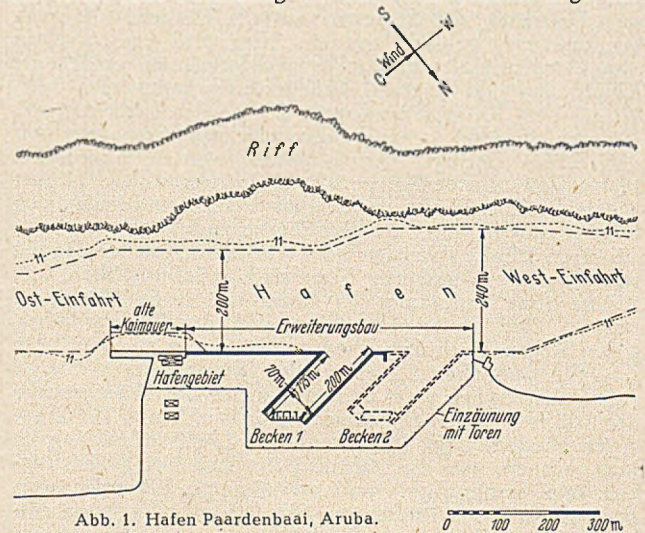


Abb. 1. Hafen Paardenbaai, Aruba.

Kaimauern Rechnung getragen. Bemerkenswert ist die Art der Ausbildung dieser Mauern. Da schwere Spundwandprofile bei Beginn der Arbeiten nicht erhältlich waren, auf der Insel jedoch in Gestalt von Korallensand und Steinerschlag gute Betonbaustoffe zur Verfügung standen, griff man zur Massivbauweise, die unter den gegebenen Verhältnissen die günstigste Konstruktion war, und zwar wählte man die Blockbauweise (Abb. 2). Betonblöcke bis zu 60 t Gewicht wurden in transportablen Formen hergestellt, mit Hilfe einer schweren Schwimmramme versenkt und mit schrägen Fugen versetzt. Die Mauer steht auf einer durch Taucher bearbeiteten 1 m starken Steinschüttung. Als oberer Abschluß dient eine 1,50 m starke Stahlbetonplatte. Die Wassertiefe an der Mauer beträgt 10,50 m.



Curaçao.

Im Schottegat, dem großen natürlichen Hafenbecken von Curaçao (Abb. 3), wurden nach dem Kriege gleichfalls Hafenerweiterungen notwendig. Der Plan sieht den Bau eines 300 m langen Piers vor, der Liegeplätze für 4 Schiffe von 150 m Länge bietet, und ferner die Herstellung einer Kaimauer von 300 m Länge. Die Kais liegen in der Windrichtung. Das neue Hafengelände wird unter Verwendung von Baggergut aufgehöhht. Die Breite des Hafenbeckens wurde im Hinblick auf die bei 2 Schiffslängen notwendige Durchfahrt eines dritten Schiffes zwischen den besetzten

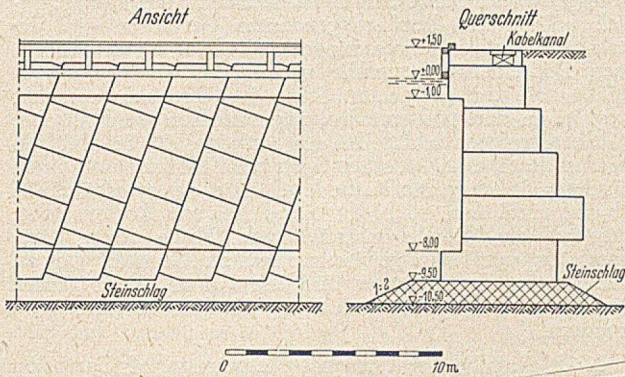


Abb. 2. Kaimauer auf Aruba.

Kais mit 100 m bemessen, während auf Aruba, wo die Länge der Kais nur eine Schiffslänge beträgt und die Durchfahrt eines dritten Schiffes daher nicht in Betracht kommt, 70 m für ausreichend befunden wurden. Von der Ausrüstung der Kaimauern mit Kränen soll abgesehen werden. Die Güter werden nach Durchgang durch einen ebenerdig

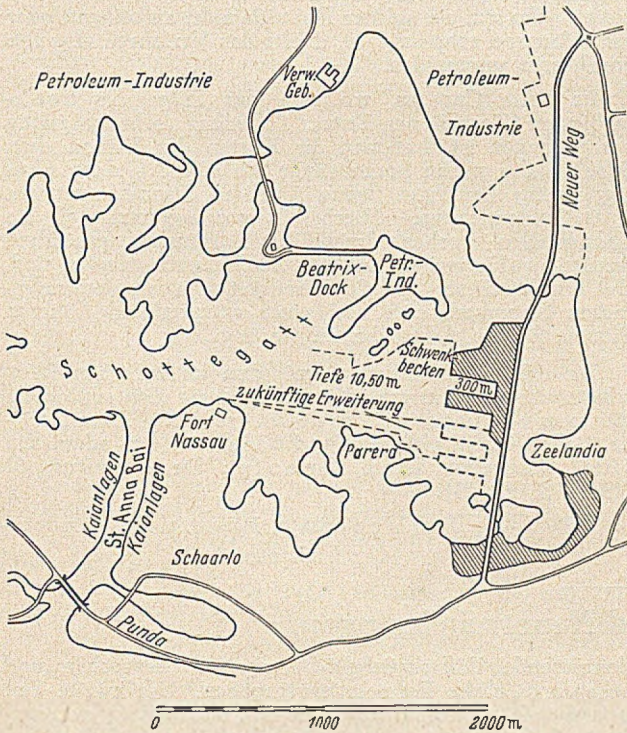


Abb. 3. Der Schottegat auf Curaçao.

liegenden Zollschuppen mittels Stechkarren an die Rampe befördert, wo sie vom Lastkraftwagen übernommen werden. Das eigentliche Kaigelände bleibt für den Kraftwagen gesperrt. Ein Umschlag quer über den Pier hinweg ist nicht vorgesehen. Der Umschlag von Schiff zu Schiff soll mit Leichtern durchgeführt werden, für die der Bau einer weiteren Mauer mit 4 m Wassertiefe in Aussicht genommen ist.

Für die Kaimauern wurde eine Bauweise gewählt, die bei uns noch wenig bekannt ist und daher unser besonderes Interesse beansprucht, die Spundwand-Zellenbauweise (Abbildung 4).

Der Grundgedanke bei dieser Bauweise ist in gewisser Hinsicht der gleiche wie bei dem in Deutschland vielfach für Baugrubenumschließungen angewandten Fangedamm. In beiden Fällen handelt es sich um Bauwerke mit zwei gegeneinander verankerten Spundwänden, die zwischen sich eine statisch wirksame Erdfüllung einschließen. Es besteht jedoch ein grundsätzlicher Unterschied. Bei der bei uns als „Fangedamm“ bezeichneten Konstruktion verwendet man biegesteife Spundbohlen mit wellenförmigem Profil, die aus statischen Gründen tief in den Boden gerammt werden. Bei der Zellenbauweise dagegen benutzt man sogenannte

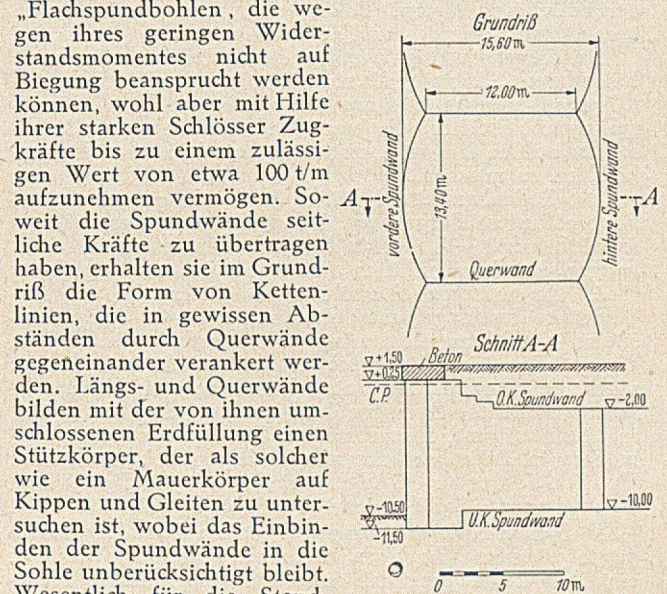


Abb. 4. Mauer in Zellenbauweise, Curaçao.

so zu wählen, daß die Resultierende aus den waagrechten und senkrechten Kräften durch den Drittpunkt der Sohlfuge geht. Die Gleitsicherheit wird bei der so ermittelten Breite des Stützkörpers im allgemeinen ausreichend sein.

Die Spundwände haben in statischer Hinsicht nur die eine Aufgabe, die Erdfüllung sicher zusammenzuhalten. Der gegen die kettenförmigen Außenwände wirkende seitliche Druck setzt sich in den beiden Spundwänden in Achsialzugkräfte um, die mit der Höhe der Auflast linear anwachsen und umgekehrt proportional zum Bogenstich sind. Die größte Beanspruchung erleidet die vordere Spundwand. Sie nimmt den seitlichen Druck der Erdfüllung auf und gibt ihn an die Querwände ab, die bei gleicher Höhe der beiderseitigen Erdfüllung keine seitlichen Drücke erhalten und als reine Ankerwände daher gerade sein können. Die Querwände übertragen einen Teil der Ankerkraft mittels

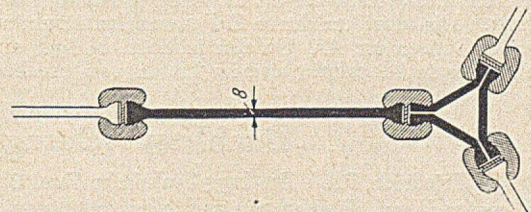


Abb. 5. Querschnitt der Flachspundbohlen (System „Senelle“), nebst Abzweigbohlen für den Übergang von der Querspundwand auf die kettenförmige Längspundwand.

Reibung auf das Erdreich der Zellen, den Rest auf die hintere Spundwand, die wiederum kettenförmig ausgebildet wird und die auf ihr lastenden Drücke an die Zellenfüllung abgibt. Bei großer Länge und großer Rauigkeit der Querwände ist es denkbar, daß die ganze Ankerkraft durch Reibung übertragen werden kann, die Rammung einer hinteren Spundwand sich also erübrigt.

Es sind auch Zellenwände mit kreisrunden Zellen gebaut worden, die mit geringen Abständen aneinandergereiht und durch kurze bogenförmige Verbindungsstücke zu einer Wand zusammengeschlossen wurden. Das Einrammen der Flachspundbohlen in den Baugrund ist statisch nicht er-

forderlich. Zur Verhinderung von Grundbrüchen ist es jedoch notwendig, wenigstens eine der beiden Längswände ein gewisses Maß unter die Sohle zu führen. Wichtig ist eine gute Entwässerung der Zellen, denn der Auftrieb vermindert das Gewicht der Füllung und damit die Standfestigkeit des Stützkörpers. Besteht die Möglichkeit von Wasserstandsunterschieden hinter und vor der Mauer, so ist ferner für einen wirksamen Druckausgleich zu sorgen.

Zur Aufnahme größerer senkrechter Lasten ist die wenig knicksteife Flachspundwand nicht geeignet. Etwaige für den oberen Abschluß benötigte Betonaufbauten sind daher auf der Füllung zu lagern. Poller von Kaimauern sind u. U. besonders zu gründen und zu verankern.

Ausführungsmäßig bereitet die Zellenbauweise keine besonderen Schwierigkeiten, wie die zahlreichen ausgeführten Bauwerke mit zum Teil sehr großen Geländesprüngen beweisen. Es empfiehlt sich, die wenig knicksteifen Bohlen fachweise, und zwar mit dem Schnellschlaghammer, zu rammen.

Die Zellenbauweise hat ihre Anwendung zunächst bei Bauten für vorübergehende Zwecke gefunden, erstmals — soweit bekannt — beim Bau des Fangedammes zur Trockenlegung des Panzerschiffes Maine in Amerika im Jahre 1911. An weiteren Ausführungen dieser Art ist insbesondere der Fangedamm beim Bau der Grand-Coulée-Talsperre in USA zu nennen, wo gelaschte Flachspundbohlen bis zu 35 m Länge in einem Gesamtgewicht von 19 000 t verwendet wurden. Aber auch bei bleibenden Bauten vermochte sich diese Bauweise durchzusetzen. So wurden u. a. in Dschibuti und Biscarosse bei Bordeaux schwere Kaimauern in Zellenbauweise aus Flachspundbohlen errichtet. Vgl. B o o n s t r a : De Ingenieur 59 (1939), S. B. 199, und W u n d r a m : Bauingenieur 21 (1940), S. 282.

Daß diese Bauweise gerade bei großen Geländesprüngen große wirtschaftliche Vorzüge besitzt, ergibt sich aus der einfachen Überlegung, daß die axiale Zugkraft der Flachspundwand mit wachsender Höhe nur linear ansteigt, während das Biegemoment einer normalen Spundwand mit der dritten Potenz ihrer Stützweite wächst. Hinzu kommt, daß die Flachspundwand nur einer geringen Rammtiefe bedarf. Bei Zellenwänden, die in das feste Ufer hineingebaut werden, fällt außerdem der größte Teil der Bodenbewegungen weg, da ja die Zellenfüllung und die Hinterfüllung von vornherein vorhanden sind. Die Querwände lassen sich als „gerammte Anker“ auf viel einfachere Weise einbringen, als es bei gewöhnlichen Ankern der Fall ist. Es ist durchaus zu überlegen, ob z. B. bei großen Seeschiffkaimauern mit 10 m oder größerer Wassertiefe, bei denen die in den deutschen Häfen übliche Bauweise mit Pfählen und biegungssteifen Spundwänden zu Spundwandabmessungen und Stahlmengen führt, die wirtschaftlich kaum noch vertretbar sind, nicht die Zellenbauweise eine zweckmäßigere Lösung darstellt, zumal Flachspundbohlen jetzt auch in Deutschland gewalzt werden (Profil Fl 23 des Dortmund-Hoerder-Hüttenvereins).

Bei der Ausschreibung der Bauarbeiten auf Curaçao hat sich die Zellenbauweise als die billigste Ausführungsart erwiesen. Die dort errichtete Zellenwandkonstruktion ist mit 4000 Gulden um 450 Gulden je lfdm. billiger als die neue Mauer in Blockbauweise im Hafen von Aruba.

Von großem Interesse sind ferner die Ausführungen über eine gleichfalls noch wenig bekannte Art des Korrosionsschutzes, den kathodischen Schutz von Stahlkonstruktionen in feuchtem Erdreich. Die Korrosion solcher im Erdreich oder auch unter Wasser liegender Stahlkonstruktionen wird auf kleine elektrische Ströme zurückgeführt, die die Oberfläche des Metalls verlassen, um an anderer Stelle wieder mit diesem in Berührung zu treten. Die Entstehung solcher Ströme kann dadurch verhindert werden, daß man die Oberfläche der Konstruktion durch eine Isolierschicht, also z. B. einen Asphaltanstrich, abschließt oder aber einen ständigen elektrischen Strom künstlich auf das Metall zufließen läßt. Bei dem letztgenannten Verfahren wird die Stahlkonstruktion an verschiedenen Stellen mit dem negativen Pol einer Stromquelle verbunden, während Stahlabfälle, die an geeigneter Stelle ins Erdreich versenkt werden, an den positiven Pol angeschlossen werden. Die Stahlkonstruktion bildet also die Kathode, die Stahlabfälle die Anode eines elektrischen Systems. Läßt man nun einen ständigen Strom in die Kathode, d. h. in das zu schützende Objekt, einfließen, so bleibt dieses frei von Rostansätzen, während die Anode in stärkerem Maße rostet. Die Korrosion wird also gewissermaßen zu Gunsten der zu schützenden Konstruktion auf die Anode konzentriert. Diese ist daher in Abständen von 10 oder 20 Jahren zu erneuern.

Nach Angabe der National Association of Corrosion Engineers in Houston werden zur Zeit bereits zahlreiche Ölrohrleitungen, Tankböden und auch Spundwände in der vorstehend beschriebenen Weise mit gutem Erfolg gegen Korrosion geschützt. Die ersten Ausführungen gehen auf das Jahr 1932 zurück. Voraussetzung für das gute Arbeiten solcher Anlagen ist, wie bereits erwähnt, daß die zu schützende Konstruktion sich unter Wasser oder in feuchtem Boden befindet. Die laufenden Stromkosten sind jedoch sehr hoch, wenn die Konstruktion ohne Isolieranstrich bleibt. Wo sich ein solcher Anstrich nicht aufbringen oder nicht dauernd erhalten läßt, dürfte das Verfahren also von vornherein ausscheiden.

Im Falle Curaçao, wo man der Frage des zweckmäßigsten Korrosionsschutzes offenbar sehr sorgfältig nachgegangen ist, hat man die Kosten des kathodischen Schutzes der neuen Spundwände mit 40 000 Gulden (Anlagekosten) berechnet, wozu jährliche Stromkosten von 2500 Gulden treten. Hierbei ist vorausgesetzt, daß die Spundbohlen vorher dreimal mit Bitumen gestrichen werden, wofür weitere 150 000 Gulden aufzuwenden sind. Bei Fortfall dieses Anstriches rechnet man mit dem zehnfachen Stromverbrauch und einer entsprechend höheren Summe für die elektrische Einrichtung.

Da sich die Erfahrungen mit dem kathodischen Rostschutz erst auf eine verhältnismäßig kurze Zeit erstrecken, dürfte es verfrüht sein, über dessen technische Zuverlässigkeit oder wirtschaftliche Zweckmäßigkeit jetzt schon ein Urteil abzugeben [Nach Groote: De Ingenieur, 61 (1949) S. B. 51].

Dipl.-Ing. R e i m e r, Städt. Baurat a. D., Hamburg-Finkenwerder.

## Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Tölke, Friedrich, Prof. Dr.-Ing., Praktische Funktionenlehre, erster Band, Elementare und elementare transzendente Funktionen, 2. stark erw. Aufl., 440 S., Gr. 4°, mit 178 Abb. und 50 durchgerechneten Beispielen. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1950. Preis: Ganzleinen DM 39,—.

Im Vorwort der ersten Auflage (1943) hatte der Verf. als Ziel seines Unternehmens charakterisiert, ein den heutigen technischen Bedürfnissen angepaßtes Lehr- und Nachschlagewerk der praktischen Funktionenlehre zu schaffen. In der zweiten Auflage ist der behandelte Stoff wesentlich erweitert worden, so daß er jetzt neben den elementaren und elementar-transzendenten Funktionen auch noch die Legendreschen Kugelfunktionen umfaßt. Im ersten Teil werden die Eigenschaften und gegenseitigen Beziehungen dieser Funktionen, ihre Reihenentwicklungen,

definierende Differentialgleichung usw. besprochen und sehr ausführliche Formeltafeln gegeben. Der zweite Teil bringt eine systematische Tafel der unbestimmt auswertbaren Integrale dieser Funktionen in übersichtlicher Anordnung, der dritte schließlich Zahlentafeln der elementaren Transzendenten. Das gewählte Argument  $2\pi x$  bzw.

$\frac{\pi x}{2}$  ist insofern zweckmäßig, als ja diese Argumente in der Tat sehr oft auftreten und außerdem so die vorhandenen Tafelwerke eine willkommene Ergänzung erfahren. Auch die Schrittweite 0,001 bzw. 0,01 und die Ausdehnung der Tafeln sind den praktischen Bedürfnissen angepaßt.

Ob es allerdings zweckmäßig war, in das Buch noch etwa 50 Anwendungsbeispiele, die ungefähr ein Drittel des Umfangs beanspruchen, einzuarbeiten, erscheint dem Ref. sehr zweifelhaft. Der Benutzer dieses Buches, für

den es doch wohl bestimmt ist, nämlich der theoretisch arbeitende Ingenieur, würde wohl gerne auf diese Beispielsammlung verzichten, wenn dadurch der Preis des Buches um ein Drittel gesenkt würde. Denn 10 Seiten Beispiele zur Plattentheorie werden ihm nicht viel nützen, wenn er diese Theorie nicht kennt; kennt er sie aber, so wird er wohl eher nach der einschlägigen Literatur greifen als nach solch einer Beispielsammlung. Da es sowieso einer ziemlichen Anlaufzeit bedarf, bis man mit solch einem Nachschlagewerk so vertraut ist, daß man das, was man sucht, rasch findet, wird diese unnötige Umfangsvermehrung durch die Beispiele dem Durchsetzen des Werkes in der Praxis eher hinderlich als förderlich sein, und das ist zu bedauern, da das Werk sehr viel Brauchbares enthält und wirklich eine fühlbare Lücke in der Literatur ausfüllen könnte. Es wäre zu wünschen, daß der Verf. bei den weiteren geplanten Bänden sich enger an sein Ziel, eine praktische Funktionenlehre zu schaffen, hielt und auch den vorliegenden Band bei einer Neuauflage entsprechend umarbeitete. C. S c h m i e d e n, Darmstadt.

Suter, Ernst: Die Methode der Festpunkte. Vereinfachtes Verfahren zur Berechnung statisch unbestimmter Konstruktionen mit Beispielen aus der Praxis, insbesondere von Stahlbetontragwerken. 3. neubearbeitete Auflage von Dipl.-Ing. Ernst Traub. XII und 216 S. Gr. 8° mit 232 Abb. und 7 Tafeln. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1951. Preis: Geb. DM 21,—.

Ausgehend von der vereinfachten aber praktisch häufig vertretbaren Annahme, daß das Trägheitsmoment zwar von Stab zu Stab veränderlich, auf die Stablänge jedoch konstant ist, werden die Grundlagen entwickelt, auf denen die Methode der Festpunkte zur Berechnung von Durchlaufträgern und statisch unbestimmten Rahmentragwerken fußt. In einem kurzen Abschnitt wird darauf hingewiesen, wie auch auf Stablänge veränderliches Trägheitsmoment ohne wesentliche Mehrarbeit berücksichtigt werden kann.

Unter Benützung von Hilfsstabeln lassen sich die von der Belastung unabhängigen Grundwerte wie Festpunktabstände und Übergangszahlen an Hand eines klar vorgezeichneten Rechnungsganges leicht ermitteln. Weitere Hilfsstabeln enthalten Angaben für die Kreuzlinienabschnitte für häufig vorkommende Belastungsfälle sowie zur Ermittlung von Einflußlinien. Es werden sowohl durchlaufende Balken als auch alle möglichen Arten von Rahmentragwerken mit lotrechten oder schiefen Stielen und mit waagrecht oder geneigten Riegeln in die Entwicklungen einbezogen.

Beispiele aus der Praxis, die gut ein Drittel des Buchumfanges einnehmen, werden teils rechnerisch, teils graphisch behandelt und lassen die Vorteile der Methode der Festpunkte erkennen. Die Darstellung ist trotz des gegenüber den früheren Auflagen verringerten Umfangs klar und leicht verständlich. E. K o h l, Braunschweig.

Valentin, Wilhelm, Dr. techn., Wien: Diagramme, Einflußlinien und Momente für Durchlaufträger und Rahmen. 67 S., 55 Abb. u. 64 Tafeln. Wien: Springer-Verlag, 1950. Preis: DM 24,—.

Das Buch liefert ein recht geeignetes Hilfsmittel, um sowohl durchlaufende Balken als auch Rahmentragwerke ohne Aufstellung der Elastizitätsgleichungen zu berechnen. Aus Tafeln für die verschiedensten Belastungen beiderseits eingespannter und einseitig eingespannter Träger sowie aus übersichtlich angelegten Diagrammen können alle Werte mit ausreichender Genauigkeit entnommen werden, die zur Berechnung eines Rahmentragwerkes für eine gegebene Belastung oder zur Ermittlung von Einflußlinien benötigt werden.

In den durch praktische Beispiele ergänzten einleitenden Abschnitten wird die Verwendung der Tafeln und Diagramme erläutert, deren Aufbau auf der Betrachtung der Knotendrehwinkel fußt und in diesen Abschnitten entwickelt wird. Die Darstellung ist klar und übersichtlich und ermöglicht die Benützung des Tafelwerkes ohne langwierige Vorarbeit. E. K o h l, Braunschweig.

Schaechterle, K. u. W. Rein: Wettbewerb zum Wiederaufbau der Rheinbrücke Köln-Mülheim 1948/49. Im Auftrage des Fachverbandes Stahlbau, Deutscher Stahlbau-

Verband, bearbeitet. 180 Abb. IV, 108 S., Gr. 4°. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1950. Ladenpreis: DM 18,—.

Ein kurzer Abriss der Vorgeschichte der Kölner Rheinbrückenbauten bietet u. a. 24 Entwurfsskizzen des früheren Wettbewerbs Köln-Mülheim (1925), der zur Errichtung einer in sich verankerten Hängebrücke führte. — Ferner wird an Hand von Tabellen und Fotos ein Überblick über die Verkehrsverhältnisse der Stadt Köln, sowie über die nach dem letzten Krieg — infolge Zerstörung der 7 Rheinbrücken — entstandene Notlage berichtet. — Die Hauptabschnitte II und III behandeln die Ausschreibung des neuen Wettbewerbes zum Wiederaufbau der Rheinbrücke Köln-Mülheim (1947). — Die Zusammenstellung des Ergebnisses des Wettbewerbes leitet sodann die Beurteilung der Entwürfe ein, wobei 140 klare Zeichnungen und Skizzen z. T. wertvollste Ingenieurleistung widerspiegeln und 38 Vorschläge in allen wesentlichen Merkmalen behandelt sind. — Die Schlußbetrachtung kennzeichnet die neueste Entwicklung bei den Fahrbahnen von Straßenbrücken und stellt einen Vergleich mit dem Wettbewerb vor 25 Jahren an, wobei die inzwischen erreichten Fortschritte gewürdigt sind.

Ein wertvolles Buch, das jedem entwerfenden Ingenieur bestens empfohlen werden kann.

O. S t e i n h a r d t, Karlsruhe.

Eckhardt, Alfred und Walter Kronsbein: Versuche über das Verhalten von Beton und Zement im Seewasser. Im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton durch die Baustoffprüfanstalt der Marine-Werft in Wilhelmshafen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 102, 54 Seiten, 39 Abb. Gr. 18,5 · 27,5 cm. Berlin: Vertrieb durch den Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1950. Preis geb. DM 6,50.

19 Jahre lang wurden Würfel aus halbweich verarbeitetem Beton der Mischungsverhältnisse 1:5, 1:4 und 1:3 in Rtl. aus sehr verschiedenen Zementen den Gezeiten des Nordseewassers und Parallelproben einem Süßwasser ausgesetzt. Aussehen, Gewichtsveränderungen, Änderungen der Festigkeit und der chemischen Zusammensetzungen wurden verfolgt. Als widerstandsfähig erwies sich nur der Schmelzzementbeton. Die übrigen Betone verhielten sich nur in der Mischung 1:3 einigermaßen günstig. Die Reihenfolge der Widerstandsfähigkeit der Zemente war etwa: Schmelzzement, Hochofenzement, Erzelement, Eisenportlandzement, Portlandzement. Auch Traßzusätze wurden beobachtet. Das vorliegende Heft behandelt die Vorgeschichte, die Einzelheiten und die Ergebnisse der Versuche. Die Schlußfolgerungen, die auch unter Verarbeitung anderer Erfahrungen gezogen wurden, werden bei der Neubearbeitung der Richtlinien für Meerwasserbauten zu berücksichtigen sein. Im Punkte des als notwendig erkannten Mindestzementgehalts je m<sup>3</sup> Beton erscheint eine ergänzende Untersuchung und Nachprüfung unter Berücksichtigung der Verdichtungsenergie notwendig.

A. H u m m e l, Aachen.

Schroeder, G., Landwirtschaftlicher Wasserbau. 2. umgearbeitete Aufl. (Handbibliothek für Bauingenieure, III. Teil, Wasserbau, 7. Band). X und 510 S., Gr. 4° mit 372 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1950. Preis: Ganzleinen DM 39,—.

Der Verfasser, der als der beste Kenner des landwirtschaftlichen Wasserbaues gilt, hat mit dieser Neubearbeitung eine Leistung vollbracht, die in ihrer Verflechtung mit zahlreichen Grundwissenschaften und Nachbarzweigen des Wasserbaues weit über das hier behandelte Fachgebiet hinausgreift. In 10 Abschnitten werden Boden- und Pflanzenkunde, Gewässer- und Wetterkunde, Bäche, Gräben und Entwässerungskanäle, Flüsse und Flußdeiche, die Wirkungen auf Landeskultur und Fischerei, die Dränung, Schöpfwerke, Bodenbewässerung, Moorkultur und Landgewinnung behandelt. Die Stoffgestaltung und ein Schriftenverzeichnis mit 278 Nummern beweisen, daß das Buch auf einer Fülle sorgsam durchforschter Quellen und selbsterarbeiteter Erfahrungen fußt. Ein ausführliches Sachverzeichnis erhöht den Wert des Werkes und macht es zum dauernd verwendbaren Nachschlagewerk. Insgesamt ist die Fülle der Tatsachen, aus umfassendem Wissen in

streng wissenschaftlicher Form geboten, in lebendiger Sprache dargestellt und verbindet gute Lesbarkeit mit tiefer Sachkenntnis und kritischer Urteilskraft. Der Interessentenkreis dieser Neuaufgabe kann daher nicht weit genug gezogen werden. Das Buch gehört in die Hände aller irgendwie im Tiefbau tätigen Ingenieure.

E. Marquardt, Stuttgart.

Hummel, Dr.-Ing., Alfred, o. Prof. a. d. Techn. Hochschule Aachen: Das Beton-ABC, Schwerbeton — Leichtbeton, Lehrbuch für die zielsichere Herstellung von Beton und eine wirksame Baustellenüberwachung. 11. überarbeitete Aufl., 245 S. mit 17 Zahlentafeln und 126 Abb. Berlin: Verlag von W. Ernst & Sohn, 1951, Preis: geh. DM 16,—, geb. DM 18,—.

Das allen Fachgenossen bestens bekannte Buch erscheint in 11. Auflage, die, im wesentlichen ein Neudruck der vorhergehenden, die wichtigsten Ergebnisse der neueren Forschung, z. B. auf dem Gebiet des Leichtbetons, berücksichtigt. Während die 10. Aufl. in Papier und Druck zu wünschen übrig ließ, zeigt die Ausstattung der vorliegenden Auflage wieder die alte Güte. Das Hummelsche Buch wird sich zu den alten Freunden neue erwerben.

A. Mehmel, Darmstadt.

Begge, Dipl.-Ing. E. H., Ingenieur für das Bauwesen: Abdichtungen gegen Grundwasser und Feuchtigkeit im Hochbau. Eine Sammlung praktischer Erfahrungen. Bücher der Baupraxis, herausgegeben von Baurat Dr.-Ing. Fr. K. Geiger. 107 S., Gr. DIN A 5 mit 69 Abb., Karlsruhe: Verlag G. Braun, 1951. Preis kart. DM 4,80.

Heyde, Johannes Erich, Dr. phil., Berlin-Charlottenburg: Technik des wissenschaftlichen Arbeitens. Eine Anleitung, besonders für Studierende. 8. umgearb. Aufl. VI, 158 S., Gr. 8°. Berlin-Charlottenburg: Robert Kiepert, 1951. Preis DM 5,50.

## Verschiedenes.

### M. Prüß, Dr.-Ing. e. h.

Die Techn. Universität Berlin verlieh dem Leiter des Ruhrverbandes und Ruhralsperrenvereins, Herrn Baudirektor Dr.-Ing. Max Prüß, die Würde eines Ehrendoktors und ehrte damit einen Mann, der auf dem Gebiet



der Wasserwirtschaft, insbesondere der Siedlungswasserwirtschaft, Bahnbrechendes leistete. P. steht heute im 63. Lebensjahre. Nach einem Studium an der Techn. Hochschule Berlin promovierte er dort vor 25 Jahren. Nach einer sechsjährigen Tätigkeit als Marinebaubeamter in seiner Vaterstadt Kiel trat er in den Dienst der Wasserwirtschaftlichen Verbände des rheinisch-westfälischen Industriegebietes. Am 1. Januar 1937 wurde er Geschäftsführer des Ruhrverbandes und im Juli 1938 auch auf den gleichen Posten beim Ruhralsperrenverein berufen.

Das Ruhrgebiet bietet gerade in der Wasserwirtschaft die schwierigsten und vielfältigsten Aufgaben. An ihrer Lösung ist Prüß maßgebend beteiligt gewesen und auch noch beteiligt; die wasserwirtschaftlichen Verbände des Ruhrreviers haben eine überragende Bedeutung gewonnen. P. hat sich insbesondere auf dem Gebiet der Abwasserwirtschaft betätigt, wobei seine wasserwirtschaftlichen und praktischen Arbeiten seinen Namen in Deutschland und im Ausland bekannt gemacht haben. Er ist Mitglied zahlreicher wasserwirtschaftlicher Vereinigungen im In- und Ausland. Die Abwassertechnische Vereinigung in Essen verdankt seiner Initiative ihre Existenz; Prüß rief sie im Jahre 1948 ins Leben und ist Vorsitzender des Gesamtvorstandes. Die ATV. sammelt alle auf dem Gebiete der Siedlungswasserwirtschaft, insbesondere der Abwassertechnik tätigen führenden Fachleute.

Den verdienstvollen und angesehenen Fachmann, sowie die überragende Persönlichkeit von Dr.-Ing. Prüß werden alle, die ihn kennen, zu der Ehrung von Herzen beglückwünschen. Möge es ihm vergönnt sein, bei bester Gesundheit noch viele Jahre hindurch zum Nutzen von Wissenschaft und Praxis zu wirken.

Reinhold, Darmstadt.

### W. Gehler 75 Jahre alt.

Am 5. September 1951 vollendete Prof. Willy Gehler in Dresden das 75. Lebensjahr. Auf Grund seiner reichen Kenntnisse und Erfahrungen hat er die Entwicklung der Bautechnik seit 1900 führend beeinflusst. Mit unermüdlicher Arbeitskraft hat er sich überall dort eingesetzt, wo es galt, die Technik wissenschaftlich und organisatorisch zu fördern. So gehörte er u. a. auch zu den Männern, die am Ende des ersten Weltkrieges den Grundstein

legten zum Deutschen Normenausschuß. Bis 1945 war er Mitglied des Präsidiums des DNA., in dem er die Belange der Baunormung vertrat.

Gehler gehörte zu den Gründern der Zeitschrift für das gesamte Bauwesen „Der Bauingenieur“, zu dessen Herausgebern er auch viele Jahre zählte. An seinem 75. Geburtstag gedenken wir seiner in Dankbarkeit. Wir verbinden damit den herzlichen Wunsch, daß ihm noch viele schöne Jahre in Gesundheit und Frische beschieden sein möchten.

Neuhäus.

### Alois Bücking †.

Dipl.-Ing. Reg.-Baumstr. a. D. Alois Bücking, der ganz unter dem unmittelbaren Eindruck der Stahlindustrie in seiner Heimatstadt Essen-Borbeck aufwuchs, studierte zunächst an der TH. München, dann in Aachen das Bauingenieurfach. Nach achtjähriger Tätigkeit bei der Reichsbahn trat er 1921 bei der Firma Aug. Klönne in Dortmund als Konstrukteur und Montageingenieur ein. Zwei Jahre später übernahm er bei der Friedrich-Alfred-Hütte zunächst die Leitung der Stahlbauwerkstatt und später die Verkaufsabteilung dieses Betriebes. 1934 ging B. als Abteilungsleiter zu Humboldt nach Köln-Deutz und wurde dann 1939 geschäftsführender Direktor beim Stahlbau Linz a. D. Nach Kriegsende übernahm er 1946 in Köln die Vertretung der Firma Stahlbau Rheinhausen.



Am 21. Mai 1951, kurz nach Vollendung seines 63. Lebensjahres, machte ein Schlaganfall seinem arbeitsreichen Leben ein Ende.

Seine Erfolge verdankte Bücking nicht nur seinem vielseitigen fachlichen Können, sondern auch seiner aufrechten menschlichen Wesensart, die ihm viele Freunde erwarb.

Wansleben.

### Arbeitsgruppe „Stauanlagen“ im Fachnormenausschuß „Wasserwesen“.

Am 17. 7. 1951 trat in Berlin die Arbeitsgruppe „Stauanlagen“ im Fachnormenausschuß „Wasserwesen“ zu ihrer Gründungssitzung zusammen. Prof. Preß, Techn. Universität Berlin, wurde zum Obmann der Arbeitsgruppe vorgeschlagen.

Die Arbeiten werden in nachstehenden drei Ausschüssen durchgeführt: Talsperren, Wehre, Schleusen und Hebewerke. Zunächst sollen „Richtlinien für den Entwurf, Bau und Betrieb von Stauanlagen“ aufgestellt werden.

Berichtigung. In der Buchbesprechung zu W. E. Schulze: Grundbau, in Bauingenieur 26 (1951) S. 96, letzte zwei Zeilen, muß es richtig heißen  $A^2\pi$  (statt  $A^2\pi/4$ ), d. h. die Beanstandung erfolgte zu unrecht.



Zweigniederlassungen:

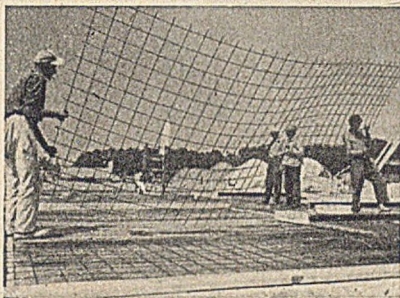
BERLIN  
BREMEN  
DÜSSELDORF  
FRANKFURT/M.  
HAMBURG  
HANNOVER  
KÖLN  
LUDWIGSHAFEN  
MÜNCHEN  
NÜRNBERG  
STUTTGART

*In allen Schmierungsfragen*

**SHELL TECHNISCHER DIENST**

DEUTSCHE SHELL AKTIENGESELLSCHAFT

## BAUSTAHLGEWEBE



### Erhöhte zulässige Stahlspannungen für Baustahlgewebe!

zul. Spannung = 2600 kg/cm<sup>2</sup> bei Beton B 225  
zul. Spannung = 2400 kg/cm<sup>2</sup> bei Beton B 160

Die Bezieher unserer Hausmitteilungen haben inzwischen Heft 22 erhalten. Diese Ausgabe beantwortet alle Fragen, die sich aus der erhöhten zulässigen Stahlspannung ergeben.

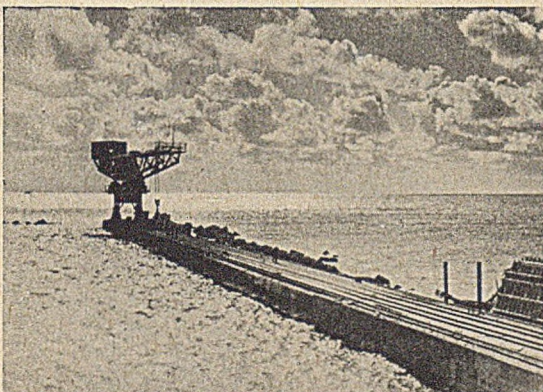
Wenn Sie noch nicht Bezieher unserer Hauszeitschriften sind, so senden wir sie Ihnen auf Anforderung gern kostenlos und unverbindlich zu.

**BAUSTAHLGEWEBE GMBH**  
DÜSSELDORF      Sammelruf 5 40 31

MECHANISCHE  
**BODEN  
VERDICHTUNG**

NACH DEM RÜTTELDRUCKVERFAHREN D. R. P.  
BIS ZU GRÖSSTEN TIEFEN  
DAMMVERDICHTUNG BIS 35 METER JE STUFE

**JOHANN KELLER**  
GEGR. 1840  
RENCHEM-BD.      FRANKFURT A. M.      HAMBURG



Mole von Helgoland im Bau



## Dyckerhoff & Widmann

KOMMANDITGESELLSCHAFT

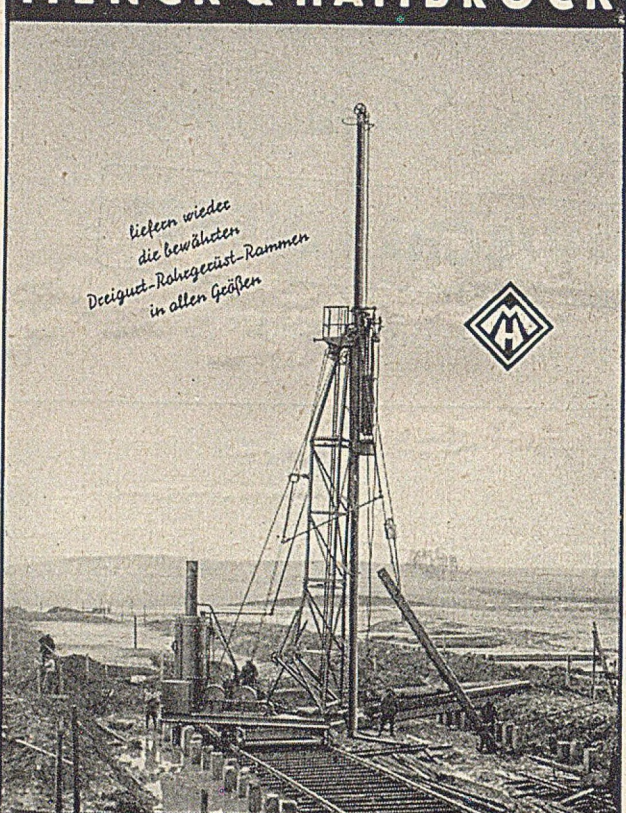
### Buhnenpfähle in Dywidag - Spannbeton

NIEDERLASSUNG HAMBURG

**Betonwerk Hamburg-Moorfleet**

**MENCK & HAMBROCK**

*Liefern wieder  
die bewährten  
Reisigst-Rohgeüst-Rahmen  
in allen Größen*



**HAMBURG-ALTONA**



**ARDELT**  
AUTOKRANE

**ARDELTWERKE · GMBH · OSNABRÜCK**



Mittelwert = 22,50%, Ungleichmäßigkeit = 1,04



Beleuchtungsstärke auf horizontaler Fläche für ein Satteldach

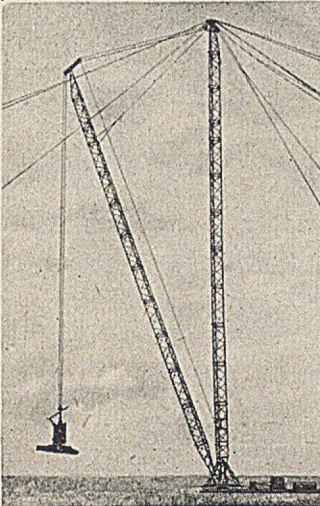
Fordern Sie unsere fachmännische Beratung an!

**Kittlose Glasdächer  
für Industriebauten aller Art**

**J. EBERSPÄCHER**  
ESSLINGEN/NECKAR

## Lieferfirmen der Bauindustrie

**MONTAGE-  
DERRICK-Krane**  
in Dreigurt-Rohrkonstruktion



**Schmidt-Tychsen**

Hamburg 24 B

Wirtschaftliches  
Betonieren mit:

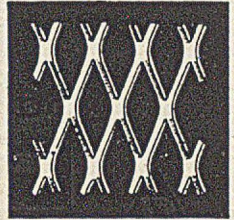
**CEROC  
BETON**  
Belüftungsmittel

**NOVOC  
BETON**  
verflüssiger

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE  
G.M.B.H. UNNA i.W.

## Streckmetall

für Gitter und Beläge  
für Bauzwecke  
als Putzträger und Betoneinlage



**SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM**

Aktiengesellschaft für Aufbereitung  
DORTMUND · Telefon Sa.-Nr. 30651

## Schleusen- und Hafenausrüstungen

Wir liefern nach eigenen Konstruktionen und Patenten:

- Haltekreuze für Betonschleusen, 3/30 t Trossenzug,
- Haltekreuze für Spundwandenschleusen,
- Halteringe bis 30 t Trossenzug,
- Haltepoller, Schwimmpoller, Steigeleitern, Kantenschutzseisen.

Allein von den Haltekreuzen Bauart „Oblonga“ (DRP) wurden bis jetzt über 5000 Stück eingebaut. Fordern Sie bitte Prospekt und Preise an. — Zahlreiche Referenzen stehen zur Verfügung.

**G. L. REXROTH**

Lohr/Main, Lohrer Eisenwerk G.m.b.H.

## Tricosal SIII

**Abbindebeschleuniger  
für Zement**

Macht Mörtel wasserdicht  
u. ölfest. Eilige Montagen  
u. Estrich-Reparaturen über  
Nacht möglich.

Chemische Fabrik Grünau A.G.  
Jllerrissen / Bayern

## Bautenschutz durch

**PROLAPIN**  
DICHTET MÖRTEL  
UND BETON

**MERITIN**  
SCHNELLBINDER

**LITHURIN**  
E  
DICHTET FASSADEN  
FARBLOS

HANS HAUENSCHILD & HAMBURG-WANDSBEK

**Knauf  
Gips**

GEBR. KNAUF  
Westdeutsche Gipswerke  
IPHOFEN/MFR.

Neue  
**Geschäfts-  
Verbindungen**

knüpfen Sie durch Anzeigen in  
unsere Zeitschrift

„DER BAUINGENIEUR“

**SPRINGER-VERLAG**

Anzeigenabteilung

BERLIN W 35

Reichpietschufer 20

Tel. 24 92 51



**J. Ferbeck & Cie., Industriebau**

Aachen Lemgo (Lippe) Mülheim (Ruhr)  
Wallstr. 23 Am Wasserturm Ruhrorter Str. 122

Schornsteinbau, Kesseleinmauerungen  
Feuerungsbau, Eisenbetonbau

## 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-Linden · Bauweg 34

Fernruf: 419 44/45 · Drahtwort: Bimex

# ESO-FAKT ROSTSCHUTZ-FARBEN

Früher Frenkel: **FAKTOR** „Nass auf Nass“

Verlangen Sie bitte **BROSCHÜRE EF 1249 I**

**Schramm** LACK- UND FARBENFABRIKEN AG. OFFENBACH-MAIN



**Schutz** von Mörtel u. Beton, Stein, Eisen u. Holz  
gegen  
Zerstörung durch aggressive Wässer,  
Laugen, Säuren, Öle und dergl.

durch unsere bewährten und bekannten  
**Bautenschutzmittel**

**SIKA, BETONPLAST, IGOL, IGAS  
PURIGO-FLUAT**



SIKA G.m.b.H. / Chemische Fabrik  
Durmshheim b. Karlsruhe / Ruf: 14

**TRANSPORTANLAGEN**  
FÜR ALLE ART VON FÖRDERGUT



SPEZIALFABRIK FÜR TRANSPORTANLAGEN U. AUFZÜGE  
OFFENBACH A-M

**PHILIPP  
HOLZMANN**

AKTIENGESELLSCHAFT, FRANKFURT A. M.



Berlin · Bremen · Düsseldorf · Hamburg  
Hannover · Kiel · Koblenz · Köln · Mannheim  
München · Münster · Nürnberg · Stuttgart

**HOCHBAU, TIEFBAU  
STAHLBETONBAU  
STEINMETZBETRIEBE  
ZIEGELEIEN**

Soeben erschienen:

## Jahrbuch der Schiffbautechnischen Gesellschaft

Vierundvierzigster Band

1950

Mit 196 Abbildungen und vier Bildnissen

IV, 272 Seiten. 1950. Ganzleinen DM 30.—

### Inhaltsübersicht:

**Geschäftliches.** — Vorstand der Gesellschaft. — I. Ehrenmitglieder, Inhaber der Goldenen und Silbernen Denkmünze. — II. Tätigkeit der Gesellschaft im Geschäftsjahr 1950. — a) Allgemeines. — b) Konstituierende Mitgliederversammlung am 9. August in Hamburg. — c) Besichtigungsfahrt nach Kiel. — d) Hauptversammlung vom 22. bis 24. November in Hamburg. — e) Niederschrift über die geschäftliche Hauptversammlung. — f) Geschäftliche Sitzungen und Vortragsveranstaltungen 1942 und 1943. — III. Satzungen. — IV. Unsere Toten. — **Vorträge:** V. Windfrisch-Stähle im Schiffbau. Von G. Schnadel. — VI. 50 Jahre Schiffbautechnische Gesellschaft und der Fortschritt der Technik. Von G. Schnadel. — VII. Fortschrittliche Bauweisen im Schiffbau. Von W. Scholz. — VIII. Neuere Schiffsdieselmotoren des Auslandes. Von F. Sass. — IX. Zweckmäßige Kesselbauarten von Schiffen. Von K. Illies. — X. Entwurf von Schiffsdüsenanlagen (Kortdüsen). Teil A: Theoretische Grundlagen und grundsätzlicher Aufbau des Entwurfsverfahrens. Von F. Horn. — XI. Entwurf von Schiffsdüsenanlagen (Kortdüsen). Teil B: Praktische Auswahlverfahren für optimale Düsenanlagen. Von H. Amtsberg. — XII. Hydrodynamische Massen und Hydrodynamische Massenträgheitsmomente in der Theorie des Schiffes. Von K. Wendel. — XIII. Die Bedeutung des Fahrt- und Schubmessers in der Hochseefischerei. Von H. Hoppe. — XIV. Bericht über die Tätigkeit des Fachausschusses „Geschichte des deutschen Schiffbaues“ seit 1935 und die Ziele des Fachausschusses. Von W. Laas. — XV. Namensverzeichnis der Redner in den Vorträgen und Erörterungen.

Die Mitglieder der Schiffbautechnischen Gesellschaft erhalten das Jahrbuch von der Gesellschaft direkt.

Weitere Bestellungen sind zu richten an:

**SPRINGER-VERLAG / BERLIN W 35, REICHPIETSCHUFER 20**



# 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. Schleichner,  
(21b) Dortmund, Plauener Straße 44,  
Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,  
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen für die Schriftleitung des BAUINGENIEUR bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung „DER BAUINGENIEUR“,  
Prof. Dr.-Ing. F. Schleichner, (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, Einzelzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Erscheinungsweise:

Monatlich 1 Heft im Umfang von mindestens 32 Seiten.

Bezugspreis:

Vierteljährlich DMark 9,—, für das Einzelheft DMark 3,50 zuzüglich Postgebühren. 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, in den Westzonen auch jedes Postamt, entgegen.

Nachdruck:

Der Verlag behält sich das ausschließliche Recht der Vervielfältigung und Verbreitung aller Beiträge sowie ihre Verwendung für fremdsprachige Ausgaben vor.

Anzeigen

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

Heidelberg **SPRINGER-VERLAG** Berlin-Charlottenburg 2  
Neuenheimer Landstraße 24, Fernsprecher: 24 40 u. 54 30. Jebensstraße 1, Fernsprecher: 32 20 70 u. 32 64 86.  
Vertriebs-Vertretung im Ausland:  
Lange, Maxwell & Springer, Ltd., 41—45 Neal Street, London, W. C. 2

## INHALT:

Lastübertragung auf Stahlpfähle. Von Dipl.-Ing. Wolfgang Pohle, Hamburg. . . . .	257
Die Wiederherstellung des Sartorikais im Hafen Kiel. Von Städt. Baurat Erwin Dorow, Kiel. . . . .	259
Bau der West- und Südmole in Helgoland. Von Baurat a. D. Friedrich Frank, Ulm. . . . .	262
Die Wasserdurchlässigkeit von Schiffsschleusen. Von Oberregierungsaurat Dr.-Ing. Arens, Münster. . . . .	269

Kurze Technische Berichte:	
Die Tragfähigkeit von Schraubepfählen und eingeschraubten (betongefüllten) Zylindern . . . . .	273
Hafennolen mit vereinfachter Gründung und schwimmende Wellenbrecher. . . . .	275
Die deutschen Talsperren. . . . .	279
Der Hafen von Abidjan. . . . .	281
Der Hafen von Dakar. . . . .	283
Buchbesprechungen und Neuerscheinungen. . . . .	286
Verschiedenes. . . . .	288

## STELLENANGEBOTE

Zum baldigen oder späteren Eintritt suchen wir qualifizierten Bauingenieur (Absolvent einer T. H. oder H. T. L.) als

### Bauoberleiter

für Anwerbung und Durchführung von Hoch- und Tiefbauten. Erforderlich: gediegene Fachausbildung, langjährige Baustellenerfahrung sowie geschäftliche und kalkulatorische Gewandtheit.

Bewerbungen bitten wir Lebenslauf, Lichtbild und Zeugnisabschriften beizufügen.

**DYCKERHOFF & WIDMANN K.G., München 15, Lessingsstr. 9**

## STELLENGESUCHE

### Dr.-Ing. 45 Jahre

20 Jahre Unternehmerpraxis im In- und Ausland. Fachgebiete: Eisenbahnbau, Straßenbau, Eisenbetonhochbau, Tiefbauten, Tunnel- und Stollenbau, Großflugplätze. 4 Jahre Leiter größeren Ingenieurbüros für Flugplatz, erfolgreicher Kalkulator, energisch und zielsicher, ausgezeichnete Sprachkenntnisse, insbesondere Englisch, z. Z. Bauleiter im Ausland, wünscht Tätigkeit in Bundesrepublik bei Großfirma oder Behörde, Planung oder Bauleitung. Vorzügliche Referenzen.

Angebote erbeten unter „Der Bauingenieur 337“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschauer 20.

### Werkstattmeister

22 Jahre im Stahlhoch- und Brückenbau tätig, 46 Jahre alt, verh., kinderlos, die Heimat zweimal verloren, als A-Flüchtling im Bundesgebiet anerkannt, sucht Stellung als Meister oder Zeichner in Büro oder Werkstatt. Habe reiche Erfahrungen in genieteten und geschweißten Stahlkonstruktionen und bin mit den neuesten Fertigungsmethoden vertraut. Zuschriften unter „Der Bauingenieur 336“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschauer 20, erbeten.

Erfahrener **Statiker** Fachr. Stahlbetonbau zur **Übernahme des Ingenieur-Büros** als Beratender Ingenieur gesucht. Stadör, Düsseldorf - Eller Am Eller Forst 19

**Erfahrenen Bauingenieur** für Tunnel- und Stollenbau, kalkulationsicher und verhandlungsgewandt, zum sofortigen Eintritt gesucht. Bewerbungen mit Zeugnissen über bisherige Tätigkeit, Gehaltsforderung, selbstgeschriebenen Lebenslauf und Lichtbild sind einzureichen unter „Der Bauingenieur 332“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschauer 20.

**Diplom-Ingenieur**  
30 Jahre, Statiker für Stahlbeton, Kenntnisse im Entwurf, Kalkulation u. Bauleitung, sucht sich in Büro od. Baufirma zu verändern. Angebote erbeten unter „Der Bauingenieur 356“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschauer 20.



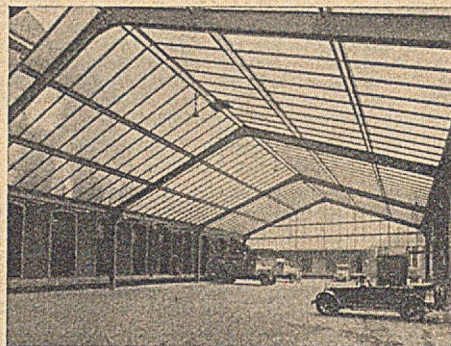
## Beton- und Monierbau

Aktiengesellschaft

INGENIEURBAU

HOCH-, TIEF-

UND WASSERBAU



## Kittlose Glasdächer



Jahrzehntelange Erfahrung

## Eickelkamp & Schmid

Glasdachwerk „Standard“

Düsseldorf / Hohenzollernwerk

Umhüllte

# SCHWEISS-ELEKTRODEN

# SCHWEISS-TRANSFORMATOREN

mit stufenloser Regelung



# SCHORCH

Schorch-Werke A.G. Rheydt

Diesem Heft liegen Prospekte der Franck'schen Verlagsbuchhandlung, Stuttgart,  
sowie des Springer-Verlages Berlin - Göttingen - Heidelberg, bei.

Für den Textteil verantwortlich: Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, Dortmund; für den Anzeigenteil: Hans-Georg Halfter, Berlin W 35, Reichpietsch-  
ufer 20. — Druck: Hempel & Co., Deutsche Zentraldruckerei A.-G., Berlin SW 11, Dessauer Straße 6-8. — Reg.-Nr. 115.  
Springer-Verlag, Berlin - Göttingen - Heidelberg. — Printed in Germany.