

DER BAUINGENIEUR

18. Jahrgang

26. November 1937

Heft 47/48

DIE ERWEITERUNG DES VERTEILUNGSSCHUPPENS IM HAMBURGER HAFEN.

Von Baurat Dr.-Ing. Bolle, Hamburg.

Zweckbestimmung und Grundrißanordnung.

Beim Verteilungsverkehr oder Exportsammelverkehr können ausländische und neuerdings auch inländische Spediteure in nach dem Verteilungsschuppen adressierten Sammelbahnwagen Güter für sämtliche ab Hamburg fahrenden Reedereien zusammenladen. Die eintreffenden Güter werden im Schuppen nach Verkehrsrichtung und nach Reederei sortiert und in der Regel mittels Hafenfahrzeug den entsprechenden Seeschiffen zugeführt. Da auf diese Art auch kleinere Gütermengen pfleglich und vor allem beschleunigt behandelt werden, bietet der Verteilungsverkehr einen großen Anreiz, so daß in den letzten Jahren die Zahl der täglich regelmäßig abzufertigenden Sammelwagen auf 120 angestiegen ist; nicht selten werden auch erheblich größere Zahlen (200 Wagen und mehr) erreicht. Da außerdem der zunehmende Lastkraftwagenverkehr zu weiterer Steigerung des Verteilungsverkehrs beiträgt, wurde schon vor einigen Jahren die Schaffung einer zentralen Anlage notwendig. Sie wurde in der Weise geschaffen, daß die am seeschiff-tiefen Kamerunkai gelegenen Kaischuppen 55, 56 und 57 durch Verbindung ihrer Rampen zu einem Schuppen zusammengezogen wurden. Als aber auch diese Flächen dem gesteigerten Verkehr nicht mehr genügten, entschloß man sich den Kaischuppen 57 derart zu erweitern, daß man die bisher noch ungenutzte Landspitze am Afrikahöft überbaute. Auf diese Weise wurde aus dem bisher schmalen Schuppen 57 ein breites trapezförmiges Gebilde mit einer zweiten Wasserfront am Togokai des Südwesthafens.

Vom Afrikahöft ausgehend zeigt der Lageplan (Abb. 1) zunächst eine 220 m lange nur auf Flußschiff-tiefe gebrachte Kai-strecke zur Abfertigung von Hafenfahrzeugen; diese Strecke hat die Bezeichnung Togokai-Nord erhalten. Im Schnitt gedacht sind

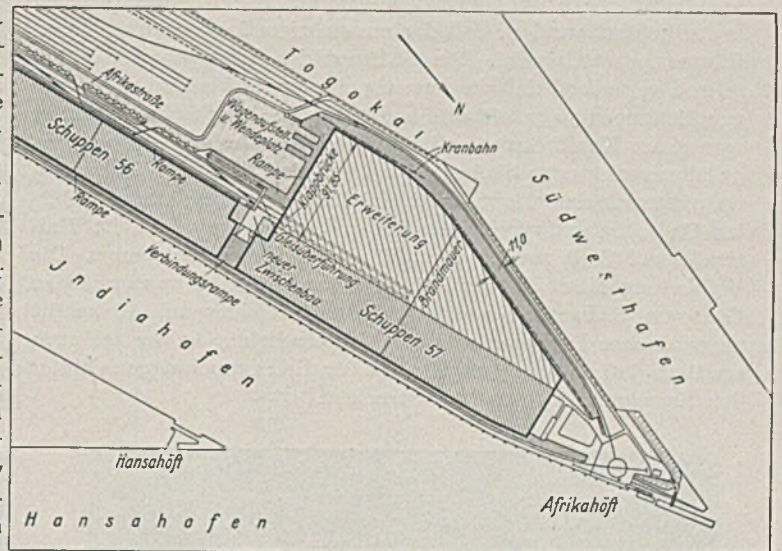


Abb. 1. Lageplan.

auf diesem Kai (Abb. 2) hinter einer Kranschiene wasserseitig ein 2 m breiter Fußweg und daran anschließend ein Eisenbahngleis zur Aufstellung zu entladender Sammelwagen angeordnet. Hinter dem Gleis erstreckt sich zum Absetzen der Güter eine 11,85 m breite Rampe. Die gesamte Kaifläche wird in einer Breite von 17,80 m von Halbportalkranen überspannt. An Togokai-Nord schließt sich im stumpfen Winkel ein seeschiff-tiefer rd. 470 m langer Kai (Togokai-Süd) an¹. Von dieser Strecke liegen etwa 140 m im Bereich des Verteilungsschuppens, so daß damit auch am Südwesthafen im Bedarfsfalle Gelegenheit zur unmittelbaren Abfertigung von Seeschiffen gegeben ist. Der weitaus überwiegende Teil dieses Kais soll dem Freiladeverkehr, d. h. dem unmittelbaren Umschlag zwischen Seeschiff und Landfahrzeug dienen.

An der Südseite des Neubaues sind erstmalig, und zwar in Verbindung mit einem geräumigen Aufstell- und Wendeplatz besondere Rampen für die Entladung von Kraftwagen des Güterferntransportes angeordnet worden. Der Grundriß zeigt zwei kleinere Rampen von 5 m Breite und 20 m Länge, die zungenförmig 6 m Zwischenraum lassend in den Platz hineinragen. Als ostwärtige Platz-

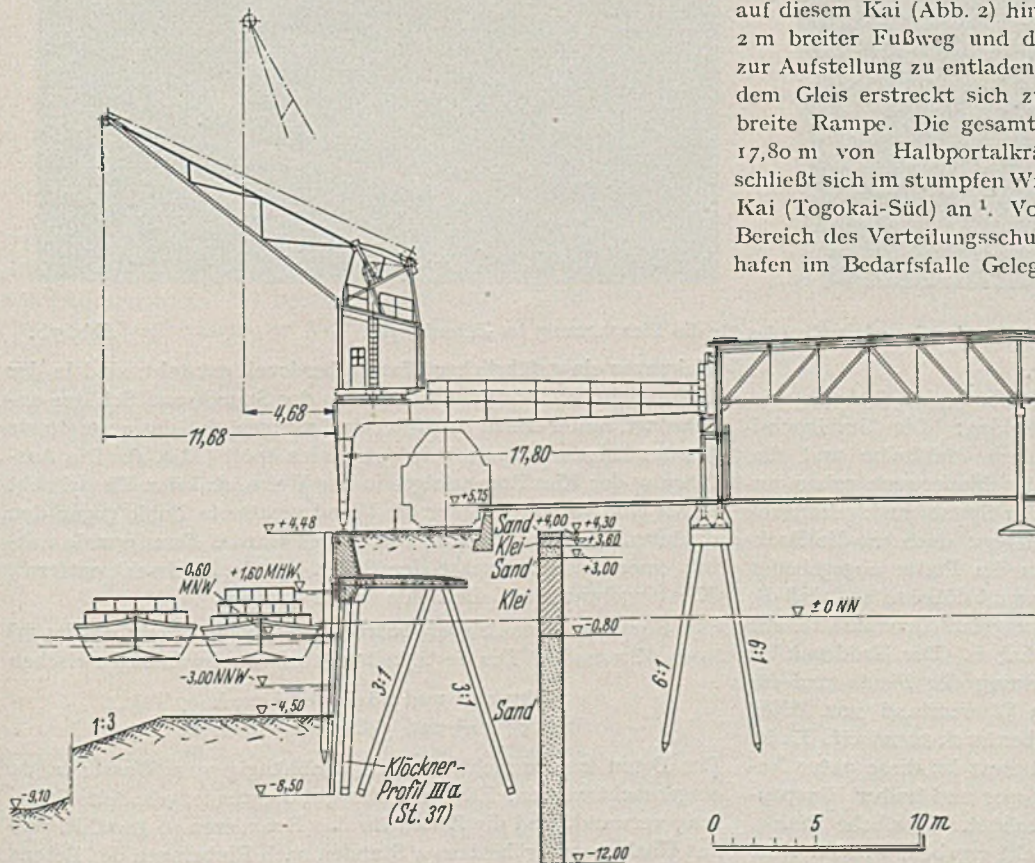


Abb. 2. Querschnitt des Togokai-Nord.

¹ Vgl. Bolle: Neue Seeschiffkaimauer am Togokai in Hamburg. Bauing. 18 (1937) S. 213.

begrenzung dient eine 70 m lange Rampe; diese hat 10 m Breite erhalten, so daß sie neben dem Kraftwagenverkehr nach Westen in der Mitte den Fußgängerverkehr nach den Schuppenvorbauten und an ihrer Ostseite der Abfertigung von zwei Eisenbahngleisen dienen kann. Über Lage und Größenabmessungen der Kraftwagenrampen lagen Erfahrungen bisher nicht vor, ihre Bewehrung ist daher abzuwarten. Die vorerwähnten, an der Ostseite der 70 m-Rampe entlang laufenden Gleise sind entsprechend den Erfahrungen bei älteren Verteilungsschuppen auf 125 m Länge in den Schuppen hineingeführt. Sie werden durch eine unmittelbar hinter dem Südgiebel angeordnete elektrisch betriebene Klappbrücke überspannt, so daß beim Quertransport zwischen altem und neuem Schuppenteile größere Umwege vermieden werden. Falls der Betrieb es erfordern sollte, ist eine Bestreichung der beiden Gleisstränge mit Laufkatzenkränen vorgesehen.

Der vorhandene Kaischuppen 57 hat durch die Erweiterung seine westliche Abschlußwand eingebüßt. Seine Brandmauer ist so fortgeführt worden, daß der nunmehrige Gesamttraum in zwei Räume unterteilt wird. Die Südfront des Schuppens ist dahingehend verändert, daß wasserseitig eine breite Verbindungsrampe zum Schuppen 56 erstellt und landseitig ein Zwischenbau errichtet wurde, der Kontorräume enthält. Die Wasserfront des Schuppens 57 ist unverändert geblieben. Auf dem seeschifftiefen Kamerunkai erstreckt sich eine 5,80 m breite Kaistraße mit einem eingepflasterten Gleis, hinter dem eine 4 m breite Rampe angeordnet ist; Kaistraße und Gleis werden von Halbportalkränen überspannt. Die Verbindung dieses Gleises mit dem vorerwähnten wasserseitigen Gleis am Südwesthafen erfolgt vermittelt einer am Afrikahöft angeordneten Drehscheibe. Der Vollständigkeit halber sei noch erwähnt, daß sich die Aufstellgleise für die Sammelwaggons hinter den Kaischuppen 55 und 56 erstrecken.



Abb. 3 a

Aufschlitzen des Spundwandkopfes für die Einspannung im Betonkörper.

Die Kaimauer.

Bei der Kaistrecke Togokai-Nord (Abb. 2) sind drei verschiedene gerammte Bauteile zu unterscheiden: Die Stahlspundwand (Klößnerprofil IIIa), die vordere Pfahlreihe und die Bockpfahlreihe. Platte und aufgehendes Mauerwerk ruhen annahmegemäß auf den Pfählen und auf der Spundwand. Erddruck auf die Pfähle ist unberücksichtigt geblieben; doch hat die Bockpfahlreihe den von der Spundwand an die Platte abgegebenen Erd-Auflagerdruck aufzunehmen. Es kommt dabei so aus, daß die vorderen Bockpfähle in jedem Belastungsfall Druckkräfte, die hinteren nur Zugkräfte aufzunehmen haben. Der Erddruck ist unter Berücksichtigung der Schirmwirkung der Platte und für einen als ungünstigsten angenommenen Wasserstand von MNW —0,60 NN und 0,65 m hydraulischen Überdruck angesetzt. Er ist allein der Spundwand zugewiesen, und zwar ist diese unter Annahme voller Einspannung im Mauerkörper und halber Einspannung im Boden auf reine Biegung berechnet. Sämtliche Pfähle, deren Einzelheiten sich aus der Übersicht ergeben, wurden ohne Spülung gerammt.

Übersicht der Eisenbeton-Rammpfähle.

| | Vordere Pfähle | Bockpfähle | |
|---|----------------|------------|-----------------------------|
| | | Druck | Zug |
| Neigung | 20:1 | 3:1 | 3:1 |
| Stückzahl | 79 | 136 | 68 |
| Länge | 9,90 m | 11,40 m | 12,00 m |
| Beton-Querschnitt | 31,5/37 cm | 31,5/37 cm | 31,5/37 cm |
| Längs-Bewehrung | 4 Ø 20 | 4 Ø 20 | 6 Ø 20 |
| Fi cm ² | 1360 | 1360 | 18,84 (Eisenquerschnitt) |
| $\sigma = \frac{P}{F_i}$ kg/cm ² | 39,9 | 39,2 | 1195 |

Querbewehrung: Spanndrahtbewehrung Ø 3 mm nach Patent der Ingenieurbaugesellschaft Christiani und Nielsen.

Die Rammung der 10,5 m langen Klößner-Spund-Bohlen war verhältnismäßig leicht; die durchschnittliche Tagesleistung belief sich auf 125 m². Durch geeignete Maßnahmen konnte ein sich häufig bei Spundwandrammungen störend bemerkbar machendes Voreilen der Bohlen vermieden werden, so daß man ohne Keilbohlen auskommen konnte. Auch das Mitziehen der Bohlen war unbedeutend.

Die in der statischen Untersuchung vorausgesetzte Einspannung der Spundwand in den Betonkörper wurde auf die durch Abb. 3a und b veranschaulichte Weise bewirkt. Der Spundwandkopf wurde auf 90 cm Länge durch eine Reihe von Brennschnitten geschlitzt und so gewissermaßen in Bewehrungsseilen des Betons aufgelöst.

Um einen guten Ausgleich des Wasserstandes vor und hinter der Spundwand zu erzielen bzw. um zu verhindern, daß hinter der

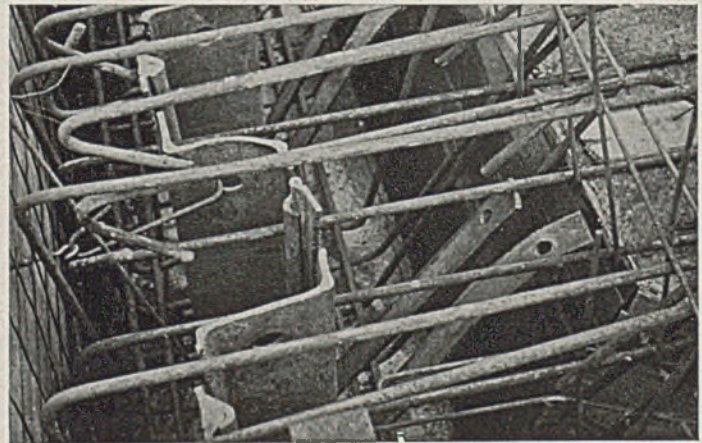


Abb. 3 b.

Kaimauer ein gefährlicher Wasserüberdruck entsteht, sind in der Höhe zwischen MNW und NNW in der Spundwand Schlitze angeordnet, hinter denen Kiesfilter dafür sorgen, daß das austretende Wasser keinen Boden mit in den Hafen spült (Abb. 4). Die Ausführung der Kiesfilter erfolgte in der Weise, daß der Kiesschacht durch eine vorläufig hinter die Wand gerammte Bohle gegen den dahinterliegenden Boden abgeschlossen wurde. Dann wurde mittels einer Schlammbohrung der Boden aus dem Schacht entfernt, Kies eingebracht und die Bohle wieder gezogen.

Für den Betonkörper betrug der Zementanteil 260 kg/m³ losen Kiessandes. Die Festigkeitsergebnisse schwankten zwischen

58 kg/cm² und 184 kg/cm² nach 7 Tagen
122 kg/cm² und 348 kg/cm² nach 28 Tagen.

Der Beton konnte nicht gänzlich unabhängig vom Wasserstande eingebracht werden. Es wurde aber gut dichtende, gehobelte Schalung verwendet und die Zeiten für das Betonieren so gewählt, daß das Hochwasser frühestens 4 Stunden nach Einbringen des Betons von außen gegen die Schalung drang.

Fundamente und Stützen.

Der Nord- und Südgiebel sowie die Brandmauer ruhen auf Eisenbetonschwellen, die wiederum nach der für Hamburger Hafenwerke üblichen Weise auf Pfählen — gewählt wurden Eisenbetonpfähle in etwa 1,50 m Abstand — gegründet sind. Ebenso stehen die 55 Stützen in den Außenwänden und unter dem erlöhnten Mittelbau (Abb. 2 und 8), die außer der Dachlast noch Kranlasten aufzunehmen haben, auf Pfählen. Die Eisenbetonpfähle haben 34/34 cm Querschnitt; vorgeschrieben war eine Mindestbewehrung für eine Belastung von 45 t; die durchschnittliche rechnerische Belastung beträgt 15 t. Entsprechend den Bodenverhältnissen ergab sich eine durchschnittliche Pfahlänge von 11 m. Die Eiseninlagen der Pfähle binden 40 cm in die Fundamentschwellen ein. Sofern moorhaltige Schichten zu durchrammen waren, erhielten die Pfähle Inertol-Anstrich. Die gesamte Pfahlrammung belief sich auf rd. 3000 lfd./m.

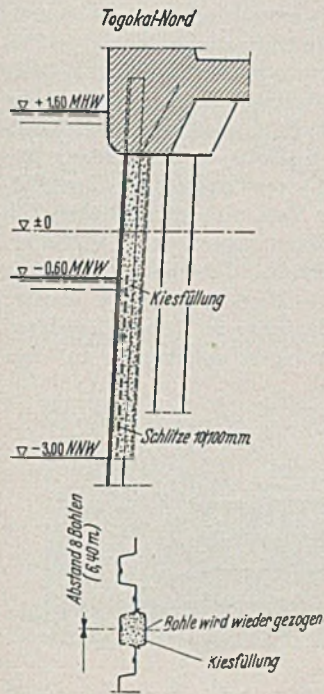


Abb. 4. Kiesfilter der Ufermauer Togokai-Nord.

haben, sind wie bei sämtlichen Hamburger Schuppen aus Stahlkonstruktion (37 · 12). Zur Ausführung kamen entsprechend der Übersicht Abb. 5:

- 8 freistehende Kranstützen,
- 26 wasserseitige Stützen mit Kranstützen,
- 5 freistehende wasserseitige Stützen,
- 2 südliche Giebelstützen,
- 14 innere Kranbahnstützen,

ferner 31 wasserseitige Kranschienenträger sowie die erforderlichen Hilfskonstruktionen.

Die Stärkebemessungen ergeben sich aus Abb. 6. Die Stützen im Bau zeigt Abb. 7. Insgesamt wurden 190 t Stahlkonstruktion eingebaut.

Dachkonstruktion.

Da der bestehende Schuppen 57 in der bekannten Hamburger Holzbauweise² ausgeführt war, kam für die Erweiterung auch nur

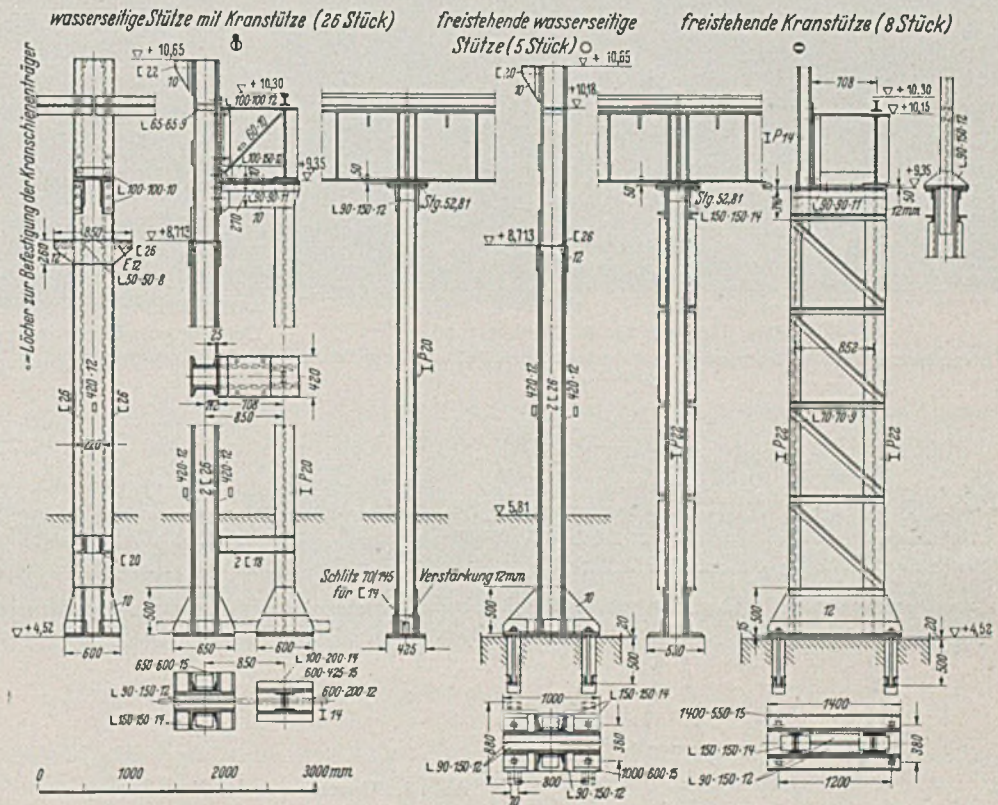


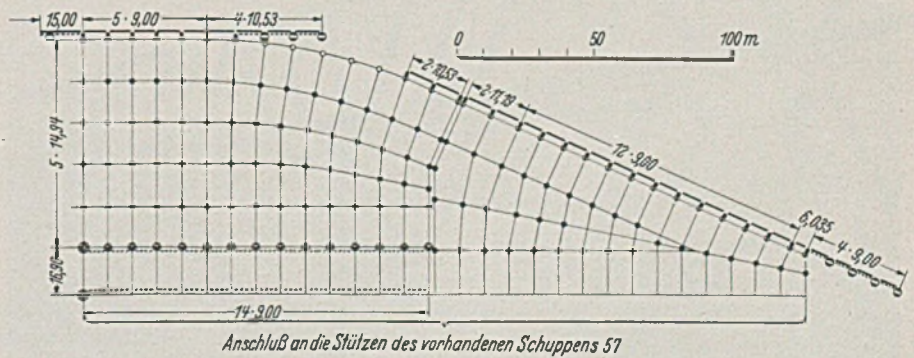
Abb. 6. Einzelausbildung der eisernen Stützen.

Für die 92 inneren Stützen ist entgegen der Hamburger Regel eine flache Gründung (Eisenbetonplatten) gewählt. Man glaubte dies mit Rücksicht auf den langjährig abgelagerten Baugrund, der in diesem Teil des Hafens zur Verfügung stand, vertreten zu können.

eine Holzkonstruktion in Frage. Im Vergleich zu der schweren Zimmermannskonstruktion des Schuppens 57 sind die Fachwerk-

- 8 freistehende Kranstützen
- ⊗ 26 wasserseitige Stützen mit Kranstützen
- 5 freistehende wasserseitige Stützen
- 2 süd. Giebelstützen
- 14 innere Kranbahnstützen (für später einzubauende Laufkatzenkräne)
- 92 Eisenbetonstützen
- 31 wasserseitige Kranschienenträger
- proj. innere Kranschienenträger für Laufkatzenkräne

Abb. 5. Anordnung der Stützen im Erweiterungsbau.



Anschluß an die Stützen des vorhandenen Schuppens 57

nen. Die Grundplatten sind im Durchschnitt 2,2 × 2,2 m groß, doch richtete sich ihre Größe nach den Lasten. Grundsatz war, daß eine Bodenpressung von 0,75 kg/cm² nicht überschritten wurde. Die sich auf den Grundplatten aufbauenden Eisenbetonsäulen sind quadratisch mit 30 cm Seitenlänge, der Kopf ist rechteckig ausgebildet und mißt 42 × 52 cm.

Die vorerwähnten Stützen, die Kranlasten aufzunehmen

binder der Erweiterung sehr viel leichter gehalten. Ermöglicht wurde dies durch die Verwendung von Eisen für die Zugstangen und von Spezialdübeln (Zahnringdübel „Alligator“) für die Stöße und Knoten. Wie der Querschnitt (Abb. 8) zeigt, besteht der Neubau aus einem hohen Teil, gebildet aus einem 16,90 m langen Bin-

² Vgl. Bolle: Neuere Kaischuppenbauten im Hamburger Hafen. Bautechn. 15 (1937) S. 253.

der, und einem niedrigen Teil, der sich über fünf je 14,94 m breite Binder erstreckt. Der Abstand der Binder in Längsrichtung des Schuppens beträgt 9 m. Der westliche Abschluß des Schuppens mußte in Anlehnung an die Gestalt der Kaizunge in einer Kurve geführt werden (Abb. 1 u. 5). Die Anpassung an die Kurve wird erreicht durch Verkürzung der Mittelbinder, während die beider-



Abb. 7. Die Baustelle am 8. Oktober 1936.

Die landseitige Wand des Schuppens 57 wird abgebrochen: ein Teil der Schuppensäulen ist aufgestellt.

seitigen Endbinder unverändert durchlaufen. Die Abb. 9a und b zeigen die Dachkonstruktion im Aufbau, während sich die Stärkebemessung der Binder, für die lettländisches Tannenholz verwandt wurde, aus Abb. 10 ergibt; die zulässige Holzbeanspruchung wird durchschnittlich ausgenutzt. Die aus Stahl 37.12 hergestellten Zugstangen haben $\frac{3}{4}$ — $1\frac{1}{2}$ " \varnothing . Die aus gespundeten Dielen bestehende Dachschalung ist 2,4 cm stark, die Deckung besteht aus zwei Lagen Teerpappe. In die Dachfläche mußten mit Rücksicht auf die große Breite, die alter und neuer Schuppenteil zusammen aufweisen, 30 Oberlichter in der Größe $4,90 \times 1,80$ m eingebaut werden. Im übrigen erfolgt die Beleuchtung wie üblich durch seitlich einfallendes Licht, und zwar durch 2 m hohe Fensterbänder (Holzfenster), die im hohen Teil des Schuppens und den Außenwänden angeordnet sind.

Umfassungswände, Tore, Fußboden, Karrbahnen.

Die beiden Giebelmauern sind in Ziegelmauerwerk ($22 \times 10,5 \times 6,5$ cm großes Hamburger Format) erstellt, ebenso die Brandmauer, die in Verlängerung der vorhandenen durch den neuen Teil unter Freihaltung von den Toröffnungen geführt wurde. Bei der westseitigen Abschlußwand der Erweiterung war es möglich, unter Vornahme gewisser Verstärkungen die in Fortfall kommende landseitige Wand des alten Schuppens 57 wieder zu verwenden. Die Tore sind sämtlich als Wellblechschiebetore ausgeführt. Im Südgiebel befinden sich im hohen Teil 2 Tore und im niedrigen Teil weitere drei. Die drei Tore in der Brandmauer wurden schon erwähnt. In der westlichen Abschlußwand sind die im Schuppen 57 ausgebauten Tore — insgesamt 27 — wieder verwandt worden. Der entsprechend der Hamburger Bauweise in Eisenbahnwagenplattformhöhe angeordnete Fußboden lagert unmittelbar auf dem

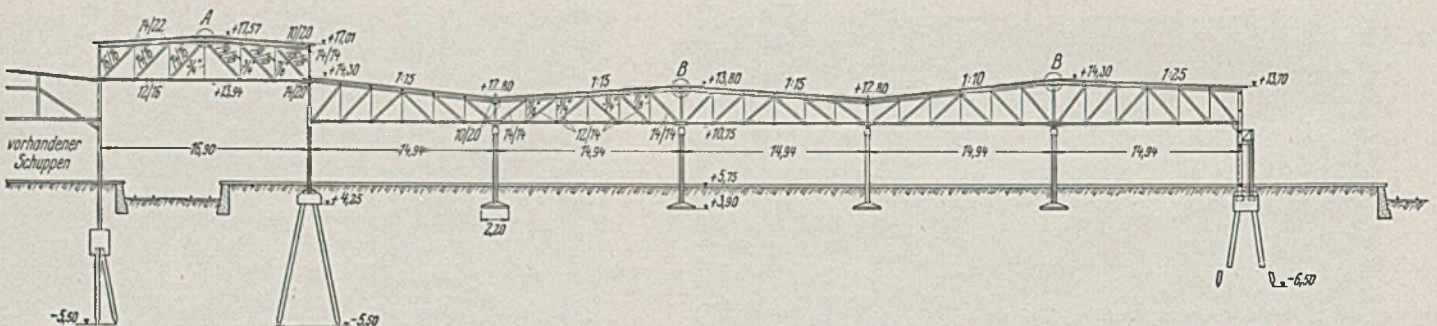


Abb. 8. Querschnitt der Erweiterung.

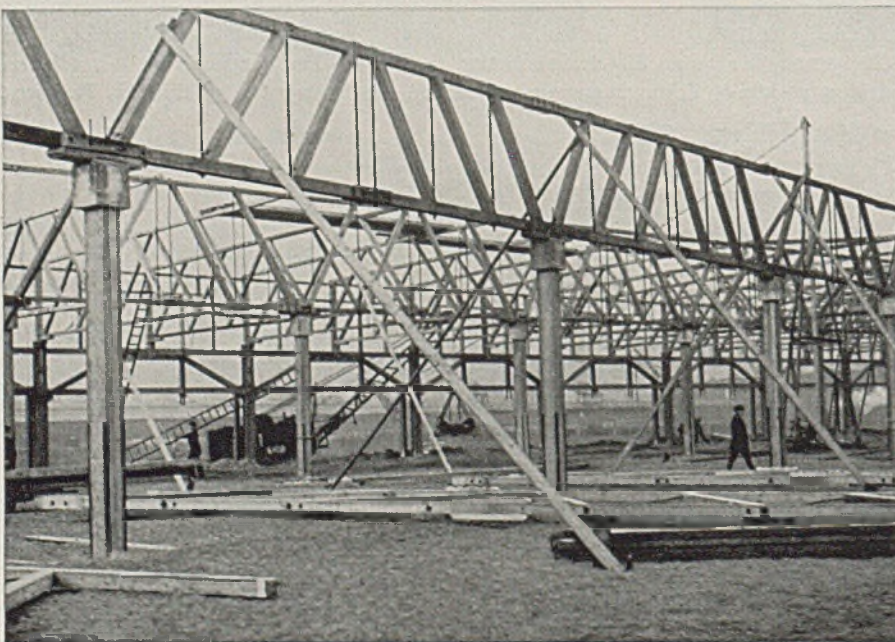


Abb. 9a u. b. Dachkonstruktion.

Erdreich und ist somit von der Gründung unabhängig. Auf 12/14 cm starken, im Abstand von 0,90 m verlegten Lagern sind als Belag 7 cm starke kieferne Bohlen genagelt. Die Bohlen sind 20 bis 25 cm breit und im Durchschnitt nicht unter 4,50 m lang.

Zum Schutz gegen die bestehende Schwammgefahr sind Lager und Bohlen vor dem Einbringen mit einem Imprägnierungsmittel behandelt. Da erfahrungsgemäß die mit Eisenplatten belegten Karrwege besonders gefährdet sind, wurden diese mit Erzschlacke

hat, sollen hier erwähnt werden drei Schaltgewichtswaagen zum Verwiegen der Güter, eine Ölfanggrube zur Aufnahme feuergefährlicher flüssiger Güter und 15 Kräne.

Ölfanggruben sind entsprechend einer Senatsverordnung über

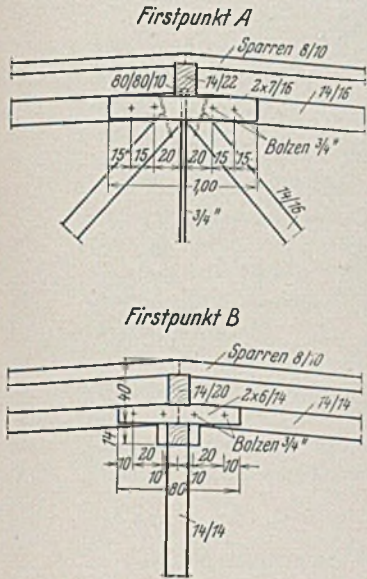


Abb. 10. Ausbildung der Firstpunkte.



Abb. 11. Innenansicht des fertigen Schuppens vom Nordgiebel aus.

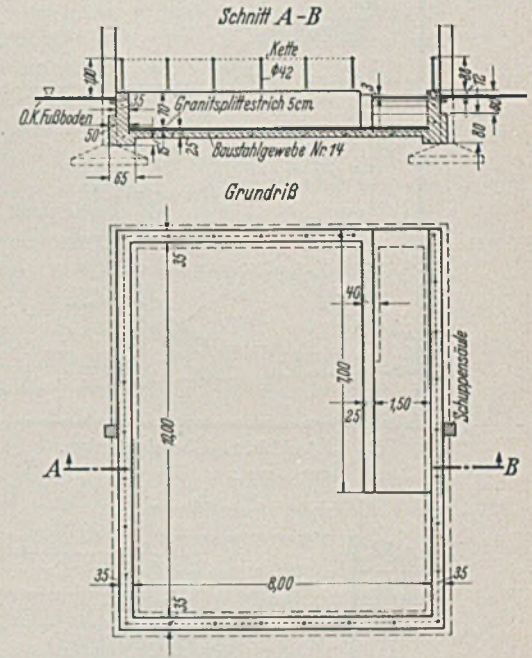


Abb. 12. Querschnitt der Ölfanggrube.

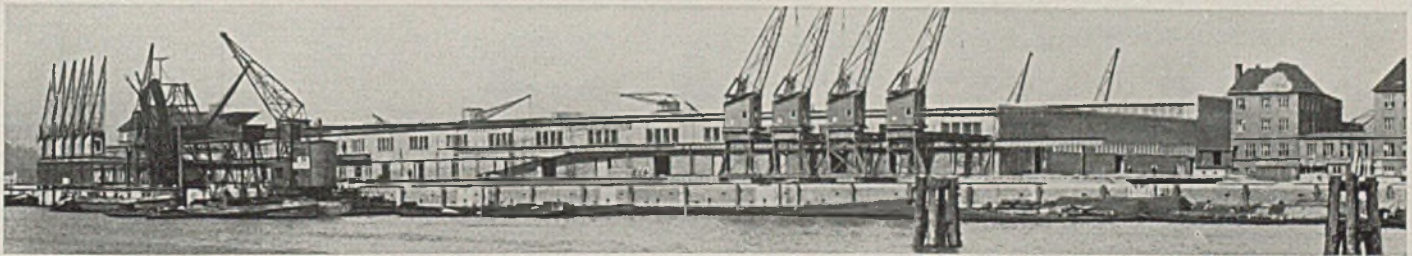


Abb. 13. Gesamtübersicht der fertigen Anlage.

unterstopft. Zur Herstellung der 1,80 m breiten Längs- und Querkarrbahnen sowie für die Anfahrten und Einfassungen der Dezimalwaageneisernen Karrbahnbleche aus St. 00. 21. Die Bleche haben eine Normalgröße von 1,80 m Länge und 0,90 m Breite, ihre Stärke beträgt 7 mm. Die Rampenmauern sind in Kiesbeton ausgeführt. Der Belag ist der gleiche wie im Schuppen.

Ausrüstung.

Von der Ausrüstung, welche der Erweiterungsbau erhalten

den Verkehr mit gefährlichen Gütern an Kai in fast allen Hamburger Kaischuppen in den letzten Jahren eingebaut worden. Die hier angeordnete ist 8 x 10 m groß bei 0,70 m Tiefe. Die baulichen Einzelheiten ergeben sich aus dem Grundriß und Querschnitt (Abb. 12). Die am Togokai aufgestellten 14 Kräne sind die üblichen selbstfahrenden 3 t-Halbportalkräne mit Wippenrichtung. Ein weiterer Drehkran ist am Kopf der 70 m langen Lastkraftwagenrampe zum Heben der mit Kraftwagen ankommenden Schwergüter angeordnet.

HAFENBAU MACEIÓ (BRASILILIEN).

Von Regierungsbaumeister a. D. **Herkner**, Frankfurt a. Main.

Inhaltsübersicht: Für den in Ausführung befindlichen Hafenbau Maceió (Brasilien) werden die Gesamtanlage, die der Ausschreibung 1934 zugrunde gelegten Entwürfe mit Eisenbetonkästen sowie die zur Ausführung bestimmte Bauweise mit Stahlpundbohlen beschrieben.

Im Norden Brasiliens, etwa auf 10° südlicher Breite, wird zur Zeit in Maceió im Staate Alagoas (Abb. 1) ein Hafen gebaut, dessen Ausführung dadurch von besonderem Interesse ist, daß die gesamte Molen- und Uferschutzanlage mit Stahlpundwänden ausgeführt wird, nachdem verschiedene andere Ausführungsarten untersucht, aber als weniger zweckmäßig verworfen wurden.

Gesamtanlage.

Die Gesamtanlage des neuen Hafens (Abb. 2) sieht eine 1347 m lange Zugsmole von 14 m Breite vor, auf welcher zwei Vollspurgleise, eine 4,5 m breite Fahrstraße und ein Fußweg Platz finden. Die Mole führt teilweise über Sand, teilweise über die in dieser Gegend überall der Küste vorgelagerten Riffe, die hier aus Kalksandkonglomerat bestehen. Diese Riffe sind in verschiedener Mächtigkeit dem Sanduntergrund aufgelagert. An einzelnen Stellen beträgt ihre Mächtigkeit nur etwa 2 m. Bei Niedrigwasser treten sie zum Teil aus dem Wasser hervor. An solchen Stellen ist das Gestein von sehr großer Härte, während es in den ständig unter

Wasser liegenden Strecken von weicherer Beschaffenheit ist. In 225 m Abstand von der Molenwurzel unterbricht eine Eisenbetonbrücke von 100 m Länge und ebenfalls 14 m Breite die geschlossene Mole, um kleineren Fahrzeugen die Durchfahrt

mole nach Abb. 3 und 4 vor. Auf der Seeseite waren Eisenbetonkästen von je 16 m Länge vorgesehen, die an Land auf einer Helling hergestellt, schwimmend eingebracht und auf einer starken Steinschüttung versetzt werden sollten. Auf der Binnenseite war

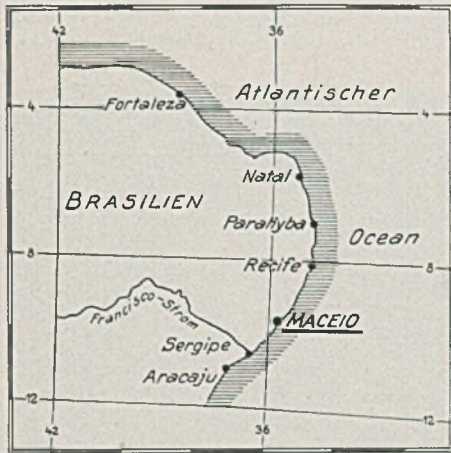


Abb. 1. Übersichtsplan.

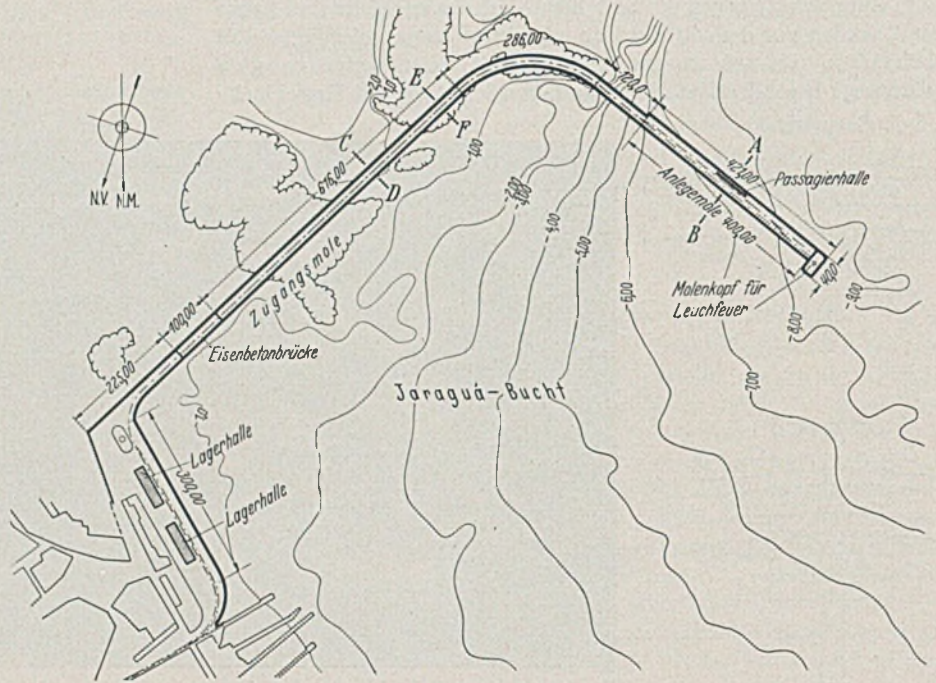


Abb. 2. Gesamtanlage.

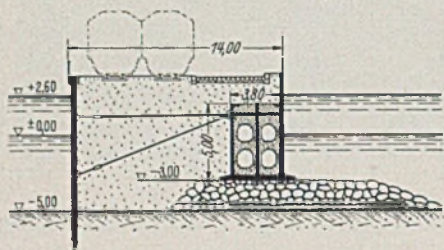


Abb. 3. Querschnitt C—D durch die Zugangsmole (Ausschreibungsentwurf).

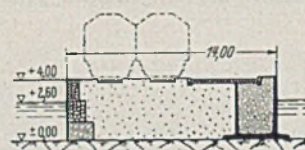


Abb. 5. Querschnitt E—F durch die Zugangsmole (Ausschreibungsentwurf).

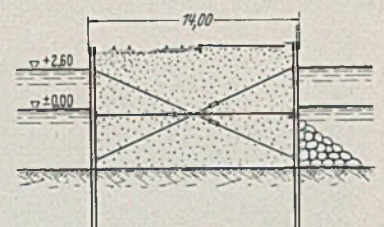


Abb. 6. Querschnitt C—D durch die Zugangsmole (Ausführungsentwurf).

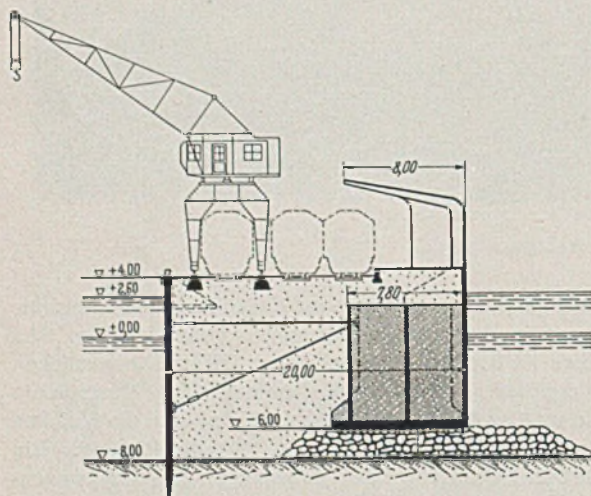


Abb. 4. Querschnitt A—B durch die Anlegemole (Ausschreibungsentwurf).

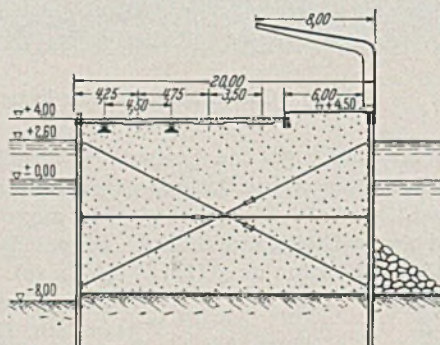


Abb. 7. Querschnitt A—B durch die Anlegemole (Ausführungsentwurf).

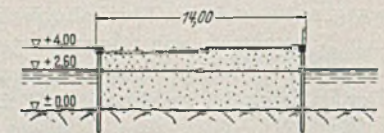


Abb. 8. Querschnitt E—F durch die Zugangsmole (Ausführungsentwurf).

zu gestatten. An die Zugangsmole schließt sich die 400 m lange Anlegemole an. Sie erhält 20 m Breite. Auf ihr sind die Bahngleise, Krangleis und eine 70 m lange Personen-Schutzhalle in Eisenbeton angeordnet. Ferner wird sie mit Ladekränen ausgerüstet. Den Abschluß bildet ein Molenkopf von 21 x 40 m Grundfläche, der ein Leuchfeuer erhält. Als Wassertiefe am Anlegekai sind 8 m bei niedrigstem Wasserstand vorgeschrieben, welche durch Baggerung zu erreichen sind.

Das Ufer erhält, in Nordwest-Richtung an die Molenwurzel anschließend, auf 300 m Länge eine Uferbefestigung, hinter welcher das Gelände mit Baggerboden aufgefüllt wird, um Platz für zwei ebenfalls zum Bauauftrag gehörende Lagerhallen in Eisenbeton und für die Zufahrtsgleise und Straßen zu schaffen.

Entwurf der Ausschreibung.

Der der Ausschreibung vom Jahre 1934 zugrunde gelegte Regierungsentwurf sah die Ausführung von Zugangs- und Anle-

eine an den Kästen verankerte Eisenbetonspundwand angeordnet. Der Zwischenraum sollte mit Baggerboden ausgefüllt werden. Auf den Strecken mit geringerer Wassertiefe, also über den oben erwähnten, bei NW. aus dem Wasser hervortretenden harten Felsriffen, war eine Ausführung nach Abb. 5 vorgesehen. Die seeseitigen Eisenbetonkästen sind auf das bei NW. gegebnete Riffgestein unmittelbar aufgesetzt. Die binnenseitige Eisenbetonspundwand ist durch eine bei NW. auszuführende Mauer ersetzt.

Die Uferbefestigung der Landaufschüttung für die Lagerhallen war ebenfalls mit Eisenbetonspundbohlen geplant.

Ausführungsentwurf.

Auf Grund des Ausschreibungsergebnisses erhielt gegen starken internationalen Wettbewerb die Companhia Geral de Obras e Construções, S.A. (Geobra) in Rio de Janeiro, an welcher die Philipp Holzmann Aktiengesellschaft in Frankfurt a. Main maßgebend beteiligt ist, Ende 1935 den Bau-

auftrag. Nach eingehenden, durch die „Geobra“ gemeinsam mit dem Bauherrn durchgeführten Untersuchungen und Bearbeitung verschiedener Änderungsentwürfe wurde der nachstehend erläuterte Entwurf in Stahlspundbohlen endgültig zur Ausführung angenommen.

Die Zugangsmole erhält seeseitig und auf der Hafenseite Stahlspundwände, die durch starke Verankerungen gegenseitig verbunden sind (Abb. 6).

Die 20 m breite Anlegemole (Abb. 7) besteht ebenfalls aus zwei parallelen Stahlspundwänden, die, wie bei der Zugangsmole, durch zwei kreuzweise Anker und einen horizontalen Anker verstrebt sind. Der Molenkopf, auf dem das Leuchtfeuer steht, wird gleichermaßen von stark gegeneinander verankerten Stahlspundwänden umschlossen. Die stets unter Wasser liegenden Kalkriffe sind so weich, daß sich die Spundwände ohne Schwierigkeit genügend tief in sie einrammen lassen. Wo die Riffe bei NW. über Wasser treten und daher sehr hart sind, ist das Einrammen nicht möglich. In diesen Strecken werden Schlitzlöcher in die Riffe eingestemmt, in welche die Spundbohlen gestellt und einbetoniert werden (Abb. 8).

Die Lagerhallen für die ausgehenden und ankommenden Waren sind auf einem am Ufer zu schüttenden Gelände zu errichten. Sie erhalten ein Eisenbetonskelett mit Ziegelausmauerung. Der Abschluß dieses Hafengeländes gegen den Hafen besteht ebenfalls aus Stahlspundbohlen.

Bauausführung.

Das Vortreiben der Mole geschieht von einem festen hölzernen Rammgerüst aus, auf welchem ein eiserner Rammwagen mit drei

Rammen läuft. Die vor Kopf arbeitende Ramme schlägt die Pfähle des Rammgerüsts. Die beiden seitlichen Rammen schlagen die seeseitige und die binnenseitige Stahlwand. Außerdem befindet sich auf dem Rammwagen ein Derrickkran mit 25 m Ausladung zum Zureichen der Spundbohlen und des Gerüstmaterials an die verschiedenen Rammen. Insgesamt kommen etwa 4700 t Stahlspundbohlen und Verankerungen zur Verwendung, die von deutschen Stahlwerken geliefert werden.

Die für Herstellung des Eisenbetons der Lagerschuppen, der Schutzhalle auf der Anlegemole und der Abschlüsse der Spundwand sowie für den Schotter der Straßenbefestigung und die Steinschüttung an der Außenseite der Anlegemole erforderlichen Steine werden in einem etwa 60 km landeinwärts gelegenen Steinbruch gewonnen. Dieser Bruch liegt an der von Maceió nach Recife (Pernambuco) führenden Eisenbahnlinie. Der Antransport erfolgt daher mit dieser Bahn.

Zur Herstellung des Hafenbeckens sind etwa 360000 m³ Sand zu baggern. Das Baggergut wird zum Teil zur Auffüllung der Mole und des Lagerhallengeländes verwendet, zum Teil wird es auf hoher See verklappt.

Die Gesamtkosten des Hafenbauauftrages sind mit rd. 19.400 000 Milreis (1 Milreis = 0,158 RM) veranschlagt, wovon etwa 5 000 000 Milreis auf deutsche Lieferungen entfallen. Als Ausführungszeit sind zweieinhalb Jahre vorgesehen.

Die Bauausführung ist seit Frühjahr 1936 im Gange und schreitet plangemäß fort, so daß Ende 1938 mit der Inbetriebnahme der gesamten neuen Hafenanlagen von Maceió gerechnet werden kann.

NOCHMALS „ASPHALTBAUWEISEN IM DIENSTE DES KÜSTENSCHUTZES“.

Von Dr. Fr. Joedicke, Hamburg.

Inhaltsübersicht: Es wird das Verhalten einer Asphaltteigdecke während der großen Sturmfluten im Oktober 1936 beschrieben und als Nutzenwendung gefolgert, daß die ein einziges Ganzes bildenden dichten Asphaltbeläge nur dann bestehen können, wenn sie durch entsprechend tief gehende allseitige Begrenzungen gegen Hinterspülung gesichert und dem denkbar höchsten Wasserstand entsprechend hoch auf die Böschung gezogen werden.

Am 18. Okt. 1936 wurde die ganze schleswig-holsteinische Westküste von einer durch orkanartigen Nordwest verursachten, ungewöhnlich schweren Sturmflut (Abb. 1) heimgesucht, die einen



Foto-Knittel, Husum

Abb. 1. Die Sturmflut an der schleswig-holsteinischen Westküste am 18. Oktober 1936. — Wasserstand 3,50 m über M.H.W.

seit 20 Jahren nicht mehr gemessenen Wasserstand von 3,50 m über M.H.W. mit sich brachte. Vollends ungewöhnlich war, daß einige Tage später, am 27. Okt., eine weitere Sturmflut folgte, die

der ersten an Heftigkeit nichts nachgab. Die zur Sicherung der Küste errichteten Hochwasserschutzbauwerke bestanden diese Gewaltproben durchaus. Naturgemäß konnten örtliche Zerstörungen an jenen Stellen nicht ausbleiben, die den schweren Beanspruchungen ganz besonders ausgesetzt waren. So erging es u. a. dem Schirmdeich an der Hafenschleuse Friedrichskoog im Adolf-Hitler-Koog. Von der unmittelbaren Gewalt der Wasserangriffe wurde seine mit einer Asphaltteigdecke befestigte Nordwestböschung betroffen; der Belag wurde dabei erheblich in Mitleidenchaft gezogen und stellenweise beschädigt.

Es ist immer ebenso nützlich wie notwendig, die Gründe zu ermitteln, die zur Bedrohung des jeweils an ganz bestimmte Voraussetzungen und Bedingungen geknüpften Bestandes eines Bauwerkes führen, und die Maßnahmen zu finden, die eine solche Bedrohung für die Zukunft weitgehend ausschließen. Im vorliegenden Fall hat das Ergebnis dieser Ermittlungen besonderes Interesse im Hinblick auf die noch nicht allzu langen Erfahrungen in der Anwendung von Asphaltwasserbauweisen im Seebau. Den Einbau der Asphaltteigdecke Friedrichskoog hat der Verfasser im Zusammenhang mit gleichen und ähnlichen an der Küste angewandten Schutzmaßnahmen mittelschwerer Art in dieser Zeitschrift beschrieben¹; da von dem einwandfreien Verhalten des Belages während der im Winter 1935/36 aufgetretenen Sturmfluten berichtet wurde, sollen an dieser Stelle auch seine nunmehr eingetretenen Beschädigungen besprochen werden.

Der Planung der Sicherungsmaßnahme für die 1:3 geneigte seeseitige Böschung des genannten Schirmdeiches lag der Gedanke zugrunde, eine Bauweise anzuwenden, die nicht die hohen Kosten einer Steindecke verursacht, die aber in der Wirkung die Grasnarbe übertrifft. Es kam demnach eine mittelschwere Befestigung in Betracht; als solche erschien die Asphaltbauweise als die gegebene. Um das Ausspülen der feinen Bestandteile des Untergrundes zu verhindern, wurde eine dichte Bauart, und zwar mit Rücksicht auf

¹ Joedicke: Asphaltbauweisen im Dienste des Küstenschutzes. Bauing. 18 (1937) S. 31—35.

die einfache Herstellungsweise, eine Asphalteingußdecke gewählt. Man war sich von vornherein darüber im klaren, daß eine solche Decke nicht unterspült werden durfte. Deshalb wurden a lseitige Begrenzungen angeordnet in Gestalt von hochkant gelegten Spundwandbohlen, über die der Belag wulstartig übergreift. Zu einem kleinen Teil wurde die Decke durch einen 20 cm tiefen und 15 cm breiten Asphaltsporn gesichert. Es war anzunehmen, daß die Begrenzungen tief genug lagen, um ihren Zweck zu erfüllen. Aus Ersparnisgründen wurde die Decke nicht bis zur Dammkrone gezogen (Abb. 2), denn es war nicht damit zu rechnen, daß die Flut

freigelegt, so daß die Vorbedingungen für das Unterspülen des ganzen Belages von oben her gegeben waren.



Abb. 2. Asphalteingußdecke am Schirmdeich der Hafenschleuse Friedrichskoog im Adolf-Hitler-Koog, eingebaut 1935.

die obere Hälfte der nur durch Grassoden geschützten Dammböschung erreichen würde.

Während der Sturmfluten am 18. Okt. 1936 mit ihrem überraschend hohen Wasserstand lag der Schirmdeich stundenlang in schwerster Brandung. Die Brecher gingen über den Deich hinweg



Abb. 3. Abbrüche oberhalb der Asphalteingußdecke; Beginn der Unterspülung von oben her.

und richteten schwere Beschädigungen an der Grassodenbefestigung auf dem oberen Böschungsteil und der Deichkrone an (Abb. 3). Die entstandenen Anfrassungen an der Krone führten zu Abbrüchen des oberen Böschungsteils. Durch die zurückflutenden Wellen wurde die obere Begrenzung des Asphaltbelages unterspült und



Abb. 4. Ausbeulungen des Asphaltbelages am Böschungsfuß.



Abb. 5. Der obere Teil der Asphaltdecke ist auf die durch die Unterspülung freigelegten Pfähle aufgespießt.



Abb. 6. Der unversehrte Asphaltbelag an dem Deichkopf nach der Oktoberflut 1936 bei Hochwasser.

Der Untergrund ist sandiger Klei; mit Wasser verwandelte sich diese Bodenart, unterstützt durch die Pumpwirkung des Soges, zu einem Brei, auf dem der Asphaltbelag schließlich buchstäblich schwamm. Die Breimassen flossen nach unten und riefen mächtige Ausbeulungen der Asphaltdecke hervor; es entstanden eigenartige Gebilde, welche die Nachgiebigkeit der Asphaltdecken in einem Maße zeigten, wie man es zu beobachten bisher noch nicht Gelegenheit hatte (Abb. 4). Noch immer war der Belag als solcher unverseht geblieben, wengleich er sich am Böschungsfuß infolge der Verwerfungen zusammengeschoben hatte. Durch die abgeflossenen Breimassen waren aber auch gleichzeitig auf dem oberen Böschungsteil bis Böschungsmittle die Pfähle freigelegt worden, durch die eine frühere Buschdecke befestigt war und die man vor dem Einbau der Asphaltdecke etwa 20 cm tief in die Erde getrieben hatte. Es konnte nicht ausbleiben, daß während des sich ständig und immer verstärkt wiederholenden Auf und Nieder des Belages sein oberer Teil schließlich auf die 1 m und mehr frei herausragenden Pfähle aufgespießt wurde (Abb. 5). In diesem Zustand hat er die zweite Sturmflut ohne weitere Veränderung überstanden. Nur der Tatsache, daß er trotz seiner Verformung am Fuße und seiner Durchlöcherung am oberen Rande in seinem Gefüge erhalten blieb, ist es zuzuschreiben, daß der Deich, der den Nothafen Friedrichskoog zu schützen hat, stand hielt und dadurch seine Aufgabe erfüllte.

Beim Vergleich mit schweren Bauweisen könnte man versucht sein, das verhältnismäßig geringe Gewicht der Asphaltdecke (150—200 kg/m²) als die Ursache der Beschädigungen anzusehen. Diese Beurteilung wird den tatsächlichen Verhältnissen jedoch nicht gerecht, denn das Gewicht eines Asphaltbelages läßt sich

nicht vergleichen mit dem etwa einer Basaltsäulendecke. Bei dieser ist immer nur das Einzelgewicht eines jeden Steines maßgebend, während bei der Asphaltdecke, die ein zusammenhängendes Ganzes bildet, das Gewicht der ganzen Decke dem Sog entgegenwirkt. Ihr Befund nach der Sturmflut gibt keinen Anhaltspunkt dafür, daß der Sog eine zerstörende Wirkung auf eine solche Decke ausübt, solange sie auf einer festen Unterlage ruht. Wird dieser Zustand durch Hinterspülungen aufgehoben, so ist der Bestand eines dichten Asphaltbelages gefährdet. Es ist daher der wichtigste Grundsatz, Unterspülungen auf jeden Fall auszuschalten. Zu diesem Zweck müssen allseitige widerstandsfähige Begrenzungen angeordnet werden, die nur dann Wert haben, wenn sie tief genug in den Boden reichen. Darüber hinaus wird es in vielen Fällen und wo wirtschaftlich vertretbar zweckmäßig sein, die Asphaltdecke so hoch auf die Böschung zu ziehen, daß der denkbar höchste Wasserstand den oberen Rand des Belages nicht erreicht. Daß dann die Asphaltdecke, die keineswegs schwere Befestigungsarten ersetzen soll, selbst stärkste Beanspruchungen aushalten kann, beweist die Ausführung am Friedrichskoog, und zwar dort, wo diese Anordnung am Deichkopf (Abb. 6) getroffen ist, der nicht die geringste Beschädigung erlitten hat. Aber auch der Zustand des übrigen Teils des Belages nach den Sturmfluten spricht letzten Endes für die Asphaltbauweisen, da hier offensichtlich wird, was sie in bezug auf inneren Zusammenhalt und auf Nachgiebigkeit zu leisten vermögen. Ihre Anwendung als mittelschwere Befestigung kann daher nach wie vor empfohlen werden, wenn für ihren Bestand die erforderliche Vorsorge getroffen wird.

DRUCKVERTEILUNG HINTER AUSGESTEIFTEN BOHLWÄNDEN UND STEIFENDRÜCKE.

Von Dr.-Ing. Heinrich Preß, Berlin-Dahlem.

Als Folge von eigenen eingehenden Beobachtungen und Messungen¹ an ausgeführten Bohlwänden sind die nachstehenden Versuche vom Verfasser mit nur eigenen Mitteln durchgeführt worden.

Zu den Versuchen wurden die vom Verfasser durchgebildeten² und erprobten³ Meßdosen mit Kupferblechmembranen mit bestem Erfolg benutzt. Die hier veröffentlichten Versuche wurden mit Sand der in der Siebkurve Abb. 1 dargestellten Korngrößenverteilung durchgeführt.

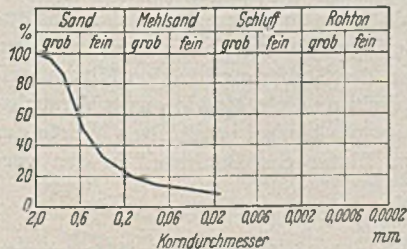


Abb. 1. Korngrößenverteilungskurve.

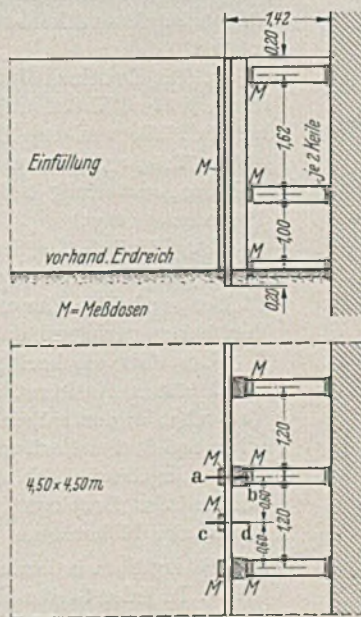


Abb. 2. Versuchsanordnung.

Die oberste Steifenlage war von Oberkante Bohlwand 0,20 m, die mittlere = 1,82 m, die dritte = 2,82 m entfernt. Der waagerechte Abstand der Steifen betrug = 1,20 m.

Bei jedem Versuch wurde zunächst bei leerer Baugrube mit dem Aufstellen der Meßdosen begonnen. Jede Steife erhielt eine Meßdose, unmittelbar hinter der Bohlwand und je nach der Versuchsanordnung in gewissen

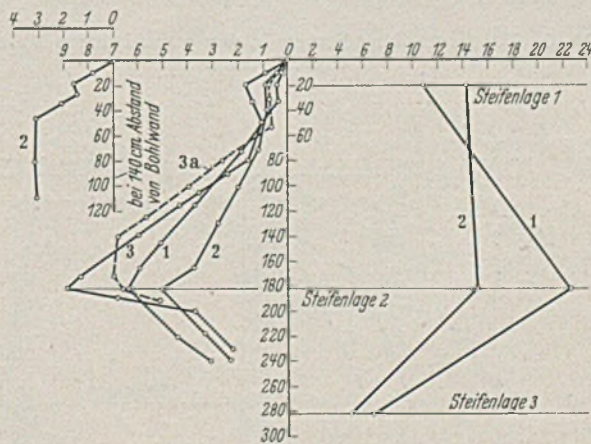


Abb. 3. Kurven der vertikalen Druckverteilung hinter der Bohlwand bei den Sanden 1, 2 und 3.

Aus Abb. 2 geht die Versuchsanordnung hervor. Die Versuche wurden in einer eigens hierfür ausgehobenen Baugrube neben einem großen als starr anzusehenden Fundament durchgeführt. Die Größe der Baugrube betrug 4,50 x 4,50 m; die Gesamttiefe = 2,82 m.

¹ Hierüber soll später eine Veröffentlichung erfolgen.

² Bautechn. 12 (1934) S. 305.

³ Bautechn. 12 (1934) S. 305 u. Zbl. Bauverw. 54 (1934) S. 624.

Abständen von der Bohlwand wurden Meßdosen eingebaut, genau eingemessen und über längere Zeit beobachtet.

Sodann erfolgte schichtweise jeweils unter den gleichen Bedingungen das Einbringen des Sandes unter steter Beobachtung der Meßdosen. Gleichzeitig erfolgte die Nachprüfung des Hohlraumvolumens der einzelnen Sandschichten. Die so gefüllte Baugrube wurde über längere Zeit beobachtet und die Meßdosenwerte währenddessen täglich mehrfach ermittelt.

Je nach der Versuchsanordnung wurde dann später die Schüttung stufenweise belastet, oder aber durch langsames Einfüllen von Wasser von unten her der Sandboden mit Wasser gesättigt und hierbei die Meßdosen genau beobachtet. Die in den Abbildungen dargestellten Werte sind Mittelwerte aus den Messungen. Der Einfachheit halber sind die gemessenen und nicht die in Tonnen umgerechneten Werte in den nachstehenden Schaubildern aufgetragen.

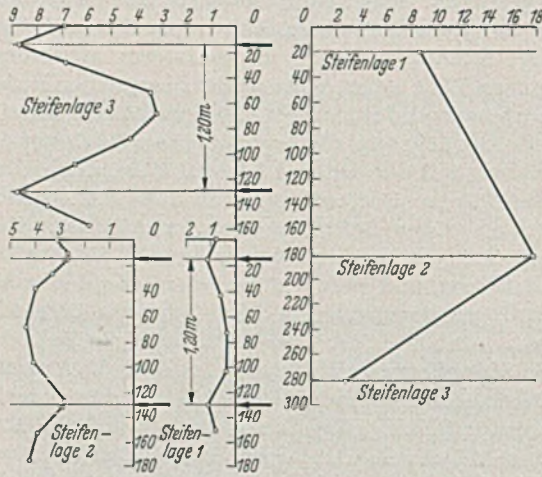


Abb. 4. Kurven der horizontalen Druckverteilung in den verschiedenen Höhenlagen hinter der Bohlwand.

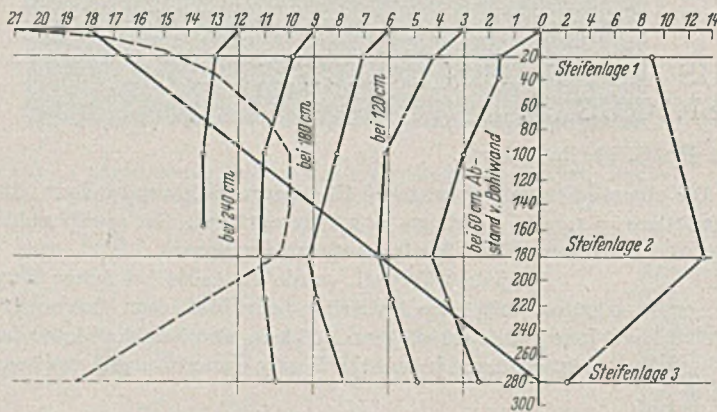


Abb. 6. Druckverteilungskurven in den verschiedenen Abständen von der Bohlwand.

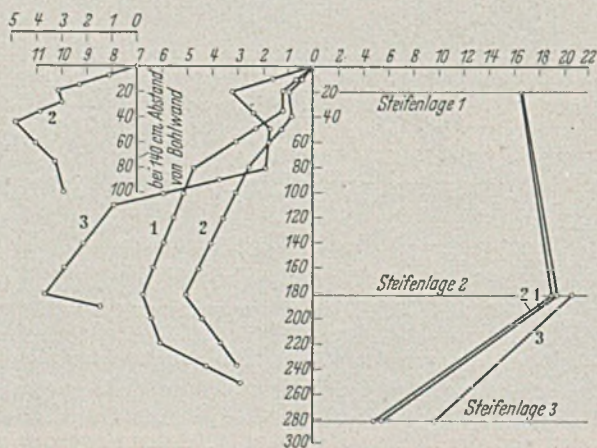


Abb. 7. Kurven der vertikalen Druckverteilung hinter der Bohlwand bei Belastung bei den Sanden 1, 2 und 3.

Abb. 3 zeigt für den erdfuchten Sand 1 (Raumgewicht 1,67) der in Abb. 1 dargestellten Korngrößenverteilung mit dem Hohlraumvolumen von = 34,8% und dem natürlichen Böschungswinkel = 37,6° die Meßwerte. In der gleichen Abbildung sind für Sand 2

mit dem Hohlraumvolumen = 33,2% und Sand 3 mit dem Hohlraumvolumen = 35,3% bei gleicher Kornzusammensetzung die Meßdosenwerte aufgetragen. Die Meßdosen waren bei diesen Versuchen unmittelbar hinter der Bohlwand in der Schnittebene der Steifen a—b angeordnet. Bei dem Versuch mit Sand 3 sind auch in der Ebene c—d (Mitte Feld zwischen den Streifen) eine durchgehende Reihe Meßdosen eingebaut worden. Die Abb. 3 gibt in der gestrichelten Kurve die hierbei gefundenen Werte wieder.

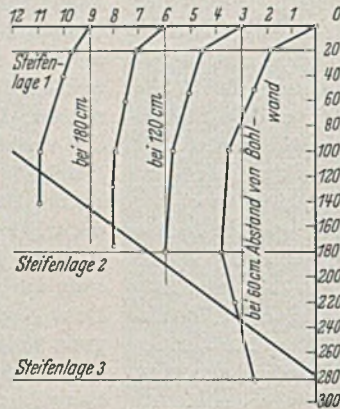


Abb. 5. Druckverteilungskurven in den verschiedenen Abständen von der Bohlwand.

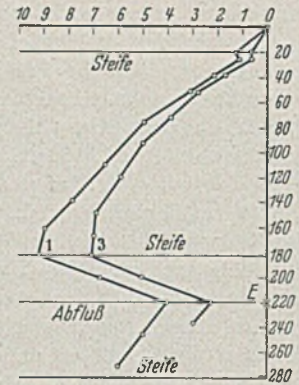


Abb. 8. Kurve der vertikalen Druckverteilung hinter der Bohlwand mit Entwässerung beim im Wasser liegenden Sand 1.

Um die Steifendrucke besser zu veranschaulichen, sind die einzelnen Werte jedes Versuches miteinander durch Geraden verbunden worden.

Aus Abb. 3 geht eindeutig hervor, daß bei der gewählten Anordnung und dem verwandten Sandboden:

1. Die bisher übliche Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung des Erddruckes an Baugrubenwänden nicht zutrifft.
2. Die Werte der oberen Steifendrucke wesentlich größer sind als auf Grund von Berechnungen nach den bisherigen Annahmen ermittelt wurde.

Bei Beibehalten der alten Anschauung werden die Größen der oberen Steifendrucke somit in Gefahr bringender Weise unterschätzt.

3. Die Druckerteilung hinter ausgesteiften Bohlwänden, wie durch spätere Veröffentlichungen noch weiter bekräftigt wird, in hohem Maße von dem Bauverfahren, der Anordnung der Brusthölzer, Träger, Steifen usw. sowie von dem Grade der Nachgiebigkeit der Aussteifung bedingt ist. (Abgesehen vom Boden, seinem Porenwasser usw.)

Der Einfluß der Steifendrucke kommt in den drei Kurven (Abb. 3) klar zum Ausdruck. Die für das Mittelfeld zwischen zwei Steifen ermittelte Kurve zeigt in der Höhenlage der Steifen und dort herum geringere, dazwischen größere Werte.

Um über die horizontale Druckerteilung längs der Bohlwand nähere Auskunft zu erhalten, wurde bei einigen weiteren Versuchen in den Höhenlagen der Steifen und in den Mitten zwischen den Steifen horizontal dicht an dicht Meßdosen im Versuchsboden eingebaut. Abb. 4 zeigt die hierbei ermittelten Werte der horizontalen Druckverteilung hinter der Bohlwand in den verschiedenen Höhenlagen.

Es ergibt sich daraus:

1. In jeder Steifenhöhenlage bei jeder Steife ein Höchstwert, somit zwischen zwei Steifen horizontal ein Kleinstwert,
2. In der Höhenlage = Mitte zwischen zwei Steifen untereinander in der Mitte horizontal zwischen den Brustträgern oder Hölzern der Steifen ein Höchstwert und somit an den Brustträgern ein geringerer Wert.

In den Abb. 5 und 6 sind bei zwei Sandböden derselben Kornzusammensetzung sowohl unmittelbar hinter der Bohlwand wie auch in verschiedenen Abständen hinter der Bohlwand Meßdosen im Versuchsboden eingebaut worden. Die ermittelten Werte geben die an den Meßdosenstellen im Erdreich vorhandenen vertikalen Drücke an. Aus den Kurven ist der Einwir-

kungsbereich der Stützdrücke, wie das mit der Entfernung von der Bohlwand festgestellte Abklingen der Werte feststellbar. In den Abbildungen sind die natürlichen Böschungswinkel eingetragen. In der Abb. 6 sind gleichfalls die ermittelten Steifendrucke aufgetragen und in einem anderen Maßstabe dazu die ungefähre Erddruckfigur dargestellt.

Die Kurven der Abb. 5 und 6 sind, da die Anzahl der Meßdosen und somit die Kosten nicht zu groß werden konnten, durch weniger Werte ermittelt als die Kurven der anderen Abbildungen. Die Kurven zeigen daher wohl die wichtigsten Werte auf, nicht aber mit gleicher Genauigkeit alle dazwischen liegenden Punkte. Die ermittelten Werte sind wie in den anderen Abbildungen vermerkt.

In Abb. 7 sind die bei Abb. 3 bereits verwandten Böden einer gleichmäßigen Belastung unterzogen. Die Böden 1 und 2 erhielten dabei die gleiche Belastung, der Boden 3 dagegen eine wesentlich größere. Der Vergleich der Kurven Abb. 7 mit denen von Abb. 3 zeigt unmittelbar den Einfluß der Belastung.

Schließlich ist in Abb. 8 ein Sand gleicher Kornzusammensetzung wie in Abb. 1 beschrieben jedoch im Wasser untersucht. Bei diesem Versuch war in der Höhe = E eine Entwässerung in der Bohlwand vorgesehen. Die Meßdosen waren unmittelbar hinter der Bohlwand eingebaut.

Die Kurve zeigt eindeutig die Druckverteilung und den wesentlichen Einfluß der angeordneten Entwässerung.

DIE GESUNDHEITLICHEN AUFGABEN BEIM BAU UND BETRIEB DER TRINKWASSER-TALSPERREN.

Von Aug. F. Meyer, Wasserwerksdirektor i. R., Berlin-Charlottenburg.

Einleitung.

Die Abschlußbauwerke (Abb. 1) der Trinkwasser-Talsperren unterscheiden sich bautechnisch von denjenigen anderer Talsperren gar nicht. Es ist vollständig gleichgültig, ob man eine Sperrmauer oder einen Erddamm baut, um ein Becken zu schaffen zur Ansammlung von Wasser, das den Ausgleich der Wasserführung der Flüsse und dem Hochwasserschutz, der Speisung der Kanäle und der



Abb. 1. Talsperre der Stadt Chemnitz bei Einsiedel. Sie ist die zweitälteste Trinkwassertalsperre Deutschlands.

Krafterzeugung dient, oder das als Trinkwasser Verwendung finden soll. Das Abschlußwerk ist aber nicht der einzige Bestandteil einer Trinkwasser-Talsperre, der von Wichtigkeit ist. Man muß bei einer solchen aus gesundheitlichen Gründen das Niederschlagsgebiet mit den einzelnen Wasserläufen, das Sammelbecken, das Abschlußbauwerk und die Einrichtungen zur Aufbereitung des abzugebenden Wassers als eine Einheit ansehen, deren Teile in gewissen Beziehungen zueinander stehen. Die Behandlung der Einzelteile und die Regelung der Beziehungen zueinander haben das Endziel, ein gesundheitlich und technisch einwandfreies Wasser zu schaffen und in das Versorgungsgebiet zu liefern. Hierüber soll in folgendem gesprochen werden.

Das Niederschlagsgebiet.

Die Trinkwasser-Talsperren werden in Deutschland meist in den Mittelgebirgen angelegt. Die deutschen Hochgebirge und die ihnen näher liegenden Gebiete sind in der Regel so wasserreich, daß es dort einer besonderen Maßnahme zur Ansammlung von Wasser in abflußreichen Zeiten nicht bedarf. Ausnahmen bilden die Karstgebiete. Die Mittelgebirge verteilen sich sehr günstig über ganz Mitteldeutschland, so daß von ihnen aus nicht nur die mit Grundwasser wenig gesegneten Gebirgsabdachungen, sondern auch die anschließenden Hügelländer und die Niederungen noch gut versorgt werden können, in denen das Grundwasser nicht einwandfrei ist. Inwieweit dabei durch die Wirtschaftlichkeit eine Grenze gezogen ist, muß von Fall zu Fall untersucht werden. Hierbei ist aber zu berücksichtigen, daß die weicheren Talsperrenwässer bei Mi-

schung mit den örtlichen harten Wässern Mitteldeutschlands deren allzu große Härte zum Nutzen der Industrie herabsetzen und den Verbrauch an Seife herabmindern.

Nun sind jedoch die deutschen Mittelgebirge vielfach schon stark besiedelt und mit gewerblichen und industriellen Anlagen besetzt. Außerdem spielt sich in ihnen ein reger Fremdenverkehr ab. Deshalb ist bei der Wahl des Niederschlagsgebietes Vorsicht geboten. Täler, in denen viel Gewerbe und Industrie herrschen, besonders solche Unternehmungen, die störende Abwässer in die Vorfluter schicken, sind zu vermeiden, ebenso Bergbaugebiete, in denen giftige, z. B. arsenhaltige Abwässer anfallen. Der Betrieb der Landwirtschaft muß wohl in jedem Falle in Kauf genommen werden. Am vorteilhaftesten sind aber Gebiete, in denen der Wald vorherrscht; sie führen in der Regel das reinste Wasser.

Ein ideales Niederschlagsgebiet, das allen Anforderungen an Güte und Reinheit des Wassers entspricht, wird wohl in Deutschland schwer zu finden sein. Deshalb muß der planende Ingenieur sein Augenmerk darauf richten, die störenden Einflüsse auf das Bachwasser nach Möglichkeit zu beseitigen oder wenigstens auf ein erträgliches Maß herabzumindern. Es ist indessen nicht etwa nötig, das ganze Einzugsgebiet zu beschleusen und alle Abwässer an dem Staubecken vorbeizuführen. Vielmehr genügt es meistens völlig, wenn die Abwasserverhältnisse in geordnete Bahnen gelenkt werden. Dazu gehört, daß die Dung- und Fleischergruben wasserdicht hergestellt, so gehalten und regelmäßig geräumt werden. Selbstverständlich dürfen die geräumten Massen nicht in der Nähe der Wasserläufe abgelagert oder untergebracht werden. Den Abwässern aus Kur- und Heilanstalten sowie aus Fremdenheimen ist besondere Obacht zu widmen wegen der hier dauernd wechselnden Personen, unter denen vielleicht gelegentlich Bakterienträger sind. Gefährlich können Gerbereien und Häutesalzerien werden, weil den Häuten der Milzbrand-Bazillus anhaften kann. Solche Betriebe sind durch Ankauf oder Umsiedlung aus dem Gebiete zu entfernen. Die Hilfe der maßgebenden Behörden ist dabei in Anspruch zu nehmen. Auch die Abwässer aus Holzschleifereien und Zellstoff-Fabriken können wegen der Gärungserscheinungen unangenehm wirken. Hier ist es am besten, an Ort und Stelle geeignete Kläreinrichtungen zu schaffen, nötigenfalls mit geldlicher Unterstützung durch den Bauherrn der Talsperre. Zur Verminderung des Auftretens der Pilze hat sich das Chlorkupferungsverfahren vielfach bewährt¹⁾. Die geldliche Hilfe des Bauherrn ist auch am Platze zur Errichtung eines Wasserwerks für die bisher noch mit Einzelversorgungen versehenen Dörfer sowie zur Anlage von Schwimmbecken mit ordnungsmäßigen Wasserreinigungsanlagen. Das Zusammenfassen des Bade- und Schwimmsportes an bestimmten Stellen setzt den Wunsch der Bevölkerung nach dem wilden Baden im Staubecken, das sehr unästhetisch und gesundheitlich bedenklich ist, stark herab. Damit ist dann wegen der Abwasser-Verhält-

¹⁾ Es erscheint mir aber fraglich, ob die dazu erforderlichen, wenn auch geringen Mengen von Kupfersulfat heute erhältlich sind.

nisse im allgemeinen genug getan. Das übrige kann der Selbstreinigungskraft des Wassers überlassen bleiben. Es sind aber noch einige Punkte zu berücksichtigen, die mit der Bodenbeschaffenheit des Niederschlagsgebietes zusammenhängen. Das betrifft zunächst das Vorhandensein von Mooren, die oft mit Moorfasern angereicherte humussaure Abwässer den Bächen zusenden. Vielfach zeigt sich bei den Ingenieuren das Bestreben, die Moore trocken zu legen. Diese Maßnahme geht oft zu weit. Sie verändert auch den ganzen Charakter des Gebietes. Schon aus Gründen des Naturschutzes soll man dort nicht weiter eingreifen, als es unbedingt nötig ist. Die vom Wasser mitgeführten Moorfasern lassen sich in Gräben, die annähernd waagrecht geführt und in die große Steine eingelegt werden, ohne besondere Schwierigkeiten zum Absetzen bringen. Zur weiteren Unterstützung dieser Maßnahmen können in Geländefalten Teiche kleinsten Ausmaßes angelegt werden, bei denen der Teichdamm durch Faschinenbündel, die durch eingerammte Pfähle gehalten werden, gebildet werden kann. Zwischen die Faschinen wird im unteren Teil Lehm und im oberen Sand eingefüllt. Das Wasser, das schon die Moorb Bestandteile im Teiche abgesetzt hat, klärt sich beim Durchsickern durch den Sand weiter. Die färbenden Humusstoffe müssen allerdings noch besonders entfernt werden. Auch eine Bepflanzung der Moore ist von Vorteil. Sie geschieht durch Aufwerfen von flachen Gräben. Von dem Aushub werden niedrige Dämme gebildet, auf denen die Pflanzen eingesetzt werden. Hierbei ist der Rat eines Forstmannes, besonders auch wegen der zu wählenden Pflanzensorten, unentbehrlich. Er wird ferner gebraucht bei den Anpflanzungen in der nächsten Nähe des Wasserspiegels des Staubeckens. Diese Anpflanzungen sind nötig, um das Gelände mit Sicherheit der durch Düngen und Jauchen störenden Landwirtschaft zu entziehen. Bei dieser Aufforstung empfiehlt es sich, in einer Breite von 30—50 m vom Höchstwasserspiegel ab gerechnet nur Fichten und kein Laubholz anzupflanzen, damit keine Blätter in das Becken wehen und sich in diesem oder in seiner näheren Umgebung zu faulendem Rohhumus umbilden.

Die zufließenden Wasserläufe.

Das zuletzt Gesagte bezieht sich selbstverständlich auch auf die Nähe der Wasserläufe. Im übrigen sind diese zur Einleitung der Selbstreinigung des Wassers weitestgehend heranzuziehen. Der planende und bauende Ingenieur muß sich für die dabei zutreffenden Maßnahmen die Grundlagen der Erkenntnisse der Abwassertechnik zu eigen machen. Insbesondere muß er in Auswirkung dieser Erkenntnisse für eine weitgehende Zufuhr von Sauerstoff zum Wasser zwecks Unterstützung des Abbaues der organischen Stoffe sorgen. Er kann das mit den einfachsten Mitteln dadurch erreichen, daß er im Bachlaufe Abstürze schafft durch Einpacken kleiner Steindämme an geeigneten Stellen. Im Niederschlagsgebiet vorhandene Teiche, insbesondere Fischteiche, können gleichfalls dazu herangezogen werden, indem sie mit ordnungsmäßigen Überfällen versehen werden. Sonst sind die Wasserläufe sich selbst zu überlassen. Es ist lediglich noch darauf zu achten, daß keine Versumpfung entstehen.

Vorteiche.

Von großer Bedeutung für die Selbstreinigung des Wassers ist ferner die Maßnahme, dem Hauptstaubecken Vorteiche vorzuschalten. An ihrem Einlauf sind Grobrechen und Überfallschwelle mit seitlichem Umgang zur Hochwasserabführung anzuordnen. Die letztere ist aber so einzurichten, daß die Hochwässer auch in die Vorteiche gelangen. In diesen setzen sich die Schwebstoffe, insbesondere auch Sand, ab. Deshalb müssen Vorkehrungen getroffen werden, um die Becken leicht räumen zu können. Es ist aber nicht nötig, einen Umlaufgraben auszuheben. Die Beckensohle läßt sich trotzdem gut trocken legen. Zur Ablagerung des ausgehobenen Schlammes sind in ausreichender Entfernung von den Teichen Plätze bereit zu halten, die später allmählich bepflanzt werden können. Die Teichabschlüsse selbst können als Mauern aus Bruchsteinen oder Beton oder auch als Erddämme hergestellt werden. Die letzteren müssen aber beiderseitig abgeplästert wer-

den, soweit sie mit dem angestauten Wasser in Berührung kommen. In der Damm- oder Mauerkrone ist ein Überfall (Abb. 2) anzulegen, über den das abfließende Wasser hinabstürzen soll. Um auch bei dieser Gelegenheit die Belüftung weitgehend zu ermöglichen, werden mit großem Vorteil in die Sohle des an den Überfall anschließenden, auszumauernden Abfallgrabens große Steine eingebaut, gegen die das herabschießende Wasser angerollt und dabei zerstäubt. Es muß noch besonders darauf hingewiesen werden, daß es sich empfiehlt, treppenförmig mehrere Becken hintereinander anzuordnen (Abb. 2). Das fördert den Abbauvorgang außerordent-

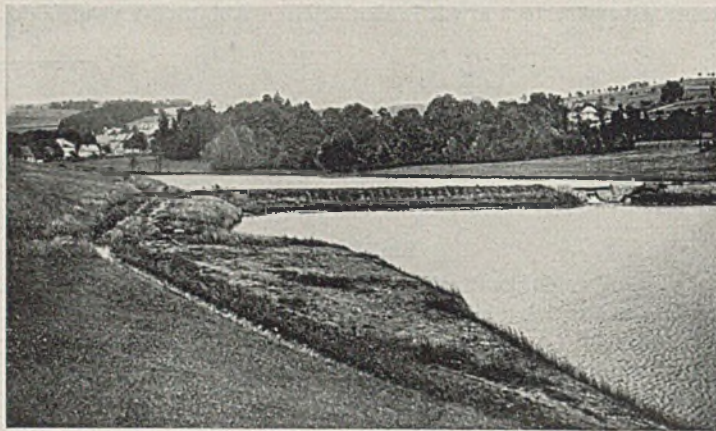


Abb. 2. Vorteiche an der Seidenbachtalsperre der Stadt Chemnitz.

lich. Wenn das oberhalb des Staubeckens gelegene Gelände das nicht zuläßt, so können auch die untersten Becken im Staubeckensbereich des Hauptbeckens angeordnet werden. Sie wirken dann selbstverständlich als Abbau- und Absitzteiche nur bei entsprechend tiefem Wasserstand im Hauptbecken. Aber da in solchen trockenen Zeiten der Wasserzufluß ein geringer und die Selbstreinigungskraft dementsprechend herabgesetzt ist, ist ihre Bedeutung dann um so größer. Die Mauer- oder Dammkrone der Teiche ist so hoch zu führen, daß die bei Sturmwind oft sehr hohen Wellen sie nicht überspülen. Es genügt auch ein auf die Krone aufgesetztes und fest mit ihr verbundenes Bollwerk. Am einfachsten gestaltet sich dies bei Mauern aus Bruchsteinen oder Beton. Wenn das Hauptabschlußbauwerk, die eigentliche Talsperre, in Bruchsteinen ausgeführt wird, fallen dabei übrigens meist so viele kleine Steine ab, daß das Abschlußbauwerk der Vorbecken aus wirtschaftlichen Gründen, selbstverständlich unter Beachtung der Entfernung des Steinbruchs von den Einzelbaustellen, am besten aus Beton hergestellt wird. Das Wasser in den Vorbecken ist sonst sich selbst zu überlassen.

Das Hauptstaubecken.

Es ist für den bauleitenden Ingenieur von größter Wichtigkeit, sich möglichst unter Hinzuziehung eines Chemikers ein klares Bild über die Beschaffenheit des Talbodens innerhalb der zukünftigen Staufläche und der nächsten Umgebung zu machen. Auch hier finden sich Moore, denn die waagerechten Aufschwemmungen, die die Täler der Mittelgebirge ausfüllen und den Talboden bilden, bestehen in ihren unteren Lagen zwar meist aus Schotter, Kiesen und Sanden, die aus den in höheren Gebirgslagen anstehenden Gesteinen herrühren. Bedeckt werden die Sande aber sehr häufig von Aulehm. Dieser und insbesondere der in den kleineren Tälern und Einsenkungen von den Abhängen zusammengeschwemmte Lehm, der gemicigte Wiesenlehm, geben oft zu örtlichen Versumpfung Anlaß, die manchmal soweit gehen, daß Ablagerungen von Moor und Torf entstehen. Sind die Hänge mit Wald bestanden, so bildet sich auf dem Erdboden aus den abgefallenen Nadeln und Blättern mehr oder weniger Rohhumus. Wenn das angestaute Wasser mit dem Moor und dem Rohhumus in Berührung kommt, laugt es diese aus und färbt sich dann in sehr unangenehmer Weise. Dabei kann auch aus dem Moor schwefelsaures Eisen aufgenommen werden, das zu häßlichen Gerüchen Veranlassung gibt. Aber schon der gewöhnliche Humusboden kann das Wasser unliebsam beeinflussen.

Bei den Sperren, die unmittelbar der Trinkwasserversorgung dienen, ist es deshalb nötig, den Humusboden und erst recht den Wald- und Moorboden abzugraben (Abb. 3) und außerhalb des



Abb. 3. Abgraben des Wald- und Humusbodens an der Seidenbachtalsperre der Stadt Chemnitz. Im Vordergrund des Bildes ist die Abgrabung bereits durchgeführt.

Staubbeckens so abzulagern, daß er nicht wieder dahin abgeschwemmt werden kann. Diese Maßnahme gilt auch für die Vorteiche. Es empfiehlt sich weiter, die Wurzelstöcke zu entfernen, die sonst sehr bald faulen und das Wasser beeinflussen würden. Sie werden auch durch die Entfernung des Waldbodens gelockert, so daß sie leicht hochgespült werden und den Überlauf verstopfen können. Schließlich hat es sich noch als vorteilhaft herausgestellt, den Rand des Beckens im Bereiche des Höchstwasserspiegels abzupflastern oder wenigstens mit großen Steinen zu belegen, um Auswaschungen bei starkem Wellengang zu vermeiden. An den tiefer gelegenen Stellen des Ufers ist das nicht nötig, hier tritt sehr bald eine Schichtenbildung auf wie am Meeresufer.

Das Abschluß-Bauwerk.

Schon oben ist gesagt worden, daß es vollständig gleichgültig ist, aus welchem Baustoff und in welcher Ausführung das Abschluß-Bauwerk, die eigentliche Talsperre, hergestellt wird. Die Rücksicht auf die Verwendung des aufgestauten und aufgesammelten

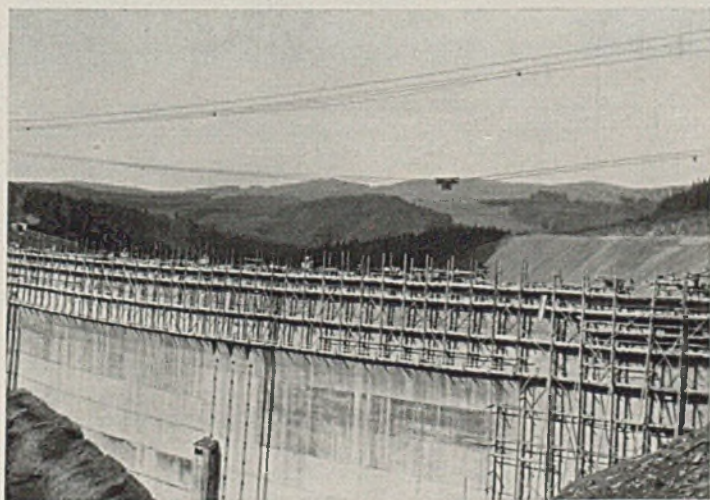


Abb. 4. Entnahmeschacht für Trinkwasser an der Rückenfläche der Mauer bei der Seidenbachtalsperre der Stadt Chemnitz.

Wassers erfordert nur einige bestimmte technische Maßnahmen. Dazu gehört in erster Linie die Einrichtung zur Entnahme des Wassers, die am besten durch einen an der Rückenfläche der Mauer angelehnten oder freistehend hochgebauten Schacht geschieht. Die

Hauptfrage ist, in welcher Höhe das Wasser entnommen werden, also in den Schacht einlaufen soll. Die Frage wird einerseits beeinflusst durch den oft gehörten Wunsch, das Wasser dort zu entnehmen, wo es möglichst kühl ist. Dann müßte man es im Sommer aus den unteren und im Winter den oberen Schichten ableiten. In den tieferen Lagen spielt sich aber ein großer Teil des Abbauvorganges ab, vor allem derjenige, der bei Mangel an Sauerstoff als Fäulnis und Gärung auftritt und Schlamm sowie Sumpfgas erzeugt. Außerdem sinken die etwa noch im Wasser befindlichen Schwebestoffe und die Leichen der Kleinlebewesen nach unten ab. Da liegt dann die Gefahr vor, daß bei einer sehr tiefangeordneten Entnahme durch die Strömung des abfließenden Wassers der aufgewühlte Schlamm und die absinkenden Stoffe mitgerissen werden. Das Richtige wäre also, wenn man mehrere Einlaßöffnungen anordnet und diese je nach der Jahreszeit und nach dem Gehalt der einzelnen Wasserschichten an lebenden oder toten Kleinlebewesen benutzen würde. Diese Einrichtung ist auch bei einigen Talsperren geschaffen worden. Die Rücksichtnahme auf die Wasserwärme kann aber in den meisten Fällen außer Betracht bleiben, weil häufig die Leitung von der Talsperre zum Versorgungsgebiet eine große Länge besitzt, so daß das Wasser die Wärme des Bodens, in dem sie liegt, annimmt.

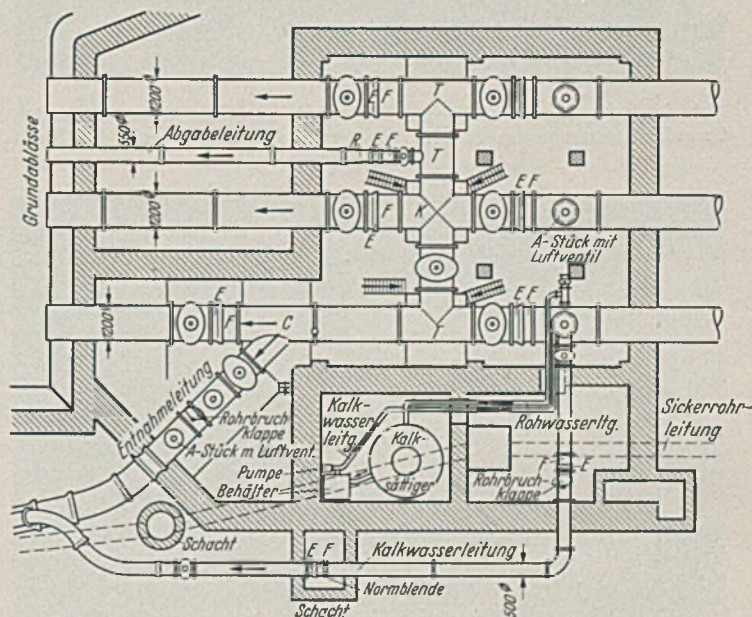


Abb. 5. Darstellung der Grundablässe und der Entnahmeleitung für Trinkwasser an der Seidenbachtalsperre der Stadt Chemnitz.

Unten rechts die Einrichtung zur Kalkwasserbeigabe zwecks Entsäuerung des Wassers und Bildung einer Schutzschicht an den Rohrwandungen der Leitungen.

Unten links die Rohrbruchsicherung in der Entnahmeleitung, ebenso rechts in der Kalkwasserleitung.

Man kann sich deshalb mit einer Entnahmeöffnung begnügen, die man in einigen Metern Höhe über der Sohle anlegt (Abb. 4). Wenn dann einmal die Sperre vollständig entleert werden soll, so muß das letzte Wasser durch den Grundablaß genommen werden, der deshalb mit der Entnahmeleitung verbunden sein muß. Eine solche Verbindung, die selbstverständlich absperrenbar sein muß, empfiehlt sich schon um bei Störungen an den Schiebern der Entnahmeleitung die Wasserversorgung nicht unterbrechen zu müssen. Bei der Planung hat der Bauleiter diese Umstände eingehend zu prüfen und auch die Abschlußeinrichtungen (Abb. 5) mit besonderer Sorgfalt auszuwählen. In die Entnahmeleitung muß eine zuverlässig arbeitende Rohrbruchsicherung eingesetzt werden, um ein Auslaufen der Talsperre im Falle eines Rohrbruches zu verhindern, diese Einrichtungen sind mit gut zugänglichen Schieberhäusern zu überbauen (Abb. 6 und 7). Zu den sonst notwendigen kleineren Vorkehrungen gehört noch die Anlage eines stets gut begehbar zu haltenden Fußsteiges rund um das Becken, damit alle Vorgänge, die sich auf diesem und in seiner Umgebung abspielen, beobachtet werden können. Bei den täglich unter Benutzung von Stech-

uhren vorzunehmenden Besichtigungen ist auch Obacht darauf zu geben, ob sich im Wasser etwa verendetes Wild oder Selbstmörder vorfinden. Bei größeren Stauseen ist ein Motorboot für die Besichtigungen und für die Beförderung von Arbeitsgerätschaften

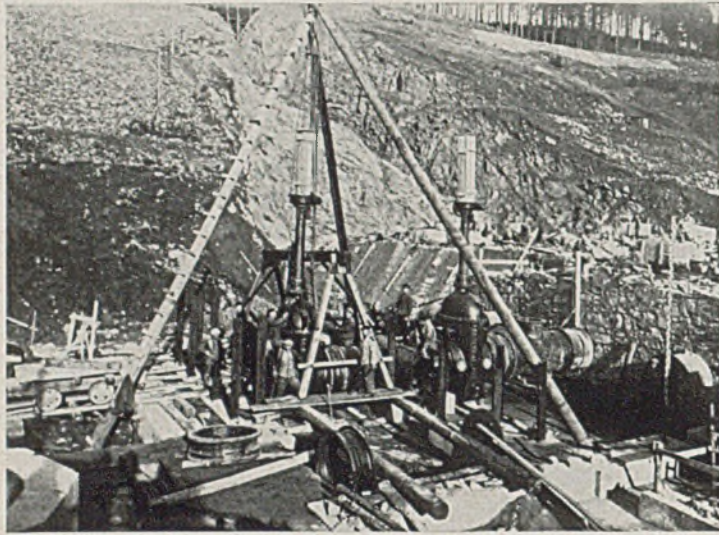


Abb. 6. Aufstellung der Absperrschieber von 1200 mm Nennweite in den Grundablässen vor der Sperrmauer der Seidenbachtalsperre der Stadt Chemnitz.

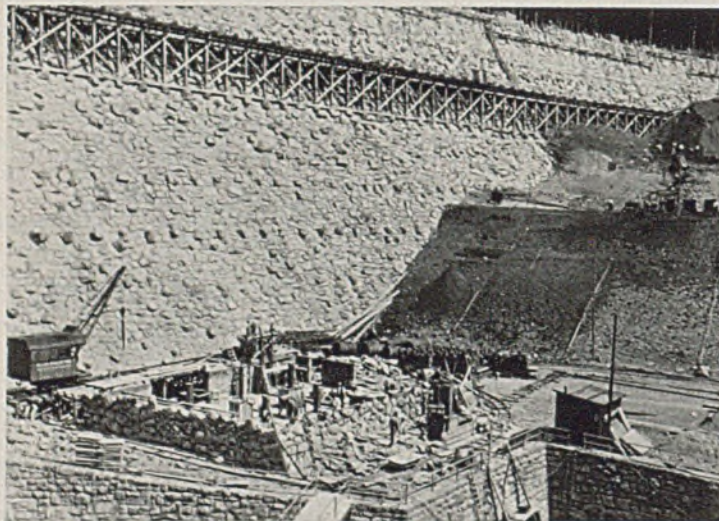


Abb. 7. Aufbau des Schieberhauses vor der Sperrmauer der Seidenbachtalsperre der Stadt Chemnitz.

und Baustoffen zu Ausbesserungsarbeiten erforderlich. Um den Zutritt Unbefugter zum Becken und damit auch das wilde Baden in diesem zu verhindern, ist es einzuzäunen. Der Zaun, dem eine Höhe von 2 m zu geben ist, wird, um ein ausreichendes Schutzgebiet zu schaffen, je nach Neigung des Geländes, der Art seiner Benutzung und des jeweilig vorhandenen Verkehrs sowie schließlich in Anpassung an die Grundbesitzverhältnisse in einer Entfernung von 30—200 m vom Beckenrand geführt. Das Schutzgebiet ist zu bepflanzen. Um den Zaun in der Landschaft möglichst unauffällig zu halten, kann er aus festem Drahtgeflecht hergestellt werden. Da aber beim Talsperrenbau vielfach größere Bestände an Stangenholz niedergelegt werden müssen, können die anfallenden Stangen aus Gründen der Ersparnis vorteilhaft benutzt werden.

Einrichtungen zur Behandlung des Wassers.

Im allgemeinen kann man annehmen, daß das Talsperrenwasser bei Beachtung der mitgeteilten Vorkehrungen für den menschlichen Genuß brauchbar ist. Es empfiehlt sich aber, noch einige Sicherheitsmaßnahmen zu treffen. Um das Erforderliche beurteilen zu können, muß der mit der Aufgabe der Vorbereitung der Trink-

wasserversorgung aus der Talsperre betraute Ingenieur sich auch ein möglichst umfassendes Wissen auf chemischem und biologischem Gebiet aneignen oder sich wenigstens den Beistand eines erfahrenen Fachmanns sichern. Der Biochemismus der Talsperrenwässer ist zu einer besonderen Wissenschaft geworden. Es ist nicht möglich, im Rahmen dieses kurzen Aufsatzes auf alle für den planenden Bauingenieur wichtigen Einzelheiten einzugehen. Dieser kann sich aber in die Vorgänge allmählich hineinarbeiten, wenn er anfänglich vom Bachwasser und später vom ungestauten Wasser Proben entnehmen und diese von Fachleuten noch bestimmten, mit letzteren zu vereinbarenden Richtlinien untersuchen läßt und dann versucht, sich aus den Ergebnissen ein eigenes Bild zu schaffen. Es werden dann wohl nur sehr wenige sein, denen nicht die Augen aufgehen über die Großartigkeit der inneren Zusammenhänge der Naturvorgänge, über die ihnen die Hochschule meist sehr wenig gesagt hat.

Zu den erwähnten Sicherheitsmaßnahmen gehört zunächst, die Keime zurückzuhalten, die trotz der Selbstreinigung etwa noch im Wasser verblieben sind, und dabei vor allem diejenigen, die dem Menschen schädlich sein können. Im Wasserwerksbetrieb sind für diese biologische Beurteilung des Wassers bestimmte Grundsätze maßgebend, die sich nicht nur der Betriebsleiter, sondern vorher schon der Bauleiter zu eigen machen muß. Er wird darnach zu entscheiden haben, welche Einrichtungen zur Vernichtung dieser Keime zu schaffen sind, sei es, daß sie wiederholt im Wasser vorkommen, sei es, daß sie plötzlich in diesem auftreten und dann bei ungenügender Prüfung der Wasserbeschaffenheit um so gefähr-



Abb. 8. Bau der „langsamen Sandfilter“ an der Talsperre der Stadt Chemnitz bei Einsiedel. Dorthin gelangt auch das Wasser aus den anderen drei Talsperren der Stadt.

licher werden können. Am sichersten sind für die regelmäßige, gewissermaßen selbsttätige Befreiung des Wassers von Keimen die sog. langsamen Sandfilter (Abb. 8). Sie sind aber nicht nur im Bau und in der Platzbeanspruchung, sondern auch im Betrieb teuer. In neuerer Zeit begnügt man sich vielfach mit leicht rückspülbaren Schnellfiltern, denen nach Bedarf aus Sicherheitsgründen Chloranlagen vor- oder nachgeschaltet werden können. Es ist zu prüfen, welche Einrichtung je nach der zu erwartenden Beschaffenheit des Wassers die am besten geeignete ist.

Aber nicht nur die biologisch-bakteriologische, sondern auch die chemische Beschaffenheit kann unmittelbar oder mittelbar Einwirkungen auf die Gesundheit des Menschen haben. Bei Talsperrenwässern ist die mittelbare vielleicht größer als die unmittelbare. Das beruht auf dem Umstande, daß diese meist Eigenschaften besitzen, die den Rohrleitungen nachteilig sind, die sie angreifen. Werden z. B. bei den Anschlußleitungen der Grundstücke oder innerhalb der Häuser Bleileitungen verwendet, so können solche durch den Gehalt des Wassers an sog. freier Kohlensäure angegriffen werden. Der Angriff hat dann zur Folge, daß das durch-

fließende Wasser Blei auflöst und aufnimmt. So können Bleivergiftungen bei denjenigen entstehen, die solches Wasser regelmäßig als Getränk oder in Speisen genießen. Andere Eigenschaften, z. B. ein stärkerer Eisengehalt, der im Wasser von Natur vorhanden, aber auch durch Angriffe sauren Wassers auf Eisen entstehen kann, ein übermäßiger Gehalt an Mangan, Geruch nach Schwefelsäure. Färbungen und Trübungen durch das Vorhandensein färbender Humusstoffe oder durch zeitweilig auftretende Algen werden selbst dann, wenn sie nicht unmittelbar gesundheitsschädlich sind, schon durch ihre Einwirkung auf das Auge und auf Geruch und Geschmack zu berechtigten Beanstandungen führen. Der Erbauer der Anlage muß also auch hier wieder von vornherein nachprüfen, ob solche Erscheinungen zu erwarten sind, nötigenfalls darauf Rücksicht nehmen und die zu ihrer Beseitigung erforderlichen Einrichtungen treffen. Diese sind vielfältig. Das jeweils Beste muß herausgesucht werden, und das ist nicht ganz leicht. Es sind schon viel Fehlschläge zu verzeichnen. Es ist wieder ratsam, einen erfahrenen Sonderfachmann hinzuzuziehen. In erster Linie wird es darauf ankommen, das Wasser zu entsäuern, d. h. ihm durch Abbinden der überschüssigen freien Kohlensäure die Angriffslust zu nehmen. Die dafür nötigen Einrichtungen beanspruchen ziemlich viel Platz. Ein solcher ist also schon im Bauplan an geeigneter Stelle vorzusehen. Bisher fanden zur Entsäuerung in der Hauptsache zwei verschiedene chemische Verfahren Anwendung. Das ältere ist die Marmorfiltration nach Scheelhase. Bei dieser fließt das Wasser, meist nach vorhergegangener Rieselung, durch Filter, die mit gekörntem Marmor beschickt sind. Der Marmor bindet die freie Kohlensäure, und zwar vollständig selbsttätig. Das Verfahren eignet sich aber nur für weiche Wasser, die arm an organischen Stoffen und an Eisen sind. Außerdem hat es noch den technischen Nachteil, daß es höchstens bis zum Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht entsäuert. Das bedeutet, daß es nicht in der Lage ist, in den eisernen Leitungen des Stadtrohrnetzes eine die Rohre vor Angriffen bewahrende Kalk-Rost-Schutzschicht zu erzeugen und zu erhalten. Das letztere ist aber bei dem Kalkhydratverfahren nach Bücher und bei anderen Kalkverfahren erreichbar. Bei diesen wird dem entsäuernenden Wasser Kalk zugegeben und zwar entweder in Form von fein gepulvertem Kalkhydrat oder in Form von gesättigtem Kalkwasser. Beide Verfahren, das Marmor- und das Kalkverfahren, können noch durch eine mechanische Entsäuerung unterstützt werden, die durch Verspritzen des Wassers aus Düsen oder über Horden erfolgt. Auch der sog. Wassersprung findet zur innigen Mischung des Kalkwassers mit dem zu behandelnden Wasser Anwendung. Bei dem Vorschalten der Verspritzung ist dem Filterraum eine entsprechend größere Höhe zu geben. Das Kalkverfahren hat dem Marmorverfahren gegenüber noch den Vorteil, daß bei ihm die Zunahme der Härte des Wassers nur halb so groß ist wie bei letzterem. Dem steht aber der Nachteil gegenüber, daß die Kalkzugabe dem jeweiligen Gehalt des Wassers an freier Kohlensäure anzupassen ist. Es sind also besondere Zumeßeinrichtungen erforderlich, die auch zuverlässig bedient werden müssen. Wenn dabei dem steigenden Kohlensäuregehalt des Wassers nicht schnell genug gefolgt wird, so ist die Wirkung ungenügend. Das Wasser bleibt angreifend und kann unter Umständen die schon gebildete Rostschutzschicht aus den Rohren wieder herauslösen, so daß das Wasser abermals Eisen aufnimmt und sich trübt. Bei zu großer Kalkbeigabe wird das Wasser ebenfalls trüb und ist dann als Trinkwasser unbrauchbar. Nun enthält das Talsperrenwasser an sich auch häufig Trübungen durch Humusstoffe oder Algen. Um die ersteren zu entfernen, werden Fällmittel, hauptsächlich Salze in Form von Sulfaten verwendet. Der Zusatz wird praktischerweise mit der Kalkbeigabe bei der Entsäuerung verbunden, so daß beide Maßnahmen in einem Vorgang erfolgen. Die Kalkbeigabe unterstützt dabei auch den Übergang der sich bildenden Hydroxyde in den zur Flockenbildung notwendigen Gelzustand. Dr. L. W. Haase empfiehlt bei sehr weichen Talsperrenwässern anstelle des Kalkwassers Soda (Natriumkarbonat) zu verwenden. Die dabei mit der Flockung entstehende zusätzliche Kohlensäuremenge ist dann allerdings nachträglich durch Kalkwasser oder Marmor zu binden. In die Fällanlage sind stets Behälter einzuschalten, von denen der eine dem Fällmittel

Gelegenheit und Zeit zur Einwirkung auf das Wasser und der andere Gelegenheit zur Ausflockung geben soll. Die Meinungen über die erforderliche Einwirkungs- und Ausflockungszeit gehen noch sehr auseinander. Da von den Zeiten die Behältergröße abhängig ist, empfiehlt es sich, diese nach den neusten Erfahrungen von A. Nolte und W. A. Kramer so zu bemessen, daß sich eine Bewegungszeit des Wassers von 30 cm/sec ergibt. Wegen der Zusatzmengen muß auf die jeweils neusten Angaben der Fachzeitschriften verwiesen werden. Nach der eigentlichen Ausflockung ist das Wasser noch über Filter zu leiten, um diejenigen Flocken, die sich im Becken nicht abgesetzt haben, zurückzuhalten und gleichzeitig das Wasser möglichst weitgehend zu entkeimen. Auch die Ausflockung hat schon zur Entkeimung beigetragen. In den Ausflockungsanlagen ist nun manchmal der Schlammanfall sehr groß und wird zur Plage, besonders wenn sich dabei noch Schwefelwasserstoff bildet. Die Abführung des Schlammwassers kann zu einer unzulässigen Belastung der Vorfluter führen. Deshalb sind nach Möglichkeit Schlammbeete größeren Ausmaßes vorzusehen. Danach würde also eine Aufbereitungsanlage für Talsperrenwasser etwa zu bestehen haben aus:

1. einer Verrieselung oder Verdüsung, manchmal auch einer besonderen Belüftung des Wassers zur Einleitung der Entsäuerung, zur Entfernung schlechten Geruchs und zur Anreicherung mit Sauerstoff zur Oxydation etwa vorhandenen Eisens;
2. einer Einrichtung zur Erzeugung und Beigabe von Kalkwasser und von Sulfaten, deren Rohstoffe in genügend großen Silos stets verwendungsbereit zu halten sind, gegebenen Falles auch die Einschaltung eines Wassersprunges;
3. einen oder besser mehreren Behältern, in denen die Fällmittel auf das Wasser einwirken;
4. einen oder besser mehreren Behältern, in denen die Ausflockung vor sich geht;
5. einen oder besser mehreren Langsam- oder Schnellfiltern zur restlichen Reinigung des Wassers von den gebildeten Flocken einschließlich des oxydierten und mit ausgeflockten Eisens, gleichzeitig auch zur Entkeimung des Wassers;
6. einer Einrichtung zur Abführung des Schlammes;
7. einen oder besser mehreren Reinwasserbehältern;
8. einer Maschinenanlage mit Pumpen zur Förderung des Wassers und der Zusatzstoffe, zur Druckluftherzeugung für die Belüftung des Wassers und zur Spülung der Schnellfilter;
9. einer Cloranlage zur restlichen Entkeimung des Wassers im Bedarfsfall (Gasmasken!);
10. eines Aufenthaltsraumes mit Nebenanlagen für das Bedienungspersonal und eines Wasserprüfungsraumes;
11. eines Lagerkellers für Kalk oder Soda, für Sulfate und für Kohlen.

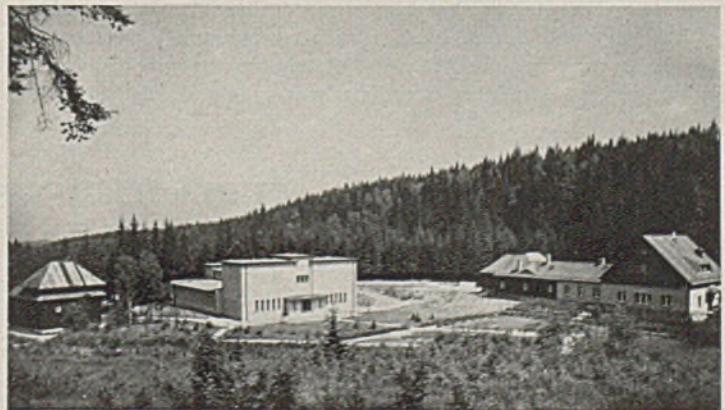


Abb. 9. Betriebsgebäude an der Geigenbachtalsperre der Kreisstadt Plauen i. V. Links: Kalksättigungsanlage, Mitte: Neues Schnellfiltergebäude, Rechts: Zusatzanlage mit Kraftwerk und Wohnhaus.

Die Einrichtungen von 1 bis 9 werden zur Vermeidung von Betriebsstörungen und wegen der dabei besseren Reinigungsmöglichkeit doppelt anzuordnen sein. Ihre Unterbringung möglichst in einem einzigen beheizbaren Gebäude (Abb. 9 u. 10) verlangt für

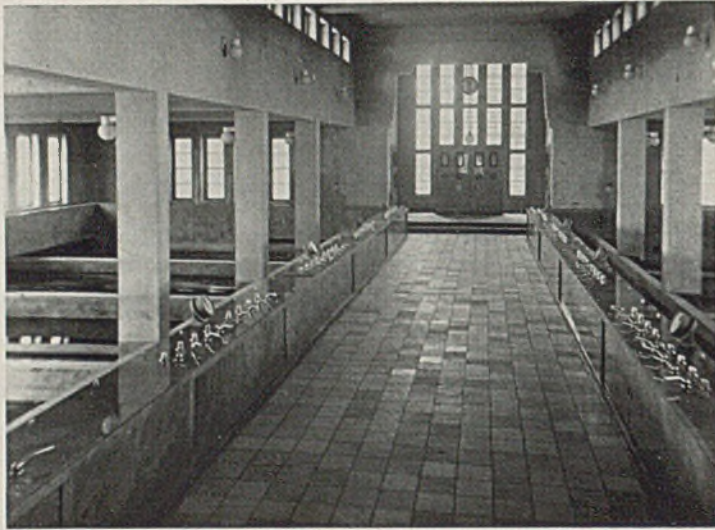


Abb. 10. Blick in das Innere des neuen Schnellfiltergebäudes an der Geigenbachtalsperre der Kreisstadt Plauen i. V.

dieses wieder beträchtliche Ausmaße. Im Freien sind dann noch Plätze für die Schlamm-trockenbeete und für die Kalkrückstände anzuordnen. Selbstverständlich erfordern Wasser mit abweichenden Eigenschaften auch besondere Einrichtungen. Die Entfernung zeitweilig in Massen auftretenden Algen geschieht z. B. in Chemnitz in den, den Langsamfiltern vorgeschalteten Schnellfiltern.

In den letzten Jahren ist zur Entsäuerung des Wassers mit gutem Erfolge das Magno-Verfahren von Ritschel-Duisburg angewendet worden, das den Vorteil besitzt, vollständig selbsttätig zu arbeiten. Das zu entsäuernde Wasser wird in Filtern, die anstelle von Sand oder Kies mit der sog. Magnomasse in körniger Form beschickt sind, gefiltert. Diese wird durch einen besonderen Brennvorgang aus Dolomitgestein gewonnen. Sie besteht aus Kalzium- und Magnesiumkarbonaten, die die im Wasser enthaltene freie Kohlensäure binden und ein Gleichgewichtswasser schaffen, das wieder die Eigenschaft besitzt, eine Kalk- oder eine Magnesium-Rostschuttschicht in den Rohren zu erzeugen. Solange sich die Masse in einer Menge in den Filtern befindet, die zum Abbinden des Höchstwertes der im betreffenden Wasser festgestellten freien und überschüssigen Kohlensäure entspricht, bedarf es außer regelmäßigen Filterspülungen überhaupt keines menschlichen Eingriffs. Es kann also auch nicht vorkommen, daß die Kohlensäure nicht ausreichend gebunden wird und dann die schon gebildete Schutzschicht wieder aufzehrt. Denn Zumeßeinrichtungen für das Anpassen an den wechselnden Kohlensäuregehalt des Wassers, die beaufsichtigt und bedient werden müssen, sind nicht vorhanden. Sie werden nicht gebraucht. Die Filtermasse übt außerdem noch die Wirkung gewöhnlicher Sandfilter aus, indem sie die Schweb-

stoffe und die Keime des Wassers zurückhält. Ferner nimmt sie auch eine Enteisung und bei entsprechend vorbereiteter Masse auch eine Entmanganung vor. Fällmittel werden in der Regel

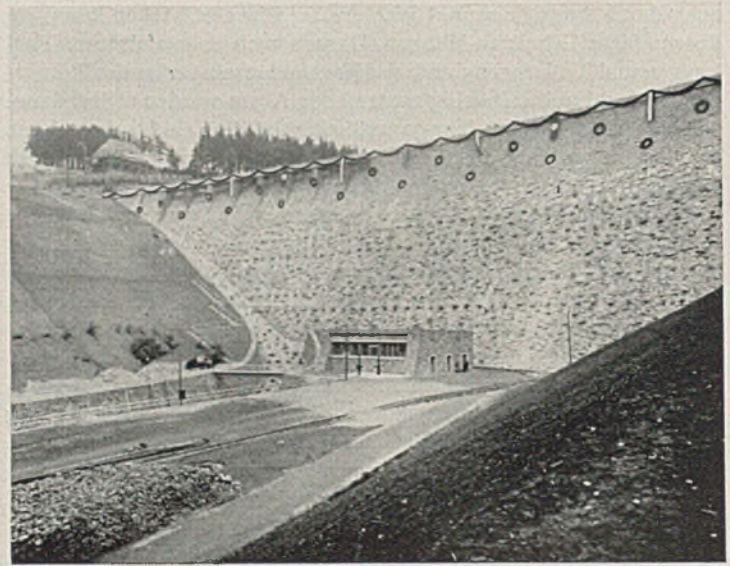


Abb. 11. Die Seidenbachtalsperre der Stadt Chemnitz im Schmuck der Einweihung am 19. Oktober 1933.

Oben: Das Betriebsgebäude mit Wasserprüfräumen und Fernmelde-Empfangseinrichtungen. Unten: Vor der Mauer das Schieberhaus.

nicht gebraucht. Diese Beschränkung des ganzen Aufbereitens des Wassers auf eine einzige Filterung bedeutet selbstverständlich eine wesentliche Ersparnis an Platz, Raum und Arbeitskraft und damit auch eine solche an Kosten. Der Erfolg des Magnoverfahrens ist bei den bisher damit betriebenen Anlagen meist ein verblüffend guter, wie durch Rohrausschnitte aus den Leitungen der Werke praktisch bewiesen wird. Bei Talsperrenwässern ist das Verfahren bisher nur versuchsweise zur Durchführung gekommen. Es liegt aber kein Grund vor, anzunehmen, daß es bei diesen nicht ebensogut wie bei Wässern anderer Herkunft wirken wird. Die mit Talsperrenwasser ausgeführten Versuche sind günstig ausgefallen. In einem etwa 3000stündigen Probetrieb mit einem Talsperrenwasser von sehr geringer Gesamthärte (2 bis 3 D°) ist es dauernd gelungen, die freie Kohlensäure vollständig abzubinden, das Mangan restlos und das Eisen bis auf geringe Spuren zurückzuhalten. Die Zunahme der Härte, die manchmal als eine ungünstige Wirkung des Magnoverfahrens ins Feld geführt wird, betrug nur 0,1 bis 1,9 D°. Professor Dr. Sartorius-Münster hat in Zusammenarbeit mit Ritschel-Duisburg der Magnoverwendung im Jahre 1936 eine weitere Bedeutung gegeben, indem er ein Eisen-magno-Verfahren durchgebildet hat, mit dem es gelingt, färbende Humusstoffe, deren Ausfällung ja bisher große Schwierigkeiten bereitete, aus dem Wasser zu entfernen. Seine Vorschläge sind für die Talsperrenwässer von großer Bedeutung, besonders dort, wo sich Moore im Niederschlagsgebiet befinden, die das aufzustauende Wasser beeinflussen, und bei denjenigen Stau-becken, aus denen der Humusboden nicht entfernt worden ist.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Der Hafen von Lagos.

Lagos ist der bedeutendste Hafen der reichen englischen Kolonie Nigeria, die einen Flächeninhalt von rd. 1 000 000 km² hat und von 20 000 000 Menschen bewohnt wird. Der Hafen liegt gut geschützt; heftige Stürme treten selten auf. Die Wasserstände schwanken im Mittel um 1 m. Lagos hatte stets Zugang vom Ozean durch einen Kanal, der bis Anfang des Jahrhunderts nur eine beschränkte Tiefe aufwies, so daß der Platz als Hafen nur von untergeordneter Bedeutung war. Größere Schiffe mußten leichtern; die Güter waren mit kleinen Fahrzeugen durch die Lagunen an die Stadt zu schaffen. Mit zunehmendem Verkehr erwies sich der Ausbau des Platzes zu einem leistungsfähigen Hafen als dringlich. Die Tiefe des Kanals überschritt nirgends 3 m. Es kam also in

erster Linie darauf an, den Kanal auszubauen und zu vertiefen, dann Liegeplätze in der Lagune herzurichten und Kais mit der erforderlichen Ausrüstung anzulegen. Der Kanalausgang sollte durch Wellenbrecher geschützt werden. Man erwartete hiervon eine solche Verstärkung der Strömung, daß sich eine ausreichende Tiefe würde erhalten lassen. Die Arbeiten begannen im Jahre 1908 mit dem Bau des östlichen Wellenbrechers; es schloß sich die Herstellung des westlichen an. Die von den Erbauern von Anfang an gehegten Bedenken gegen die gewählte Anordnung der Wellenbrecher erwiesen sich als begründet; sie führten zum Bau eines Leitdamms an der Westseite des Kanals (Abb. 1). Die Bauwerke zur Einfassung des Kanals bestehen zur Zeit also aus den beiden Wellenbrechern und dem Leitdamm, die insgesamt eine Länge von bei-

nahe 6 km haben und die aus Felsen aufgebaut wurden. Die Profile dieser Schutzdämme sind aus der Abb. 2 zu entnehmen. Die Berme des Westdammes, der dem Wellenschlag am meisten widerstehen muß, ist höher angeordnet als die der anderen Dämme. Das Gewicht der ungeschichteten Felsblöcke blieb unter 12 t.

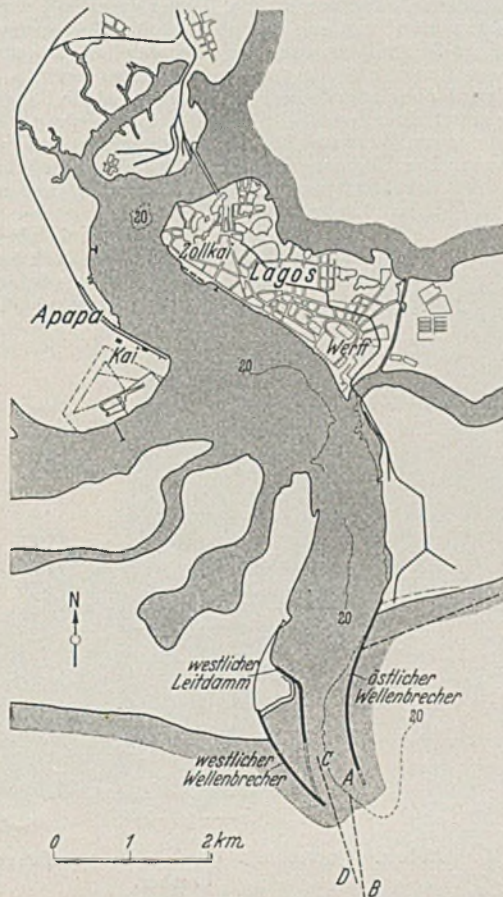


Abb. 1. Plan des Hafens von Lagos im Februar 1935 (Tiefen in engl. Fuß).

Wenn auch gesagt werden kann, daß die Tiefe des Kanals, die bei Beginn der Arbeiten nur etwa 3 m betrug, im Laufe der Arbeiten auf reichlich $7\frac{1}{2}$ m gebracht worden ist, so erfüllen doch die Dämme nur teilweise ihren Zweck. Eine Sandbank hat sich an der Innenseite des östlichen Wellenbrechers gebildet, so daß der Kanal nur eine für die Schifffahrt nutzbare Breite von 200 m, d. h. $\frac{1}{3}$ der Gesamtweite zwischen dem westlichen Leitdamm und dem östlichen Wellenbrecher besitzt; der äußersten Spitze dieses Wellenbrechers ist eine Bank vorgelagert, die es nicht gestattet, daß die von Osten kommenden Schiffe unmittelbar in den Kanal einfahren. Die Einfahrt ist ganz nach der Westseite hinüber gedrängt. Schiffe müssen zunächst der Linie AB folgen und dann in die Richtung CD einschwenken. Dieses Manöver ist bei Querwind immerhin nicht leicht. Der Wind drückt das Wasser gegen das westliche Leitwerk, welches es gegen den östlichen Wellenbrecher zurückwirft, von wo es wieder nach Westen gedrängt wird. Im großen und ganzen ist die Einfahrt nicht so günstig, wie man gehofft hatte. Die Tiefe im Kanal ändert sich manchmal um 1 m in einer Woche. Unbequem ist weiter, daß ständig ein Bagger in der Einfahrt arbeitet. Die Wassertiefen in der Lagune waren unzureichend. Die Strömung ist zu schwach, um die hergestellten Tiefen zu halten. Auch hier müssen ständig Bagger eingesetzt werden. Die Beschaffenheit des Lagunenbettes ist sehr unterschiedlich. Am meisten finden sich Schlack und Sand vor; es wird aber auch feste Klei angetroffen. Der Hafen von Lagos besitzt drei Bagger, und zwar 2 Saug- und einen Eimerbagger. Einer der Saugbagger leistet 6500 t täglich.

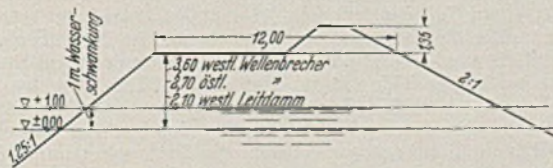


Abb. 2. Querschnitt durch die Wellenbrecher und den Leitdamm.

Zur Verbesserung der Hafenverhältnisse sind in Aussicht genommen: Der Schutz des östlichen an den Wellenbrecher anschließenden Kanalufers, das stark im Abbruch liegt. Die Verlängerung des westlichen Leitdamms, der mit dem östlichen Wellenbrecher gleichläuft, bis zur Vereinigung mit dem westlichen Wellenbrecher; die Verlängerung des

östlichen Wellenbrechers. Die Fortsetzung der Baggerung mit dem Endziel, im Kanal eine Tiefe von 12 m herzustellen.

Die Schwierigkeiten, denen man bei der Anlage von Häfen in den Lagunen begegnet, sind groß. Allgemeine Schlüsse daraus zu ziehen, ist unmöglich. Nur Modellversuche könnten vielleicht Aufschluß geben. Die Erbauer, die keine Versuche anstellten, haben, gedrängt von der unabwendbaren Notwendigkeit, einen leistungsfähigen Hafen für Nigeria zu schaffen, die Lösung gewählt, die ihnen damals als die beste erschien. Eine nachträgliche Kritik ist immer leicht; aber die Ingenieurbaukunst sei auf Erfahrungen aufgebaut, die man sich für spätere Fälle nutzbar machen müsse. Zusammengefaßt:

1. Die Linienführung des westlichen Wellenbrechers hat nicht den Erwartungen entsprochen. Der nachträgliche Bau des Leitdamms beweist das. Nach dem Zusammenschluß dieser beiden Werke spielt der Wellenbrecher überhaupt keine Rolle mehr für die Hafeneinfahrt. Wahrscheinlich war dieser Bau also überflüssig.

2. Die Linienführung des östlichen Wellenbrechers ist nicht die beste. Der scharfe Winkel, den er an seinem Wurzelende mit der Stromrichtung im Kanal bildet, und die starke Krümmung zwingen den Strom zu Richtungsänderungen, die allerdings die Aufrechterhaltung der Tiefen erleichtern. Es fragt sich, ob es nicht besser gewesen wäre, den Wellenbrecher nach Osten abzubiegen, um zu vermeiden, daß der Strom nach Westen hinübersetzt, anstatt durch den Wellenbrecher geführt zu werden. Dadurch wäre allerdings wohl ein längerer westlicher Damm erforderlich geworden.

3. Wie auch immer die Linienführung gewählt wurde, wäre es nicht besser gewesen, mit dem Westdamm anstatt mit dem östlichen zu beginnen?

4. Das Wellenbrecherprofil befriedigt nicht. Bei dem vergleichsweise ruhigen Wasser war eine leichte Bauart gegeben. Aber es scheint, daß man hierbei zu weit gegangen ist. Der Dammkörper ist nicht genügend widerstandsfähig. Die Felsen müßten schwerer sein, wenn man nicht zu Betonklötzen übergehen wollte. Die Außenböschung 2:1 ist zu steil. 3:1 erscheint angebracht.

Zum Schluß werden noch die Einrichtungen des Hafens beschrieben. Die einzelnen Kais umsäumen die Lagune. Die Lage ist bestimmt durch die Zugängigkeit für die Schiffe; teils dienen sie der Abfertigung von Seeschiffen, teils dem Umschlag von Fahrzeugen mit geringem Tiefgang. Die Gründung war mit Rücksicht auf die starke Schlickschicht schwierig. Die meisten Kais sind auf Pfählen gegründet, zum Teil auf Schraubepfählen. Nur ein Kai ist mit einer massiven Mauer eingefaßt. Hier war der tragfähige Boden durch eine Schlickschicht von 4 m Stärke überlagert, die erst abgebagert und durch Steinschüttung ersetzt werden mußte, auf der sich die Betonblöcke mit Nut und Feder aufbauten. Die Blöcke wurden nicht waagrecht verlegt, sondern mit Neigung in der Längsrichtung des Kais. Der Kai ist mit Volltorkränen und Schuppen ausgerüstet. Die zweigeschossigen Schuppen sind aus Eisenbeton. Das Erdgeschoß ist für die Ausfuhr und der 1. Stock für die Einfuhr bestimmt. Lagos verfügt darüber hinaus über eine Werft mit Slips, Schwimmdocks und einem Schwimmkran von 50 t.

Die vorhandenen Einrichtungen genügen nicht mehr dem wachsenden Verkehr, hauptsächlich nicht während der Erdnuß-Ernte. Man erwägt deshalb gewisse Erweiterungen. [Nach Ann. Ponts Chauss. 107 (1937) S. 408.]
Bunnies, Hamburg.

Der Hafen von Calais.

Der Hafen von Calais wird in der Geschichte Ende des 10. Jahrhunderts zuerst erwähnt. Von dort aus wurde seit jener Zeit mehr oder weniger regelmäßig ein Schiffsverkehr mit England unterhalten. Im 12. Jahrhundert landete hier Richard Löwenherz auf dem Wege nach dem Mittelmeer, um einen Kreuzzug durchzuführen. In Friedenszeiten entwickelte sich Calais günstig, bei Feindseligkeiten zwischen den benachbarten Ländern erlitt es naturgemäß Rückschläge. Die zwei Jahrhunderte englischer Herrschaft waren für Calais eine Zeit außergewöhnlicher Blüte. Aufschwung und Abstieg folgten einander im Laufe der Jahrhunderte. Neuen Auftrieb erhielt Calais Anfang des vorigen Jahrhunderts, als eine regelte Linienfahrt Calais—Dover eingerichtet wurde. Ab 1821 stellte man die ersten Dampfboote in Dienst. Sie hatten eine Länge von nur 25 m und 90 Registertonnen. Eisenbahnverbindung erhielt der Hafen 1849. Die Einfuhr von Holz und Massengut sicherte Calais frühzeitig einen hervorragenden Platz im Wettbewerb mit anderen Häfen. Während des Weltkrieges war Calais ein englisch-belgischer militärischer Stützpunkt.

Man mußte von Anfang an besondere Sorgfalt darauf verwenden, die Zufahrt nach dem Hafen tief zu halten und sie vor Versandungen zu schützen. Die Zufahrt war mit Wellenbrechern einzufassen, deren Länge so zu bemessen war, daß nach Möglichkeit Sandablagerungen vermieden wurden, und daß der Hafen gegen die vorherrschenden Winde geschützt blieb. Man legte Spülbecken an, um die Wirkung des Elbestromes zu erhöhen und um die Schleppkraft des Wassers zu verstärken. Die Inbetriebnahme von Baggermaschinen machte es möglich, die zeitgebundene Methode der Spülung aufzugeben und die Einfahrt ständig durch Bagger tief zu halten.

Bevor auf den heutigen Zustand der Hafenanlage von Calais eingegangen wird, sei kurz erwähnt, daß neue Anlagen mit Hilfe von Beiträgen ausgeführt werden, die aus den von der Handelskammer erhobenen Hafengebühren zu entnehmen sind. Die Unterhaltung der Hafenan-

anlagen besorgt der Staat. Den Betrieb der Hafenausrüstung — Schuppen, Umschlaggerät, Trockendock usw. — und den Schleppdienst überwacht die Handelskammer.

Der Hafen von Calais (Lageplan Abb. 1) liegt am Eingang des Ärmelkanals in die Nordsee, etwa 20 km nordöstlich von Cap Gris Nez und etwa 35 km südwestlich von Dover. Seine geographische Lage macht Calais zum natürlichsten Ausgangspunkt des Fahrgast- und Güterverkehrs zwischen Frankreich und England, da die Linie Calais—Dover die kürzeste Verbindung zwischen diesem Land und dem Kontinent ist. Der Wechsel von Ebbe und Flut beträgt 7,20 m bei Springtiden und 3,50 m bei Nipptiden. Die Schiffe können 3 $\frac{1}{2}$ Stunden vor Hochwasser einfahren und nutzen nach Möglichkeit das Stauwasser aus. 1,2 km von der Küste entfernt liegt parallel zum Ufer eine Sand-

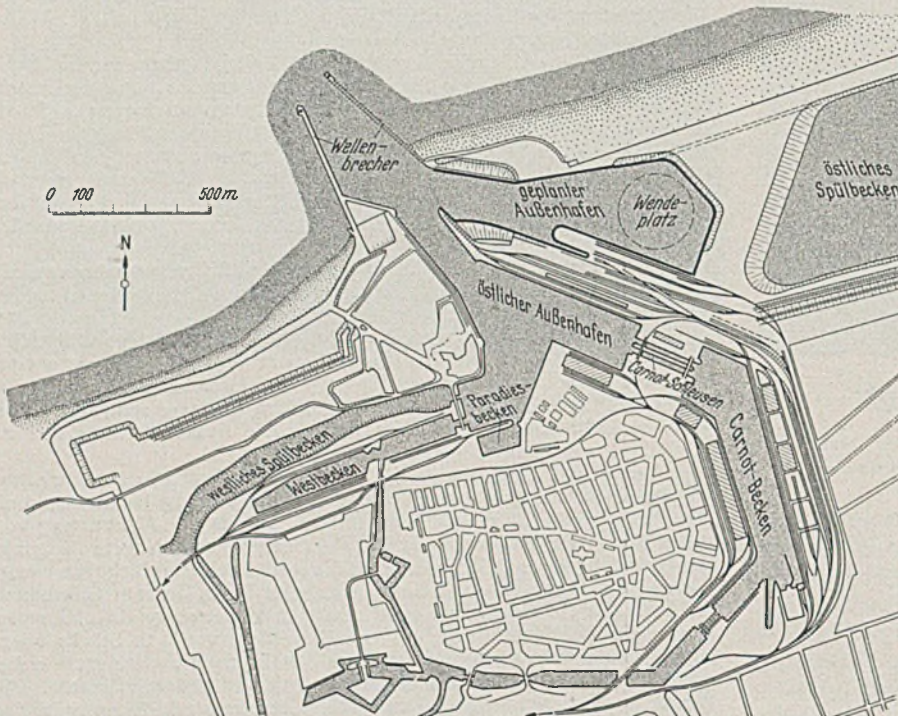


Abb. 1. Plan des Hafens von Calais.

bank, die östlich von Calais durch eine Reihe von flachen Sänden mit dem Strand in Verbindung steht. Zwischen der Bank und der Küste verläuft eine Rinne, die eine zwischen 10 und 15 m wechselnde Tiefe bei N.W. besitzt. Diese tiefe Rinne bietet durch die vorgelagerte Bank ankernden Schiffen einen gewissen Schutz vor Wellengang. Der äußerste Ausläufer der Sandbank ist durch eine Leuchtboje kenntlich gemacht. Die Sohle des durch Wellenbrecher eingefassten Kanals und des östlichen Außenbeckens wird auf $-4,5$ m gehalten. Der eigentliche Hafen besteht aus dem östlichen Außenhafen, dem Westbecken mit dem angeschlossenen Paradiesbecken und dem Carnotbecken, das durch zwei Schleusen zugänglich ist von 21 bzw. 14 m Weite mit nutzbarer Länge von reichlich 130 m. Die Drempele liegen auf 1,78 m unter niedrigstem Niedrigwasser, gleich Kartennull. Das Westbecken ist durch ein Tor von 17 m Durchfahrtsweite abgeschlossen. Die größte Hafentiefe hat das Carnotbecken, und zwar nahezu 9 m bei Springtiden-Hochwasser. Am Westufer dieses Beckens befindet sich ein Schuppen von beträchtlichen Ausmaßen, Länge 320 m, Breite 40 m. Es sind etwa 70 Kräne vorhanden mit einer Tragfähigkeit bis zu 10 t.

Der Untergrund von Calais besteht bis zu einer Tiefe von 20 m aus Sand; darunter steht eine Kleischicht von großer Mächtigkeit an. Der Sand ist feiner Dünensand, der wenig wasserdurchlässig ist. Ein Sanddamm von 8 m Breite am Kopf und 27 m am Fuß läßt bei einem Überdruck von 10 m kein Wasser durch. Obgleich der Sand unter ungünstigen Umständen auseinanderläuft, kann sich die Böschung nahezu senkrecht stellen, wenn genügend gestampft wird. Er setzt sich kaum, selbst bei großer Auflast. Bei der leitesten Wasserbewegung dringt er aber durch die Fugen des Mauerwerks.

Die ältesten Uferwerke bestanden aus Holzkisten auf Buschmattmatzen. Diese Bauwerke sind allmählich abgängig geworden und heute nicht mehr vorhanden. Es folgten massive Mauern auf Pfählen und dann Mauern zwischen Spundwänden; auch die Doppelschleuse weist diese Konstruktion auf. Seit 1880 arbeitet man mit Druckluft; die Wellenbrecher sind so gegründet (Abb. 2). Ältere, nicht mehr stand-sichere Mauern ließen sich durch vorgerammte eisenarmierte Betonbohlen, die nach hinten an Böcken verankert sind, sichern. Stellenweise ordnete man Doppelreihen von Bohlen wie bei Fangedämmen an, deren Zwischenräume mit Beton ausgefüllt wurden. Auch Grundwassersenkung wandte man bei der Herstellung von Schwergewichtsmauern an.

Der Seebahnhof hat eine Länge von 500 m und bietet vier Schiffen Platz. Vor dem Kai ist eine Tiefe von 4,5—5 m unter Kartennull vorhanden, die für die zwischen Calais und Dover verkehrenden Dampfboote mit einem Tiefgang von höchstens 3,85 m ausreicht. Der Kai ist mit drei Kränen von 5—7 t Hubkraft ausgerüstet. Der Seebahnhof soll jetzt mit einem Kostenaufwand von 23 Mio. Francs ausgebaut werden. Das Hauptgebäude wird 180 m lang und 16 m breit. Beiderseits sind fünf Gleise mit einer Gesamtlänge von 2000 m vorgesehen. Die überdachten Bahnsteige erhalten eine Breite von 8 m, gegenüber heute 4—6 m. Ein am Kai entlang führender gedeckter Laufsteg von 280 m Länge stellt die Verbindung des Bahnhofsgebäudes mit den Bahnsteigen her, so daß die Fahrgäste, gegen Wind und Wetter geschützt, ein- und ausgeschifft werden können. Der Übergang vom Schiff auf die Eisenbahn, einschl. Zollabfertigung und Polizeikontrolle, soll nur 13 Minuten dauern.

Die überwiegende Zahl der in Calais benutzten Kräne sind Wippkräne neuester Konstruktion; die Demag lieferte sechs; diese schlagen von Schiff zu Schiff um. Die stündliche Leistung schwankt beim Um-

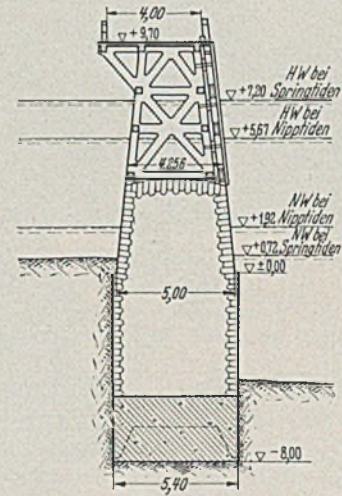


Abb. 2. Querschnitt durch den westlichen Wellenbrecher.

schlag von Massengut, wie Kohlen und Phosphate, zwischen 60 und 80 t. Einige ältere Kräne sind noch hydraulisch angetrieben; bei dem vergleichsweise milden Klima arbeiten sie nach wie vor durchaus zufriedenstellend. Der Hafen besitzt ein Trockendock von 150 m Länge und 21 m Weite, das durch ein Schwimmtor abgeschlossen ist.

Man beabsichtigt, die Kaimauer vor dem Seebahnhof zu verstärken. Der Kai war ursprünglich für eine Tiefe von 3,30 m unter Kartennull gebaut; nach und nach brachte man die Tiefe auf 5 m, und durch das Drehen der Schraube war an einigen Stellen eine Tiefe bis zu -6 m entstanden. Die zur Sicherung der Mauer anzuordnenden Spundwände sollen bis zur Tiefe von -13 m hinuntergetrieben werden. Mitte des laufenden Jahres hofft man die Verstärkung fertigzustellen.

Mit dem geplanten neuen Außenhafen will man eine Anlage schaffen, die es den neu in Dienst gestellten Fahrgastschiffen der Southern Railway gestattet, jederzeit anzulegen und die dem Umschlag der an Großbestarkzunehmenden Frachtschiffe dienen soll. Hierfür wird eine Tiefe von -10 m am Kai für erforderlich gehalten. Der neue Außenhafen bildet einen Teil des früheren jetzt außer Betrieb zu setzenden Spülbeckens. Der Zufahrtkanal und das eigentliche Hafenbecken erhalten eine Tiefe von -6 m; dabei können Schiffe mit einem Tiefgang von 9,50 m bei halber Tide ein- und auslaufen. Der Bau des neuen Hafens macht den Abbruch der das Spülbecken abschließenden Schleuse nötig. Während des Baus wird das Becken durch einen Fangedamm geschützt. Für die Fahrboote ist ein schmales Becken bestimmt, dessen Größe mit den Abmessungen der Boote nahezu übereinstimmt. Es kann durch Rolltore geschlossen werden. Kräftige Pumpen regulieren in weniger als 15 Minuten den dem Tiefgang der Schiffe anzupassenden Wasserstand. Bei richtig ausgespiegeltem Wasserstand wird die Verbindung mit dem Schiff durch eine kurze bewegliche Brücke ohne erwähnenswerte Steigung hergestellt. Für die Mauer am Kai des neuen Hafenbeckens liegt die Konstruktion noch nicht fest; man hat Brunnen-

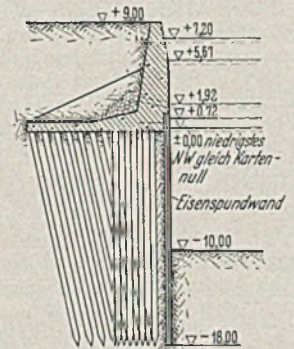


Abb. 3. Querschnitt durch die in Aussicht genommene Kaimauer am neuen Hafenbecken.

gründung unter Verwendung von Druckluft und eine Winkelstützmauer auf Pfählen (Abb. 3) auf die engere Wahl gestellt.

Von Calais aus verkehren zweimalig täglich Dampfboote für die Beförderung von Fahrgästen, Gepäck, Autos und Post. Im Jahre 1935 benutzten etwa 390000 Reisende die Verbindung Calais—Dover; am größten war die Verkehrszahl im Jahre 1928 mit 640000 Reisenden. [Nach Dock & Harb Author. 17 (1937) S. 207.]

Bunnies, Hamburg.

Der Umbau des Joliette-Beckens im Hafen von Marseille.

Fast 2000 Jahre hat sich Marseille mit dem vergleichsweise geräumigen Alten Hafen beholfen, der es ermöglichte, daß in ihm schon vor hundert Jahren Schiffe mit einem Rauminhalt von 1000000 N.-Reg.-T. abgefertigt werden konnten und Marseille sowohl mit Bezug auf den Schiffsverkehr als auch auf den Wert des Warenverkehrs an die fünfte Stelle in der Reihe der Welthäfen rückte. Um die Mitte des vorigen Jahrhunderts war der Hafen aber so überlastet, daß Erweiterungen sich als notwendig erwiesen. Es mußten neue Hafenbecken angelegt werden, zuerst das Becken „de la Joliette“ und zuletzt das Becken „Président Wilson“, das seit mehreren Jahren voll in Betrieb ist. Diese Becken sollen

je nach den Verkehrsbedürfnissen weiter ausgebaut und noch durch neue ergänzt werden. Zunächst durch das Mirabeau- und später durch das Pharo-Becken (Abb. 1). Durch die vorgenommenen Erweiterungen erreichte man die Bewältigung nachstehenden Verkehrs:

| | | | |
|--------|------------|------------|---------------------------------------|
| 1847 = | 3 000 000 | N.-Reg.-T. | |
| 1913 = | 21 000 000 | „ | |
| 1936 = | 33 000 000 | „ | (ein- und ausgehend zusammengezählt). |

Im letzten Jahre überflügelte Marseille die anderen französischen Wettbewerbshäfen. Der Verkehr umfaßte fast 17000 Schiffe mit reichlich 9000000 Gewichtstonnen Ladung und über 700000 Fahrgästen. Die Verkehrszunahme bedingte nicht nur die Schaffung neuer Anlagen, sondern auch die Verbesserung bestehender Einrichtungen, und hierzu gehört der Ausbau des Joliette-Beckens. Ursprünglich dienten nur die Ufer des Beckens dem Umschlag; die Uferfront reichte aber schließlich nicht mehr aus, um die Schiffe parallel zum Kai zu vertäuen. Man mußte sie senkrecht zum Kai festmachen, also mit dem Heck an der Mauer. Es ist leicht einzusehen, daß diese Art des Umschlags unter Zuhilfenahme von Leichtern recht kostspielig ist, ein unmittelbares Absetzen auf den Kai ausschließt und für die Fahrgäste eine große Unbequemlichkeit bedeutet. Eine Verbesserung wurde deshalb dringlich. Sie besteht aus der Anlage

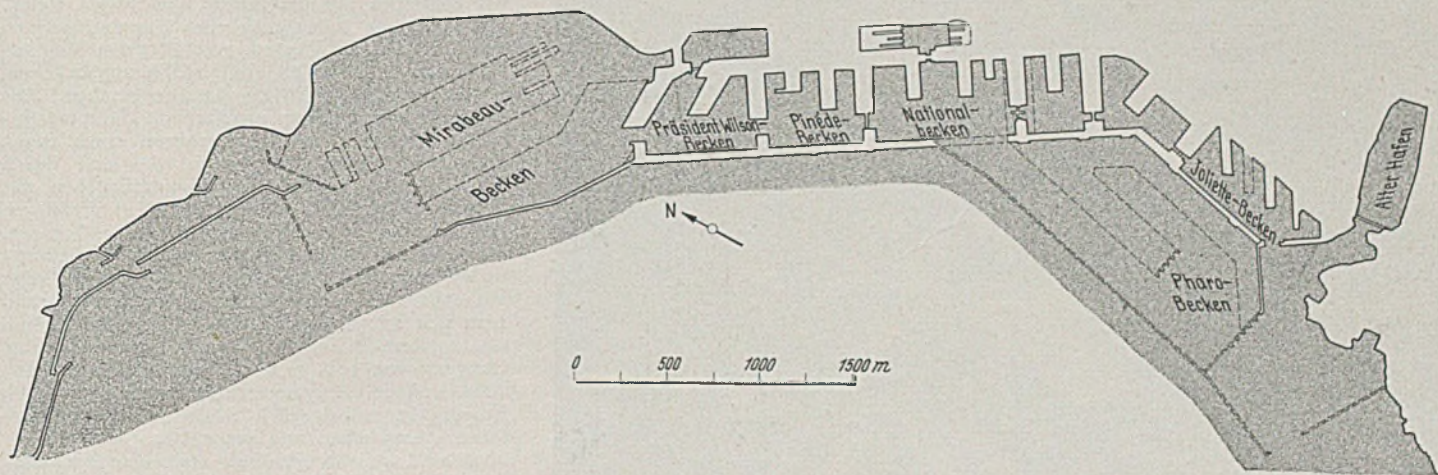


Abb. 1. Der Hafen von Marseille.

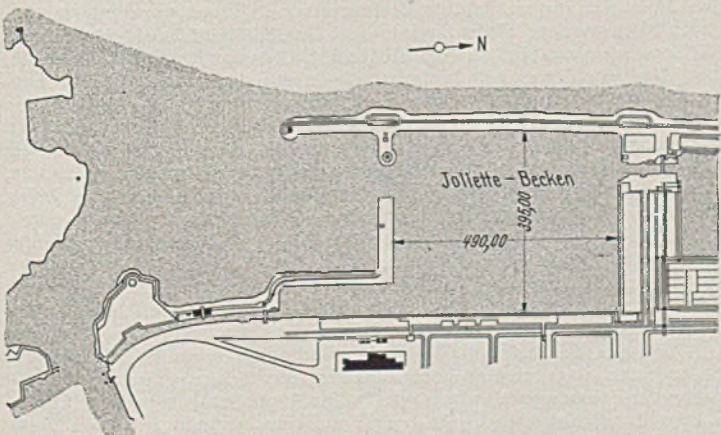
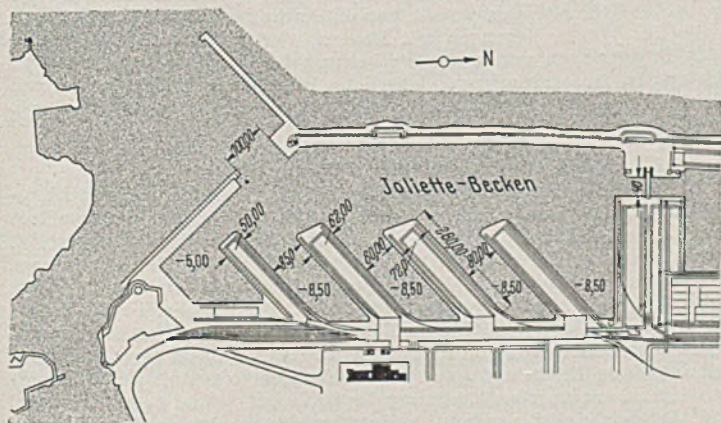


Abb. 2. Joliette-Becken vor und nach Fertigstellung der laufenden Arbeiten.

von zwei Molen (Abb. 2), der Erweiterung des Beckens nach Süden, dem Bau dreier Kaizungen, der Vergrößerung und Verbreiterung der Kaiflächen, der Verbesserung der Eisenbahnverbindung für den Fahrgast- und Warenverkehr und der Anlage eines Seebahnhofs. Wenn die Arbeiten im Jahre 1938 fertiggestellt sein werden, wird das Becken über 16 Liegeplätze für Seeschiffe, über 100,000 m² gedeckten Raum für den Umschlag und die Lagerung von Waren und die Abfertigung von Fahrgästen, über 56 Kräne und über 16 Zugangstreppen verfügen. Man hatte bei der Ausführung auf die örtlichen Gebundenheiten Rücksicht zu nehmen und durfte den Verkehr in den Becken so wenig wie möglich behindern, der wegen seiner Eigenart und der Überfüllung der anderen Becken nicht verlegt werden konnte. Auf eine Beschreibung des Seebahnhofs, über den später etwas veröffentlicht werden soll, und der Molen sowie Kaimauern ist verzichtet, da sie von den üblichen Konstruktionen nicht abweichen und schon häufig darüber berichtet ist. Es sollen nur die Schuppen, ihre Innenausrüstung, die Kräne und die besonders bemerkenswerten Zugangsbrücken für die Fahrgäste beschrieben werden. Die Abb. 3 gibt ein Bild aus der Vogelperspektive des umgebauten Beckens mit den drei bereits fertiggestellten Zungen und den Schuppen, von denen einige schon in Betrieb sind und andere sich im Bau befinden. An der Stelle, wo später eine weitere Kaizunge vorgestreckt werden soll, sieht man noch, wie Schiffe, die mit dem Heck am Längsufer festgemacht sind, abgefertigt werden. Abb. 4 stellt einen Querschnitt des Schuppens auf der nördlichsten Kaizunge dar. Einige der Schuppen sind oder werden aus Eisenbeton und andere aus Eisenfachwerk hergestellt. Ein Schuppen, und zwar der an der nördlichen Querseite des Beckens wird nur umgebaut; er erhält einen gedeckten Gang im ersten Stock für die Verschiffung von Fahrgästen und bewegliche Zugangsbrücken. Die alte Kaimauer wird hier durch eine neue ersetzt für eine Wassertiefe von 8,5 m unter Kartennull, d. i. das niedrigste je beobachtete Niedrigwasser. Der Untergrund im Joliette-Becken ist ziemlich ungleichmäßig. Der tragfähige Boden besteht teils aus Kalkfelsen, teils aus Ton und teils aus Nagelfluh. Man trifft aber auch tonigen Sandstein an. Der tragfähige Boden liegt in einer Tiefe, die zwischen — 5 und — 14 m schwankt; er ist überdeckt durch Schlick und Sand oder durch zerklüfteten wenig widerstandsfähigen Fels. Das Planum der Kaizungen wurde durch Sandschüttung zwischen den Kaimauern hochgeführt. Einige Schuppen sind auf Frankipfählen gegründet, die eine Belastung von 80 t je Pfahl aufnehmen sollen. Bei der Probebelastung hielten sie einem

Druck von 120 t stand. Um die Reedereien nicht unnötig in der Abfertigung der Schiffe zu behindern, war es nicht möglich, alle Kaizungen auf einmal in Angriff zu nehmen. Mit der Pfahlgründung konnte man erst beginnen, nachdem der Boden aufgefüllt war, und hiermit mußte man warten, bis die Kaimauern standen. Deshalb ging man zur Beschleunigung der Arbeiten zu einer Gründung der Schuppen auf Pfeilern über. Diese bestehen im wesentlichen aus vier eisenarmierten geneigten Pfosten, die gegeneinander versteift sind und sich unten zu einer Platte vereinigen; sie verteilen den Druck auf den Untergrund. Das Gewicht des Pfeilers beträgt 70 t; er kann 600 t auf den Untergrund übertragen, der mit nicht mehr als 3,5 kg/cm² belastet wird. Die Pfeiler sind auf dem Lande hergestellt und nachdem der Beton genügend abgebinden ist, mit einem schwimmenden Mastenkrane auf den tragfähigen Grund abgesetzt, der vorher durch Abbagern von Schlick und Sand gereinigt und durch eine

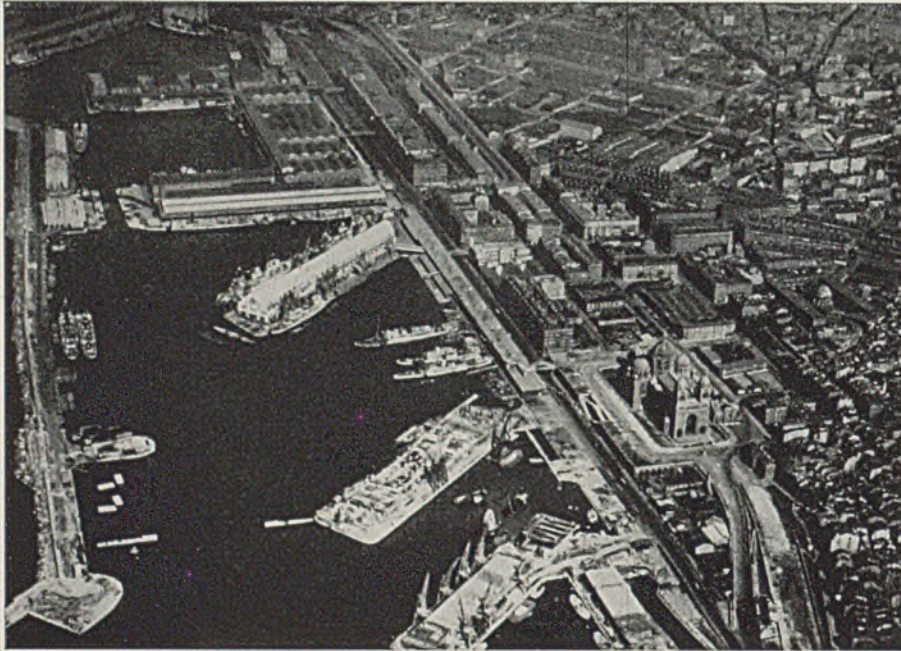


Abb. 3. Joliette-Becken aus der Vogelperspektive.

unter Wasser geschüttete Platte abgedeckt wird. Die Pfeiler werden unter sich durch eisenarmierte Betonträger oder durch eiserne Quer- und Längsträger zusammengehalten, die ebenfalls durch den Mastkran einzusetzen sind; so entsteht in kurzer Zeit ein Unterbau, so daß gleich mit dem Bau des Schuppens fortgefahren werden kann, ohne auf die

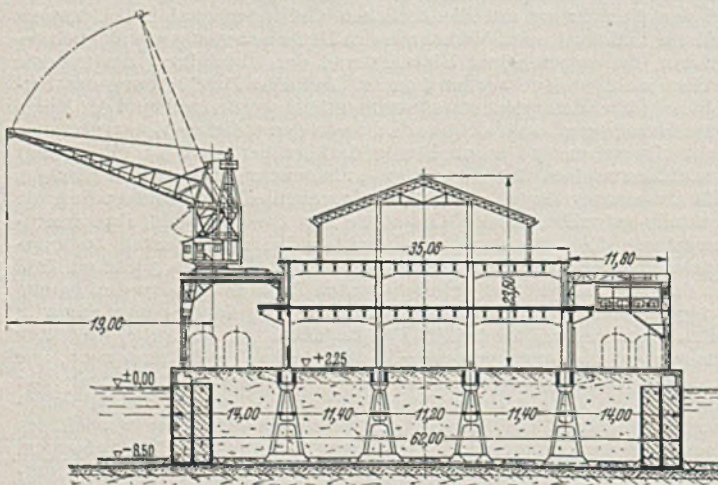


Abb. 4. Querschnitt durch eine Kaizung.

Aufschüttung der Kaizung warten zu müssen. Einige der Schuppen sind zweigeschossig und ganz aus Eisenbeton; der im Querschnitt gezeigte Schuppen weist noch ein weiteres Geschoß auf, das zur Verringerung des Gewichts aus Eisenfachwerk besteht. Alle Schuppenböden können eine Last von 1500 kg/m² aufnehmen und lassen einen Verkehr von Transportkarren von 10 t auf den Flächenstreifen zu, die nicht mit Waren belegt werden. Ein Schuppen wurde aus genieteten Vollwandträgern hergestellt, da der Schuppen nur schmal ist (ungefähr 22 m Breite), und da es wünschenswert erschien mit Rücksicht auf den Karrenverkehr ohne Pfeiler im Innern auszukommen.

Der Natur des Verkehrs und den örtlichen Gewohnheiten entsprechend ist das Erdgeschoß ausschließlich für die Lagerung von Waren und für den Fuhrwerksbetrieb bestimmt. Das erste Stockwerk dient in erster Linie Fahrgästen, die vom Schiff auf die Eisenbahn und umgekehrt umsteigen wollen, dann aber auch der Lagerung bestimmter Güter. Das zweite Stockwerk des im Schnitt dargestellten Schuppens ist einzig und allein für die Lagerung und die Sichtung von Frühgemüse vorbehalten. Der Gemüseumschlag hat für das Joliette-Becken eine ganz besondere Bedeutung. Es werden jährlich etwa 8000000 Kisten und Ballen mit Gemüse abgesetzt, die so rasch wie möglich weiter zu befördern sind. Die neuen Kräne an den Kais sind mit unter der Last verstellbaren Auslegern ausgerüstet, also mit sog. Wippkränen, und zwar drei für jeden Schiffsliègeplatz. Die größte Ausladung, von der Kaimante ab gemessen, beträgt 14 m, wenn der Kranausleger senkrecht zur Uferflucht steht. Die Mindesthöhe der Seilrolle über der Kaifläche ist 26 m, so daß selbst hohe Aufbauten den Umschlag nicht behindern. Bei 3 t Last ist die Hubgeschwindigkeit 1,6 m in der Sekunde, bei 5 t 0,8 m. Besondere Beachtung verdienen bei der Ausrüstung der Kais die Zugangsbrücken für Fahrgäste, die vom ersten Stockwerk der Schuppen auf die Schiffe übersteigen sollen. Die Fahrgäste sollen möglichst bequem und vor den Unbilden des Wetters geschützt den Weg zurücklegen können. Es sind 16 Zugangsbrücken, je eine für den Schiffsliègeplatz vorgesehen. Alle Brücken, von denen die meisten von Halbportalgerüsten getragen werden, gewähren einen freien Durchgang von mindestens 3 m. Sie sind durch Handläufer unterteilt. Die Zugangsbrücken mit Treppen lassen sich parallel zum Kai verfahren, um sie genau vor die Schiffspforten zu bringen. Das wasserseitige Ende ist je nach dem Wasserstand und je nach der Bauart der Schiffe auf die richtige Höhe einzustellen. Bei einem der Schuppen behält man sich mit einer geneigten Laufbrücke, die um eine horizontale Achse drehbar ist, ohne dabei eine Steigung von 20% zu überschreiten. Die anderen Kais sind mit Zugangsbrücken versehen, deren Treppenstufen beweglich sind; sie können maschinell angehoben und gesenkt werden. In der höchsten Lage bilden sie eine waagerechte Plattform.

Die geschilderten Bauten sind unter der Leitung des Service Maritime des Ponts et chaussées mit finanzieller Beteiligung der Handelskammer hergestellt, was die Ausführung der Molen, der Kaizungen mit Mauern, der Eisenbahnanlagen und der Baggerungen und unter der Leitung der Handelskammer, was die Schuppen, Ausrüstung und elektrische Einrichtung anbetrifft. [Nach P. Peltier: Techn. d. Trav. 13 (1937) S. 305.] Bunnies, Hamburg.

Der Amsterdam—Rheinkanal.

Der Kanal folgt von Amsterdam bis zur Kreuzung mit der Eisenbahn Utrecht—Gonda dem vorhandenen Meerwede-Kanal, der erweitert werden soll. Südlich dieser Eisenbahn wird ein neuer Kanal hergestellt, der in großem Bogen westlich Utrecht verläuft, den Meerwede-Kanal kreuzt und von dort in nahezu gerader Linie nach dem Waal, 1,4 km oberhalb von Tiel fortgesetzt wird (Abb. 1). Der Kanal soll von Amsterdam bis zur Abzweigung des nach dem Lek führenden Kanals zunächst eine Sohlenbreite von 50 m erhalten. In der Verlängerung des Kanals nimmt diese Breite auf 40 m und weiter auf 30 m ab. Beim Grunderwerb ist mit einer Verbreiterung der Sohle auf 71 und 54 m gerechnet. Als Wassertiefe ist 4 m bzw. 3,5 m vorgesehen. Der Zweigkanal nach Vreeswijk kann bei Wasserständen im Lek, die höher als 5,5 m über N.A.P. liegen, die im Jahresmittel an etwa 20 Tagen vorkommen, abgeschlossen werden. Es ist deshalb dort eine Schiffschleuse vorgesehen. Weitere Schleusen sind an verschiedenen Stellen des Kanals erforderlich. Die Doppelschleuse bei Zeeburg, die nur unter außergewöhnlichen Umständen geschlossen werden muß, bleibt vorläufig ungeändert bestehen. Die neuen Schleusen erhalten eine Durchfahrtsweite von 18 m; die größten Schleusen sollen 350 m lang werden. Diese Schleusen werden die längsten Binnenschiffahrtsschleusen Europas; sie werden in diesem Ausmaß für notwendig gehalten, um große Schleppzüge, ohne sie teilen zu müssen, durchschleusen zu können und daneben noch Raum genug zu behalten, um kleinere selbstfahrende Schiffe aufzunehmen. Anfangs war geplant, auch der Schleuse bei Tiel die gleichen Abmessungen zu geben; mit Rücksicht auf die Kostenersparnis wird aber eine Länge von 260 m für auskömmlich gehalten, da der Schiffsverkehr auf der letzten Kanalstrecke geringer eingeschätzt wird.

Bei der Schleuse von Vreeswijk sind weniger große Schleppzüge zu erwarten, dagegen eine hohe Zahl kleinerer Schleppzüge und selbstfahrender Fahrzeuge. Man hat deshalb eine Doppelschleuse von geringerer Länge für besser geeignet gehalten als eine einzelne lange Schleuse. Diese Doppelschleuse soll zwei nebeneinander liegende Kammern erhalten; jede mit einer Durchfahrtsweite von 18 m und einer nutzbaren Länge von 225 m. Das Bauwerk wird ganz aus Beton ausgeführt und auf Eisenbetonpfählen gegründet.

Das Füllen und Entleeren der Kammern geschieht durch sechs Schütze in den Toren. Umläufe in den Häuptern sind nicht vorgesehen. Die Hubtore werden in Nischen geführt und legen sich unten gegen einen Anschlag. Das Gewicht der Schleusentore wird ausbalanciert durch aus mehreren Teilen bestehende Gegengewichte. Die Geschwindigkeit, mit der die Tore bewegt werden, soll, solange die Tore noch zum

schnitt durch den anfangs in Aussicht genommenen Deich an den Stellen dar, wo eine Grundverbesserung angebracht erschien. Zwischen dem aufgeschütteten Deichkörper und der Grundverbesserung soll eine Kleilage von 1 m Stärke eingebracht werden, die die Verbindung mit der gewachsenen Kleidecke an der Binnenseite des Deichs herstellt. Hierdurch wird erreicht, daß das Kuwerwasser, das bei hohen Wasserständen in dem zur Verbesserung des Bodens geschütteten Sandkern hochsteigt, nicht in den eigentlichen Deich einzieht. Der Ausführung der Deiche gingen Versuche im Laboratorium für Grundmechanik zu Delft voraus. Diese Versuche haben es als erwünscht erwiesen, die Binnenböschung flacher zu gestalten. Die ausgeführten Normalprofile sind aus der Abb. 2 zu ersehen.

Über den Stand der Arbeiten wird berichtet, daß mit den Bauten nördlich von Utrecht an einzelnen Stellen der Anfang gemacht ist. Die Verbreiterung der Kanalstrecke Amsterdam—Diemen ist vergeblich; binnen kurzem sollen weitere Erdarbeiten vergeben werden. Die Kunst-

bauten der ersten Kanalstrecke sind teilweise schon fertiggestellt. Es ist zu erwarten, daß die Schleuse bei Vreeswijk mit anschließender Kanalstrecke bis nach dem Vaartschen Rhein ungefähr im Januar 1938 in Betrieb genommen werden kann, wobei der Kanal vorläufig mit dem Vaartschen Rhein auf gleichem Niveau liegen soll. Die Schifffahrt wird deshalb das Durchfahren der Königinschleuse vermeiden können und den damit verbundenen längeren Aufenthalt sparen. Die Kanalstrecke vom Vaartschen Rhein bis nach der Eisenbahn Utrecht—Woerden soll, wenn irgend möglich, im Laufe des Jahres 1939 vollendet sein, so daß dann die durchgehende Verbindung von Amsterdam nach dem Lek hergestellt sein wird und die Schleuse bei Utrecht außer Betrieb genommen werden kann. [Nach De Ingenieur, Haag 52 (1937) S. B. 61.]

Bunnies, Hamburg.

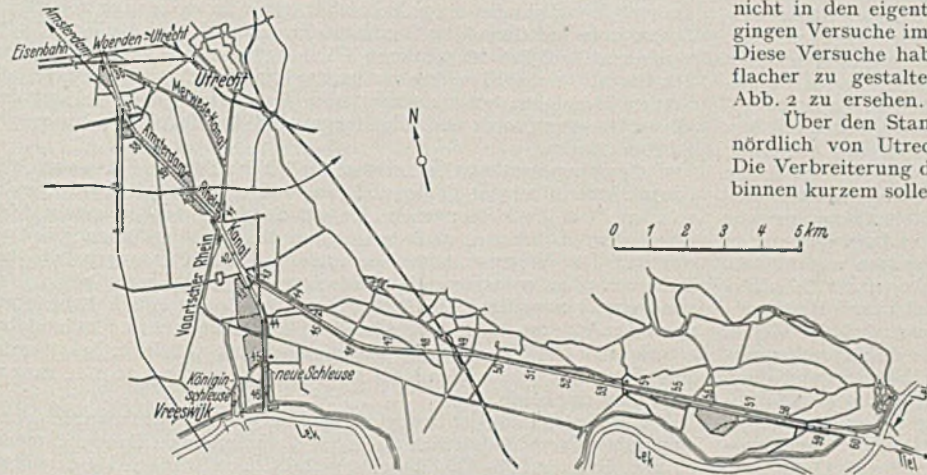


Abb. 1. Lageplan des Amsterdam-Rhein-Kanals zwischen Utrecht und dem Lek.

Teil in das Wasser tauchen, 0,175 m in der Sekunde betragen. Über Wasser wird die Geschwindigkeit auf 0,35 m/sec gesteigert. Zu Anfang und am Ende der Bewegung ist die Geschwindigkeit sehr gering. Sowohl das Heben als auch das Senken der Tore dauert ungefähr $1\frac{1}{2}$ Minuten. Die Gleitschütze werden durch Hochdruckpumpen geschmiert, die durch die Bewegungsvorrichtung der Schütze angetrieben sind. Jedes Schütz erhält seinen eigenen Motor und sein eigenes Windwerk. Das Schließen eines Schützes erfordert einen Zeitaufwand von 3 Minuten. Das Füllen der Schleuse soll beim höchsten Wasserstandsunterschied 9 Minuten dauern. Außer den Schleusen im Hauptkanal und in dem Seitenkanal bei Vreeswijk müssen noch Schleusen gebaut werden an Stellen, wo der Kanal vorhandene Wasserläufe schneidet. Als bedeutendste sei erwähnt die den Kanal mit dem Vaartschen Rhein verbindende; diese erhält eine Durchfahrtsweite von 12 m und eine Kammerlänge von 120 m.

dam nach dem Lek hergestellt sein wird und die Schleuse bei Utrecht außer Betrieb genommen werden kann. [Nach De Ingenieur, Haag 52 (1937) S. B. 61.]

Der Seedeich des Nordostpolders in der Zuidersee.

Nach dem Anfang 1936 mit der Genehmigung des Haushaltsplans der Bau des Nordostpolders in der Zuidersee beschlossen war, mußte die Vergabe der Bauarbeiten für die Herstellung der Bauhäfen auf Urk und bei Lemmer so rasch wie möglich in die Wege geleitet werden, um von hier aus den Nordostpolder eindeichen zu können. An diesen Stellen sind Schleusen und Pumpwerke vorgesehen, deren Baugruben mit Ringdämmen im Zusammenhang mit den Bauhäfen und gleichzeitig auf Urk in

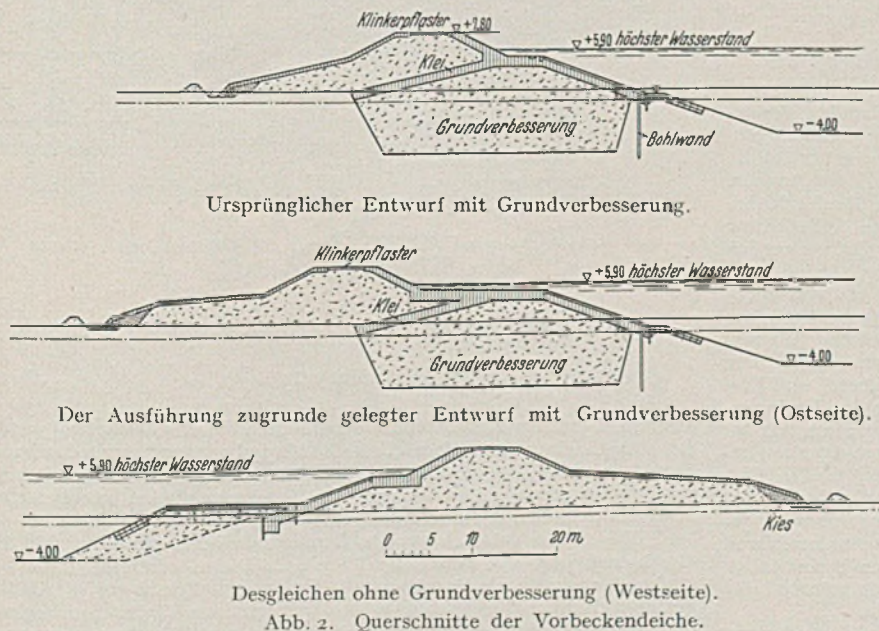


Abb. 2. Querschnitte der Vorbeckendeiche.

Beim Bau der Schleuse Vreeswijk sind mit Rücksicht auf die schlechten Erfahrungen, die bei der Ausführung der benachbarten „Königinschleuse“ gemacht wurden, eingehende Voruntersuchungen angestellt. Der diluviale Sand befindet sich in einer Tiefe von reichlich 6 m unter N.A.P. Unmittelbar auf dem Sand lagert eine weiche Kleischicht und darüber fester Kleiboden. Die Schleusenbaugrube wird mit einem Schneidkopfsauger im Nassen ausgehoben und ein Sanddamm herumgeschüttet. Der Vorbeckendeich reicht bis zur Höhe von 7,8 m über N.A.P. Mit Hilfe eines Bodendruckmessers ist untersucht, ob der Grund tragfähig genug für die Deichlast ist. Dort wo die Tragfähigkeit nicht vorhanden war, mußte eine Wanne ausgehoben werden, die mit Sand wieder ausgefüllt ist. Die Deiche selbst sind in Sandschüttung ausgeführt, die mit Klei abgedeckt wird. Abb. 2 oben stellt einen Quer-

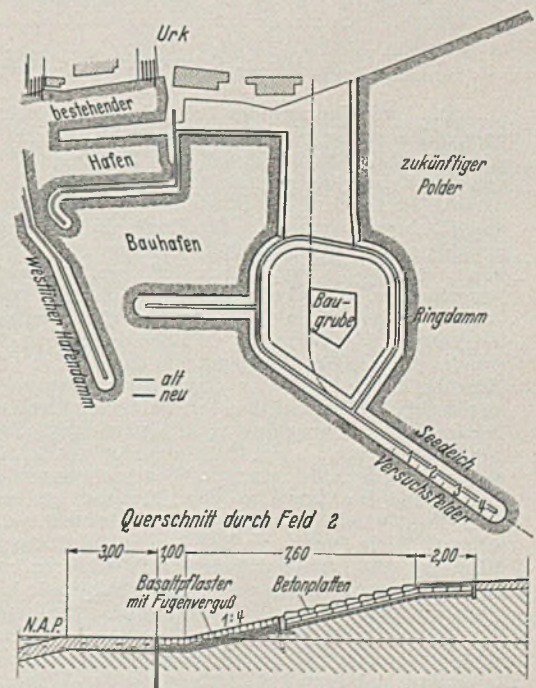


Abb. 1. Bauhafen und Baugrube.

Verbindung mit 400 lfd./m des Seedeichs ausgeführt werden sollten (Abb. 1). Der Untergrund bei Lemmer ist ohne weiteres tragfähig; auf Urk war dagegen eine umfangreiche Grundverbesserung vorzunehmen, da sich hier eine etwa 6 m starke Klei- und Moorschicht vorfand. Der von Urk ausgehende Seedeich wurde in verschiedene Probestrecken aufgeteilt, weil man untersuchen wollte, ob man die übliche Basaltabplattung sparen konnte. Die verschiedenen Probestrecken sind auf Abb. 1 durch Zahlen von 1—4 gekennzeichnet. In den Feldern 1 und 2 fanden Betonplatten Verwendung, die mit Versatz übereinanderfassen und auf

leichtem Schotter ruhen. Der in Abb. 1 gezeigte Querschnitt stellt die Bauweise im Feld 2 dar. Die Platten der Strecke 1 weichen etwas von denen im Feld 2 ab. Eine solche Betonabdeckung hat den Vorteil, daß sie mit ungeschulten Arbeitskräften hergestellt werden kann, und daß der Wellenschlag durch die Abtreppung gebrochen wird. Es ist nach den vorläufigen Beobachtungen anzunehmen, daß sich die Art der Ausführung bewährt; es muß aber noch abgewartet werden, wie sich die Anlage bei Setzungen des Deichkörpers verhält. Man hat die Betonplatten nicht in ganzer Breite der Böschung verlegt, sondern nur bis auf +0,75 m NAP; die Krone des Deichs liegt auf +1,90 m. Unterhalb von +0,75 m ist die Böschung mit Basaltsäulen abgeplästert. Die Fugen dieses Basaltplasters sind nicht in der gebräuchlichen Art mit Steinschlaggrus ausgefüllt, sondern bis zur Höhe von 8 cm unter Oberkante Pflaster mit fein zerschlagenen Brocken und dann mit einem Gemisch von Bitumen, Asbestfasern und Sand vergossen. Die Praxis soll lehren, wie weit die Kosten dieses Fugenvergusses die ersparten Unterhaltungskosten aufwiegen, welche gerade in den unteren Lagen einer Steinpflasterung sehr hoch sind. Im obersten Teil der Versuchsstrecke 3 und auf der ganzen Fläche 4 ist von der Abpflasterung Abstand genommen und anstatt dessen ein Versuch mit teergetränkten Steinschlaglagen auf Schotterbettung gemacht. Ob sich diese Bauart bewährt, ist nicht mit Bestimmtheit voraus zu sagen; mit Sicherheit ist anzunehmen, daß die Wellen höher auflaufen, so daß dies System für freiliegende Deichstrecken ungünstig erscheint. Für die unteren Teilflächen der Böschung ist diese Ausführung unerwünscht, da die Herstellung nur unter schwierigen Umständen erfolgen kann. Es erscheint aber nicht ausgeschlossen, daß sich die Konstruktion auf flachen und höher gelegenen Deichstrecken empfiehlt.

Im Februar wurden Strecken von 30,6 km des insgesamt 55 km langen Deichs öffentlich ausgeschrieben, wobei Angebote auf verschiedene Teilstrecken zwischen 2 und 10 km Länge abgegeben werden konnten. Um die notwendige Grundverbesserung festzulegen, sind Untersuchungen im Laboratorium für Bodenmechanik in Delft angestellt, durch die in der Hauptsache die Frage geklärt werden soll, in welchem Umfang der Grund verbessert werden muß, um die zu erwartenden Rutschungen des Deichkörpers und das Aufquellen des Seebodens am Deichfuß zu verhindern. Jedoch soll mit Rücksicht auf das spätere Kuwewasser im Polder stets eine 2 m dicke Kleischicht unangetastet bleiben.

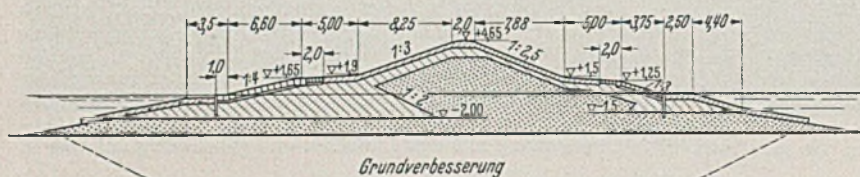


Abb. 2. Querschnitt durch den Seedeich bei Urk.

Die Linienführung des Polderdeichs ist nach eingehenden Bodenuntersuchungen so gewählt, daß in der Hauptsache nur guter Boden eingedeicht wird. Der Polder soll an 3 Stellen durch Schleusen für Schiffe von 2—300 t zugänglich gemacht werden. Für das Querprofil der längsten Strecke des Deichs (Abb. 2) wurde — im Gegensatz zum Abschlußdeich des Wieringermeers — ein Profil mit einer hochgelegenen Außenberme gewählt, wodurch die Deichhöhe um etwa 15% niedriger gehalten werden kann. Sowohl die Höhe der Außenberme als auch die Breite sind nach Versuchen im Wasserbaulaboratorium zu Delft und an Hand von Beobachtungen, die an den 1936 ausgeführten Probestrecken gemacht wurden, festgelegt. Diese Berme ist in Höhe des errechneten höchsten Wasserstandes des IJsselmeers angelegt, die Breite ist zu 5 m angenommen. Der Kern des Deichs besteht aus Sand, der mit dem sog. „Keileem“ und Klei abgedeckt ist mit anschließendem Damm aus „Keileem“ an der IJsselmeerseite; dieser Damm reicht nicht bis auf den Seeboden, sondern nur bis zur Ordinate von — 2 m NAP hinunter, um die Keileemmengen zu beschränken; denn der stärkste Wellenschlag wird etwas über NAP erwartet, und das Einbringen von „Keileem“ ist teurer als Sandschüttungen. Der Deichkörper wird durch Sinkstücke und Steinpackungen geschützt. Diese Packungen bestehen aus Säulenbasalt, Betonplatten und Klinkern. Die zur Abdeckung der Polderseiten benutzten Steine sollen später, wenn der Deich schon mehr Sicherheit bietet als während des Baus, zur Befestigung der Polderwege Verwendung finden.

Die Arbeiten, die größtenteils seit einem Monat in Gang gebracht sind, umfassen auf Urk erst das Auffüllen von Boden für die Grundverbesserung; während bei Lemmer, wo der Untergrund nicht verbessert zu werden braucht, der Deichkörper sich schon auf einige hundert Meter im Bau befindet. [Nach De Ingenieur 52 (1937) S. B 103.]

Bunnies, Hamburg.

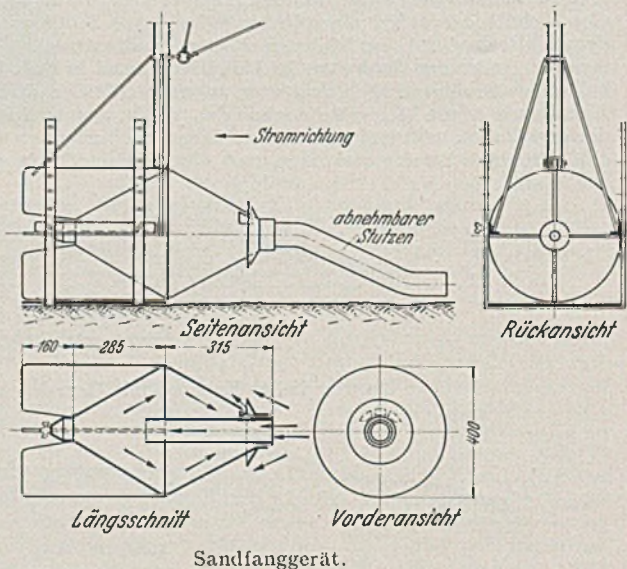
Sand- und Wasserbewegung im Lek bei Wijk bij Duurstede.

Der Aufsatz bringt zunächst eine knappe Übersicht über die in den Jahren 1932—1935 gemachten Beobachtungen bei den Messungen im Lek. Aus den Geschwindigkeitsmessungen werden hergeleitet: Die Beziehungen zwischen Geschwindigkeit und der Höhe über der Sohle; die Verteilung der Geschwindigkeit im Querprofil des Flusses; die Bezieh-

gen zwischen der mittleren Abweichung von der gemittelten Geschwindigkeit an einem bestimmten Punkt und der Höhe über der Sohle. Aus den festgestellten bewegten Sandmengen wird abgeleitet: Die Beziehung zwischen den Sandmengen und der Höhe über dem Boden; die Verteilung der Sandmengen über das Querprofil; die Beziehung zwischen dem bewegten Sand und dem Wasserstand; die mittlere Sandbewegung im Jahr; die Beziehung zwischen der Korngröße und der Höhe über dem Boden. Zum Schluß werden Betrachtungen angestellt über sekundäre Strömungen auf Grund der Sandwanderungen und über die Wirbelströmung nach aufwärts im mittleren Teil des Flusses und nach abwärts an den Ufern. An der Kreuzung des Amsterdam-Rheinkanals mit dem Lek werden Messungen vorgenommen über Geschwindigkeit, Verlauf der Wasserbewegung sowie über die Mengen- und die Korngröße des mitgeführten Sandes.

Gemessen wurde an bestimmten Stellen des Profils und in verschiedenen Höhen über der Sohle, und zwar bei unterschiedlichen Wasserständen. Um die Messungen in den verschiedenen Höhen miteinander vergleichen zu können, mußten sie nach den Wasserständen geordnet werden. Die Wasserstandsreihen umfaßten alle Messungen, die bei Wasserständen vorgenommen wurden, welche nicht mehr als 0,50 m voneinander abwichen. Zur Bestimmung der Geschwindigkeit benutzte man einen Apparat, der nach eingehenden Untersuchungen im Flußbaulaboratorium zu Delft ausgewählt worden war. Jede Geschwindigkeitsmessung dauerte 4½ Min. Gemessen wurde in Höhen von 0,30 m, 1 m, 2 m usw. über der Sohle.

Zur Feststellung der bewegten Sandmengen bediente man sich eines Apparates, der grundsätzlich auf einer Erfindung von Canter Cremers beruht. Er ist auf der Abbildung dargestellt. Der Sand wird in derselben Senkrechten gefangen, in der auch Geschwindigkeits- und Richtungsmessungen bei gleichen Wasserständen auszuführen waren. Es wurde gemessen in Höhen von 0,05, 0,20, 0,40, 0,60, 1, 2 und 4 m über der Sohle. An jedem Punkt hielt man in der Regel fünf Messungen, jede von 10 Minuten Dauer, für angebracht. Die aufgefangene Sandmenge jeder Messung bestimmte man durch ein Glasgefäß. Aus der Zeichnung des Meßapparats ist zu erkennen, daß das Wasser durch ein abnehmbares gebogenes Rohr in einen Hohlkörper von der Form eines Doppelkegels eintritt, dort seine Geschwindigkeit mäßigt, den mitgeschleppten Sand absetzt und aus den kleinen Öffnungen hinter dem Ansatzstutzen wieder



austritt. Die Korngröße bestimmte man durch Siebe. Gleichzeitig wurde mit einem kleinen Baggerbeutel eine Bodenprobe entnommen, die ebenso zu messen war. Über das Ergebnis der Untersuchungen soll nur mit kurzen Worten etwas gesagt werden; im übrigen wird den interessierten Kreisen das Studium des sehr ausführlichen Aufsatzes empfohlen.

Allgemein ergab sich aus den Geschwindigkeitsmessungen, daß die Geschwindigkeit mit der Höhe über dem Boden zunimmt. Nur bei einigen Messungen am Rande war die Geschwindigkeit in größerer Höhe geringer als die in den tieferen Lagen. Die Verteilung der Geschwindigkeit über das Querprofil ist zeichnerisch aufgetragen. Die Schwankung in der Geschwindigkeit und auch die mittlere Abweichung von der gemittelten Geschwindigkeit nehmen mit höheren Wasserständen zu. Um einen Eindruck von der Verteilung des mitgeführten Sandes über das Querprofil zu erhalten, wurden Kurven aufgezeichnet, die dadurch entstanden, daß man die Höhen über der Sohle und die in 10 Minuten aufgefangenen Sandmengen von 2,5, 10, 15, 20, 50, 100 cm³ auftrug. Die Punkte gleicher Sandmengen waren miteinander zu verbinden. Es ließ sich feststellen, daß bei allen Wasserständen, auch bei den niedrigsten, unterhalb von 0,20 m über dem Boden Sand mitgeführt wird; in höheren Schichten bei niedrigen Wasserständen nur an bestimmten Stellen und in geringen Mengen. Der schwebende Sand ist nicht gleichmäßig über das Querprofil verteilt, sondern es wird an einigen Stellen jederzeit vergleichsweise viel und an anderen Stellen wenig abgeführt. Die Sand-

mengen nehmen mit der Höhe über dem Boden ab; sie nehmen zu mit der Höhe des Wasserstandes. Die mittlere Korngröße wird geringer bei zunehmender Höhe über der Sohle. Eine Beziehung zwischen Korngröße und Wasserstand ist nicht deutlich nachweisbar.

Zum Schluß des Aufsatzes wird noch etwas über sekundäre Strömungen gesagt. Es ist bekannt, daß in einem gekrümmten Flußlauf sekundäre Strömungen entstehen. Der Hauptstrom hat die Neigung, in seiner Richtung zu beharren. Das konkave Ufer verhindert das; denn hier entsteht ein Aufstau. Die Wasserteilchen mit der geringsten Geschwindigkeit erfahren die größte Richtungsänderung. Am konkaven Ufer ist die untere Querströmung nach der Flußachse und die obere Strömung nach dem Ufer gerichtet. Die Kraft, welche diese sekundäre Strömung auf ein Wasserteilchen ausübt, ist unmittelbar proportional dem Unterschied zwischen den Quadraten der gemittelten Geschwindigkeit und der örtlichen Geschwindigkeit. Nahe am Ufer, wo der Stromwirbel nach unten gerichtet ist, wird kein oder sehr wenig Sand gefangen, dagegen dort mehr wo er nach oben gerichtet ist.

Über Einzelheiten der untersuchten Sand- und Wasserbewegung über das Ergebnis der Messungen und deren Auswertung und über die gemachten Beobachtungen gibt der Aufsatz weiteren Aufschluß. [Nach De Ingenieur 52 (1937) S. B 83.] B u n n i e s, Hamburg.

Grundwassersorgen in New York.

Long Island, die etwa 150 km lange Insel vor der Mündung des Hudson, die den wichtigsten Stadtteil von New York, Brooklyn, trägt, hat ernsthafte Sorgen um das Trinkwasser für ihre 4 Millionen Menschen, von denen rd. 3,5 Millionen in der Stadt wohnen.

Der Felsuntergrund tritt an der dem Festland gegenüber liegenden Küste zutage und fällt bis zur atlantischen Küste auf 600 m unter Meeresspiegel. Demgemäß haben die überlagernden Sedimente keine Verbin-

dung mit dem Festland und erhalten auch keinen Grundwasserzustrom von dort. Die Niederschläge bringen jährlich 1050 mm, von denen etwas mehr als die Hälfte versickert. Diese Menge reicht rechnerisch aus, um den dreifachen heutigen Bedarf zu decken. Die Sorgen liegen anders.

Im Jahre 1903 ist eine Grundwasseraufnahme gemacht, die nach einem topographischen Modell in Abb. 1 veranschaulicht wird. Alle Grundwasserstände liegen über Meereshöhe, die mit 0 angegeben ist. Die Schichtung läßt gut erkennen, daß das Grundwasser nach der atlantischen Küste hin ein Gefälle besitzt.

Die gleiche Aufnahme ist 1936 wiederholt, nachdem ein Teilplan vom Jahre 1933 erhebliche Änderungen aufgedeckt hatte. Abb. 2 läßt erkennen, daß nicht nur die absoluten Höhen aller Grundwasserspiegel erniedrigt sind, sondern daß der westliche Teil des Grundwassers bis rd. 10,5 m unter Meeresspiegel abgesackt ist (tiefster Abfall 12 m).

Die Ursache ist in zwei Tatsachen zu suchen, die sich gegenseitig verstärken:

1. Die Industrie und die Stadt brauchen heute täglich 2 270 000 m³ gegen 670 000 m³ im Jahre 1904.
2. Die riesenhaft angewachsenen Flächen der städtischen Bebauung verhindern die unmittelbare Versickerung der Niederschläge an diesen Stellen.

Infolge des eingangs erwähnten Grundwasserspiegelgefälles strömt verhältnismäßig wenig Wasser aus dem östlichen Teil der Insel nach. Dafür ist unter Brooklyn schon Seewasser eingedrungen, und das meiste Grundwasser hier und an vielen Stellen unter Queens County und Nassau County ist für Trinkzwecke schon heute zu salzig geworden. Dies Vordringen erfolgt sprunghaft schnell, wie ein Vergleich mit einer Teilmessung aus 1933 zeigte.

Die gezeigten Reliefs beziehen sich auf den oberen Grundwasserträger, die Verhältnisse in tieferen Schichten bedürfen noch der näheren Untersuchung, denn hier ist an einer unterirdischen Verbindung nicht zu zweifeln. Eine solche ist in Abb. 3 dargestellt. Aus dem mit Schotter



Abb. 1. Grundwasserstände von 1903 im westlichen Teil von Long Island, als Relief dargestellt.



Abb. 2. Reliefdarstellung der Grundwasserstände des gleichen Gebiets 1936. Man beachte die allgemeine Erniedrigung rechts und die Absenkung bis zu 12 m unter Brooklyn gegenüber dem Zustand von 1903.

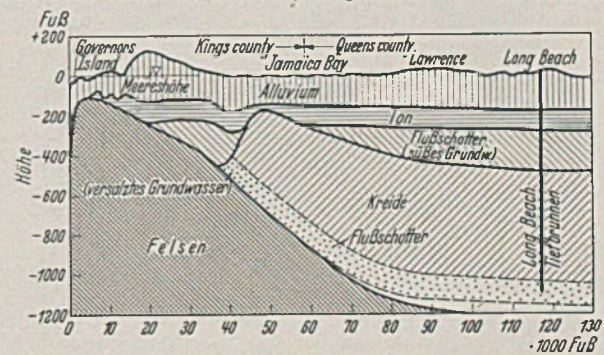


Abb. 3. Ein unterirdisches Flußbett droht von Westen (links) zu versalzen und gefährdet die Wasserversorgung von Long Beach.

erfüllten unterirdischen Tal hebt man das Wasser für die Stadt Long Beach mit 330 m tiefen Brunnen. Durch das übermäßige Pumpen in New York ist nun am oberen Ende des Tales Salzwasser eingedrungen und bedroht die Wasserversorgung von Long Beach, die nur 23,5 km davon entfernt angesetzt wurde.

Die vordringlichste Sorge ist die Verhütung einer übermäßigen Wasserförderung und der dadurch herbeigerufenen Versalzung des Westens der Insel. Erst in zweiter Linie folgen die Projekte einer stärkeren Heranziehung des Inselinnern, die möglich erscheint, wenn man die Zahlentafel betrachtet.

| | Westen | | Mitte | Osten | Total |
|--|--------------|---------------|---------------|---------|---------|
| | Kings County | Queens County | Nassau County | Suffolk | |
| Fläche in km ² . . . | 184 | 280 | 710 | 2 380 | 3 560 |
| tägl. Pumpleistg. in m ³ | 282 000 | 295 000 | 350 000 | 68 000 | 995 000 |
| tägl. Pumpleistg. in m ³ /km ² . . . | 1 532 | 1 052 | 493 | 28,6 | 280 |

Man ist sicher, die Wasserversorgung technisch gewährleisten zu können, muß aber zur Zeit zwischen Süßwasser und versalztem Wasser balancieren, wofür indes Erfahrungen noch fehlen; bemerkenswert ist der Satz: „Rechtsfragen und verliehene Rechte bilden ein schrecklicheres Hindernis gegen die Rettung des Wasserhortes als die technischen Probleme“. Es zeigt sich hier deutlich, wie sehr sich der Eingriff der Menschen in das Gleichgewicht der Natur gegen sie selbst richtet und, daß es einer starken Staatsführung bedarf, um hier nicht wieder gut zu machenden Schaden zu verhüten.

Es ist eine Kontrollkommission tätig, die gestützt auf nur zwei Vollmachten hier schadenverhütend wirkt. Diese Vollmachten sind:

1. Alle neuen Brunnen sind genehmigungspflichtig und werden verboten, wenn sie für die Allgemeinheit schädlich sind.
2. Es darf kein Brunnen über 450 m³ täglicher Förderung geschlagen werden, außer für landwirtschaftliche Zwecke, für Kondens- und

Kühlzwecke sowie für die Luftverbesserung. Mit anderen Worten: Nur solche Brunnen werden zugelassen, bei denen das Pumpwasser dem Untergrund wieder verteilt zugeführt wird. Dagegen kann die Kommission keine vorhandenen Anlagen stilllegen oder drosseln oder Ersatzanlagen für abgängige Brunnen ablehnen.

Es bleibt abzuwarten, ob mit diesen rein vorbeugenden Maßnahmen die eingeleitete schädliche Wirkung des übermäßigen Wasserentzuges abgemindert werden kann. [Nach Engng. News Record 118 (1937) S. 697.]
Dipl.-Ing. Ernst Bachus, Hannover.

Erweiterung der Wasserversorgung von Los Angeles.

Die ausreichende Belieferung mit Wasser und elektrischer Arbeit bildet für die Stadt Los Angeles ein ernstes Problem. Ungeachtet anderer Pläne betreffend die zusätzliche Versorgung der Stadt mit Wasser und Energie sind in den letzten Jahren Pläne für einen weitergehenden Ausbau der bestehenden Owens-Wasserleitung zur Durchführung gekommen. Die bestehende Wasserleitung aus dem Owens-Tal wurde im Herbst 1907 im Bau begonnen und mit einem Kostenaufwand von 24 Millionen Dollar bis zum November 1913 betriebsfertig hergestellt. Die ursprünglich berechnete Leistungsfähigkeit dieser Wasserzuleitung aus dem Owens-Tal betrug 12,3 m³/sec. Die Leitung kann aber, auf Grund geringerer Reibungsverluste als berechnet, nahezu 14,3 m³/sec liefern. Ein wichtiger Teil des Planes der Wasserzuleitung aus dem Owens-Tal war die Wasserkrafterzeugung in Kraftwerken, in denen eine Gesamtfallhöhe von 716 m mit einer jährlichen Kraftausbeute von 266 Millionen kWh ausgenutzt wird. In trockenen Jahren sank die Ergiebigkeit der Wassergewinnung aus dem Owens-Tal unter die Leistungsfähigkeit der Zuleitung, während der Bedarf der Stadt seit dem Jahre 1913 erheblich gestiegen ist.

liche Krafterzeugung durch das Ausnutzen größerer Wassermengen in den vorhandenen Wasserkraftanlagen im Owens-Tal und dadurch, daß das Wasser aus dem Mono-Gebiet in das Owens-Tal 610 m tief abfällt. Die Schwierigkeiten, die dem Plan entgegenstanden, waren einmal rechtlicher Natur, weil die Wasserrechte an dem Mono-See in anderer Hand waren und zum anderen technischer Natur, weil ein Tunnel von 18,2 km Länge unter den Bergen durchgeschlagen werden mußte, die das Einzugsgebiet des Mono-Sees von dem Tal des Owens-Flusses trennen.

Die Verhandlungen über die Erwerbung der Wasserrechte zogen sich über zehn Jahre hin. Erst im Jahre 1934 konnte mit den Bauarbeiten begonnen werden. Da der Bau des langen Tunnels am meisten Zeit in Anspruch nahm, wurde mit dem Tunnelbau angefangen. Der Gesamtbau soll in allen Teilen bis zum Herbst 1938 fertig sein. Zur Zeit sind die Arbeiten am Tunnel und an zwei Erddämmen im Gange, die zur Wasserspeicherung einmal im Einzugsgebiet des Mono-Sees und zum anderen als Ausgleich bei der Einleitung in den Owens-Fluß vorgesehen sind. Bemerkenswert ist, daß die Arbeiten nicht ausgeschrieben sind und durch Unternehmer ausgeführt werden, sondern daß die Arbeiten in städtischer Regie durchgeführt werden. Der Grund dafür liegt darin, daß das Arbeitsgerät und auch viele Facharbeiter noch in den städtischen Betrieben aus der Zeit des Baues und der Unterhaltung der alten Owens-Wasserleitung vorhanden sind.

Das Wasser des Mono-Sees selbst hat einen so hohen Salzgehalt, daß es für die menschliche Versorgung nicht genutzt werden konnte. Der Salzgehalt rührt nicht von den Zuflüssen her, die der See erfährt, sondern von den geologischen Formationen des Seebodens. Die Zuflüsse des Mono-Sees, die vor allem Schmelzwasser von den hohen Bergen herunterbringen, mußten also abgefangen und einem Sammelbecken zugeführt werden, ehe sie in den Mono-See gelangen. Der Lageplan (Abb. 1) läßt

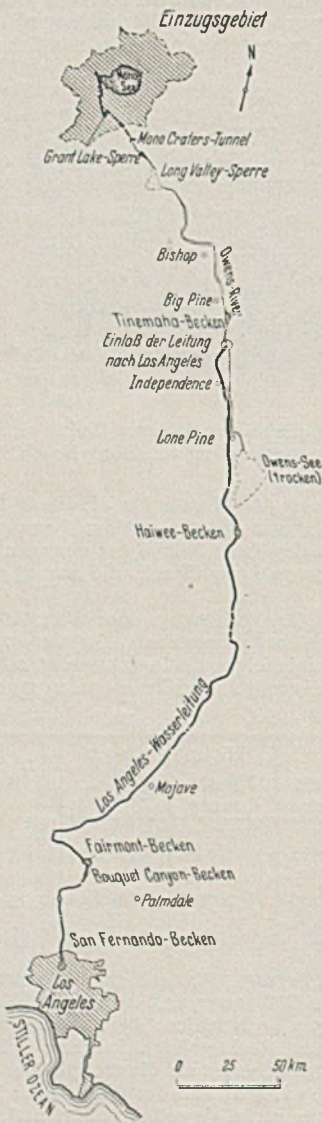


Abb. 1. Lageplan der Owens-Wasserleitung.

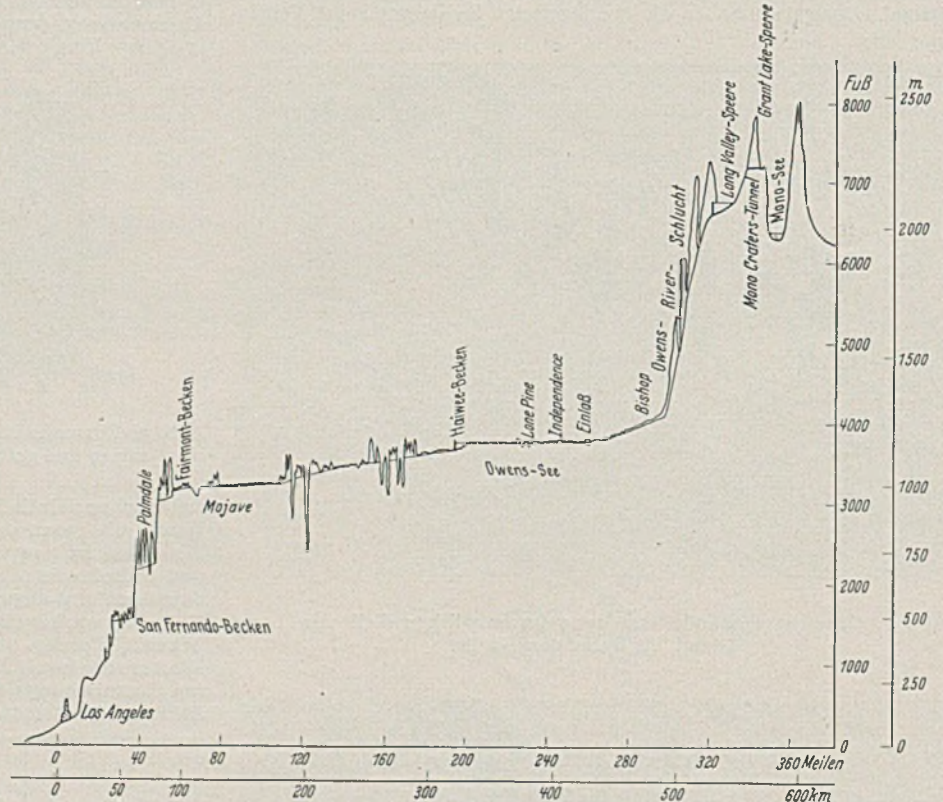


Abb. 2. Längenprofil der Owens-Wasserleitung.

Die für eine Erweiterung der Wasserversorgung aus dem Owens-Tal bearbeiteten Pläne sehen eine zusätzliche Wassergewinnung im Einzugsgebiet des salzigen Mono-Sees vor, der 160 km nördlich der vorhandenen Owens-Tal-Wassererschließung liegt. Das Einzugsgebiet liegt in großer Höhe auf der Ostseite der Sierra Nevada. Die Abflüsse von den Schneefeldern des Mont Lyell (4000 m Höhe) gelangen z. B. in den Mono-See. Außer der zusätzlichen Wasserlieferung, die auf 4,2 m³/sec berechnet ist, ist ein Nebenzweck der Wassererschließung im Mono-Gebiet die zusätz-

liche Verhältnisse erkennen. Das Längenprofil durch die geplante Leitung in Abb. 2 zeigt ferner die gewaltigen Höhenunterschiede, die die Möglichkeit zur wirtschaftlichen Erzeugung von Wasserkraft geben. Die Wasserkraftleistung durch Zuführung des Wassers aus dem Mono-Gebiet in das Owens-Tal ist zu 100000 PS geschätzt worden. Weiter oben ist bereits gesagt, daß für die Durchführung des Planes zwei Ausgleichsbecken, das eine im Einzugsgebiet des Mono-Sees am Anfang des großen Tunnels, das andere bei der Speisung des Owens-Flusses kurz hinter dem großen Tunnel notwendig wurden. Die beiden Dämme dieser Sperren sind als Erddämme vorgesehen. Der Fassungsraum der Sperre im Einzugsgebiet des Mono-Sees, die als Grant Lake-Sperre bezeichnet wird, beträgt bis zur Überlaufhöhe 59 Millionen m³. Der Sperrdamm hat eine größte Höhe von 27,4 m und eine Kronenlänge von 228 m.

Die Long Valley-Sperre liegt 27,4 km unterhalb des großen Tunnels. Die Sperre hat einen Inhalt von 198 Millionen m³. Der Sperrdamm, der ebenfalls in Erdbauweise ausgeführt wird, hat eine Höhe von rd. 51 m und eine Kronenlänge von 168 m. Bei der Gründung des Dammes traf man an der ursprünglich vorgesehenen Stelle klüftiges Gestein und eine unverdeckte Spalte an. Das zwang dazu, den Sperrdamm etwa 0,8 km stromaufwärts zu verschieben. Auch an dieser Stelle bestand der Unter-

grund aus Tuffgestein, so daß der Abdichtung des Dammes durch Verdichtung des Untergrundes mittels Zement einspritzung und auch der Abdichtung der seitlichen Einschnittswände besondere Sorgfalt gewidmet werden mußte. Die Long Valley-Sperre soll den Abfluß des oberen Niederschlagsgebietes des Owens-Flusses regeln. Die Speicherung des Owens-Hochwassers in dieser Sperre gleicht die Wasserführung des Flusses aus, was einmal in Hinsicht auf die Wasserlieferung nach Los Angeles, zum anderen aber auch mit Rücksicht auf die Wasserkraft-erzeugung von Vorteil ist.

Die Schwierigkeiten beim Tunnelbau stellten sich ein, als der Vortrieb in die Nähe eines alten vulkanischen Kraters kam. Große Mengen von Kohlendioxydgas kamen unter Druck im Wasser gelöst mit den Wassereinbrüchen in den Tunnel hinein. Das Gas entwich im Tunnel sofort in die Luft. Zur Beseitigung des Kohlendioxydgases erhielt der Tunnel eine Blechhautkleidung, hinter der das mit dem Wasser einströmende Gas zu einem auf der Sohle des Tunnels ausgehobenen Ableitungssumpf abgelenkt wurde. Über dem Sumpf wurde ein starker Bretterboden eingesetzt. Eine Luftabsaugleitung unter dem Bretterboden hielt immer einen gewissen Unterdruck in dem Sumpf aufrecht. Außerdem wurden mit Erfolg die Wasseradern durch unter hohem Druck eingespritzten Beton abgedichtet. Auch bei den Abteufungen der Schächte, die mit Rücksicht auf den Arbeitsfortschritt im Tunnel notwendig waren, sind erhebliche Schwierigkeiten durch Einbrüche von Treibsand aufgetreten. Der Auszimmerung des Schachtes mußte infolgedessen besondere Sorgfalt gewidmet werden. Auch hierbei hat sich wieder das Abdichten der sandführenden Wasseradern durch Betonausspritzung mit hohem Druck bewährt.

Die vorerwähnten Schwierigkeiten beim Bau, einmal beim Tunnelvortrieb durch die Gas- und Wassereinbrüche, dann bei der Abteufung der Schächte durch die Treibsandeinbrüche und schließlich die notwendig gewordene Verschiebung der Long Valley-Sperre und die kostspieligen Abdichtungen des Untergrundes des Sperrdammes haben es mit sich gebracht, daß die ursprünglich auf 10 Millionen Dollar ausschließlich Erwerbung der Wasserrechte geschätzten Baukosten auf eine Kostenhöhe von 13 Millionen Dollar angestiegen sind. Dabei sind die Gesamtkosten für den Tunnelvortrieb und die Tunnelausmauerung zu 320 Dollar für den laufenden Meter Tunnellänge veranschlagt. [Nach Engng. News Rec. 118 (1937) S. 285.] Kehr, Hannover.

Autotunnel unter dem Hudson in New York (Lincoln Tunnel).

Mit einer veranschlagten Bausumme von 85 Mill. \$ wird gegenwärtig zwischen New York City und New Jersey der Lincoln-Tunnel (Midtown-Tunnel) unter dem Hudson gebaut, der zusammen mit dem 3 Meilen stromab liegenden Holland-Tunnel und der 7 Meilen nördlich liegenden George Washington-Brücke dem gesteigerten Autoverkehr die 3. Schnellverkehrsstraße über den Hudson bieten wird. In Bälde soll der Lincoln-

sein als 1915. Davon werden nach den Berechnungen entfallen: je 18 Mill. Fahrzeuge im Jahr auf den Holland- und Lincoln-Tunnel, die damit voll ausgenutzt wären, 26 Mill. Fahrzeuge im Jahr auf die George Washington-Brücke und 13 Mill. Fahrzeuge im Jahr auf die Hudsonfähren. Im März 1931 erhielt die New Yorker Hafenbehörde die Baugenehmigung für den Lincoln-Tunnel und gleichzeitig wurde ihr die Verwaltung des Hollandtunnels übertragen. Die Wirtschaftskrise verzögerte den Baubeginn. 1934 wurde eine Regierungsanleihe von 37,5 Mill. \$ für den Tunnelbau bewilligt, worauf die Bauverträge für die 1. Tunnelröhre, deren Rampen, Ventilationsschächte und Installation vergeben wurden. Leitgedanke war, mit den vorhandenen Mitteln zunächst 1 Tunnel zu bauen und solange in beiden Verkehrsrichtungen zu befahren, bis die Mittel für einen Paralleltunnel zur Verfügung stehen, nach dessen Fertigstellung jeder Tunnel nur noch in 1 Verkehrsrichtung befahren werden soll. Ende 1936 waren die Mittel für den Paralleltunnel vorhanden, dessen Bauverträge im Januar 1937 vergeben wurden; seine Fertigstellung erhofft man gegen Ende 1940. Das Projekt ist für beide Tunnel gleich. Schildvortrieb von Manhattan bis zum Kings Bluff am New Jersey-Ufer (Abb. 1), Felstunnel durch den Kings Bluff, dann Abbiegen nach Süden und Ausmünden auf einen mit Park Av. und Hudson County Boulevard in Weehawken in Verbindung stehenden Mündungsplatz. Der Boulevard wird wegen der Tunnelrampen rd. 900 m verlegt. Der Mündungsplatz erhält Zollbuden für beide Tunnel. Die Verbindung mit den Ausfallstraßen nach Westen wird durch eine neue über Kings Bluff und von dort im Einschnitt durch Weehawken, Union City und North Bergen verlaufende Straße hergestellt. Für die New Yorker Zufahrt muß ein Eisenbahnfrachtgleis in einen Einschnitt zwischen der 10. und 11. Av. nördlich der 34. Straße verlegt werden. Der Tunnelverkehr wird durch getrennte Anordnung der Ein- und Ausfahrtplätze auf möglichst viele Straßen verteilt. Die Gefällsverhältnisse der Anschließstraßen werden z. T. den Tunnelrampen angepaßt. Solange der Südunnel in beiden Verkehrsrichtungen befahren wird, dient seine Nordrampe als Einfahrt und seine Südrampe als Ausfahrt; später dienen beide Rampen der Ausfahrt. Für die Zufahrten und den Zufahrtsplatz zum Nordtunnel muß der Einschnitt des erwähnten Frachtgleises überdeckt werden. Durch Trennung der Mündungsplätze wird der Nordtunnel kürzer als der Südunnel. Abb. 1 zeigt auch die Lage der 2 Ventilationsschächte in New York und des 3. in New Jersey. Für das Ventilationsgebäude am New Yorker Ufer war Caissongründung mit Druckluft erforderlich. Das untere Drittel des im Grundriß 16,10 x 25,85 m messenden eisernen Caissons wurde an Land zusammengebaut und dann eingeschwommen. Während des Absenkens wurde die äußere Eisenkonstruktion und eine 1,80 m starke innere Betonmauer aufgebaut. Die Caissonhöhe ist 30 m. Für den Durchgang des Schildes sind in den entsprechenden Caissonwänden besondere Ringe eingebaut. Abb. 2 zeigt die Schildmontage im New Jersey-Schacht und das Eindringen der Schildschneide in die ringförmige Aussparung des New Yorker Caissons. Der Caisson steht 14,60 m unter Tunnelachse auf dem Felsen auf; wegen zahlreicher Hindernisse im

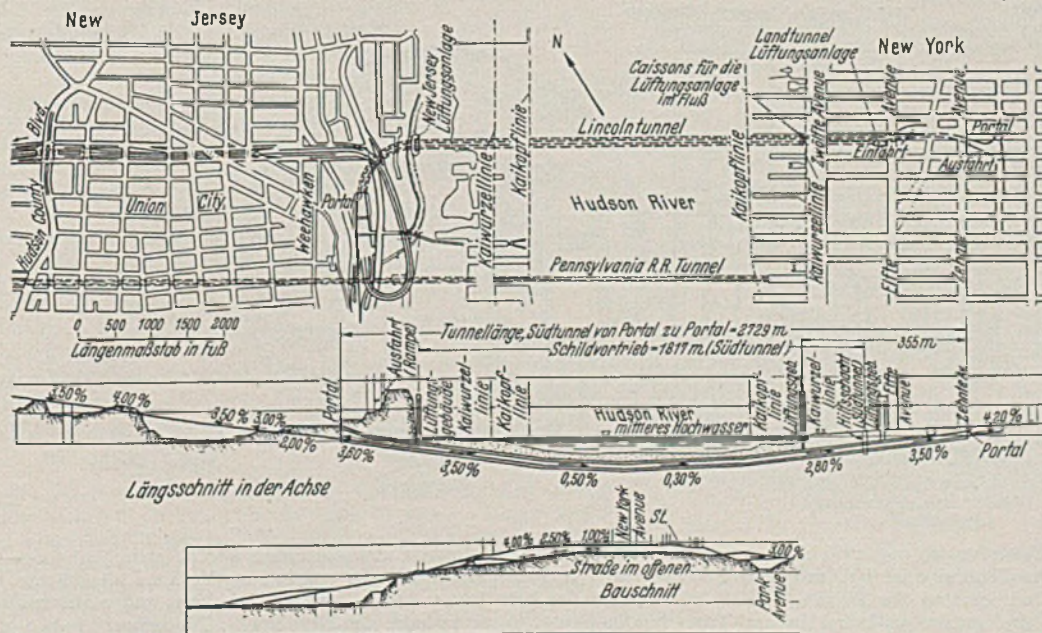


Abb. 1. Lageplan und Längsschnitt des Lincoln-Tunnels.

Tunnel durch einen neuen Autotunnel unter der Stadt mit dem ebenfalls zur Zeit unter dem East River zwischen Long Island City und der 38. Straße in Manhattan im Bau befindlichen Queenstunnel verbunden und damit ein durchgehender unterirdischer Auto-Schnellverkehrsweg von New Jersey bis Long Island mit entsprechenden Zwischenschlüsseln geschaffen werden. Veranlassung zur Planung des Lincoln-Tunnels als Doppeltunnel gaben die im Jahre 1927 aufgestellten Verkehrsuntersuchungen, wonach im Jahr 1937 das Verkehrsbedürfnis die Leistungsfähigkeit des Holland-Tunnels, der George Washington-Brücke und der Hudsonfähren erschöpfen würde. Im Jahre 1948 wird der Verkehr über den Hudson mit voraussichtlich 75 Mill. Fahrzeugen etwa 5 mal größer

Untergrund war die Absenkung schwierig, sie dauerte 5 Monate. Über der Wasserlinie ist der Ventilationsschacht mit Granit verkleidet. Der Südunnel ist zwischen den Portalen 2729 m lang. Hiervon sind 1817 m Schildvortrieb mit gußeiserner Auskleidung, 376 m mit Flußeisenauskleidung und 536 m Eisenkonstruktion in offener Baugrube mit Wiederverfüllung. Die New Yorker Rampe hat 136 m Felstunnel und 220 m offene Baugrube mit Wiederverfüllung einschließlich 41 m Schachtaushub für den landseitigen Ventilationsschacht. Die New Jersey-Rampe hat 240 m Felstunnel und 73 m offene Baugrube mit Wiederverfüllung. Der Schildvortrieb verläuft meist im Hudsonschlamm, an den äußersten Enden teilweise im Fels und teilweise im Schlamm, wodurch der Schildvortrieb sehr

erschwert wurde. Das Gestein mußte vor Kopf des Schildes gebohrt, mit leichter Sprengladung gesprengt und von Hand entfernt werden. Gleichzeitig war an Stellen des Tunnelquerschnittes, wo weicher Boden anfiel, ein Brustverzug erforderlich.

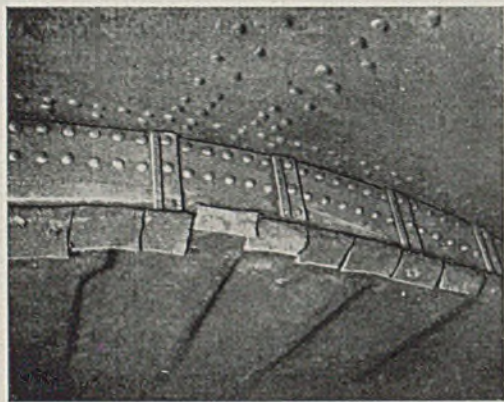
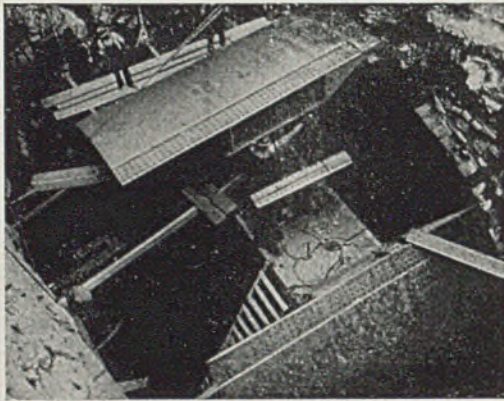


Abb. 2. Schildmontage im New-Jersey-Schacht und Eindringen der Schildschneide in New Yorker Caisson.

kleidet. Ein Ring ist 1,52 m breit und hat 11 Segmente und 1 Schlußstück. Die offenen Baugruben mit Wiederverfüllung haben Eisenkonstruktion mit 1,50 m Stützenabstand, Betondecke und Betonwände. Die Höhe der Blechträger in der Decke ist der Belastung angepaßt. Bei geringer Bauhöhe ist der normalerweise über der Fahrbahn angeordnete Abluftkanal seitlich von der Straße angeordnet. In diesem Falle gelangt die Abluft durch die Gefache der Deckenträger in den Abluftkanal. Der Frischluftkanal liegt auch hier unter der Straße.

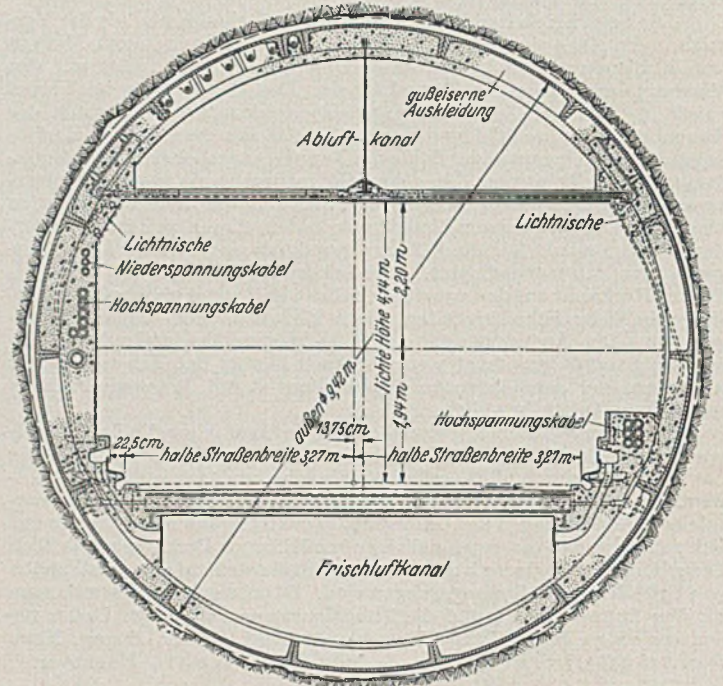


Abb. 3. Tunnelquerschnitt der Schildstrecke.

Ventilationsausrüstung: Beide Tunnel erfordern 55 Lüfter für eine Maximalleistung von 250 000 m³/min Frischluft, davon 24 Frischluftlüfter mit einer Leistung von insgesamt 130 000 m³/min und 28 Abluftlüfter mit einer Leistung von insgesamt 120 000 m³/min. Der statische Luftdruck schwankt zwischen 9,4 und 100 mm Wassersäule, die

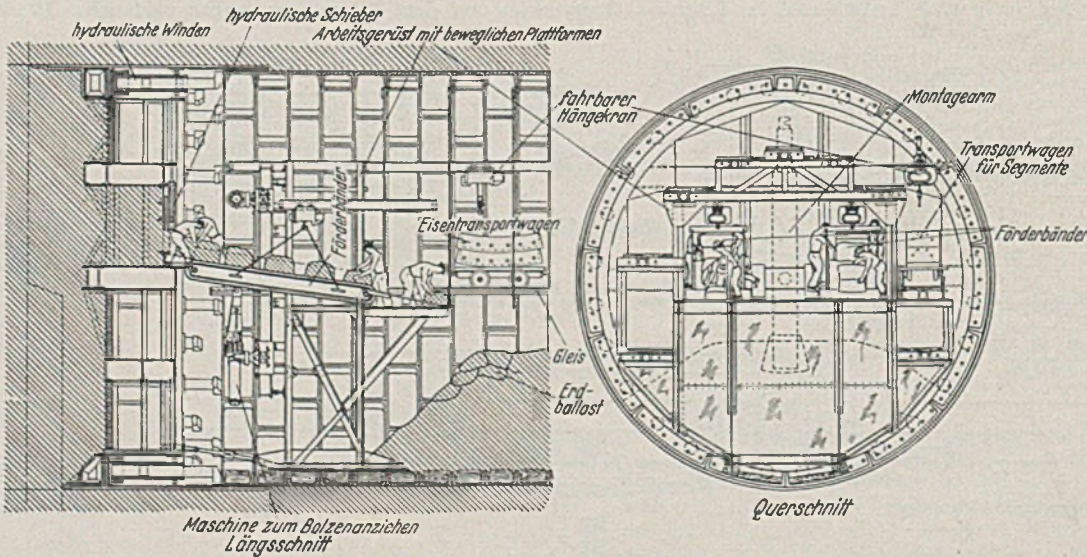


Abb. 4. Der Schild und seine Arbeitsweise.

Der äußere Tunneldurchmesser ist 9,42 m, also 0,457 m mehr als beim Hollandtunnel. Die Straßenbreite ist 6,54 m gegen 6,08 m beim Hollandtunnel. Auch die Querschnitte der Frisch- und Abluftkanäle unter bzw. über der Straße sind größer als beim Holland-Tunnel. Die lichte Höhe über der Fahrbahn ist 4,14 m. Die Wandverkleidung soll aus bunten Glasziegeln, der Straßenbelag aus Klinkern gebildet werden. Die Schildstrecke wird mit Gußeisen ausgekleidet, an hochbeanspruchten Stellen mit Gußstahl. Die Auskleidungsringe sind 0,76 m breit und bestehen aus 14 Segmenten und 1 Schlußstück, die mit 1 3/4 x 8 1/4-zölligen Bolzen verbolzt werden. An Richtungs- und Gefällswechseln sind die Ringe konisch. Die Auskleidung wiegt 21,9 t/Ring = 28,8 t/lfdm Tunnel. Der Gesamtbedarf beider Tunnel ist 4591 Ringe im Gewicht von 102,24 t hiervon 6,04 t Gußstahl. Gesamtbedarf an Bolzen und Muttern 673 000 Stück. Abb. 3 zeigt den Tunnelquerschnitt der Schildstrecke. Die Landtunnel sind aus wirtschaftlichen Gründen mit Flußstahl ausge-

Leistungsfähigkeit der einzelnen Lüfter zwischen 3000—7950 m³/min. In New Jersey gibt es 1 und in New York 2 Luftschächte. Jede Einheit der New Jersey-Anlage erhält 6 Frischluft und 7 Abluftlüfter mit 32 200 bzw. 30 100 m³/min. Im New Yorker Flußschacht haben je 3 Frischluftlüfter eine Leistungsfähigkeit von 23 800 m³/min und je 4 Abluftlüfter eine solche von 21 000 m³/min. Im New Yorker Landschacht werden 6 Frischluftlüfter mit zusammen 17 800 m³/min und 6 Abluftlüfter mit zusammen 18 300 m³/min installiert.

Baiausführung: Die 1540 m lange Schildstrecke von New Jersey bis zum New Yorker Ufer wurde in 7 Monaten vorgetrieben. Die monatliche Höchstleistung (25 Arbeitstage) war 317 m gegen 169 m beim Holland-Tunnel bei gleichen geologischen Verhältnissen. Die durchschnittliche Tagesleistung war 16 Eisenringe = 12,10 lfdm Tunnel, eine Tagesleistung von 18 Ringen = 13,65 lfdm Tunnel wurde öfters erreicht. Die höchste Tagesleistung war 14,40 lfdm Schild-

vortrieb und 13,65 lfdm eiserne Auskleidung in 2,4 Stunden, wobei der nächste Ring beinahe fertig war. Bei 16 Ringen Tagesleistung erfolgte alle $1\frac{1}{2}$ Stunden ein Vorschub des Schildes mit folgendem Zeitaufwand: Einbau und Befestigung des Sohlstücks und Einbau der anderen Ringteile 45 Minuten, Befestigung der andern Ringteile 20 Minuten, Vorbereiten des Schubs 10 Minuten, Vorschub um 76 cm 15 Minuten, zusammen also 90 Minuten für eine Belegschaft von 35 Mann. Beim Holland-Tunnel war die höchste Tagesleistung 7,60 lfdm und beim Pennsylvania-Eisenbahntunnel im Jahre 1906 11,40 lfdm. Die Rekordleistung beim Lincoln-Tunnel beruht auf folgenden Verbesserungen der Bauweise. Durch verstellbare Schieber in der Stirnwand des Schildes ließ man 20—25% des Schlammes beim Vortrieb in den Schild eindringen und transportierte diese Erdmassen über Förderbänder hinter den Schild als Tunnelballast gegen Auftrieb. Dabei teilte man mittels Drahtseilschlingen die Erde in handliche Klumpen. Die übrigen 75—80% der Schlamm-massen wurden mit dem Schild verdrängt, der zu diesem Zweck vorne geschlossen war. Der Schildvortrieb hing daher lediglich vom Fortschritt der eisernen Auskleidung ab. Der Einbau der eisernen Segmente vollzog sich ebenfalls sehr rasch auf Grund weitgehender Mechanisierung der Arbeit. Alle Segmente eines Ringes wurden zu je 2 Stück/Wagen mit einer Schmalspurbahn unter einen längs einer Schiene über die ganze Zuglänge fahrbaren Hängekran gefahren, der Stück für Stück in Greifweite eines Spezialmontagegerätes transportierte. Diese Arbeitsweise hatte gegen früher den Vorteil, daß das Montagegerät nicht mehr zum Entladen der Stücke eingesetzt werden mußte, was mittels einer Kette und mit viel Handtransporten und mehrmaligem Umrangieren des Transportzuges geschehen war. Sehr vorteilhaft erwies sich der Einsatz eines neuartigen hydraulischen Gerätes zum maschinellen Anziehen der Bolzen, die damit ohne Vorspannung sofort voll angezogen werden konnten. Auch ein Arbeitsgerüst mit 9 verschieblichen Arbeitsbühnen trug sehr zur Beschleunigung der Arbeiten bei. Außerdem wurde eine erhebliche Leistungssteigerung durch Begrenzung der Schichtdauer auf 6 Stunden bei Bezahlung von 8 Stunden erzielt, obwohl für den im Tunnel herrschenden Luftdruck von 1,12—1,26 kg/cm² eine 8stündige Schichtdauer erlaubt gewesen wäre. Es wurden 2 Schilde eingesetzt. Der eine ging von einem Hilsschacht in New York aus, der andere vom Ventilationsschacht in New Jersey. Letzterer machte den ganzen Schildvortrieb im Schlamm

und bewältigte in der gleichen Zeit eine $5\frac{1}{2}$ mal größere Strecke als jener. Der äußere Schilddurchmesser ist 9,62 m, die Scheitellänge 5,72 m. Beide Schilde haben hydraulisch verschiebbare Plattformen und je 28 gleichmäßig am Umfang verteilte hydraulische Pressen von 25 cm Durchmesser. Das Schildgewicht ist 210 t zuzüglich 100 t für hydraulische Ausrüstung. Abb. 4 zeigt einen Schild und seine Arbeitsweise. Bei Gefälle oder Steigung wurde der Schild steiler bzw. flacher geführt als der theoretischen Neigung entsprach, um dem Ausweichen nach oben entgegenzuarbeiten. Beim Zusammentreffen war die horizontale Abweichung 19 mm und die vertikale Abweichung 6 mm.

Die Entfernung des Ballastschlammes im Tunnel geschah nach Abblasen der Druckluft mit einem elektrischen Raupenbagger von 0,75 m³ und Schmal-spurzüge. Die Gefache der Tunnelauskleidung wurden von Hand gesäubert und mit Druckwasser ausgespült. Der Pumpensumpf im Tiefpunkt wurde im Tunnel aus Stahlguß montiert mit geschlossener Sohle. Alsdann wurde er durch vorbereitete Öffnungen in der Tunnelsohle mittels hydraulischer Pressen in einem Arbeitsgang nach unten gedrückt. [Nach Engng. News. Rec. 118 (1937) S. 901 u. 955.

Dr.-Ing. H. H. K r e b b, Memmingen.

Asphaltmatratzen als Uferschutz am Mississippi.

Vor einiger Zeit wurde im Bauingenieur¹ kurz über die Verwendung von Asphaltmatratzen als Böschungsdeckung berichtet. Heute sollen auf Grund eines ausführlichen Originalberichtes noch einige weitere Einzelheiten bekannt gemacht und auf die riesigen Ausmaße hingewiesen werden, die diese neue Art, die Böschungen gegen den Wasserangriff zu sichern, inzwischen angenommen hat.

Das Gebiet, in welchem so gearbeitet wird, ist das Alluvialtal des Mississippi, das sich von Cape Girardeau bis Baton Rouge, dem Beginn des Deltas, hinzieht. Hier findet sich an den Ufern bis 22,5 m hoch Löß, der vermutlich aus den Ablagerungen des Flusses stammt, die bei N.W. vom Wind hochgetrieben sind. Noch heute sind die Materialtransporte des Flusses bedeutend, und die dauernde Verlagerung der Stromlinie ist für die Schifffahrt höchst störend. Vor allem im Bereich der Siedlungen und Städte muß der Flußlauf zur Ruhe gebracht werden, indem die Verlagerung seiner Ufer verhindert wird. Jahrzehntlang geschah dies ohne große Richtlinien, obwohl schon 1879 eine „Mississippi-Fluß-Commission“

eingesetzt worden war, der aber die ständige Beobachtung des Flusses mittels systematisch angeordneter Kontrollpunkte nicht gelungen ist. Nach der katastrophalen Flut von 1927 wurde nun eine „Fluß-Akte“ genehmigt und die Regulierung begonnen. Seit 1928 ist mehr als das zofache an Erdmassen bewegt als beim Bau des Panama-Kanals bewegt worden sind, nämlich 465 000 000 m³. Auf 596 km Flußlauf sind 12 Flußschlingen durchstochen und der Strom um 160 km verkürzt. Solche Eingriffe in das Gleichgewicht bringen naturgemäß auf lange Zeit Störungen in die Geschiebeverhältnisse, um so mehr, als man für die Durchstiche wie üblich nur Führungsgräben mit geringen Querschnitten aushub und es dem Fluß überließ, sich selbst ein Bett zu wühlen.

Der Sicherung der Böschungen, soweit sie im Angriff lagen, dienten ab 1899 Weidengeflecht-Matratzen, die gegen 1914 durch Betonmatratzen abgelöst wurden. Heute hat man ganz neue Wege beschritten — und eigentlich nur uralte wieder aufgefunden. 1300 v. Chr. soll der damalige Assyrerkönig schon Bitumen zum Uferschutz verwendet haben, was glaubhaft erscheint, wenn man bedenkt, daß damals wie heute im Zweistromland Flußkähne aus Weidengeflecht durch Erdpechtauftrag zu schwimmfähigen Schiffsgefaßen gemacht wurden.

Eine neuzeitliche Asphaltverwendung geschieht auf Grund vorbereitender Versuche 1933, die so glücklich ausfielen, daß heute schon an 11 verschiedenen Stellen über 710 000 m² mit den neugeschaffenen *Asphaltmatratzen* belegt sind. Die Matratzen sind bei Wassergeschwindigkeiten bis zu 2,10 m/sec und bis zu Tiefen von 48 m bei Matratzenlängen bis zu 180 m von der Strandlinie ausgeführt. Man erwartet, den Ansprüchen an eine höchstwertige Ausführung gerecht geworden zu sein, nämlich den Forderungen: Elastizität, Dichtigkeit, Widerstandsfähigkeit, niedrige Gesteungskosten, niedrige Unterhaltungskosten.

Der Weg war nicht einfach, und nicht ganz neidlos kann man von dem großen Arbeitsgebiet lesen, das Konstrukteuren, Chemikern und Ingenieuren damit gegeben ist. Das ganze Flußbett wurde auf geeignete Zuschlagstoffe untersucht, nachdem die optimale Korngröße des Zuschlagstoffes durch Laboratoriumsversuche gewonnen war. Ferner war die Bewehrung der Matte, die erhebliche Beanspruchung auszuhalten hat, wenn sie von rd. 600 m² Auflagerfläche abgezogen wird oder, wenn bei großen Wassertiefen der Strom auf dem fertig herabhängenden Matratzenteil steht, Gegenstand längerer Untersuchungen, und schließlich



Abb. 1. Grundriß des Fertigerschiffes.

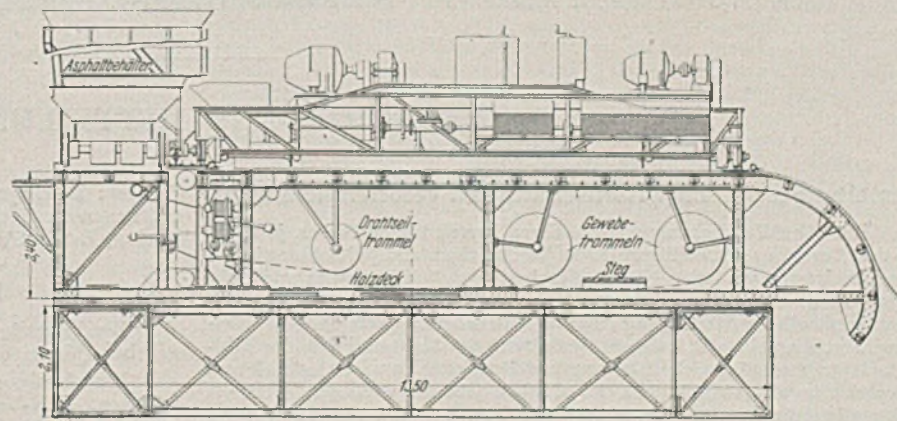


Abb. 2. Querschnitt des Fertigerschiffes.

wurde mit großem Aufgebot der geeigneten Asphaltmastix in hinreichender Menge und Billigkeit geschaffen.

Schließlich dürfte das Gerät für Herstellung und Verlegung der Matten eine der bemerkenswertesten Konstruktionen eines Baugerätes der letzten Jahrzehnte darstellen und das Studium der beigegebenen Abb. 1 und 2 sich lohnen. Der Fertigstellungsvorgang geschieht auf dem Oberdeck, das von zwei Arbeitsbrücken bestrichen wird. Die Bewehrung, die aus Matten und eingebundenen 7adrigen Stahlseilen besteht, ist in voller Länge der Matte (bis 180 m) unter Deck auf Trommeln aufgerollt. Die einheitliche Bewehrung, die nun aus dem Zwischendeckraum kommt, läßt für die Verbindung jeder Deckstütze mit dem Schiffsgefaß nur eine Stärke von 8 mm zu, mit der man auskommen muß. Deshalb gehen auch jeweils nur die Knotenbleche der Stützen durch, und die Profile enden auf einer Stahlgußwanne, die die Führung für die durchlaufenden Matten bildet. Auf einer ebensolchen Wanne ruht die

¹ Bauing. 17 (1936) S. 506.

bordseitige Schiene der Fertiger, unter der die fertige Matte weggleiten muß, wenn sie durch Schiffsbewegung zum Ablauf gebracht wird. Diese Methode der Versenkung erfordert wiederum eine außerordentlich sichere Führung des Fabrikations Schiffes, und es wird unter Beachtung der hohen Wassergeschwindigkeiten verständlich, daß ein solch riesiger Aufwand

an Schiffsgefäßen und Drahtseiltrossen notwendig wurde, wie ihn Abb. 3 zeigt.

Für die Anfangskante ist eine Metallhülse geschaffen, in die sowohl die Strahldrahtseile der Matratze — die übrigens aus gleichem Material sind wie die Trossen der Hängebrücken — wie auch die Halteseile für die Befestigung an Land eingeleitet sind. Diese Verspannung ist für die Dichtigkeit außerordentlich wichtig, weil Ungleichheiten sehr bald zu Zerrungen in der Matte führen würden und dadurch leicht Undichtigkeiten entstehen könnten. Die gleiche Kante wird am Mattenende angebracht.

Die Herstellung der Matten erfolgt von der Mitte des Schiffes aus, wobei ein Fertiger etwas früher beginnt, um den Anschluß für den zweiten freizugeben. Die Arbeitsgeschwindigkeit der Fertiger ist normal 3 m in der Minute, sie kann durch Seilrollen natürlich verringert werden. Die Fertiger scheinen ähnlich ausgerüstet zu sein wie unsere Straßenbaufertiger, denn es ist von einer Stampfschiene und einer Glatterschiene die Rede. Die Asphaltmischung wird mit 200° C aufgebracht und nach der Herstellung durch Beregnung von oben und Kühlung des Decks von unten abgekühlt. Damit das Abziehen der Matratze nicht allzu schwer wird, wird das Deck erstmalig mit Graphit eingestreut, später nimmt man Glimmer dazu.

Daß bei diesem Aufwand eine genaue Kontrolle organisiert ist, um die Wirksamkeit, die Erhaltung und die Lage der einzelnen beim Verlegen genau eingemessenen Matten zu beobachten, bedarf kaum einer Erwähnung. Auch hierzu sind neue Verfahren und neue Peilgeräte ausgebildet. [Nach Engng. 143 (1937) S. 249, 277 und 340.]

Dipl.-Ing. Ernst Bachus, Hannover.

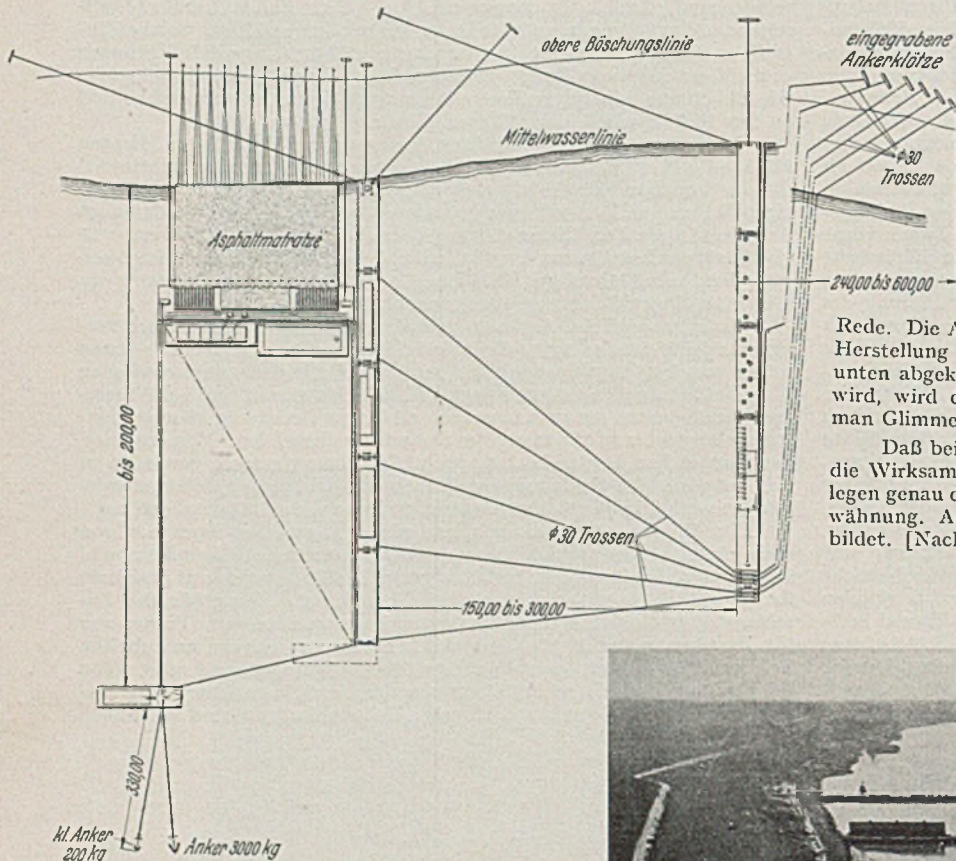


Abb. 3. Anordnung der Baustelle für die Herstellung und Verlegung der Asphaltmatratzen im Strom.

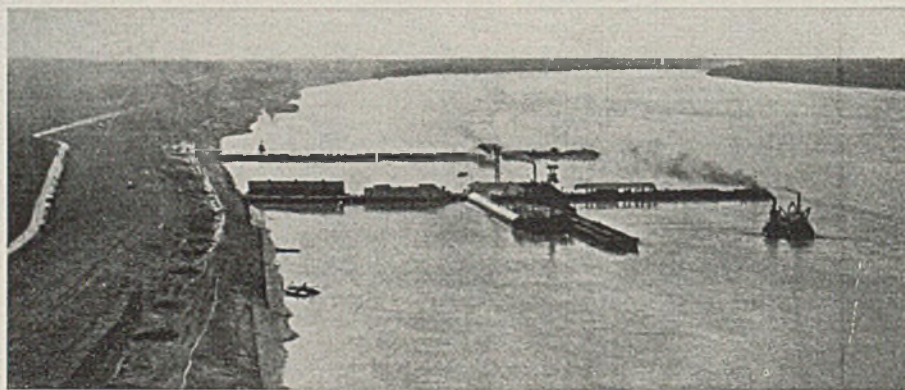


Abb. 4. Aufnahme einer Arbeitsstelle.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Gestaltung technisch-wissenschaftlicher Veröffentlichungen.

Eine Veröffentlichung erreicht ihren Zweck um so besser, je mehr sie den Leser anreizt, sich mit ihr zu beschäftigen und je leichter sie ihn den Inhalt erfassen läßt. Kürze, Klarheit, gute äußere Form und richtiger Aufbau sparen ihm Zeit und Mühe und bereiten ihm Genuß. Andererseits soll der Werdegang einer Veröffentlichung von der Vorbereitung, Niederschrift und äußeren Gestaltung des Manuskriptes, der Bildunterlagen usw. über Schriftleitung und Druckerei so wirtschaftlich und zweckmäßig wie möglich sein. Zu alledem gibt die vorliegende Schrift wertvolle Anregungen.

Aus dem Inhalt seien einige Stichworte genannt: Inhaltliche Gestaltung, Gliederung, Register, Schrifttum, Stil, Tafeln, Bilder, Zeichnungen, äußere Form der Handschrift, Schreibweise, Zitate, Verkehr zwischen Verfasser und Schriftleitung, Korrekturen, Annahmebedingungen, Zuschriften. Im Anhang sind die für Verfasser besonders wichtigen Normen über Einheiten, Formelgrößen, Schriften, Zeichnungen und Schrifttumfragen zusammengestellt. Schließlich sind einige Normblätter auszugsweise wiedergegeben, das Korrekturzeichenblatt ist vollständig abgedruckt. Jeder Verfasser eines Aufsatzes oder Buches sollte sich dieses Heftchen nicht nur durchlesen, sondern für den täglichen Gebrauch zu seinen Handbüchern nehmen.

Die Schrift, vom Deutschen Normenausschuß herausgegeben, ist durch den Beuth-Verlag, Berlin zu beziehen (16 S. DIN A5, Preis RM 0,40).

Kabelschutzhauben.

Neue deutsche Norm: DIN 279 Lieferbedingungen und Prüfverfahren für Kabelschutzhauben aus Ton für Schwachstromkabel

(Träger: Reichspostzentramt, Deutscher Verband für die Materialprüfungen der Technik, Fachgruppe Ziegelindustrie). (Vertrieb: Beuth-Verlag, Berlin SW 19.)

Neue Normen für Dachziegel.

Der Deutsche Normenausschuß hat folgende Normen neu herausgegeben (Vertrieb Beuth-Verlag, Berlin SW 19):

Dachziegel. DIN-Vornorm 456: Dachziegel, Begriff, Eigenschaften. DIN-Vornorm DVM 2250: Dachziegel, Prüfverfahren (DVM = Deutscher Verband für die Materialprüfungen der Technik).

Abwasserfachgruppe der DGfB.

Die Abwasserfachgruppe der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen Berlin W 35, Viktoriast. 27 wird gemeinsam mit der Fachgruppe für Wasserchemie des Vereins Deutscher Chemiker und der Dienststelle für Grund- und Abwasserfragen des Reichsnährstandes am Montag, dem 13. Dezember 1937, 20 Uhr im Rüttenhause, Berlin NW, Bachstraße 9 einen Sprechabend veranstalten. Gegenstand der Aussprache ist „Die Verwertung der gewerblichen Abwässer im Rahmen des Vierjahresplanes“. Der Sprechabend soll durch folgende Kurzvorträge eingeleitet werden: Erfahrungen in Ostpreußen und in Sachsen mit Abwässern aus Zellulosefabriken (Oberstudiendirektor Dr.-Ing. Stüwe, Glauchau, Prof. a. d. Techn. Hochschule Dresden); die Abwässer der Zucker-, Kartoffelstärke- und Kartoffelflockenfabriken sowie der Brennereien, Brauereien und Molkereien (berat. Ingenieur M. Greve Meyer, Berlin); die Abwässer des rheinisch-westfälischen Industriegebietes (Baudirektor, Marinebaurat a. D. Dr.-Ing. Prüß, Geschäftsführer des Ruhr-

verbandes, Essen); Verbesserungen und Ersparnisse bei der Reinigung von Papierfabrik-Abwässern (Prof. Dr. Haupt, Bautzen). Anmeldungen bei der obengenannten Geschäftsstelle bis 6. Dezember 1937.

Berichtigung

zu „Hundertjahrfeier des Schweizerischen Ingenieur- und Architektenvereines“ Bauing. 18 (1937) S. 621.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Jahrbuch der Hafentechnischen Gesellschaft. Band XV: 1936. Mit 207 Abb., 1 Tafel und 1 Porträt. Berlin: Julius Springer 1937. VII u. 180 S. 4°. Preis geb. RM 25,—.

Das neue Jahrbuch setzt die Reihe seiner Vorgänger in der nach Inhalt und Ausstattung bewährten Form fort. Es bringt zunächst die Vorträge, die auf einem Vortragsabend im Februar 1936 in Berlin und auf der 14. Hauptversammlung der Gesellschaft am 20. Mai 1936 in Düsseldorf gehalten wurden. Die beiden ersten Vorträge von Stadtbaurat Dr. Kölzow und dem Vorstand des W.B.A. Berlin, Regierungsbaurat Wilhelm, behandeln „Die technische und wirtschaftliche Entwicklung der Berliner Häfen“ bzw. „Die Berliner Wasserstraßen als Zubringer der Berliner Häfen“ und schildern die Bedeutung der Reichshauptstadt als Binnenhafen, die nach Fertigstellung des Mittellandkanals noch weit größer werden wird als heute.

Die Vorträge der Hauptversammlung führen dem Tagungsort entsprechend in das Gebiet der westdeutschen Binnenhäfen. Hafendirektor Etterich sprach über den „Düsseldorfer Hafen und seine Entwicklung“, Hafendirektor Hoffbauer, Duisburg, über „Die wirtschaftliche und technische Entwicklung der westdeutschen Häfen in den letzten Jahren“. Vorträge über allgemeine Fragen: Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. Ostendorf „Grundlagen für den Bau von Industrie- und Werfthäfen an Binnenwasserstraßen“ und von dem Direktor der Hafenbetriebsgesellschaft Wanne-Herne, Regierungsbaurat a. D. Wehrspan, schließen die Tagung ab.

Die dann folgenden Beiträge behandeln zunächst mit Aufsätzen von Wasserstraßendirektor Schätzler, Hamburg, und Mitarbeitern über „Die Fürsorge des Reiches für die Schiffbarkeit der Unterelbe“ und von Oberbaurat Grübeler, Hamburg, über „Die Fürsorge des Deutschen Reiches für die Betonung und Befahrung der Unterelbe seit dem 1. März 1921“ Fragen des Baues von Seewasserstraßen. Sie schildern insbesondere die Regulierungsarbeiten an der Ostebank und am Pagensand, Stromstrecken, deren Tiefen dem Ziel des Ausbaues der Unterelbe, Stromsohle 10 m unter M.N.W., zur Zeit des Überganges der Wasserstraßen auf das Reich noch nicht entsprachen, und die seit dieser Zeit getroffenen Maßnahmen für die Sicherung der Schifffahrt von der See bis Hamburg.

Der Direktor der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin, Professor Seifert, erläutert sodann an dem Beispiel des belgischen Flusses Durme die Voraussetzungen, die Durchführung und die Ergebnisse von Modellversuchen für Tidellüsse. Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Natur zeigt, mit welcher großer Zuverlässigkeit das Wasserbauversuchswesen bei sorgfältiger Anlage und kritischer Durchführung der Versuche Ergebnisse auch in Fällen erzielen kann, die sich der rechnerischen Behandlung entziehen. In den übrigen Beiträgen sind ausländische Häfen behandelt. Sie bieten einen wertvollen Überblick über die Fortschritte der Hafentechnik des Auslandes in den letzten Jahren.

Drei Einzelaufsätze des Abschnittes „Neue Hafengebauten in den Vereinigten Staaten von Nordamerika“ über die für die großen europäischen Fahrgastschiffe bestimmten neuen Piers am Hudson in New York, den am gleichen Strom gelegenen Hafen Albany und eine neue Kaianlage am Ontario-See stammen aus der Feder des bekannten Hafenaufbauachmannes Dr. R. S. MacElwee, der erste in Zusammenarbeit mit Joseph Halpern. Im vierten berichtet der Hafendirektor B. C. Allin über den 1933 eröffneten, an der Bucht von San Franzisko gelegenen Hafen Stockton.

Dr.-Ing Speth beschreibt sodann den Bau der in den Jahren 1932 bis 1934 ausgeführten und noch vor der Vollendung durch eine Sturmflut zerstörten Wellenbrecher des portugiesischen Hafens von Leixões. Zu günstige Annahmen über Wellenlänge und Wellenhöhe, auf die die Baufirma auf Grund von Beobachtungen während der Bauzeit aufmerksam gemacht hatte, werden als Ursache der Zerstörung nachgewiesen. In einer Gemeinschaftsarbeit des Chefingenieurs des Hafens, F. E. Wentworth Shields, Dr.-Ing. B. Kressner und Dr.-Ing. E. Förster, Hamburg, werden „Die Hafenanlagen in Southampton und ihre Erweiterung“ mit zahlreichen Einzelheiten geschildert. Nach einer Beschreibung der Twenthe-Kanäle und ihrer Bauten von Ir. A. Eggink schließt ein Aufsatz des Hafendirektors Y. Kjelstrup über den „Osloer Hafen in seiner geschichtlichen, wirtschaftlichen und technischen Entwicklung“ das wertvolle Buch ab.

Ein näheres Eingehen auf die einzelnen Arbeiten verbietet der zur Verfügung stehende Raum. Ihre Aufzählung allein zeugt aber von der Vielseitigkeit und dem Wert des Gebotenen. Auch der 15. Band des Jahrbuches der Hafentechnischen Gesellschaft gehört zum unentbehrlichen Rüstzeug aller an Hafenaufgaben interessierten deutschen Ingenieure.

B. Körner, Hannover.

In diesem Bericht ist auf Seite 624, rechte Spalte, Zeile 8 von oben, leider ein sinnstörender Fehler stehengeblieben. Gemeint ist natürlich die auf Initiative von Oscar von Miller durchgeführte Kraftübertragung mit Drehstrom von Lauffen am Neckar nach der elektrotechnischen Ausstellung in Frankfurt am Main.

Schleicher.

Schroeder, G.: Landwirtschaftlicher Wasserbau. Hand-Bibliothek für Bauingenieure III, Teil, 7. Band. Mit 261 Abb. Berlin: Julius Springer 1937. 397 S. 4°. Preis geb. RM 36,—.

Das vorliegende Werk aus der „Handbibliothek für Bauingenieure“ (herausgegeben von Robert Otzen) stellt nicht etwa eine einfache Neuaufgabe des im Jahre 1921 erschienenen Buches von Krüger aus der gleichen Sammlung dar, sondern vielmehr eine völlige Neubearbeitung. Der wichtige Abschnitt über Boden- und Pflanzenkunde, die eine unentbehrliche Hilfswissenschaft für den landwirtschaftlichen Wasserbau ist, ist neu hinzugekommen. Im Abschnitt „Gewässer- und Wetterkunde“ sind die hydraulischen Abflußformeln nach dem neuesten Stande zusammengestellt worden. Bei der Besprechung der „Bodenbewässerung“ ist auch der heute so wichtigen Verwertung städtischer Abwässer in der Landwirtschaft ein breiter Raum gewidmet. Ein neuer Abschnitt über Landgewinnung führt kurz in das Wesen der Landgewinnung gestaltenden Kräfte ein und bringt die wichtigsten fachlichen Maßnahmen auf diesem Sondergebiet des landwirtschaftlichen Wasserbaues. Selbstverständlich sind neben den hier besonders hervorgehobenen Abschnitten auch die Entwässerung durch Wasserläufe und Dränungen, die Regelung der Flußläufe, der Schöpfwerksbau und die Moorerschließung eingehend behandelt.

Das vorliegende Buch ist außerordentlich zeitgemäß, — nimmt doch der landwirtschaftliche Wasserbau heute im Zeichen der Erzeugungsschlacht und des zweiten Vierjahresplanes in seiner Bedeutung für das deutsche Volk eine Sonderstellung ein. Der „Landwirtschaftliche Wasserbau“ von Schröder ist für jeden Wasserbauingenieur beim Studium und in der Praxis ein unentbehrlicher Ratgeber.

Kehr, Hannover.
Hentze, Joh.: Wasserbau. 5. neubearb. Aufl. Mit 406 Abb. Berlin-Leipzig: B. G. Teubner (1937) VI/244 S. Gr. 8°. Preis gebund. RM 9,60

Das in der Reihe: Teubners Bau-Bücher in 5. Auflage neubearbeitet erschienene Buch stellt sich die Aufgabe, den Leser auf knappstem Raum in das große Gebiet des gesamten Wasserbaues einzuführen und dabei, ohne ein Lehrbuch sein zu wollen, doch alle Grundlagen, die zum Verständnis erforderlich sind, zu bringen.

Dieser schwierige Versuch ist gelungen, wenn die Fülle des zu verarbeitenden Stoffes eine Vertiefung bei Fragestellung und Lösung naturgemäß auch ausschließt. Leider haben einige Abschnitte bei der notwendigen Beschränkung der Darstellung aber zu kurz behandelt werden müssen und lassen wichtige Gesichtspunkte der Planung und Ausführung vermissen, die für die zu gebende Gesamtübersicht nicht gut entbehrt werden können. Das gilt besonders für die Unterabschnitte „Vorbereiten“, „Die Aufgaben der Regelung“ und „Staumauern“ des Kapitels „Die Flußregelung“ und für die Hauptteile „Wasserkraftanlagen“, „Seehäfen“ und „Der Wasserbau in der Landeskultur“. Besonders fühlbar wird das Streben nach knappster Darstellung dann, wenn diese sich auf die Wiedergabe älterer, inzwischen als falsch erkannter Ableitungen wassertechnischer Berechnungen, zum Beispiel beim Grundwehr, beschränkt oder den Einfluß maßgebender Rechnungsglieder, zum Beispiel den Ausspielungsunterschied bei Sparbeckenschleusen, außer acht läßt. In anderen Abschnitten — „Feste Wehre“, „Bewegliche Wehre“ u. a. — hat dagegen der in der Einleitung ausgesprochene Gedanke, daß „das Alte keineswegs immer veraltet ist“, offenbar dazu geführt, Beschreibungen und Abbildungen in der neuen Auflage zu belassen, die für die Entwicklung dieser Bauten zwar wertvoll, im Rahmen einer kurzen Schilderung des heutigen Standes der Technik aber entbehrlich sind.

Wird so auch kein ganz einheitliches Bild geboten, so bleiben die klare Gliederung und die leicht verständliche Darstellung des Stoffes, die guten Abbildungen und der billige Preis des Buches doch so große Vorzüge, daß es all denen warm empfohlen werden kann, die sich einen schnellen Überblick über das Gesamtgebiet des Wasserbaues verschaffen wollen.

B. Körner, Hannover.

Ehrmann, W. und Seeger, R.: Neuere Untersuchungen über die Scherfestigkeit, Druckfestigkeit und Schlagfestigkeit von Kiefern- und Fichtenholz. Heft 4 der Forschungsberichte Holz, herausgegeben vom Fachausschuß für Holzfragen. Mit 80 Abb. Berlin: VDI-Verlag (1937) 91 S. Preis geh. RM 2,—.

Die vorliegenden Untersuchungen — zwei Dissertationen — stellen eine Überprüfung und Erweiterung des bisher vorliegenden Zahlenmaterials dar, ohne daß die dabei gewonnenen Erkenntnisse im wesentlichen über das bereits von älteren Forschern (z. B. Lang, Graf oder neuerdings Staudacher) Gefundene hinausgehen. — Erwähnt sei die Untersuchung der Beziehungen zwischen Standort und Festigkeit. Ein besonderer Einfluß des Standortes auf die Festigkeit konnte (bei sonst gleichen Holzeigenschaften) dabei nicht festgestellt werden.

H. Simons, Hannover.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 42 vom 21. Oktober 1937 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 a, Gr. 14. P 73 323. Franz Paulus, Aachen. Eisenbahnschienenstoß mit Klammerlaschen. 6. VI. 36.
- Kl. 19 f, Gr. 1. B 174 667. Curt Brandt, Halle a. S. Verfahren zum Einpumpen von Beton und ähnlichen Massen in schwer zugängliche Hohlräume. 29. VI. 36.
- Kl. 37 b, Gr. 2/02. W 93 444. Warnecke & Böhm Akt.-Ges., Berlin-Weißensee. Bauplatte aus Metall mit einer Auflage aus isolierenden Stoffen; Zus. z. Pat. 479 382. 15. I. 34.
- Kl. 37 b, Gr. 5/01. T 45 148. Olave Trygve Theodorsen, Oslo; Vertr.: Dr.-Ing. R. Meldau, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Zahnblech zur Verbindung aufeinanderliegender Hölzer. 30. III. 35.
- Kl. 37 b, Gr. 5/04. H 138 006. William Wilson Hamill, Four Oaks, Warwickshire, England; Vertr.: Dr. O. Kron, Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf. Mauerdübel aus einer rohrförmigen Gummihülse und einem die Gummihülse an die Wandung der Mauerhülse pressenden Befestigungsmittel. 7. XI. 33. Großbritannien 8. XI. 32 u. 20. VI. 33.
- Kl. 37 e, Gr. 8/02. D 71 555. John Duff, Glasgow, Schottland; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Bueren, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Klemmscheibe für Gerüstrohre. 25. XI. 35. Großbritannien 10. XII. 34.
- Kl. 84 a, Gr. 1. A 71 847. Allgemeine Baugesellschaft Lenz & Co., Berlin-Wilmersdorf. Schwimmergerät mit einem Schlagwerkzeug zur Felszertrümmerung. 18. XI. 33.
- Kl. 84 b, Gr. 2. D 68 507. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Antrieb mit auf Zug beanspruchter Spindel und Mutter, insbesondere für Schiffshebewerke. 28. VII. 34.
- Kl. 84 c, Gr. 4. N 38 681. August Niederstrasser, Berlin. Rammhammer, Pfahlzieher od. dgl. mit Brennstoffzufuhr aus einem unter Druck stehenden Brennstoffbehälter. 3. X. 35.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 43 vom 28. Oktober 1937 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 a, Gr. 6. H 141 875. August Hahmann, Hannover, u. Friedrich Rode, Kassel. Im Gußverfahren hergestellter Schienenstuhl zur Befestigung von Fahrschienen auf Beton oder Mauerwerk; Zus. z. Pat. 568 406. 17. XI. 34.
- Kl. 19 c, Gr. 11/20. R 93 298. Friedrich Renken, Berlin-Pankow. Verfahren und Vorrichtung zum Verlegen von Gußasphalt und ähnlichen zähflüssigen bituminösen Straßenbaumassen. 10. V. 35.
- Kl. 19 d, Gr. 3. F 79 832. Dr.-Ing. Bernhard Fritz, Karlsruhe-Rüppurr. Querträgerausbildung zur Vermeidung von zusätzlichen Spannungen in den Fahrbahnrosten von stählernen Fachwerkbalkenbrücken und Bogenträgerbrücken mit Zugband. 17. VIII. 35.
- Kl. 37 b, Gr. 3/01. M 129 759. Paul Meltzer, Darmstadt. Knotenpunktverbindung für Fachwerke aus Rundstäben. 15. I. 35.
- Kl. 37 e, Gr. 8/01. T 46 678. Heinrich Tepe & Söhne, Iburg, Hann. Verfahren zur Herstellung einer Bindung zwischen einem Standbaum und einem Querbaum eines Gerüsts. 31. III. 36.
- Kl. 37 e, Gr. 8/01. T 47 006. Heinrich Tepe & Söhne, Iburg, Hann. Vorrichtung zum Festklammern von Verlängerungshölzern an Standbäumen. 5. VI. 36.
- Kl. 37 e, Gr. 8/01. T 47 897. Erfinder: Heinrich Tepe sen., Iburg, Hann. Anmelder: Heinrich Tepe & Söhne, Iburg, Hann. Gerüstbinder. 11. XII. 36.
- Kl. 37 e, Gr. 8/01. T 47 618. Erfinder: Heinrich Tepe sen., Iburg, Hann. Anmelder: Heinrich Tepe & Söhne, Iburg, Hann. Vorrichtung zur Herstellung einer Bindung zwischen Stand- und Querbaum eines Gerüsts; Zus. z. Anm. T 46 678. 17. X. 36.
- Kl. 37 e, Gr. 13/04. T 48 805. Heinrich Tepe & Söhne, Iburg, Hann. Bandspannvorrichtung zum Zusammenhalten von Schalwänden. 17. IX. 36.
- Kl. 37 e, Gr. 13/04. Heinrich Tepe & Söhne, Iburg, Hann. Bandspannvorrichtung zum Zusammenhalten von Schalwänden; Zus. z. Anm. T 47 490. 26. VI. 37.
- Kl. 37 f, Gr. 8. H 143 058. Hein. Lehmann & Co. G. m. b. H., Berlin-Tempelhof. Faktor aus mehreren, paarweise zusammengefaßten Tortafeln. 13. III. 35.
- Kl. 80 a, Gr. 7/45. V 33 101. Joseph Vögele A.-G. u. Hans Held, Mannheim. Verfahren und Vorrichtung zum ununterbrochenen, vom Feuchtigkeitsgehalt unabhängigen Abmessen von Stoffen. 7. IX. 36.
- Kl. 84 c, Gr. 2. F 20 482. Frankipfahl-Baugesellschaft m. b. H., Düsseldorf. Widerlager für das hydraulische Einpressen von Gründungspfählen. 30. XII. 35.

- Kl. 84 c, Gr. 3. L 91 039. Dr.-Ing. Kurt Lenk, Frankfurt a. M. Verfahren zur Herstellung und Ausrüstung von Druckluftsenkkästen im Gelände. 27. VIII. 36.
- Kl. 84 d, Gr. 1/03. A 75 141. Mitteldeutsche Stahlwerke A.-G., Riesa. Verbundbagger. 26. I. 35.
- Kl. 84 d, Gr. 1/03. L 88 884. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Schaufelradbagger mit einem heb- und senkbaren und das Schaufelrad tragenden Förderbandausleger. 28. IX. 35.
- Kl. 84 d, Gr. 1/03. L 89 153. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Schaufelradbagger mit in- und ausschließbarem Schaufelradausleger. 8. XI. 35.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 84 950. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Dreipunktförmig abgestütztes, mehrachsiges und kurvenbewegliches Zweischienenfahrgestell für Bagger, Absetzer und ähnliche schwere Geräte. 11. XII. 33.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 89 200. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Eimerkettenbagger zum wahlweisen Ausheben von Gräben und zum Abbagern von Böschungen in parallelen Schnitten. 15. XI. 35.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 131 659. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Beschleunigungsfreier und überlastungssicherer Antrieb für mehreckige Umlenkrollen von Baggern, Absetzern o. dgl. 22. VII. 35.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 125 615. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Hydraulisch abgestützter Bagger, Absetzer o. dgl. 22. XI. 33.
- Kl. 84 d, Gr. 4. L 86 499. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Schneidkopf für Saugbagger. 31. VIII. 34.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 44 vom 4. November 1937 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 a, Gr. 11. H 144 407. Hüser & Weber, Sprockhövel i. W.-Niederstüter. Schienenbefestigung mittels auf einer Unterlegplatte befestigten Klemmplatten. 23. VII. 35.
- Kl. 19 a, Gr. 28/52. G 93 692. Gewerkschaft Michel, Halle a. S. Brückengleisrückmaschine; Zus. z. Pat. 647 139. 8. IX. 36.
- Kl. 19 c, Gr. 11/50. Dr. Roman von Nitzsch, Berlin-Charlottenburg. Vorrichtung zum Heben von vorübergehend eingesetzten Fugenleisten in Betonstraßendecken. 2. I. 36.
- Kl. 19 d, Gr. 5. M 128 138. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. Nürnberg. Antrieb für Hubbrücken, Schiffshebewerke und ähnliche Aufzüge für schwere Lasten. 21. VII. 34.
- Kl. 37 b, Gr. 3/02. K 138 243. Gerhard Kerff, Duisburg. Knotenpunkt-ausbildung für geschweißte Tragwerke; Zus. z. Pat. 641 647. 13. VI. 35.
- Kl. 37 e, Gr. 1. B 163 193. Dr. Otto Bretting, Berlin-Charlottenburg. Mastgerüst mit zwangsläufig gesteuerter Seitenbewegung. 17. XI. 33.
- Kl. 37 e, Gr. 2. K 142 010. Josef Kaufung u. Heinrich Kaufung, Berlin. Leitergerüst. 28. IV. 36.
- Kl. 80 a, Gr. 7/35. E 46 406. Gebrüder Eirich Elektrizitätswerk, Hardheim, Baden. Vorrichtung zum Bereiten mit einer Vielzahl von Luftbläschen gleichmäßig durchsetzter Mörtelmischungen o. dgl. 21. XII. 34.
- Kl. 80 a, Gr. 51. R 91 707. Bohuslav Ruml, Prag; Vertr.: Dipl.-Ing. M. Morin, Pat.-Anw., Berlin W 57. Verfahren und Vorrichtung zum Verstärken von Gegenständen aus Beton und ähnlichen Stoffen. 18. X. 34. Belgien 11. X. 34.
- Kl. 80 b, Gr. 1/14. Sch 112 567. Erfinder: Erich Schrader, Berlin-Tempelhof. Anmelder: Duromit-Beton-Gesellschaft Westphal, Sachse & Co., Berlin-Tempelhof. Verfahren zur Herstellung eines elastischen Betonbelags. 9. IV. 37.
- Kl. 80 b, Gr. 21/05. Sch 111 276. Erfinder: Erich Schrader Berlin-Tempelhof. Anmelder: Duromit-Beton-Gesellschaft Westphal, Sachse & Co., Berlin-Tempelhof. Verfahren zur Herstellung von Hartbeton-Belag. 29. X. 36.
- Kl. 84 a, Gr. 4/02. H 142 024. Hochtief Akt.-Ges. für Hoch- und Tiefbauten vorm. Gebr. Helfmann, Essen. Erdamm für Stauanlagen mit einer inneren, nach der Luftseite des Dammes geneigt verlaufenden Dichtungswand aus Stahlblech. 1. XII. 34.
- Kl. 84 c, Gr. 2. A 61 604. Dortmund-Hoerder Hüttenverein Akt.-Ges. Dortmund. Rammpfahl I-förmigen Querschnitts. 18. IV. 31.
- Kl. 84 d, Gr. 1/05. R 83 000. Erwin Ratajczik, Lübeck. Kabelkrananlage für Tagebaubetriebe. 9. X. 31.
- Kl. 84 d, Gr. 5/02. K 131 979. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Klap-penverschluß für Schüttrümpfe von Baggern o. dgl. 30. X. 33.
- Kl. 85 c, Gr. 6/05. F 77 425. Franz Fries, Essen, Bredency. Vorrichtung zur Führung von in Schlammfaulbehältern eingehängten Heizkörpern. 14. IV. 34.

MITTEILUNGEN DES DEUTSCHEN NORMENAUSSCHUSSES

Noch nicht endgültig!

DIN

Entwurf I
E 4074

Bauholz, Balken und Kantholz-Gütevorschriften

Einspruchsfrist bis 15. 12. 1937

(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung an den Deutschen Normenausschuß, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, erbeten.)

Inhalt

Vorbemerkung

A. Allgemeines:

- § 1 Art des Holzes.
- § 2 Feuchtigkeit des Holzes.
- § 3 Abmessungen und Maßabweichungen.
- § 4 Beschaffenheit des Holzes.
 - a) Allgemein,
 - b) Klasseneinteilung nach dem Schnitt,
 - c) Klasseneinteilung nach den Güteeigenschaften,
 - d) Verbundkörper aus einzelnen Lamellen.

Vorbemerkung

Bauholz im Sinne dieser Gütevorschriften ist:
Balken und Kantholz.

A. Allgemein

§ 1. Art des Holzes

Folgende Gütebedingungen gelten nur für Nadelhölzer:

Kiefer,
Fichte,
Tanne,
Lärche.

§ 2. Feuchtigkeit des Holzes

Unterschieden werden folgende Trockenheitsgrade:

- 1. frisches Bauholz, ohne Begrenzung der Feuchtigkeit,
- 2. halbtrockenes Bauholz, höchstens 30% Feuchtigkeit, bezogen auf das Darrgewicht¹,
- 3. trockenes Bauholz, höchstens 20% Feuchtigkeit, bezogen auf das Darrgewicht¹.

§ 3. Abmessungen und Maßabweichungen

- 1. Für Kantholz und Balken gelten die Abmessungen nach DIN 4070 „Holzabmessungen, Kantholz, Balken, Dachlatten, Nadelholz“.
- 2. Die in diesen Normen angeführten Maße sind Sollmaße für den halbtrockenen Zustand des Holzes (30% Feuchtigkeit, bezogen auf das Darrgewicht).
- 3. Bei Balken und Kantholz sind aus ungenauem Schnitt herrührend Abweichungen nach unten entsprechend den Festlegungen in § 4 c zulässig.

§ 4. Beschaffenheit des Holzes

a) Allgemein

- 1. Das Bauholz muß gesund sein.
- 2. Die Fehler durch Verstockung², Ringschäle³, Rot- oder Weißfäule, Wurmfraß, Blitz- und Frostrisse, faule Äste und Bohrlöcher von Käfern sind unter c I bis c III begrenzt.

b) Klasseneinteilung nach dem Schnitt

- 1. Bei vierseitig parallel geschnittenem Bauholz werden vier Schnittklassen unterschieden:

- A. Scharfkantiges Bauholz,
- B. Fehlkantiges Bauholz,
- C. Baumkantiges Bauholz und
- D. Sägegestreiftes Bauholz.

A. Scharfkantiges Bauholz

Bei diesem ist bei jeder der vier Kanten Baumkante zulässig

¹ Die Feuchtigkeit wird an Scheiben von etwa 2 cm Dicke aus dem Balkenquerschnitt des Bauholzes bestimmt. Die Proben müssen in mindestens 50 cm Abstand vom Balkenende, z. B. zwischen 2 Balkenlängen entnommen werden. Ist dies nicht möglich, wird die Feuchtigkeit an Bohrspänen oder Bohrkernen durch Wägen der Späne vor und nach der Trocknung bestimmt.

² Verstockung (Erstickung, Anlaufen) ist eine Zersetzung des Holzes in geringem Grade, die eintritt, wenn frisch gefälltes Holz bei feuchter Witterung in der Rinde liegen bleibt, wodurch das Splintholz zunächst streifenartig, später in der ganzen Masse eigentümlich gefärbt wird. Bei Nadelhölzern z. B. wird der Splint grünlich blau und bei der Eiche braun.

³ Ringrisse (Rindklüfte, Schälrisse) laufen den Jahrringen entlang.

Sie darf sich auf die ganze Länge erstrecken, aber in jedem Falle, schräg gemessen, höchstens $\frac{1}{10}$ des größten und $\frac{1}{3}$ des kleinsten Querschnittmaßes breit sein.

B. Fehlkantiges Bauholz

Bei diesem ist an jeder der vier Kanten Baumkante zulässig. Sie darf sich auf die ganze Länge erstrecken, aber in jedem Falle, schräg gemessen, höchstens $\frac{1}{6}$ des größten Querschnittmaßes breit sein.

C. Baumkantiges Bauholz

Bei diesem ist an jeder der vier Kanten Baumkante zulässig. Sie darf sich auf die ganze Länge erstrecken, aber in jedem Falle, schräg gemessen, höchstens $\frac{1}{3}$ des größten Querschnittmaßes breit sein.

D. Sägegestreiftes Bauholz

Dieses Bauholz muß an allen vier Seiten durchlaufend von der Säge gestreift sein.

- 2. **Zweiseitig geschnittenes Bauholz.** Bei diesem ist die Breite der parallelen Schnittfläche zu vereinbaren.

c) Klasseneinteilung nach den Güteeigenschaften

Nach den Güteeigenschaften werden drei Güteklassen unterschieden:

- Güteklasse I (ausgesuchtes Bauholz),
- Güteklasse II,
- Güteklasse III.

Güteklasse I: Ausgesuchtes Bauholz

- 1. Ausgesuchtes Bauholz muß der Schnittklasse A. Scharfkantiges Bauholz entsprechen.
- 2. Der größte Astdurchmesser⁴ darf höchstens $\frac{1}{5}$ der Breite der Nutzfläche, an der der Ast auftritt, aber nicht größer als 5 cm sein. Dabei darf auf keiner der 4 Längsflächen die Summe der Astdurchmesser auf 15 cm Holzlänge $\frac{2}{5}$ der betreffenden Flächenbreite überschreiten.
- 3. Die Holzfasern dürfen, an den Längskanten gemessen, höchstens 1:20 geneigt sein, wenn nach den angeschnittenen Jahrringen gemessen wird. Die Neigung darf 1:12 sein, wenn an den Schwindrissen gemessen wird⁴.
- 4. Das Bauholz darf halbtrocken (30% Feuchtigkeit, bezogen auf das Darrgewicht) eingebaut werden, doch muß es so eingebaut sein, daß das Holz bald auf den trockenen Zustand für dauernd zurückgeht.
- 5. Aus ungenauem Schnitt herrührende Abweichungen nach unten sind unzulässig.
- 6. Das Raumgewicht des trockenen Bauholzes (20% Feuchtigkeit, bezogen auf das Darrgewicht) muß sein:
 - bei Fichte mindestens 0,38 kg/dm³,
 - bei Kiefer „ 0,42 „Diese Gewichte gelten für das astfreie Holz.
- 7. Wenn Stücke mit Ästen gewogen werden, müssen die Mindestgewichte sein:
 - bei Fichte mindestens 0,40 kg/dm³,
 - bei Kiefer „ 0,45 „
- 8. Bei Balken und Kantholz muß die Jahrringbreite⁴ bei der Hälfte des Querschnitts weniger als 4 mm sein.
- 9. Das Holz soll gerade sein. Eine Krümmung von $\frac{1}{300}$ der Balkenlänge ist zulässig.
- 10. Bläue⁵ ist zulässig.
- 11. Verstockung, Rot- oder Weißfäule, Wurmfraß, Ringschäle, Blitz- und Frostrisse, faule Äste und Bohrlöcher von Käfern sind nicht zulässig.
- 12. Das Bauholz der Klasse I ist genau auszusuchen. An sichtbar bleibender Stelle ist es deutlich einheitlich zu kennzeichnen, wobei anzugeben ist, wer das Holz ausgesucht hat und welcher Teil als zum ausgesuchten Holz gehörig betrachtet wird.

Güteklasse II:

- 1. Gutes Bauholz muß mindestens der Schnittklasse C. Baumkantiges Bauholz entsprechen.
- 2. Der größte Astdurchmesser⁴ darf höchstens $\frac{1}{2}$ der Breite der Nutzfläche, an der der Ast auftritt, aber nicht größer als 7 cm sein. Dabei

- darf auf keiner der 4 Längsflächen die Summe der Astdurchmesser auf 15 cm Holzlänge $\frac{2}{3}$ der betreffenden Flächenbreite überschreiten.
3. Die Holzfaser darf an den Längskanten gemessen höchstens 1:10 geneigt sein, wenn nach den angeschnittenen Jahrringen gemessen wird. Die Neigung darf 1:6 sein, wenn an den Schwindrissen gemessen wird⁴.
 4. Das Bauholz darf halbtrocken eingebaut werden, doch muß es so eingebaut sein, daß das Holz bald auf den trockenen Zustand für dauernd zurückgeht.
 5. Aus ungenauem Schnitt herrührende Abweichungen nach unten sind bei 10% der Menge bis zu 3% vom Sollmaß zulässig.
 6. Für das Raumgewicht werden besondere Ansprüche nicht gestellt.
 7. Das Holz soll gerade sein. Eine Krümmung von $\frac{1}{300}$ der Balkenlänge ist zulässig.
 8. Bläue und harte rote Streifen sind zulässig. Rot- oder Weißfäule (nur bei trockenem Holz statthaft), Ringschäle, Blitz- und Frostrisse dürfen Maße aufweisen wie die zugelassenen Äste. Wurmfraß ist nur an der Oberfläche (Waldkante) zulässig.

Güteklasse III:

1. Dieses Bauholz muß den unter § 4a allgemein angegebenen Güteforderungen entsprechen und darf außerdem kein drehwüchsiges oder stark krummes Holz enthalten.
- d) Verbundkörper aus einzelnen Lamellen
1. Bei diesen Körpern ist die Güte des gesamten Körpers und nicht die der einzelnen Lamellen maßgebend.
 2. Die zulässige Astgröße ist nach der vollen Breite der Nutzfläche des Verbundkörpers, nicht nach der der einzelnen Lamelle zu bestimmen.

Erläuterungen

zum Normblatt-Entwurf DIN E 4074 „Bauholz, Balken und Kantholz-Gütevorschriften“

Der Normblatt-Entwurf DIN E 4074 „Bauholz, Balken und Kantholz — Gütevorschriften“ wurde unter der Obmannschaft von Herrn Prof. Graf, Stuttgart, und unter Mitarbeit der Wirtschaftsgruppen Bauindustrie und Sägeindustrie, der Fachgruppe Holzhandel, der Marktvereinigung der deutschen Forst- und Holzwirtschaft, der Reichsinnungsverbände des Baugewerkes, des Tischlerhandwerks und des Zimmerhandwerks, der Deutschen Reichsbahn, des Amtes für deutsche Roh- und Werkstoffe und der Staatlichen Prüfungsstelle für statische Berechnungen behandelt.

Die Norm soll dazu dienen, die verschiedenen Gütevorschriften durch eine allgemein gültige zu ersetzen. Sie soll im Rahmen des Vier-

⁴ Bestimmung der Wuchseigenschaften siehe DIN DVM 2180.

⁵ Soll das Holz getränkt werden, dann ist Bläue zu vermeiden. Die Unzulässigkeit von Bläue muß aber besonders vereinbart werden.

Prüfnorm für Fettabscheider.

Als Ergänzung zu den beiden vorhandenen Normen (Beuth-Verlag, Berlin SW 19) über Fettabscheider, DIN 4040 „Baugrundsätze“ und DIN 4041 „Vorschriften für Einbau, Größe und Betrieb“, ist kürzlich das Normblatt DIN 4042 „Fettabscheider, Prüfungsunterlagen und Prüfverfahren“ erschienen.

Dem Prüfausschuß für Fettabscheider sind mit dem Antrag zur Zulassungsprüfung ein Fettabscheider selbst ohne Schutzanstrich sowie die zugehörigen Zeichnungen und Betriebsvorschriften einzureichen. Weiter ist in der Norm das Prüfverfahren für Fettabscheider beschrieben:

1. **Feststellungen an dem in Ruhe befindlichen Fettabscheider.** Übereinstimmung der Abmessungen des eingereichten Fettabscheiders mit denen in der Zeichnung. Bestimmung der Lage des Wasserspiegels im Ruhestand, der Tiefe der Tauchwände und Wasserverschlüsse, des Gesamtflüssigkeitsinhalts und Feststellung der Möglichkeit der Schlammsammlung.
2. **Prüfanordnung.** Eine ständig gleichbleibende Wassermenge (gemessen z. B. mit einem Rota-Klappenmesser) wird zugeführt, während das Wasser aus dem Fettabscheider frei in ein Auffanggefäß laufen soll. Der Versuchsstoff wird dem Wasser mit möglichst gleichbleibender Geschwindigkeit zugesetzt.
3. **Vorversuche.** Bei den Vorversuchen handelt es sich zunächst um die Feststellung der Erhöhung des Wasserspiegels bei gesteigerter Wasserzufuhr. Dabei ist bis zu 50% über die vermutlich zulässige Belastung oder bis zum Eintritt von Rückstau in der Zuflußleitung zu gehen. Bei den Versuchen zum Aushebern und Leersaugen darf der Wasserspiegel im Fettabscheider nicht wesentlich unter die in DIN 4040 vorgeschriebenen Wasserverschlußstiefen sinken.
4. **Abscheiderversuche.** Für diese werden festgelegt: Wassertemperatur, Temperatur, spezifisches Gewicht und Menge des Zusatzmittels Leinöl, Versuchsdauer, Maße für Abscheidewirkung und Wirkungsgrad des Fettabscheiders.

jahresplanes die Bestrebungen unterstützen, die darauf abzielen, aus Rohstoffersparnisgründen eine möglichst günstige Ausnutzung des Holzes zu gewährleisten. Im Aufbau lehnt sich der Normblatt-Entwurf an die bisher herausgegebenen entsprechenden Normen an.

Die Gütevorschriften gelten nur für Nadelhölzer. Eiche und Buche sind nicht aufgenommen, weil Bauteile aus derartigem Holz selten vorkommen.

Die Norm enthält Angaben über die Feuchtigkeit des Holzes und gibt einwandfrei an, was unter frischem, halbtrockenem und trockenem Holz zu verstehen ist. Weiter werden die Maßabweichungen für die Abmessungen des Bauholzes festgelegt. Wegen der Abmessungen konnte auf das Normblatt DIN 4070 „Holzabmessungen, Kantholz, Balken, Dachlatten, Nadelholz“ verwiesen werden.

Das Bauholz wurde nach dem Schnitt in 4 Klassen eingeteilt:

- A Scharfkantiges Bauholz,
- B Fehlkantiges Bauholz,
- C Baumkantiges Bauholz und
- D Sägegestreiftes Bauholz.

Zunächst waren nur 3 Schnittklassen vorgesehen; um aber die nach DIN 1052 vorgesehenen zulässigen Spannungen zu erreichen, wurde die Einteilung um die unter D aufgeführte Schnittklasse „Sägegestreiftes Bauholz“ erweitert, weil derartige Hölzer sehr viel für Bauteile Verwendung finden.

Der letzte Abschnitt des Normblatt-Entwurfes enthält die „Klasseneinteilung des Bauholzes nach den Güteeigenschaften“. Diese wird nach 3 Güteklassen unterschieden:

Güteklasse I: ausgesuchtes Bauholz,
Güteklasse II: gutes Bauholz, der Schnittklasse C entsprechend,
Güteklasse III: gesundes Bauholz, das keine Fehler, wie Verstockung, Ringschäle, Fäule, Drehwuchs oder Risse aufweist.

Die einzelnen Güteklassen unterscheiden sich:

1. nach der Schnittklasse,
2. nach dem Raum der Nutzfläche, den „Äste“ einnehmen können,
3. nach der Neigung der Holzfaser an den Längskanten,
4. nach dem Feuchtigkeitsgehalt,
5. nach den Maßabweichungen,
6. nach dem Raumgewicht des trockenen Bauholzes,
7. nach dem Mindestgewicht mit „Ästen“,
8. nach der Jahrringbreite,
9. nach der Geradheit des Holzes und
10. nach den Fehlern, wie Bläue, Verstockung usw.

Am Schluß wird darauf hingewiesen, daß bei Verbundkörpern aus einzelnen Lamellen die Güte des gesamten Körpers und nicht die der einzelnen Lamellen maßgebend ist.

Einsprüche zu dem Normblatt-Entwurf bitten wir in doppelter Ausfertigung bis zum 15. Dezember 1937 an den Deutschen Normenausschuß, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, einzureichen.

Verzeichnis von Schrifttum-Auskunftstellen der Technik und verwandter Gebiete.

Der beispiellose Aufschwung der Technik hat die Übersicht über die Entwicklung und das immer umfangreicher werdende Schrifttum sehr erschwert. Viele Verbände, Institute usw. haben für ihre eigenen Zwecke oder für ihre Mitglieder Schrifttumnachweise eingerichtet, die sie dann in selbstloser Weise der Allgemeinheit zur Verfügung stellten. Mit der Zeit wurde aber auch der Überblick über diese Stellen immer schwerer.

Nun hat der Deutsche Normenausschuß ein Verzeichnis solcher Auskunftstellen in Deutschland herausgegeben, wobei er sich in erster Linie auf die gemeinnützig arbeitenden beschränkte. Entsprechend der starken Verflechtung der Technik mit anderen Gebieten sind z. B. berücksichtigt: Chemie, Physik, Mathematik, Geologie, Land- und Forstwirtschaft, Betriebswissenschaft, Architektur, Siedlungswesen, Städtebau, Verkehrswesen, Handel, Industrie.

Die 250 Auskunftstellen sind nach der bekannten Dezimalklassifikation sachlich geordnet. Zahlreiche Hinweise und ein Sachregister erleichtern die Benutzung des Heftes. Bei jedem Nachweis ist angegeben: Arbeitsgebiet, Umfang der Auskunfterteilung, Möglichkeit der Beschaffung des Schrifttums in irgendeiner Form von der Auskunftstelle selbst oder durch deren Fundortnachweis an anderem Orte, Zeitschriften und Bibliographien mit laufend veröffentlichten Schrifttumnachweisen.

Die Unterlagen sind durch eine kürzlich von Normenausschuß veranstaltete Umfrage beschafft worden, so daß sie dem neuesten Stande entsprechen. Das Heft ist ein wertvolles Hilfsmittel für die wissenschaftliche und praktische Arbeit in der Technik und den mit ihr enger zusammenhängenden Gebieten. Es erspart dem Schrifttumsuchenden viele Umwege und führt ihn schneller an das gewünschte Ziel. Es wird auch mit dazu beitragen, Doppel-Veröffentlichungen und unwirtschaftliches Nebeneinanderarbeiten zu vermeiden.

Die Schrift, vom Deutschen Normenausschuß herausgegeben, ist durch den Beuth-Verlag Berlin zu beziehen (64 S. DIN A5, Preis RM 1,60).