

DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 31. Juli 1931

Heft 33

Die Gründungsarbeiten der Schleusenhäupter, der Nordmole und der Dockverlängerung, Nordschleusenanlage Bremerhaven.^{*)}

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister a. D. O. Martinsen und A. Oppermann.

Die konstruktive Ausbildung der binnendelchs erbauten Kajemaern konnte mit den geforderten Wassertiefen allein nach den für die Standicherheit der Bauwerke maßgebenden Gesichtspunkten vorgenommen werden, da der Bauvorgang: Aushub der Baugruben, Rammung der Pfahlroste und Herstellung der Eisenbetonrippenkörper sich nach der im Bauprogramm festgelegten Reihenfolge den örtlichen Verhältnissen im Baugelände und den gleichzeitig laufenden Bauarbeiten ohne nennenswerte Behinderungen anpaßte. Bei den Schleusenhäuptern, der Dockverlängerung, der Nordmole und der auf der Ostseite des Außenvorhafens im Seedeich hergestellten Kajenstrecke dagegen wurde der für die Gründung einzuschlagende Weg bzw. der Bauvorgang wesentlich mitbestimmend für die Wahl der Bauwerkskonstruktion:

Die Schleusenhäupter und Dockverlängerung waren in schwierigem Untergrund massiv auf tragfähigem Sand zu gründen.

Die Außenstrecke der Nordmole war in die freie Weser vorzubauen.

Die Molen- und Kajemauerstrecke im Seedeich waren unter Aufrechterhaltung des Hochwasserschutzes herzustellen.

Die Durchführung dieser Gründungsarbeiten und die hierzu erforderlichen besonderen Maßnahmen, letztere, soweit sie nicht bereits in den „Grundlagen der Entwurfsbearbeitung und Bauausführung“ behandelt worden sind, werden im folgenden kurz erörtert, und zwar in der Reihenfolge, in der die Bauwerke zeitlich nacheinander unter Verwertung der von Bauwerk zu Bauwerk gesammelten technischen und wirtschaftlichen Erfahrungen ausgeführt wurden.

I. Die Schleusenhäupter.

1. Gründung.

Die Untersuchungen über die Bauwerkskonstruktion und den Bauvorgang hatten ergeben,

daß die Schleusenhäupter wegen des tiefen Drempels auf — 11 m und der wegen geringen Mächtigkeit des unter ihnen (i. M. auf — 16 m) liegenden tragfähigen Sandes auf einer nur 6 m starken und infolge der auftretenden Biegebbeanspruchungen in Eisenbeton aufzuführenden Sohle gegründet werden mußten, und daß diese Eisenbetonsohle, zur Sicherung und Beschleunigung der Bauarbeiten in Baublöcke unterteilt, im Schutze einzelner Spundwandzellen eingebaut werden mußte.

Es handelte sich also beim Außen- und Binnenhaupt darum, ein zusammenhängendes Sohlenbauwerk von rd. 110 m Länge und 30 m mittlerer Breite rd. 22 m unter Geländehöhe auf trockener Bausohle in einzelnen Zellen zu gründen. Erfahrungen lagen für die hiesigen Verhältnisse nicht vor, andererseits wiesen aber die Bohrproben und Ergebnisse der Bodenuntersuchung deutlich darauf hin, daß für den Gründungsvorgang und im besonderen für den des Außenhauptes, wo der tragfähige Sand zum ersten Male im Trockenen aufgesucht wurde, umfassende Maßnahmen zur Aufnahme des Erddruckes und für die Wasserhaltung notwendig wurden.

2. Abstützung der Spundwandzellen.

Die Spundwandzellen wurden in der Weise hergestellt, daß zuerst die den Hauptgrundriß umfassende Spundwand und innerhalb dieser, der Zellaufteilung entsprechend, Querspundwände geschlagen wurden. Die Umfassungspundwände wurden durch die Sandschicht 1,50 m tief in den Urton gerammt, um innerhalb der Baugrube den Grundwasserzufluß im Sand abzuschneiden. Auch die Querspundwände standen auf gleicher Tiefe im Ton, um Undichtigkeiten der Umfassungswand auf einzelne Spundwandzellen zu beschränken. Die Größe

der Spundwandzellen lag bei den Toranschlagbauwerken durch die Umlaufführung und die mit rd. 5 kg/cm² zugelassene Bodenbeanspruchung fest. Durchfahrtssole und Torkammer dagegen konnten infolge ihrer gleichförmigen Bauwerksquerschnitte zur Vereinfachung der Bauausführung in gleich große Baublöcke von rd. 10 m Länge unterteilt werden, so daß im ganzen 12 Zellen entstanden (Abb. 18 u. 22.¹⁾)

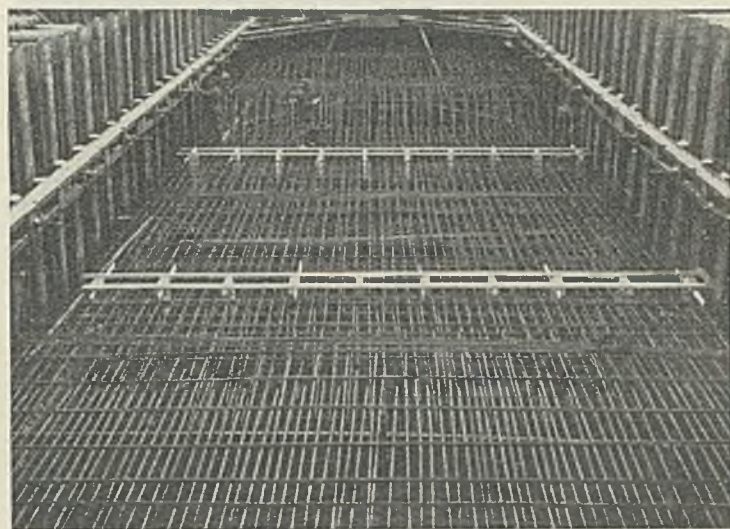


Abb. 1. Zellaussteifung und Rundeseisenbewehrung Außenhaupt — Block 3.

Für die Ausbildung der Zellaussteifung war bestimmend, daß der Arbeitsraum zum Ausheben des Kleibodens, Einbauen der Rundeseisenbewehrung und Einbringen des Gußbetons frei blieb. Nach diesen Gesichtspunkten waren Spundwände und Absteifung zu bemessen.

¹⁾ Im Aufsätze Dr. Agatz: „Die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung und Bauausführung“.

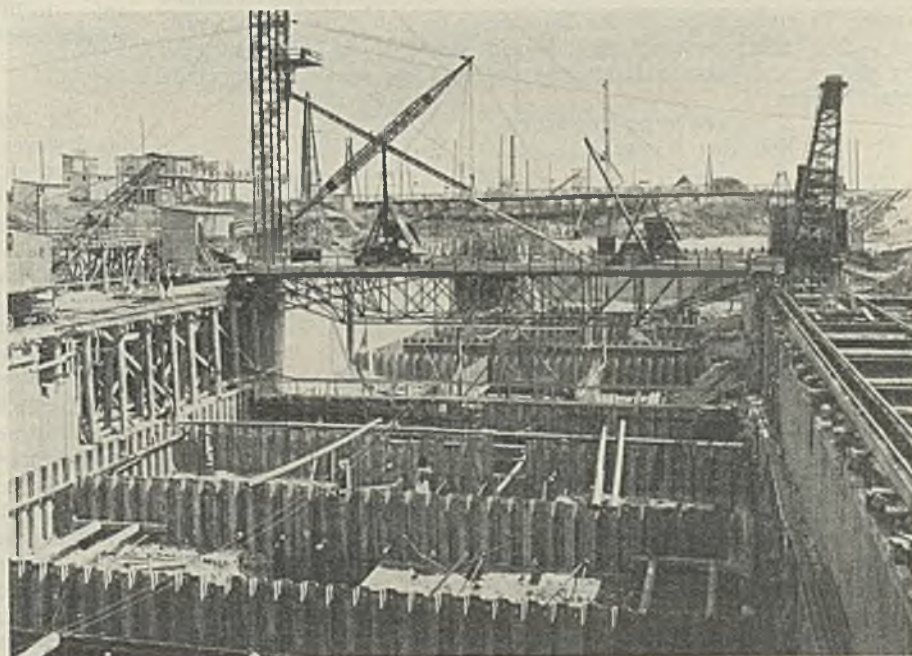


Abb. 2. Baugrube des Binnenhauptes.

^{*)} Von der Abhandlungsreihe „Nordschleusenanlage Bremerhaven“ erscheint in Kürze ein Gesamtsonderdruck. Bestellungen hierauf werden schon jetzt entgegen genommen.

a) Spundwände: Die Proberammung im Außenhaupt hatte gezeigt, daß Larssenbohlen Profil III von der bereits vorhandenen Baugrubenebene — 4 durch die unter Block 12 liegende 10 m starke Sandschicht (von — 16 bis — 26 m) in einer Gesamtlänge von 23,50 m gut gerammt werden konnten. Es blieb daher noch festzustellen, ob und wie weit dieses Larssenprofil auch die Belastungen aus Erd- und Wasserdruck aufnehmen konnte, ohne daß in den Spundwandzellen umfangreiche und hindernde Aussteifungen erforderlich wurden.

Auf diese von — 4 bis zur Bauwerksohle — 16,70 m in den Zellen frei stehenden Umfassungsspundwände wirkten:

- der Erddruck des Kleibodens, der von — 4 m an unter 1:3 bis Geländehöhe anstieg,
- der Grundwasserdruck im Klei, der zunächst nur bis — 4 m abgesenkt worden war,
- der Grundwasserüberdruck im Sand, der einem Wasserdruck von Ord. + 3 m entsprach.

Diesem vollen Erd- und Wasserdruck konnte die Spundwand nur dann widerstehen, wenn sie in Höhenabständen von rd. 3 m, d. h. auf — 7, — 10,50, — 13,50 m unterstützt wurde. Da außerdem auch die Querwände durch zwei Holmenlagen auf — 10,50 und — 13,50 m abgefangen werden mußten, um den Erd- und Wasserdruck vom Kleiboden innerhalb der Umfassungsspundwand aufzunehmen, wären die Bauarbeiten in den Spundwandzellen durch die vielen Steifen stark behindert worden.

Verschiedene Vergleichsuntersuchungen ergaben, daß für die Spundwände und ihre Absteifung folgender Bauvorgang der technisch und wirtschaftlich günstigste war:

Die Umfassungsspundwände wurden mit der Oberkante auf — 4 gerammt, innerhalb dieser der Klei bis — 8 m ausgehoben und außerhalb der Spundwand die vorhandene Baugrubenböschung unter 1:3 bis — 7,50 m verlängert. Auf — 8 m erst wurden die Querspundwände geschlagen und auf — 9 m außerhalb der Umfassungsspundwand eine Grundwasserentlastungsanlage eingebaut, die den Grundwasserdruck im Sand außerhalb der Baugrubenumfassung bis — 14,50 m verminderte.

Für diesen Bauzustand genügten an den Außenwänden zwei Steifenlagen, und zwar auf — 10,50 m und — 16,50 m, wenn der Kleiboden zunächst nur an den beiden Außenwänden bis auf — 16,50 m und nur in der Breite ausgehoben wurde, wie zum Einbau der unteren Steifen notwendig war. Der in der Zelle noch verbleibende Klei war zur Erhöhung des passiven Erdwiderstandes für die Spundwandauflagerung im Sand erforderlich und durfte erst entfernt werden, nachdem die Aussteifung auf — 16,50 m wirksam geworden war. Die Querwände brauchten nur einmal auf — 10,50 m abgestützt zu werden.

Der Festigkeitsnachweis für die Spundwände wurde für die beiden Belastungsfälle

α) gewöhnlicher Bauzustand: Grundwasser auf — 14,50 m,

β) gefährlicher Bauzustand: Grundwassersenkungsanlage versagt, durchgeführt. Die Spundwand mußte auch den Belastungszustand β aufnehmen können, um einen Einsturz der Baugrubenzellen zu verhindern. Beim Versagen der Wasserschaltung wäre das ansteigende Grundwasser erst auf — 9 m in die Zellen geflossen, wo für die Saugrohrleitungen der Entlastungsanlage eine Anzahl Öffnungen in der Spundwand vorhanden waren. Es mußte daher für die Berechnung im Fall β das Grundwasser auf — 9 m außen wirkend angenommen werden. Für die Ermittlung der aktiven und passiven Erddruckgrößen sind folgende Werte zugrunde gelegt worden:

	aktiver Erddruck	γ	$\delta = \rho$
Klei über Wasser	1,65		25°
„ unter „	0,75		25°
Sand „ „	1,10		32,5°
Ton „ „	1,00		11°
passiver Erddruck			
Sand unter Wasser	1,10		16°
Ton „ „	1,00		13°

Als Beanspruchung der Spundwand wurde im

Belastungsfall α $\sigma = 1800 \text{ kg/cm}^2$ und im

Belastungsfall β $\sigma = 2200 \text{ kg/cm}^2$ zugelassen.

b) Absteifung der Umfassungs- und Querspundwände: Die Ausbildung und Querschnitte der Steifen hingen außer von der Größe der Spundwandauflegerkräfte, besonders von der Länge der frei stehenden Umfassungswände ab. In den Zellen der Baublöcke 1 bis 8 waren nur auf zwei Seiten Umfassungswände und diese je 10 m lang. Dort konnten die Auflagerkräfte durch doppelte Sprengwerke, die gegen die Querspundwände abgestützt wurden, aufgenommen werden. Und zwar ergaben sich nach den durchgeführten Rechnungen für den Holm und die Steifen auf — 10,50 m Querschnitte, die sich noch in Rundhölzern ausführen ließen, während auf — 16,50 m eiserne Walzprofile notwendig wurden. Die Sprengwerkglieder waren kurz und lagen so, daß das Einbringen der

Bewehrung für die Sohlenblöcke nicht behindert wurde, da die volle Bauhöhe für die Eisenbetonsohle frei blieb. In den Spundwandzellen der Toranschlagbauwerke, Baublock 10, 11 und 12, waren drei lange Seiten Umfassungswände. Hier reichten Sprengwerke nicht mehr aus, es mußten vielmehr Druckstreben quer durch die Zelle gewählt werden, die jedoch bei der geringen Bewehrung dieser Sohlenblöcke den Bauvorgang nicht behinderten. Auf — 10,50 m genügten hölzerne Streben, auf — 16,50 m ergaben sich wiederum eiserne Walzprofile. In Block 9 standen drei Umfassungswände. An den beiden kurzen Seiten konnten die Holmendrucke durch Sprengwerke und auf der langen Seite durch Druckstreben gegen Block 5 aufgefangen werden.

Die Steifenglieder und Holme wurden für die beiden obengenannten Belastungsfälle berechnet und die Beanspruchung des Holzes wurde mit $\sigma = 120 \text{ kg/cm}^2$ und die des Eisens mit $\sigma = 1800 \text{ kg/cm}^2$ zugelassen. Die Holme an den Querwänden auf — 10,50 m konnten in einfacher Weise alle 2 m durch Zugstangen zwischen zwei benachbarten Querwänden abgefangen werden. Zum Einbau dieser Zugglieder mußte der Boden in allen mittleren Zellen bis — 10,50 m ausgehoben werden. In den vier Endzellen wurde vorgesehen, den Boden von — 8 m unter Böschung 1:3 bis — 10 m abzutragen, um die Böschungen außerhalb der Umfassungsspundwand wegen der Nähe der Gleise, des Weserdeiches und der Anschlußbauwerke besonders zu sichern.

Die Umfassungsspundwände ließen sich mit den vorgenannten einfachen Steifengliedern abstützen, weil gleichzeitig immer nur eine einzelne Zelle freigelegt werden sollte, während in den beiden benachbarten entweder noch der Kleiboden lag oder der Sohlenblock bereits fertiggestellt war.

Die Reihenfolge für den Einbau der zwölf Sohlenblöcke wurde so festgesetzt,

daß zur Sicherung der Bauarbeiten also immer nur eine von drei nebeneinanderliegenden Zellen bis zum Sand frei stand, daß die schwierigsten Blöcke 9 bis 12, die auf drei Seiten durch die hohen Erd- und Wasserdrücke belastet waren, zuletzt ausgehoben wurden, und daß zur Beschleunigung der Schiebetormontage zuerst der Torkammertrog hochgeführt werden konnte.

Auf diese Weise entstand die Blockfolge 1 bis 12.

3. Ausschreibung.

Den an der Ausschreibung beteiligten Unternehmern wurde an Hand der Belastungsannahmen und Untersuchungsergebnisse Richtlinien für die Anordnung und Ausbildung der Spundwandabsteifungen gegeben. Es wurde verlangt, unabhängig vom Vorschlag des Hafenaufbauamtes die Abstützung der Spundwandzellen zu untersuchen und die Beanspruchung der Spundwände auch für die während der Bauausführung eintretenden Zwischenzustände nachzuweisen.

Die von der Firma Butzer vorgeschlagene und ausgeführte Aussteifung der Baugrubenzelle bestand aus drei Steifenlagen auf — 10,50, — 13,50 und — 16,70 m. Die weitere Abstützung der Spundwand auf — 13,50 m wurde eingeschaltet, da sich herausstellte, daß ein gleichmäßiger Bodenaushub innerhalb der einzelnen Zellen für den Unternehmer wirtschaftlicher war. Sämtliche Aussteifungsglieder und Holme auf der Lage — 10,50 und — 13,50 m waren in Profilleisen ausgebildet. Die Aussteifung auf — 16,70 m wurde in Eisenbeton ausgeführt. Einzelheiten werden ausführlicher im Aufsatz Burckas: „Die Betonierungsanlagen“ behandelt.

4. Sicherungsmaßnahmen.

Die eisernen Steifenglieder auf — 13,50 m blieben in den Zellen 1 bis 9 wegen der starken Sohlenbewehrung (Abb. 1) im Beton. Sie sind daher so eingebaut worden, daß bei Setzungen des Bauwerks der Beton sich an ihnen nicht aufhängen konnte. Zum Befestigen der eisernen Holme an der Spundwand wurden allgemein Hammerkopfbolzen in Langlöcher der Spundwand gesteckt. Bei der Steifenlage auf — 13,50 m sind diese während des Betonierens abgebrannt und die Keile zwischen Spundwand und Holm gelöst worden, sobald der Beton bis — 14 m gegossen war. Die Steifenlage hing dann nur an Flacheisenbändern, die auf — 11 m an der Spundwand befestigt waren und später nach dem Betonieren entfernt wurden.

Die Zellen 4 und 7 standen während der langen Frostdauer 1928/29 rd. 4 Monate frei. Um bei diesen auf alle Fälle sicher zu gehen, wurden hölzerne Notsteifen eingesetzt, ohne sie jedoch anzukleilen. Es blieb vielmehr zwischen Notsteifen und Holm ein Zwischenraum von 1,5 cm, so daß diese Steifen erst im Notfall durch geringes Nachgeben des Holms wirksam eingeschaltet wurden. Andererseits zeigte der Zwischenraum einwandfrei, ob die hinderlichen Notsteifen beim Fortgang der Arbeiten entfernt werden konnten. In gleicher Weise wurden auch Notsteifen in den Spundwandzellen 10, 11 und 12 vorübergehend eingezogen, als beim Betonieren der Rostplatten für die Anschlußblöcke der Kajemauern größere Vorsicht geboten erschien. Hatte eine Notsteife Druck bekommen, so wurde sie erst nach dem Betonieren entfernt, gegebenen-

falls wurde der Beton an diesen Stellen ausgespart. Sobald die 12 Sohlenblöcke eingebaut waren, wurden die Querspundwände 20 cm unter Betonoberkante abgebrannt und die Aussparung nachträglich mit Beton ausgefüllt. Diese Abdeckung diente als Schutz gegen Sandaufspülung durch die Spundwandschlösser, die beim Rückbau der Wasserhaltung eintreten konnte.

5. Durchführung der Gründungsarbeiten (Abb. 2).

Die Gründungsarbeiten haben sich im Außenhaupt mit geringen Änderungen in der geplanten Reihenfolge abgewickelt. In den Spundwänden sind wesentliche Undichtigkeiten, durch die die Bauarbeiten behindert wurden, nicht aufgetreten. Wo sich Grundwasser zeigte, wurden kurze, 2 m tief unter Bausohle reichende Filterbrunnen eingesetzt und das ansteigende Wasser auf diese Weise vom frisch eingebrachten Beton ferngehalten.²⁾

Die Gründungsarbeiten des Binnenhauptes wurden in gleicher Weise durchgeführt. Ein Unterschied bestand gegenüber dem Außenhaupt in der Umfassungswand. Diese war bereits in einer 38 cm starken Holzspundwand aus der Bauzeit 1914/16 vorhanden. Da sie jedoch nicht in den Ton hinabreichte, konnte sie als wirksame Umfassung der Baugrube nur bis - 8 m verwendet werden. Der Boden wurde von - 4 bis - 8 m im Schutze dieser hölzernen Spundwand ausgehoben und von - 8 m an die eisernen Zellenspundwände (Umfassungs- und Querspundwände) gerammt (Abb. 2). Die Reihenfolge der Bauausführung und die Ausbildung der Aussteifungsglieder war die gleiche. Es ist jedoch auf die auf - 16,70 m liegende Eisenbetonplattenaussteifung verzichtet worden, nachdem sich beim Außenhaupt gezeigt hatte, daß die Spundwände mit den beiden Steifenlagen auf - 10,50 und - 13,50 m fest standen. Um den angeschnittenen Sand vor Auflockerung und die Rundisenbewehrung vor Schmutz zu schützen, wurde eine 20 cm starke Betonschicht eingebracht.

Die Gründungsarbeiten dauerten beim Außenhaupt vom Beginn des Bodenaushubes auf - 8 m an bis zur Fertigstellung des Betons der Sohlenblöcke vom 15. Oktober 1928 bis zum 15. Juni 1929, davon fiel wegen Frost die Zeit vom 15. Dezember 1928 bis zum 1. April 1929 aus. Die Gründungsarbeiten des Binnenhauptes erforderten die Zeit vom 15. Juni 1929 bis 15. Oktober 1929. Bei beiden Häuptionen waren je rund 32 000 m³ Boden auszuheben und je rd. 20 000 m³ Eisenbeton mit je rd. 1000 t Rundisen einzubauen. Die durchschnittlichen Einzelleistungen für die Herstellung der Sohlenblöcke 1, 5 und 6 betragen:

Bodenaushub mit Steifeneinbau	9 Tage	} je zwei Schichten zu 8 Stunden,
Rundisenverlegen	6 „	
Betonieren	1,5 „	je zweimal 12 Stunden.

Die entsprechenden Arbeiten beanspruchten bei den Sohlenblöcken 10, 11 und 12 infolge der größeren Abmessungen der Grundfläche und der geringeren Rundisenbewehrung 14, 1,5 und 2,5 Tage (rd. 2500 m³ Sohlenbeton gegenüber rd. 1500 m³ in den anderen Sohlenblöcken).

II. Die Nordmolenstrecke außerhalb des Weserdeiches.

1. Bauzeit der Mole im Bauprogramm der Nordschleusenanlage.

Um eine möglichst kurze Gesamtbauprozesszeit für die Nordschleusenanlage zu erzielen, war es notwendig, sämtliche Einfassungsbauten des Außenvorhafens (die Mole an der Westseite und die Kaimauer mit Anschluß an die Columbuskaje an der Ostseite) so rechtzeitig fertigzustellen, daß die Durchbaggerung des alten Seedeiches, eine der letzten Arbeiten, ohne Zeitverlust dann erfolgen konnte, wenn der Landesschutzdeich von dem fertiggestellten Außenhaupt der Schleuse übernommen wurde.

Dieser Zeitpunkt trat nach dem Gesamtbauprogramm der Nordschleusenanlage Ende 1930 ein. — Bis dahin mußten also die im Schutze des Deiches liegenden Strecken der Mole und der Kaimauer im Trockenem hergestellt sein, um sie nicht durch Tidearbeit zu erschweren und zu verteuern.

²⁾ Vgl. Aufsatz Otto: „Die Untersuchung des Baugrundes und die Wasserhaltung“.

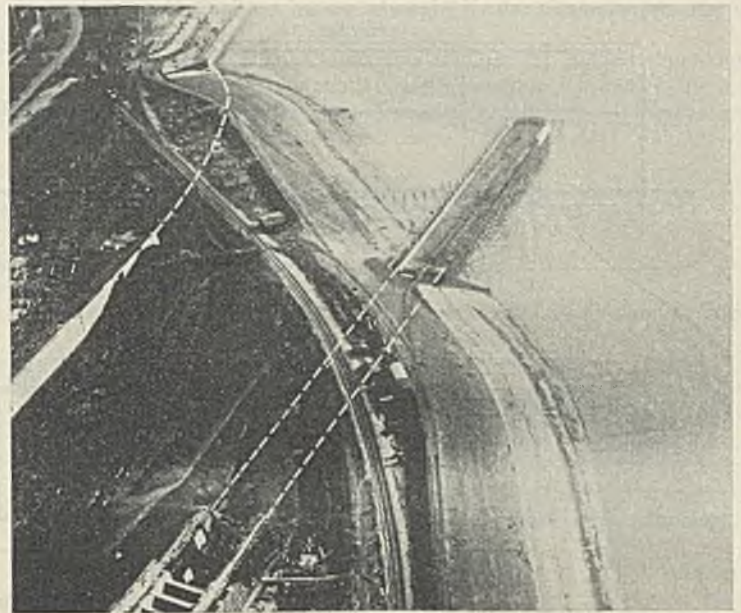


Abb. 3. Durchbauung des Weserdeiches im Außenvorhafen.

Dieses Ziel ließ sich für die an das Außenhaupt anschließenden Teilstrecken in der erweiterten Schleusenbaugrube durch verstärkten Einsatz von Geräten bereits in den Baujahren 1928/29 erreichen (vgl. Aufsatz Martinsen: „Die Betonierung der Bauwerke“).

Der schwierigste Teil jedoch, die Durchbaggerung des Seedeiches an der West- und Ostseite mit Kaimauern und der Anschluß an die Columbusmauer (Abb. 3 u. 4), konnte erst im Frühjahr 1930 in Angriff genommen werden, nachdem das hinter dem Deiche entlang führende Schnellzuggleis zum Columbusbahnhof auf die neue Strecke über die Drehbrücke umgelegt war, und nachdem der 1929 an der Ostseite des Vorhafens hergestellte neue Landesschutzdeich genügend abgelagert war.

Unabhängig von diesen Voraussetzungen und für das Baujahr 1929 losgelöst von der Organisation der Nordschleusenanlage war allein der außendeichs liegende Teil der Mole. Dieser Bau wurde daher ebenfalls bereits im Jahre 1929 ausgeführt, wodurch einerseits Zeit und Raum für die Deichdurchbaggerung des folgenden Jahres gewonnen und andererseits ein Wellenbrecher für diese bei Sturmfluten gefährdete Arbeit geschaffen wurde.

2. Grundlagen für die gewählte Ausführung.

Die planmäßige Wassertiefe an der Hafenseite der Mole beträgt - 12,50 m (GHW = + 3,64, GNW + 0,32). Die Breite ist so bemessen,

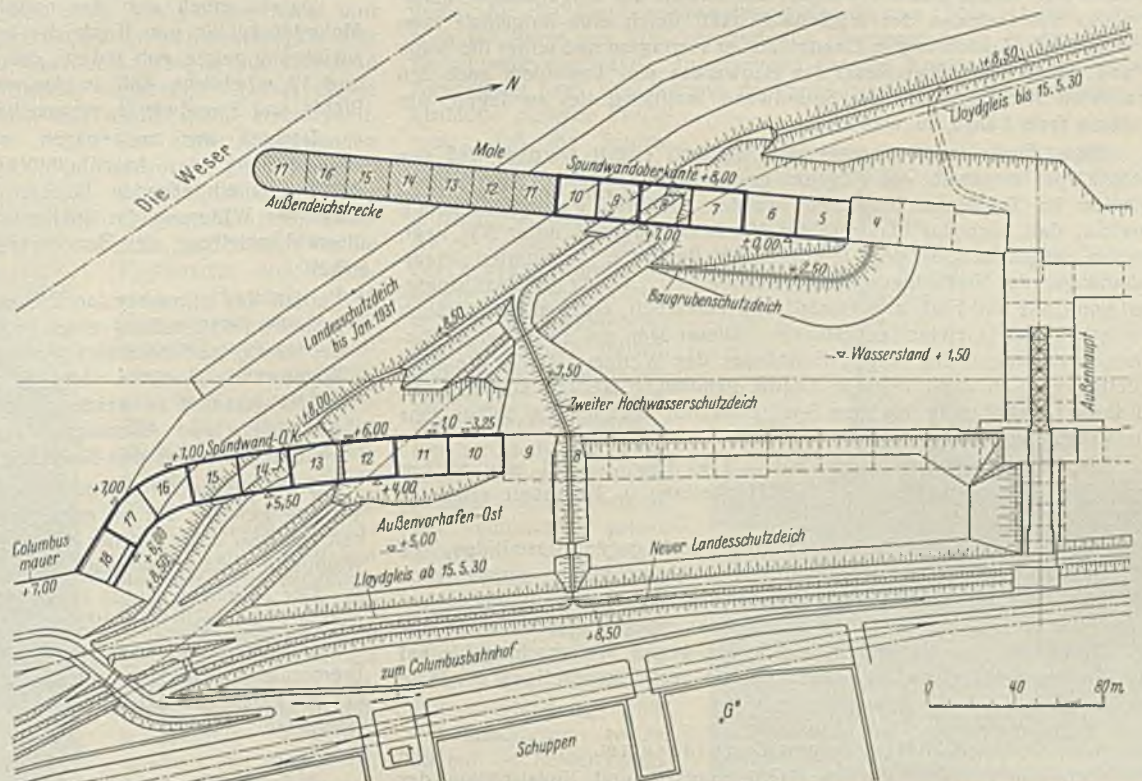


Abb. 4. Lageplan für die Durchbaggerung des Weserdeiches.

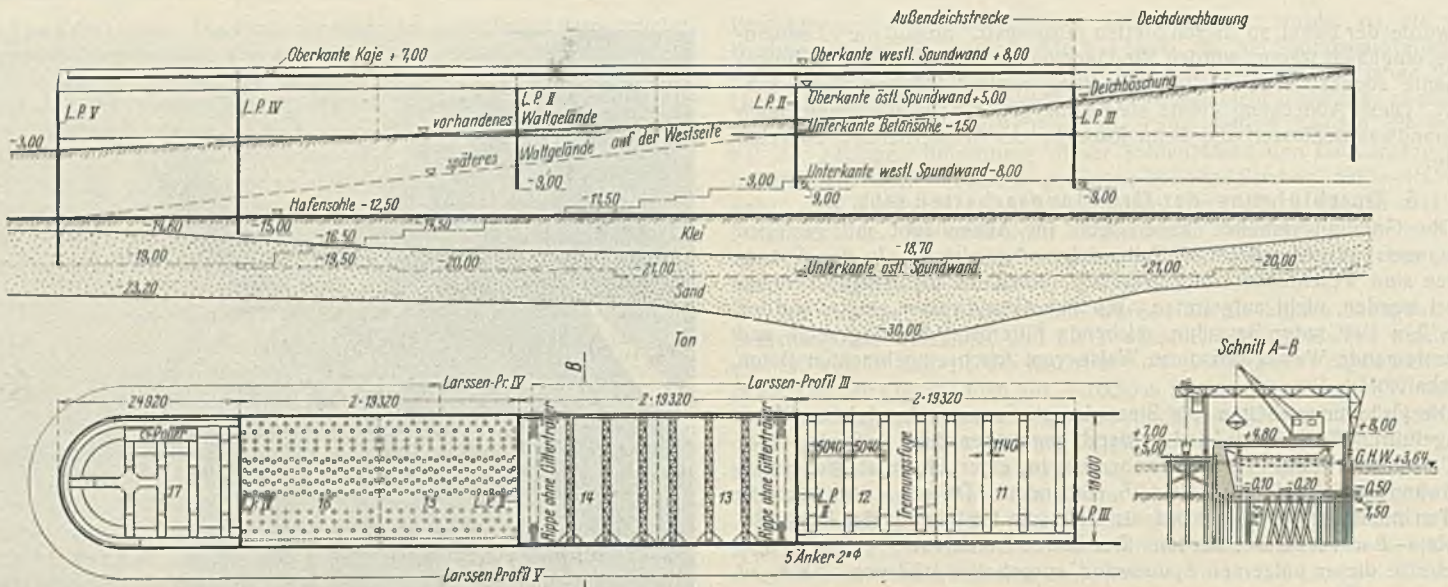


Abb. 5. Molenstrecke außerhalb des Wasserdeiches.

daß außer einer Fahrstraße später noch zwei Vollspurgleise zur Abfertigung der Schnelldampfer aufgenommen werden können, und wurde danach auf rd. 18 m festgesetzt. Die Oberkante der Mole liegt sturmflutfrei auf + 7. Das Wattgelände fiel auf der 140 m langen Molenstrecke vom Deichfuß bis zum Kopfe von + 1,50 auf - 3 ab. Der tragfähige Sand liegt an der Molenwurzel (Block 11) auf - 18,70, am Kopfe auf - 14,60, also überall noch in erreichbarer Tiefe, so daß eine Gründung auf hohem Pfahlrost von vornherein gegeben war (Abb. 5). Wegen der geplanten großen Wassertiefe an der Mole ergaben sich auf der Hafenseite jedoch erhebliche freie Pfahllängen, so daß es geboten war, die Biegebbeanspruchungen der Pfähle durch eine vordere, bis in den Sand gerammte eiserne Spundwand herabzusetzen, die gleichzeitig Schutz gegen Beschädigungen des Pfahlrosts von außen her gewährt. Am Molenkopfe und der anschließenden Strecke der Westseite war eine Spundwand schon wegen der Unterspülungsgefahr durch die Strömung der Weser erforderlich, und aus gleichen Gründen erschien es zweckmäßig, auch die übrige der Brandung ausgesetzte Westseite der Mole durch eine kürzere und schwächere Spundwand zu sichern.

Die Pfahlrostkonstruktion gewann also durch doppelseitige Spundwandeneinfassung erheblich an Standsicherheit.

Für diese Ausführung sprachen noch weitere wichtige Gründe:

Bei den großen Abmessungen der Mole und der Hafentiefe von 12,80 m unter NW mußte erstrebt werden, die Massen des aufgehenden Mauerwerks aus Gründen der Wirtschaftlichkeit durch eine aufgelöste Bauweise, d. h. Ausführung in Eisenbeton, zu verringern und ferner die Sohle und damit den Schwerpunkt des Bauwerkes und besonders auch den unteren Auflagerpunkt der Spundwand möglichst tief zu legen, um deren freie Länge zu verkleinern.

Diese Forderungen konnten nur dadurch erfüllt werden, daß der Betonkörper innerhalb von ringsum geschlossenen wasserdichten Spundwänden im Trockenen hergestellt wurde. Dadurch wurde gleichzeitig erreicht, daß auch der Pfahlrost der Nordmole dauernd unter NW liegt, ebenso wie dies bei den in trockener Baugrube gerammten Pfahlgründungen der Nordschleusenanlage der Fall ist. Durch die Unabhängigkeit von Ebbe und Flut, also Fortfall von Tidearbeit, ergab sich schließlich ein erheblicher Gewinn an Bauzeit. Dieser war um so höher zu bewerten, als wegen der langen Frostdauer des Winters 1928/29 die Bauarbeiten erst im April 1929 in Angriff genommen werden konnten und zu ihrer Durchführung bis zum Spätherbst nur reichlich ein halbes Jahr zur Verfügung stand.

Die Betonunterkante wurde auf - 1,50 (bzw. - 1,70), also rd. 2 m unter NW gelegt, während sie bei Herstellung in Tidearbeit etwa auf + 0,70 m liegen würde.

Um bei den Betonarbeiten der Mole auch gegen Sturmfluten, die im Sommer selten eine Höhe von + 4,50 überschreiten, einigermaßen gesichert zu sein, wurde die Oberkante der Spundwand an der Hafenseite und bei den Querwänden auf + 5,00 gelegt, während diese bei der Rückwand, der Wetterseite, als Schutz gegen Wellenschlag bis auf + 8,00 hinaufgeführt wurde. Dort dient sie nach Fertigstellung der Mole zur Verstärkung der Brüstungsmauer.

3. Allgemeines Bauprogramm.

Nach der Entscheidung über Gründungsart und Konstruktion der Mole stand das allgemeine Bauprogramm fest in der Reihenfolge: Pfahl-

rammung, Spundwandrammung, in einzelnen geschlossenen Kästen oder Zellen (Abb. 5), Abstufung der Wände, Erdaushub zwischen den Spundwänden und Pfählen, Abschneiden der Pfähle auf planmäßige Höhe, Betonarbeiten.

Zu klären war nur noch die Frage, in welcher Reihenfolge die einzelnen Baublöcke nacheinander ausgeführt werden sollten.

Grundlegende Voraussetzung für jeden Bauvorgang war die Forderung auf unbedingte Aufrechterhaltung der Sicherheit des Landeschutzdeiches, da das Außenhaupt mit Schiebetor terminmäßig erst gegen Ende des folgenden Jahres fertig wurde.

Die Molenbaustelle lag in der Weser, die hier eine Breite von rund 3,5 km hat und sich trichterförmig nach Nordwesten erweitert, so daß sie bereits den Charakter der offenen See annimmt. Deshalb war voraussehen, daß die Baustelle bei schweren auflandigen Stürmen aus NW unter Wasser gesetzt und von der See überbrannt werden würde. Wegen der vorgerückten Jahreszeit bestand ferner bei früh einsetzendem Winter die Gefahr, daß der Deich an der Anschlußstelle der Mole durch Eisgang beschädigt wurde (Abb. 47 u. 48 im Aufsatz Dr. Agatz: „Grundlagen der Entwurfsbearbeitung“). Die ersten Baublöcke mußten also mit allen Sicherungsmaßnahmen für den Deichanschluß (Schutzspundwände, Steinpflasterungen, Buschpackwerk, Strohbestückung usw.) auf jeden Fall in den ruhigen Sommermonaten fertiggestellt sein.

Daraus ergab sich der natürliche Bauvorgang, auch die weiteren Molenblöcke bis zum Kopfe der Reihe nach vorzutreiben. Bei der Bauausführung zeigte sich jedoch, daß der Bodenaushub in den Blöcken 11 und 12 erhebliche Zeit in Anspruch nahm, während das Rammen der Pfähle und Spundwände vorauslelte.

Deshalb war zu erwägen, ob es nicht zweckmäßiger sei, nach Fertigstellung der Anschlußblöcke 11 und 12 erst den Molenkopf mit den anschließenden Blöcken auszuführen, da diese Strecken bei schlechter Witterung im Spätherbst schwierig herzustellen waren. Bei dieser Umstellung des Bauvorganges hätten sich folgende Vorteile ergeben:

Fortfall des zeitraubenden Erdaushubs zwischen den Pfählen und damit schnelle Fertigstellung einer größeren Strecke in der guten Jahreszeit, das schwierige Schlußstück (Paßbohle) beim Zusammentreffen der äußeren Spundwände brauchte nicht in den großen Wassertiefen des Molenkopfes gerammt zu werden,

Abmontage und Abtransport der Geräte über die Molenwurzel war einfacher als über den Molenkopf (in Kähnen).

Trotz dieser einzelnen Vorteile wurde der ununterbrochene Bauvorgang gewählt, der im ganzen für den Bau und Deich größere Sicherheit bot und dafür bei der Fertigstellung des Molenkopfes ein größeres Wagnis in Kauf genommen.

Der Molenbau wurde trotz wiederholter Überflutungen (Abb. 6 und Abb. 48²⁾ im Dezember 1929 programmgemäß beendet.

Die Pfahlrammung wurde ausgeführt von der Firma Rogge, G.m.b.H., Bremerhaven, die Spundwandrammung und die Eisenbetonarbeiten von der Ph. Holzmann AG. und die Bodeneinfüllung von der Firma K. Plinke, Hannover.

²⁾ Aufsatz Dr. Agatz: „Die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung und Bauausführung“.

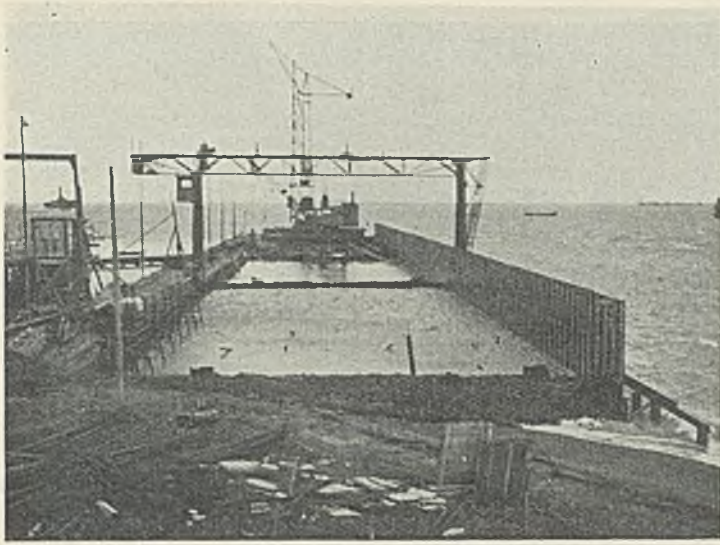


Abb. 6. Molenbaustelle nach einer Sturmflut.

4. Einzelheiten der Bauausführung und Einrichtung der Baustelle.

Da das bei der Mole angewandte Bauverfahren sich mit einigen Änderungen in den Grundzügen bei der Deichdurchbauung wiederholte und der Molenbau an anderer Stelle nicht weiter behandelt wird, soll im folgenden auf Einzelheiten und Einrichtung der Baustelle näher eingegangen werden.

a) Rammung der Holzpfähle. Eine Schwimmramme schlug sämtliche Gerüstpfähle außerhalb des Molenquerschnittes, ferner zwei Reihen senkrechte Konstruktionspfähle der Mole, die verholmt wurden und als Laufbahn dienten für sämtliche Rammen, Greifer und Krane mit Ausnahme des Portalkranes, der auf den Gerüstpfählen lief und die ganze Molenbreite überspannte (Abb. 5 u. 7).

Das Anfuhrerüst längs der Mole und die Kranlaufbahnen lagen auf + 5, also etwa 1,3 m über dem gew. Hochwasser. Die Bürgewichte betragen 2 bis 2,5 t, die Länge der Pfähle 19 bis 24 m. Diese war so bemessen, daß eine Mehrlänge von etwa 1,5 m über der Niedrigwasserhöhe vorhanden war, damit die verfügbare tägliche Arbeitszeit vergrößert und möglichst unabhängig von der Tide wurde. Die Rammen schlugen die Pfähle mit verlängertem Mäkel bis dicht auf den jeweiligen Wasserstand hinab. Die Pfähle sind ohne Spülung 12 bis 20 m durch Kleiboden und etwa 1,5 m in den festen Sand gerammt worden. Die Durchschnittsleistungen der Rammen betragen sechs Pfähle je Achtstundenschicht.

b) Rammung der eisernen Spundwände. Die Spundwände wurden gerammt mit einer Universalrehramme von 4 t Bürgewicht und unter Verwendung von doppelten eisernen und hölzernen Rammzangen. Für den Molenkopf wurde ein besonderer eiserner Lehrbogen aus kreisrund gebogenen C 28 und Winkeleisen-Fachwerk angefertigt. Dieser diente gleichzeitig zur Aufsteifung des Kopfes und wurde später einbetoniert.

Zu den Spundwänden wurden Larssenbohlen, Profil II, III und IV für Querwände und Rückseite, und Profil V für die Kopfstrecke und Hafenseite verwendet. Jede Doppelbohle wurde unmittelbar nach der Rammung an dem endgültigen Gurt angeschraubt. Die Länge der Bohlen wuchs von der Molenwurzel bis zum Kopfe von 14 auf 27 m. Es war daher notwendig, das Profil V an den Stellen der größten Biegemomente, d. h. an den Einspannungsstrecken, im Untergrund und an der Verankerung in der Rostplatte noch durch aufgeschweißte Lamellenbleche zu verstärken. Eine derartige Doppelbohle wog bis zu 7 t. Der

Verbrauch an Keilbohlen betrug etwa 1,7 % der Gesamtzahl der verrammten Bohlen.

Zur Erhöhung der Rammleistungen wurden die Bohlen durch einen fahrbaren Turmdrehkran vor die Ramme gebracht und jeweils in die letzte gerammte Bohle eingefädelt (Abb. 8). Das Schlußstück für die Rammung im Molenkopf wurde nach Abb. 9 S-förmig ausgebildet, da unter der

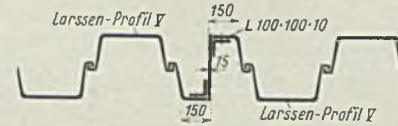


Abb. 9. Mole, Paßbohle für das Schlußstück der Spundwandrammung.

Wasseroberfläche nicht sicher festzustellen war, ob der Abstand der benachbarten Bohlen sich erweiterte oder verengerte. Durch diese elastische Formgebung wurde vermieden, daß das Schlußstück oder die führenden Schösser aufrissen. Um jedoch selbst für diesen Fall noch einen wasserdichten Schluß der Umfassungswand herstellen zu können, wurden in der Nähe der Schlußstelle auf beiden Seiten Abzweigbohlen angeordnet, um die offene Stelle notigenfalls im Bogen umrammen zu können.

Die Bohlen sind von der Molenwurzel nach dem Kopfe zunehmend 2,5 bis 5 m gleichfalls ohne Spülung in den festen Sand gerammt worden. In den oberhalb des Kleibodens liegenden Teilen der Spundwände wurde das übliche „Pressen“ der Bohlen in den Schössern nicht ausgeführt, das erfahrungsgemäß zu Undichtigkeiten Anlaß gibt. Im übrigen wurden vor und während des Rammens keinerlei Vorkehrungen zur Abdichtung der Spundwandschösser getroffen.

Insgesamt wurden in der Zeit vom 11. Juli bis zum 1. Oktober 1860 t = rd. 7900 m² Spundbohlen verrammt.

c) Obere Aufsteifung und Verankerung der Spundwände. Unmittelbar nach dem Rammen der Spundwand wurde sie durch Gurtungen und Gitterträger ausgesteift. Letztere wurden in Abständen von rd. 5,0 m, entsprechend der Lage der späteren Eisenbetonrippen, in die sie einbetoniert wurden, angeordnet (Abb. 10). Als Gurtung wurde an der Rückseite der Mole, wo auf den Strecken mit normalem Querschnitt keine Betonmauer, sondern lediglich die eiserne Spundwand als Abschluß vorgesehen war, 2 C 40 verwendet, während auf der Vorderseite der hauptsächlich für den Bauzustand notwendige Gurt aus 2 C 18 ausgeführt wurde.

Die Gitterträger waren zur Aufnahme der Wasserdruckkräfte aus verstrehten L 100 · 100 · 10 knickfest konstruiert und hatten in der Mitte einen Querschnitt von 1,0 · 1,0 m, der sich nach beiden Enden, wo sie mit dem Gurt und der Spundwand verbolzt waren, verjüngte. An den Stellen der Querspundwände wurden die Gitterträger durch diese Wände ersetzt, die durch aufgeschraubte Zangen von C-Eisen und Kanthölzern druck- und zugfest gemacht wurden. Die Gitterträger bildeten später bei den Betonierungsarbeiten zunächst das Montagegerüst für die Rundisenbewehrung der Rippen (Abb. 11) und wurden auch mit ihrem um 25 % verminderten Eisenquerschnitt in die statische Berechnung eingesetzt. Erschwerend für die Konstruktion der oberen Aussteifung bzw. Verankerung der Spundwände war die aus statischen Gründen gestellte Forderung, daß die Spundwände durch senkrechte, achsiale Lasten nicht beansprucht werden durften. Da die beiden Gurtungen der Längswände und ebenso die Gitterträger später in dem Eisenbetonkörper der Mole liegen sollten, mußten die Verbindungsbolzen mit der Spundwand in dieser Langlöcher erhalten, damit der Betonkörper sich mit der Pfahlrostkonstruktion innerhalb der Spundwände setzen konnte.

Andererseits war bei den zu erwartenden großen Bewegungen der Spundwand durch Seeegang eine dauerhafte Bolzenverbindung nur mit Rundlöchern zu erzielen. Um beiden Forderungen gerecht zu werden, wurden die Ver-

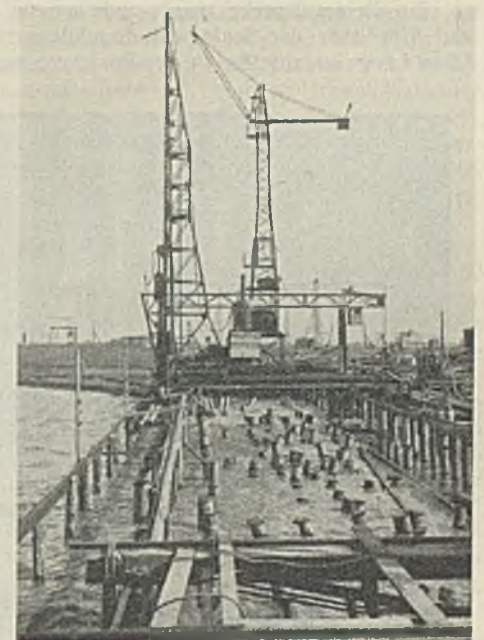


Abb. 8. Mole, Spundwandrammung.

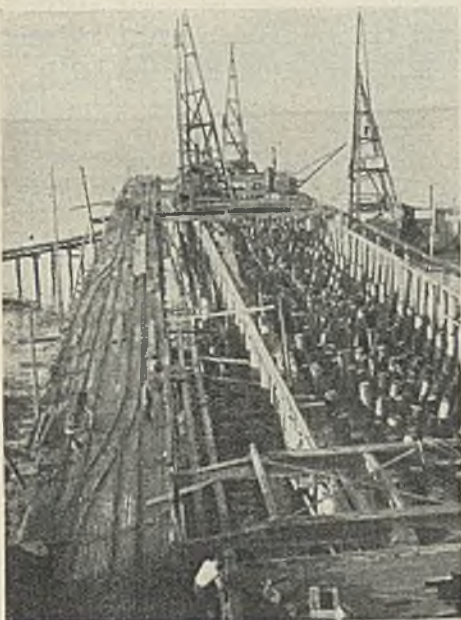


Abb. 7. Mole, Pfahlrammung.

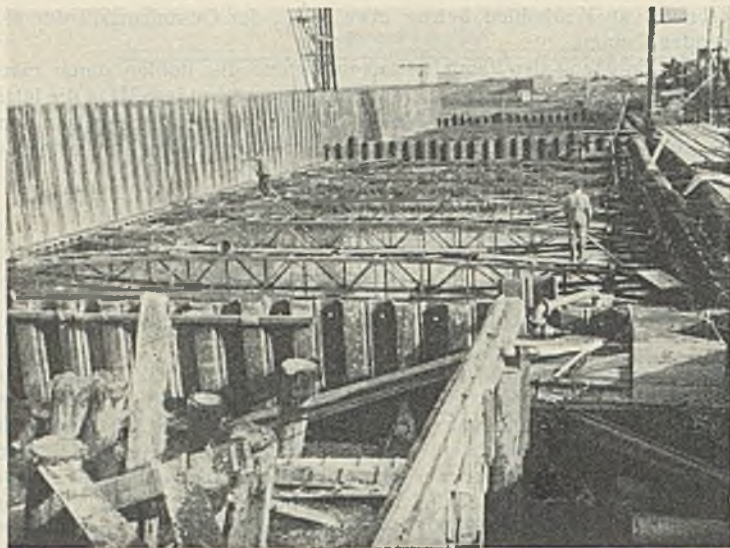


Abb. 10. Mole, Spundwandabstufung.

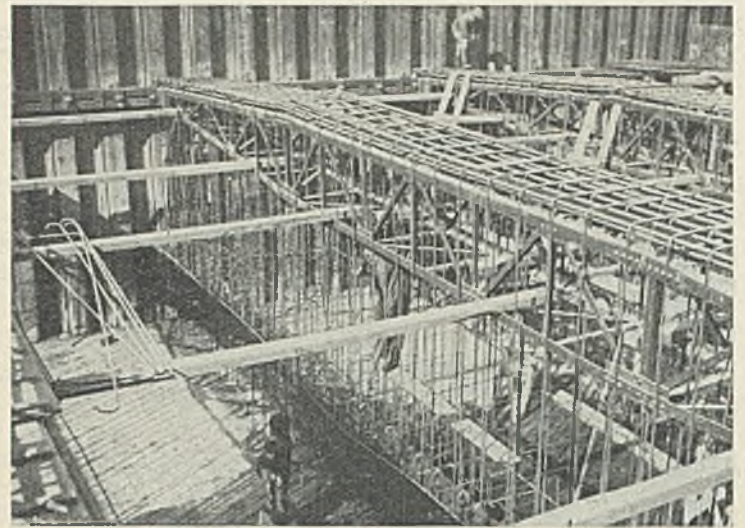


Abb. 11. Mole, Rundeisenbewehrung der Rippen.

ankerungsbolzen und damit die Gurte und Gitterträger durch einen besonderen Hilfsbolzen, der vor dem Betonieren entfernt wurde, in der richtigen Lage oben in dem Langloch festgehalten (Abb. 12).

d) Erdaushub. Der Boden zwischen den Pfählen wurde mit einem Vierseilgreifer von 0,7 m³ Korbinhalt ausgehoben und im dichteren Teile des Pfahlrostes ein Handschacht zu Hilfe genommen. Nachdem die Sohle bis — 1,75 ausgeschachtet war, wurde zum Ausgleich Sand und darüber eine 20 cm starke Magerbetonschicht eingebracht, um für die untere Rundeisenbewehrung der Rostplatte eine einwandfreie Unterlage zu schaffen.

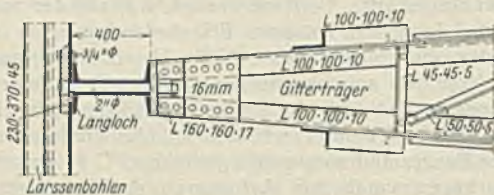


Abb. 12. Mole, Gitterträgeranschluß.

e) Untere Verankerung der Spundwand. Während die obere Verankerung bzw. Aussteifung im Bauzustande der Mole auf der ganzen Länge hauptsächlich zur Aufnahme der äußeren Wasserdruckkräfte diente und nach Fertigstellung des Eisenbetonkörpers nur auf der Rückseite, wo die aufgehende Mauer fehlt, eine reine Zugverankerung zur Aufnahme der inneren Erddruckkräfte aus dem Verfüllungsboden und der Verkehrslast darstellt, hat die untere Verankerung die Aufgabe, nach Freibaggerung der Mole die Spundwand an dieser Stelle zur Verringerung des Biegungs-(Feld-) Momentes einzuspannen und die Auflagerkraft als Zugkraft in die Eisenbetonsohle und den Pfahlrost überzuleiten.

Zu diesem Zwecke wurde jede zweite Bohle in Ordinate — 0,50, also 1 m über der Sohle, mit Rundeisenankern von 2" Durchm. und 2,7 m Länge unmittelbar in der Rostplatte verankert.

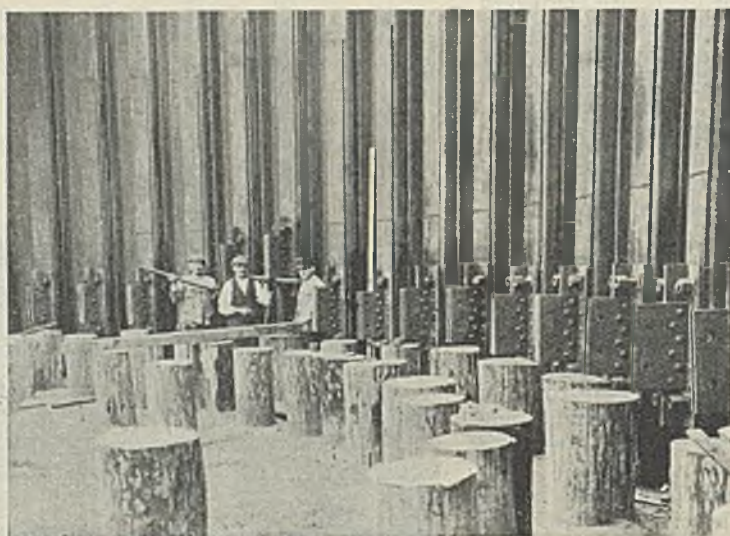


Abb. 13. Molenkopf, Anschlußstücke für die Spundwandverankerung.

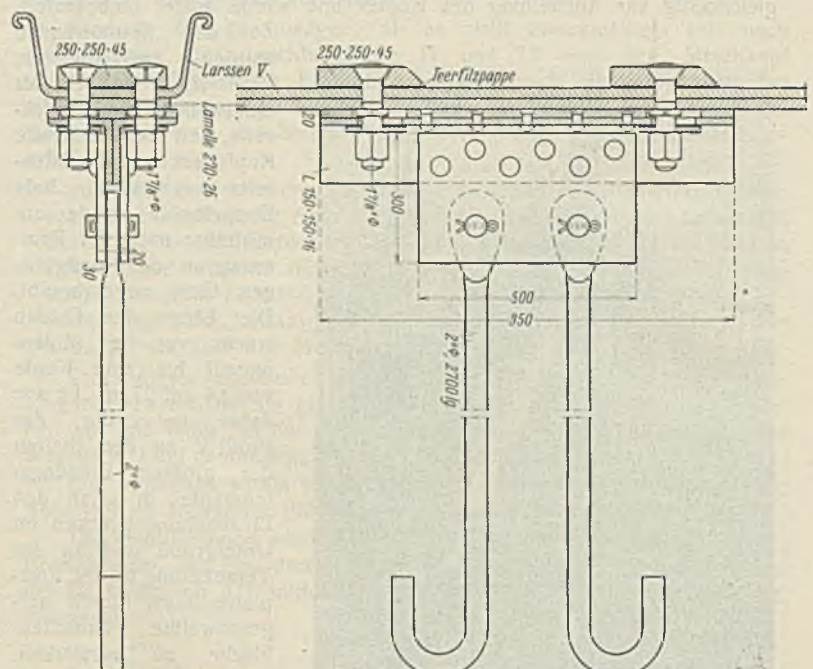


Abb. 14. Mole, Ankeranschlußstücke für die Spundwandverankerung.

An der Rückseite der Mole, wo das Watt auch nach der Ausbaggerung des Vorhafens im wesentlichen auf der bisherigen Höhe liegenbleiben wird, genügte es, die Anker für jedes Bohlenpaar in Langlöchern durch die Wand zu führen. Die kurzen Ankeranschlußbolzen wurden dabei*) mit der Bohle durch das Erdreich bzw. im Wasser bis auf die planmäßige Tiefe hinabgerammt und die Anker mit einer Muffe von innen angeschlossen. Geringe Höhenunterschiede beim Rammen waren wegen der Stärke der Sohle von 1,4 m belanglos.

Bei den Strecken am Molenkopfe und an der Hafenseite mit den großen Spundwandlängen wurde der größeren Sicherheit wegen eine abgeänderte Konstruktion gewählt:

Die Ankeranschlußpunkte lagen nach der Rammung unter Wasser, konnten daher bei auftretenden Undichtigkeiten von außen nur durch Taucher erreicht werden. Beim Rammen der langen Bohlen war zu befürchten, daß sich die Anschlußbolzen infolge der starken Erschütterungen durch die Rammschläge lockern würden und schwer wieder in die richtige Lage oben im Langloch zurückgebracht werden könnten. Es wurde daher auf die Langlöcher in den Bohlen verzichtet und diese in einem besonderen Ankeranschlußstück aus Winkeleisen an der Innenseite der Spundwand angeordnet, wo das sichere Anbringen der Konstruktion im Trocknen möglich war (Abb. 13).

Die Ankeranschlußbolzen, vier Stück von 1 7/8" Durchm. für einen Doppelanker von 2" Durchm. wurden in gewöhnlichen Rundlöchern mit Kopfplatte, Dichtungsfilz und zwei Muttern gerammt.

Die innere halbe Mutter, die in dem Langloch des Ankeranschlußstückes versenkt liegt, dient zum Festhalten der Kopfplatte und der Ab-

*) Vgl. Aufsatz Martinsen: „Die Betonierung der Bauwerke“.

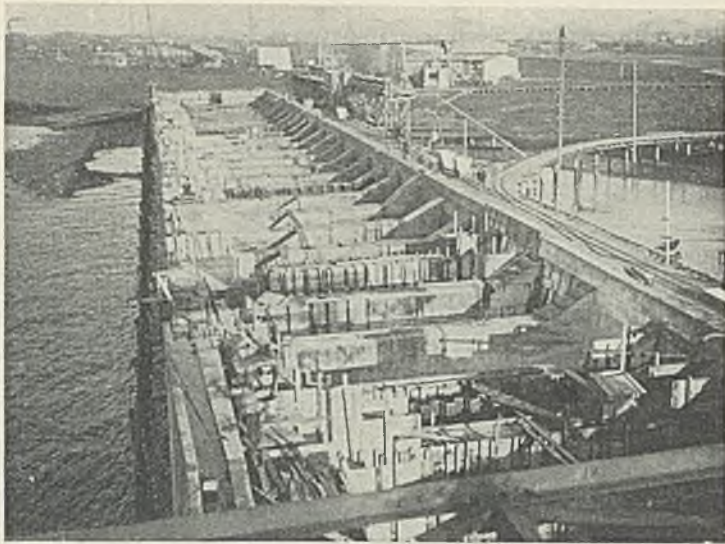


Abb. 15. Mole, Betonarbeiten.

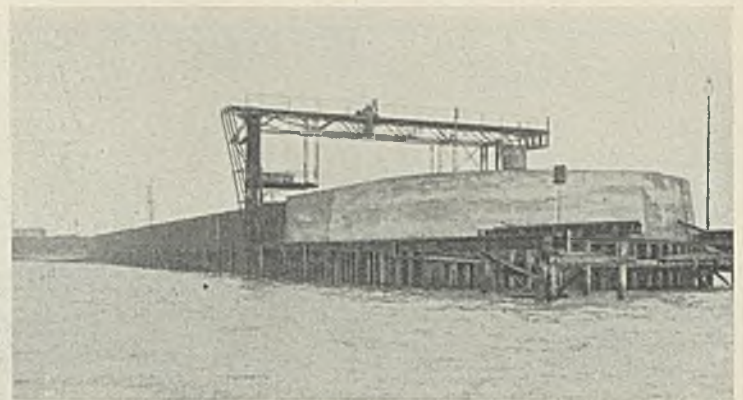


Abb. 16. Molenkopf von Westen gesehen.

dichtung während der Montage des Ankeranschlußstückes. Das Langloch ist durch eine Unterlagscheibe gedeckt. Um über den Muttern der jetzt feststehenden Bolzen Spielraum im Beton für ungehindertes Setzen des Molenkörpers ohne Abscheren der Bolzen zu schaffen, wurden die Muttern durch kleine Kästchen aus Schwarzblech überdeckt. Diese zunächst umständlich erscheinende Konstruktion des Ankeranschlusses hat sich in der Ausführung als zuverlässig betreffs Wasserdichtigkeit und einfach in der Anbringung erwiesen. Weitere Einzelheiten sind aus Abb. 14 zu erkennen.

f) Betonarbeiten. Der Rippenkörper der Mole ist entsprechend dem Abstände der Querspundwände von rd. 40 m durch Trennungsfugen in rd. 20 m Entfernung unterteilt worden. Die Fugen wurden bei den Wänden durch eine aufgeklebte Lage von teerfreier Pappe gebildet. In der Sohle wurden die Blöcke ohne Zwischenlage stumpf gegeneinander betoniert. Auf Wasserdichtigkeit der Fugen brauchte kein besonderer Wert gelegt werden, da erstens die äußeren dichten Spundwände, die als Schalung für den Beton dienten, auch später bestehen bleiben und zweitens der Molenkörper innen mit Tonboden ausgestampft werden sollte.

Die massive Eisenbetonseitenwand der Mole wurde an der Hafenseite und im Molenkopf bis auf +7 ausgeführt.

Die größte in einem ununterbrochenen Arbeitsvorgange herzustellende Betonmenge betrug rd. 700 m³, das Mischungsverhältnis 300 kg Hochofenzement + 50 kg Traß + 1200 l Kies, die mittlere Eisenbewehrung rd. 60 kg/m³.

Die Betonmaschine stand an der Molenwurzel (Abb. 15). Bei den der Mischmaschine benachbarten Molenteilen floß der Beton unmittelbar von der Maschine zur Verwendungsstelle. Bei den weiter entfernten Molenteilen wurde der Beton in Muldenklippern mit Benzolokomotiven auf dem Arbeitsgerüst verfahren, auf Verteilungspfannen abgekippelt und mit Rohren und Gießbrinnen an die Einbaustelle geleitet. Wo dieses Verfahren wegen des geringen Höhenunterschiedes bzw. zu großer Entfernung nicht mehr möglich war (Rückseite der Mole, aufgehende Wände und Rippen), wurde der Beton in Gießkübeln angefahren, von der Laufkatze des die Mole überspannenden Portalkranes in die rückwärtigen Verteilungspfannen gebracht oder auch unmittelbar an der Verwendungsstelle gekippt.

Die Schalung war für die sichtbaren Außenflächen mit 1 mm starkem Eisenblech beschlagen und bestand im übrigen aus gehobelten und gespundeten Tafeln. Da dieselben Abmessungen sich in den einzelnen Feldern stets wiederholten, waren die Schalungstafeln genormt, so daß der Umbau von einem Feld ins andere sich mit Hilfe des Portalkranes schnell bewerkstelligen ließ.

Die gesamte Eisenbetonmenge, rd. 9500 m³, wurde in der Zeit vom 11. September bis zum 22. November eingebracht. Betoniert wurde dabei nur an 33 Tagen.

Die vorbereitenden Arbeiten, Eisenverlegung und Aufstellen der Schalung, wurden je nach der Wetterlage in Tag- und Nachtschichten beschleunigt oder auch zurückgehalten, mit dem Erfolge, daß die Betonarbeiten in keinem Baublock durch Sturmfluten überrascht oder ernstlich gestört wurden.

g) Wasserhaltung. Wenn auch nach den Erfahrungen an anderen Bauten (z. B. Gründung des Strompfeilers der Königinbrücke in Rotterdam) angenommen werden konnte, daß die eisernen Spundwände in fließendem Wasser gegen 8 bis 10 m Wasserüberdruck (im Molenkopf) nach Absenkung des Wasserspiegels innerhalb des Spundwandkastens durch Rost und

Schlamm in den Schössern nach einigen Wochen von selbst wasserdicht wurden, so fehlte es doch an Zeit, dieses abzuwarten. Die undichten Stellen wurden daher mit Asphalt und Goudron ausgegossen und streckenweise mit Werg kalfatert, ebenso undichte Bolzenlöcher neu von innen verpackt.

Um das an den Wänden anfänglich herabrieselnde Wasser abzufangen, wurde auf der Sohle der Ausschachtung ein rings an der Spundwand herumlaufender Sickergraben angelegt, der, mit Grobkies ausgefüllt, das eingedrungene Wasser dem Pumpensumpf zuleitete, von wo es von Zeit zu Zeit abgesaugt wurde. Zum Auspumpen der durch Sturmflut vollgelaufenen Spundwandkasten war eine normale Kreiselpumpe mit 250 mm Rohrdurchmesser von Feld zu Feld eingebaut. Zur Unterstützung der Pumpe wurde im Molenkopfe für die Bauzeit ein Leerlaufrohr mit Abschlußklappe eben über Niedrigwassertiefe angebracht. Die Wasserzuleitung von den fertig betonierten zurückliegenden Strecken wurde dadurch hergestellt, daß in die Querspundwände über der Betonsohle Löcher eingebracht und ebenso in den Querrippen besondere Durchflußöffnungen ausgespart wurden.

Obleich bei dichter Spundwand und wegen der Stärke der Kleischicht die Gefahr des Wasserüberdruckes auf die frisch betonierete Sohle gering war, wurde dennoch zur Vorsicht eine Entlastungsanlage in einfacher Weise dadurch geschaffen, daß beim Betonieren der Sohle die Wölbungen der Larssenbohlen in Abständen von etwa 8 m durch ein aufgestelltes Brett abgeschalt und offen gehalten wurde. Die so gebildeten Entlastungsrohre wurden mit Kies ausgefüllt und standen mit der Kies- bzw. Sand-schüttung unter der Betonsohle in Verbindung.

III. Die Durchbauung des Weserdeiches auf der Ost- und Westseite im Außenvorhafen.

1. Planung der Bauarbeiten.

Die Nordmole Block 5 bis 10 und die Kajemauer auf der Ostseite des Außenvorhafens Block 10 bis 18 — Lageplan Abb. 4 — konnten, wie bereits erwähnt, erst nach Aufhebung des Schnellzuggleises hinter dem Weserdeich gebaut werden. Die Bauarbeiten auf diesen beiden Seiten wurden also erst im März 1930 begonnen. Andererseits mußte jedoch ihre rechtzeitige Fertigstellung in dem einen Baujahr verlangt werden, um nicht die unmittelbar anschließende Ausbaggerung des Vorhafens aufzuhalten. Da ferner der Weserdeich von der Mole wie von der Ostkaje auf längerer Strecke durchschnitten wurde und der neue Hochwasserschutz am Außenhaupt bei Beginn der Bauarbeiten noch nicht fertiggestellt war, wurde es notwendig, die Herstellung des Pfahlrostes und der Eisenbetonrippenkörper für Mole und Kajemauer unter Aufrechterhaltung des See-deichschutzes durchzuführen und hiernach den Bauvorgang festzulegen.

2. Gründung und Hochwasserschutz.

Molenblöcke 5 bis 10: Die Bauwerkskonstruktion blieb auf Grund der statischen Untersuchungen die gleiche wie die der Außendeichstrecke der Mole Block 11 bis 17. Die vorderen und hinteren Spundwände waren stark genug, um während des Bauzustandes den Erddruck des Deichkörpers und den Wasserdruck der Weser aufnehmen zu können.

Der Fuß des Weserdeiches war durch die bereits fertige Außendeichstrecke der Mole gesichert. Die beiden Spundwände von Block 10 wurden an Block 11 angeschlossen und die dem Wellenschlag ausgesetzte westliche Spundwand mit Oberkante auf +8 m und die südliche geschützt liegende Spundwand mit der Oberkante auf +7 m durch den Deich bis Block 7 gerammt. Zwischen Block 9/8 und 7/6 wurde eine ebenfalls bis +8 m bzw. +7 m reichende Querspundwand gezogen. Trat ein Überfluten der Baublöcke 10/9 ein, während diese in der Bauausführung standen, so waren die anschließenden Baublöcke und der Vorhafen gegen Wassereinbruch durch die beiden Querspundwände gesichert.

Kajemauer Ostseite: Außenvorhafen Block 10 bis 18.

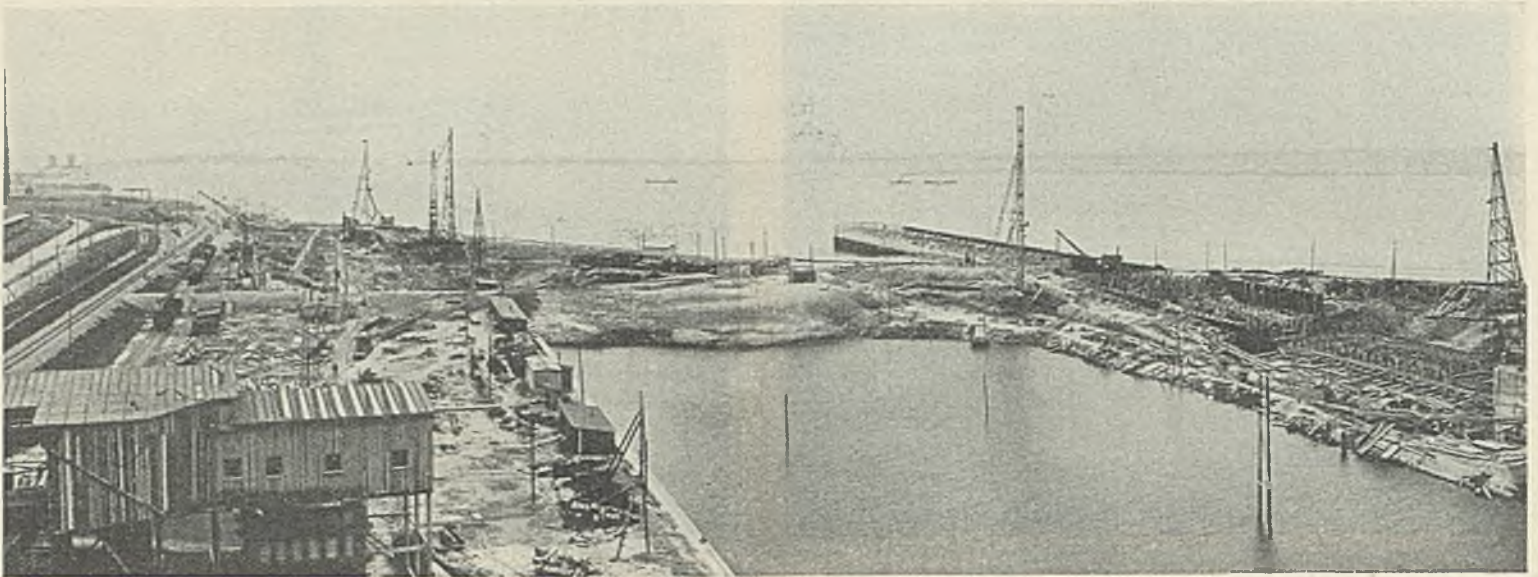


Abb. 17. Durchbauung des Weserdeiches, Baustellenübersicht.

Die Blöcke 10 und 11 lagen noch im Schutz des Seedeiches und wurden als gewöhnliche Kajemauern mit tiefliegender Spundwand wie die Blöcke 1 bis 4 im Außenvorhafen Ost ausgeführt. Bei den Blöcken 14 bis 18 wurde für den Bauzustand die vordere Spundwand bis +7 m hochgeführt, um nach der Weserseite ausreichenden Wasserschutz während der Herstellung des Eisenbetonrippenkörpers zu sichern. Vor dem Einbau von Wand und Rippen wurde die Spundwand auf +4,50 m abgebrannt und der Kopf der Kajemauer bis +6 m in Eisenbeton ausgebildet. Die Spundbohlen sind in der Restplatte auf -1 m und in der Wand auf +4 m gemäß Abb. 26⁵⁾ verankert worden. Die Bauwerke wurden wie in Baublöcken von 20 bis 25 m Länge unterteilt.

Während auf der Molenseite nur die Blöcke 10 und 9 vor der Deichkrone lagen, waren hier die fünf Baublöcke (18 bis 24) bei Sturmfluten dem Wellenschlag voll ausgesetzt. Auf dieser Seite bestand mehr als auf der Molenstrecke die Gefahr, daß beim Versagen von Baumaßnahmen der Deich beschädigt und das rückliegende Gelände überflutet wurde. Daher wurde auf der Ostseite des Vorhafens ein zweiter Hochwasserschutzdeich (Abb. 17 und Lageplan Abb. 4) vom neuen Weserdeich und Bahnkörper quer über Block 9/8 zum alten Weserdeich mit der Krone auf +7,50 m gezogen. Außerdem wurde zur Sicherung des alten Seedeiches hinter den Kajeblocken 18 bis 14 eine kurze Spundwand mit Oberkante auf +6 m, bei den Blöcken 16/15 auf +7 m geschlagen, so daß während der Ausführung der Betonarbeiten der Deich nur im Kajemauergrundriß abgetragen wurde. Zwischen den Blöcken 16/15 und

⁵⁾ Vgl. Aufsatz Martinsen: „Die Betonierung der Bauwerke“.

14/13 standen Querspundwände. Es war also auch auf der Ostseite der Deichschutz während der Bauzeit doppelt gesichert.

Um die Bauarbeiten vor Wassereinbruch am Anschluß an die Columbuskaje, der nur durch stumpfen Stoß der ersten Larssenbohle hergestellt werden konnte, zu sichern, wurde zwischen Block 18/17 eine weitere Querspundwand gezogen (Abb. 18); die in diesem Bilde sichtbare Querspundwand zwischen Block 18/Columbuskaje stammt aus der Bauzeit dieser Kaje und diente bislang zum Deichanschluß.

3. Abstützung der Baugruben.

Die Aussteifung der Spundwandzellen wurde in der gleichen Art wie bei der Außenstrecke der Nordmole ausgeführt. Die Gitterträger mußten hier jedoch neben dem Wasserdruck auch größeren Erddruck aufnehmen und erhielten daher stärkeren Profilquerschnitt. Dem Festigkeitsnachweis ist der Erd- und Wasserdruck bis +6 m Höhe zugrunde gelegt und als Beanspruchung für die Gitterträger $\sigma = 1800 \text{ kg/cm}^2$ zugelassen worden. In den Blöcken, deren Spundwände den Erddruck des vollen Deichkörpers bis zur Krone aufzunehmen hatten, wurde eine zweite kurze Steifenlage auf +6 m eingezogen.

Die Gitterträger der Molenblöcke wurden wiederum in die Eisenbetonrippen gelegt, da sie zur Verankerung der westlichen Spundwand dienen, während sie in der Kajemauer auf der Ostseite zwischen den Rippen saßen, wo sie nur für den Bauzustand erforderlich waren und bis auf den vorderen Teil, der einbetoniert wurde, wiedergewonnen werden konnten.

4. Der Bauvorgang.

Für den Bauvorgang gab es die beiden Möglichkeiten:

- a) zuerst vordere und rückwärtige Spundwand sowie die senkrechten Pfähle der Molenblöcke bzw. vordere Spundwand der Ostkajenblöcke schlagen, dann Boden innerhalb der Spundwand bis zur Pfahlkopfebene des Pfahlrostes ausheben, oder
- b) zuerst Pfähle rammen, ohne das Deichprofil anzuschneiden, dann die Spundwände schlagen und innerhalb dieser zwischen den Pfählen den Boden ausheben.

Zu a) Durch die Gitterträger wurde alle 5 m der Pfahlrost um rd. 1,50 m Breite unterbrochen, da unter bzw. in dem einzelnen Träger nicht gerammt werden konnte. Dadurch ergab sich eine zu dichte Pfahlstellung, und die Bewehrung der Rostplatte zwischen den Pfahlköpfen ließ sich nicht durchführen.

Zu b) Die Durchrammung des vollen Deichkörpers bedingte zwar längere und stärkere Pfähle, bot aber in der Konstruktion und Bauausführung wesentliche Vorteile. Die Pfähle ließen sich so über die Rostplatte verteilen, wie sie statisch erforderlich waren. Ferner konnten die Bauarbeiten beschleunigt werden, da nicht erst der Bodenaushub auf der ganzen Molen- bzw. Kajenstrecke abgewartet werden mußte, sondern Bodenaushub, Rundeisenflechten und Betonieren nunmehr blockweise nacheinander folgten. Daher wurde der Bau-

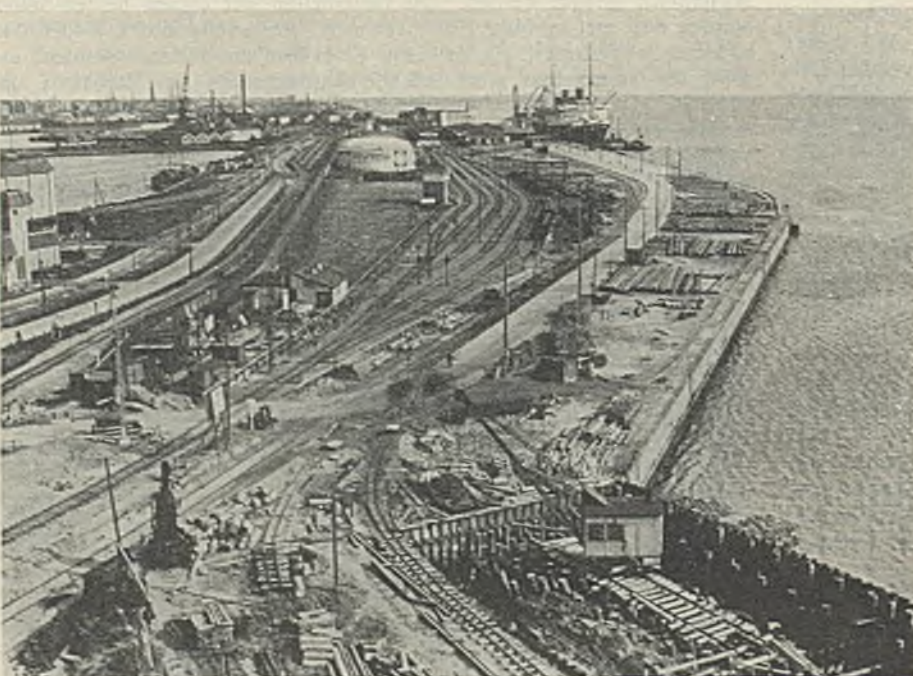


Abb. 18. Anschluß der Kajemauern an die Columbuskaje.

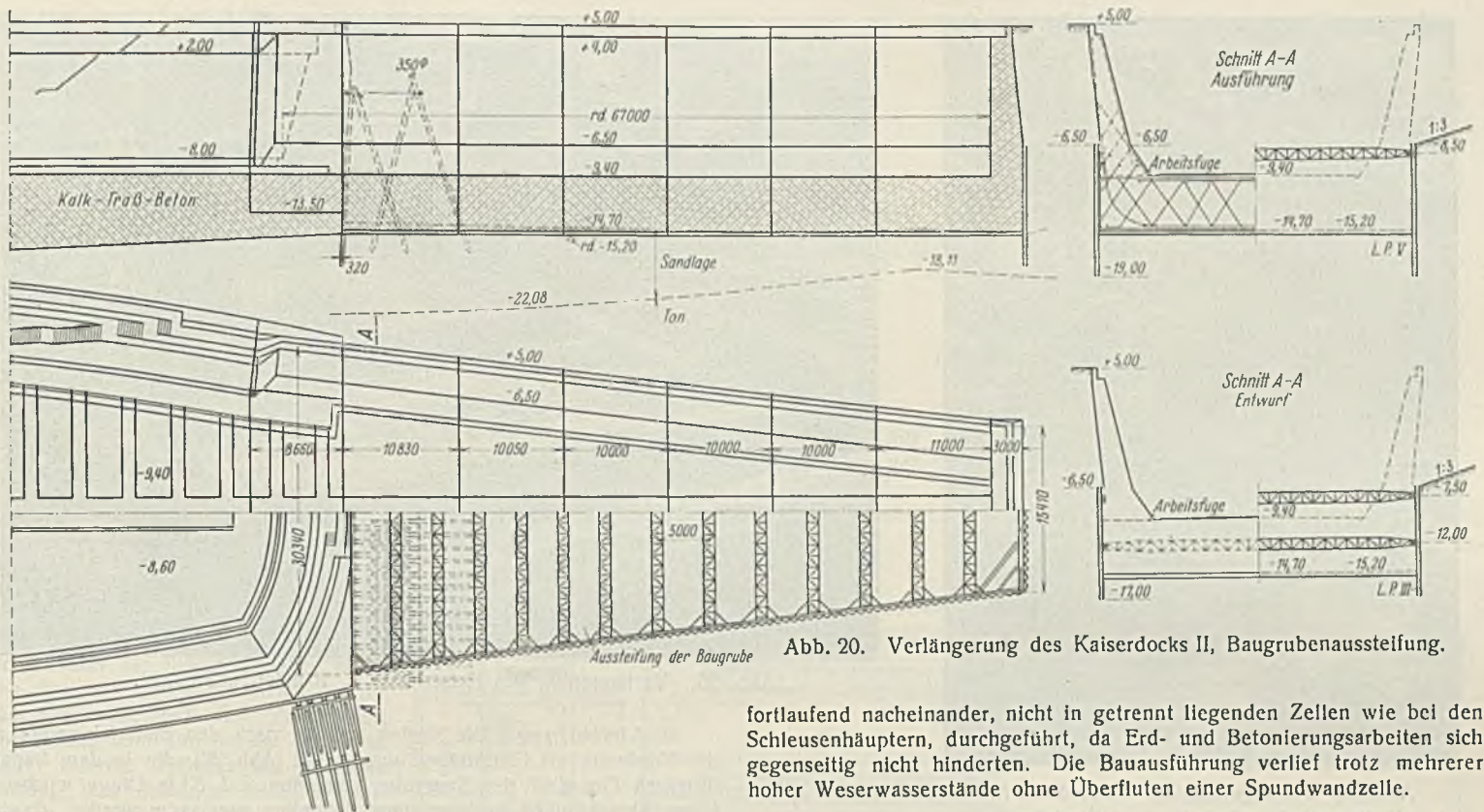


Abb. 20. Verlängerung des Kaiserdocks II, Baugrubenaussteifung.

fortlaufend nacheinander, nicht in getrennt liegenden Zellen wie bei den Schleusenhäuptern, durchgeführt, da Erd- und Betonierungsarbeiten sich gegenseitig nicht hinderten. Die Bauausführung verlief trotz mehrerer hoher Weserwasserstände ohne Überfluten einer Spundwandzelle.

vorgang b) für die Ausführung festgesetzt. Die Pfahlabschnitte von der Rammebene bis zur Rostplatte wurden in ganzen Längen wiedergewonnen (Abb. 19) und für Schwimmfelder eingeschnitten.

Der Umfang der Erd-, Ramm- und Betonarbeiten für die rd. 150 m lange Molenstrecke und rd. 250 m lange Ostkaje erforderte eine Bauzeit, für welche die Sommermonate mit den mittleren Weserwasserständen nicht ausreichten. Es mußte vielmehr von Anfang an damit gerechnet werden, daß die Betonarbeiten bis in den Winter dauerten, wo Sturmfluten zu erwarten waren. Daher wurden die Bauarbeiten an der Mole wie im Außenvorhafen Ost auf der Westseite begonnen und damit erreicht, daß die letzten Baublöcke im Winter innerhalb des Landesdeiches geschützt hergestellt werden konnten.

5. Durchführung der Gründungsarbeiten.

Die Rammarbeiten begannen gleichzeitig auf beiden Seiten am 15. März 1930. Die Betonarbeiten konnten auf der Ostseite am 15. Juli mit dem Anschlußblock an die Columbuskaje und auf der Westseite am 1. September 1930 eingesetzt werden. Die Rammungen dauerten bis zum 1. September bzw. 1. November. Am 1. Oktober waren die Blöcke 18 bis 15 auf der Ostseite und am 1. November die Blöcke 10 bis 9 auf der Westseite einschließlich der Eisenbetonrippenkörper fertiggestellt. Das Ausheben des Bodens und das Einbringen der Rostplatten wurde

IV. Die Verlängerung des Kaiserdocks II.

1. Gründung.

Die Sohle des Verlängerungsbauwerks ist nicht wie beim vorhandenen Dockkörper im Unterwasserschüttverfahren, sondern in trockener Baugrube hergestellt worden, um die neue Sohle an das bestehende Dock dicht anschließen und die aus der früheren Bauzeit vorhandene hölzerne Spundwand mit ihren Verankerungsböcken bis unter die Bausohle vollständig beseitigen zu können. Der Bauwerksquerschnitt wurde als biegesteifer Trog ausgebildet und die 5,30 m starke Eisenbetonsohle zwischen eisernen Spundwänden eingebracht.

Der tragfähige Sand steht unter dem Verlängerungsbauwerk auf —14,70 m, also 2 m höher als unter den Schleusenhäuptern. Da die Docksohle auf —9,40 m liegt und die Bauhöhe für die Eisenbetonsohle ausreichte, wurde die Baugrube nur bis —14,70 m ausgehoben. Die tiefen Spundwände und die Zellaufteilung der Schleusenhäupter kamen hier nicht in Frage, weil die Sandschicht zu mächtig war und die Baublockfugen für den Betriebszustand des Dockes wegen des Grundwasserüberdruckes abgedichtet werden mußten.

2. Abstützung der Baugrube.

Um Bodenaushub für die Baugrube und Betonmassen im Sohlenbauwerk und in den Wänden zu sparen, wurden die Umfassungspund-

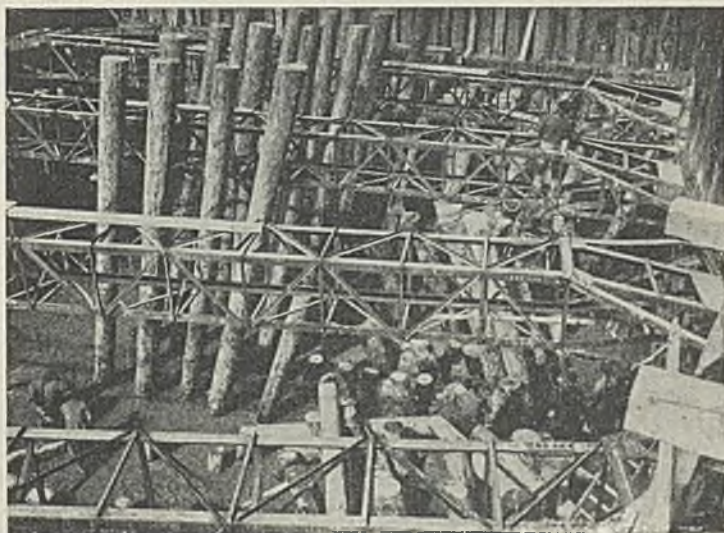


Abb. 19. Außenvorhafen Ost, Bodenaushub zwischen den Gitterträgern und Pfählen in Block 16.

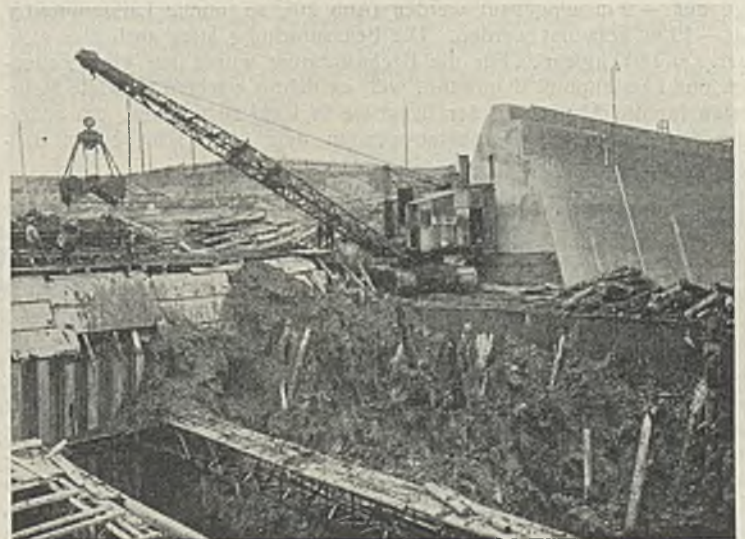


Abb. 21. Verlängerung des Kaiserdocks II, Bodenaushub in Block 1.



Abb. 22. Verlängerung des Kaiserdocks II, Bodenaushub unterhalb der Gitterträger.

wände so eng geschlagen, wie es die Querschnittsbemessung und Neigung der Wände gestattete. Daher lag die Oberkante der Spundwand nicht auf -4 m wie bei den Schleusenhäuptern, sondern wurde tiefer, auf $-6,50$ m, gelegt. Von Geländehöhe $+5$ m bis $-6,50$ m wurde der Boden mit Böschungen $1:3$ und von da zwischen den Spundwänden bis $-14,70$ m im Schutze einer Tiefbrunnen-Pumpenanlage ausgehoben, die das Grundwasser in der Sandschicht bis $-15,50$ m absenkte.

Auf die Umfassungsspundwände und ihre Aussteifung wirkte daher nur der Bodendruck der senkrechten Wand von $-14,70$ m bis $-6,50$ m und von dort unter $1:3$ mit zwei Bermen bis $+5$ m ansteigend, soweit er innerhalb der Gleitfläche des wirksamen Erddruckes lag. Versagte die Wasserhaltung, so stieg das Grundwasser zu beiden Seiten der Spundwand annähernd gleichmäßig, brachte also keine Zusatzbelastung für diese. Für die rechnerische Ermittlung der Erddruckkräfte wurden die bereits bei den Häuptern angegebenen Bodenwerte zugrunde gelegt.

a) Spundwand. Die Stärke der Spundwand war wiederum von der Anzahl der Steifenlagen abhängig, und diese mußten so gewählt werden, daß der freie Arbeitsraum für den Betonbetrieb erhalten blieb. Wurde die Spundwand an zwei Stellen, und zwar auf -9 m und -13 m unterstützt, so reichte Larssenprofil III bei einer Rammtiefe von -17 m einer Beanspruchung $\sigma = \text{rd. } 1800 \text{ kg/cm}^2$ aus. Sollte nur eine Steifenlage auf -9 m eingebaut werden (Abb. 20), so mußte Larssenprofil V bis -19 m gerammt werden. Die Beanspruchung stieg auch hier nicht über $\sigma = 1800 \text{ kg/cm}^2$. Für die Bauausführung wurde nur eine Steifenlage und Larssenprofil V gewählt, weil es richtig erschien, gewisse Mehrkosten für die Abstützung der Baugrube in Kauf zu nehmen, um anderseits den Einbau der Eisenbetonsohle in dem stark schiebenden Baugelände zu beschleunigen.

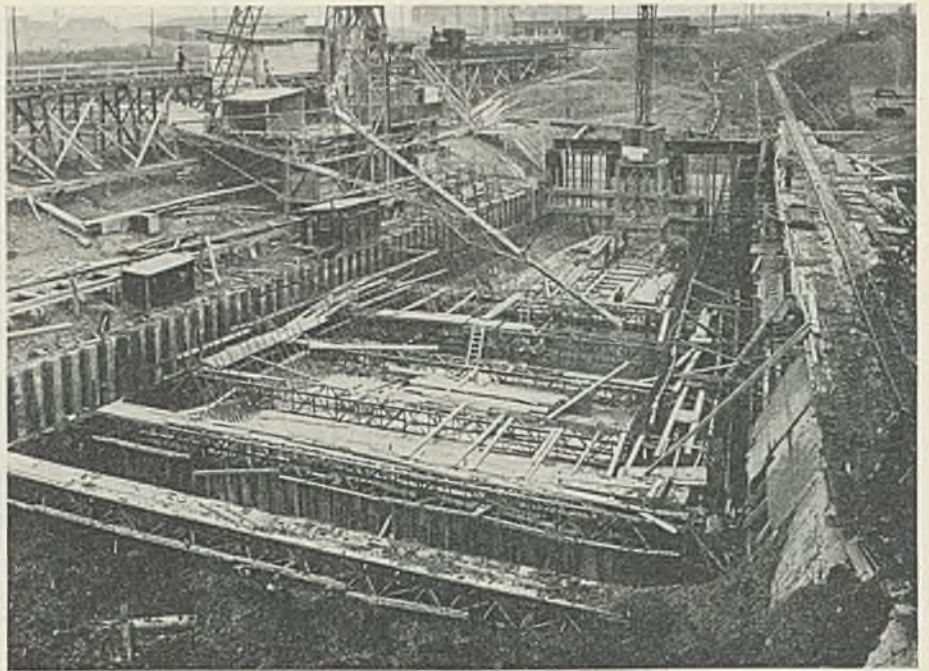


Abb. 23. Verlängerung des Kaiserdocks II, Baustellenübersicht.

b) Absteifung. Die Steifen wurden nach den Bauerfahrungen an der Nordmole als Gitterträger ausgebildet (Abb. 20), die in dem trapezförmigen Grundriß der Baugrube von 15 m auf 33 m Länge wuchsen. Diese Abmessungen konnten ohne Bedenken zugelassen werden, da die Baugrube jeweils nur auf $1\frac{1}{2}$ Blocklänge bis zum Sand frei stand. Andererseits zeigte sich aber auch, daß mit 33 m Länge die Grenze für diese Gitterträger erreicht ist, da sich an den beiden längsten Trägern nach dem Bodenaushub Verdrehungen einstellten. Diese Träger wurden durch kurze Notsteifen entlastet. Die Gitterträger saßen im Abstände von 5 m und bekamen rd. 100 t Druck.

3. Bauvorgang.

Die Eisenbetonsohle wurde in fünf Baublöcke (Nr. 1 bis 5) von rund je 10 m Länge und einen Block von 14 m Länge (Nr. 6) aufgeteilt und blockweise von Nr. 6 nach Nr. 1 eingebracht. Diese Reihenfolge ist zur Beschleunigung der Arbeiten und aus Gründen der Sicherheit gewählt worden. An der Spitze (Block 6) konnte nämlich zuerst der tiefe Aushub begonnen werden, während am anderen Ende noch die Umfassungsspundwand gerammt wurde. Der schwierige Block war Nr. 1 wegen der Beseitigung der alten Spundwand und Pfähle (Abb. 21), wegen der großen Breite und des vom bestehenden Dock her zu erwartenden Wasserandranges. Er ließ sich am sichersten bewältigen, wenn die übrigen Blöcke bereits eingebaut waren. Der Übergangsblok 0, der bei -13 m auf die bestehende Sohle aufgesetzt wurde, war an den Abbruch der Stirnmauer des vorhandenen Docks gebunden und ist zuletzt hergestellt worden.

Der Bodenaushub begann im Januar 1930 und wurde so angesetzt, daß das Dock noch bis zum Mai 1930 benutzt werden konnte. Zu diesem Zweck blieb um die Dockmauer der Boden auf $-3,50$ m liegen, bis das letzte Schiff (Dampfer „Columbus“) gedockt war. Inzwischen wurde der Boden im übrigen Teil bis $-6,50$ m ausgehoben und die Umfassungsspundwand geschlagen. Am 15. Juni begann der tiefe Bodenaushub (Abb. 22), am 15. Juli konnte der erste Sohlenblock — Nr. 6 — betoniert werden, und am 1. November waren die Gründungsarbeiten mit dem Einbau der Sohlenblöcke abgeschlossen. Abb. 23 zeigt den Stand der Gründungsarbeiten am 1. Oktober 1930.

Alle Rechte vorbehalten.

Neuerungen im Bau von Triebwasserleitungen.

Von Dr.-Ing. Marquardt, Stadtbaurat, München.

(Schluß aus Heft 31.)

Eine für den Abtransport des Ausbruchmaterials wesentliche Neuerung zeigt Abb. 7, die in dem mit 25% geneigten Tunnel der Bayer. Zugspeitzbahn nach den Vorschlägen von A. Kunz angewendet wurde und die aus einer elektrisch angetriebenen Schüttelrinne samt einem fahrbaren Silowagen aus Eisenkonstruktion bestand. — Eine besonders einfache Art des Abräumens, die teilweise auch — allerdings in anderer Form — beim Bau der Bayer. Zugspeitzbahn Anwendung fand, wurde beim Bau des Auslaufes eines Hauptsammlers der Kanalisation von New Chicago in den Michigan-See angewendet, wo das im Tunnel ausgebrochene Felsmaterial mit Schrapper weggekratzt und ebenfalls auf

ein fahrbares, mehrteiliges Silogestell befördert wurde, von wo aus der Felsausbruch in die Kippwagen kam (Abb. 8).

Eine ebenfalls von A. Kunz stammende Methode der Tunnelrüstung, die eine sehr sparsame Vereinigung von vorübergehendem Ausbruch mit Lehrgerüst für Verschalung darstellt, hat in den letzten Jahren bei verschiedenen deutschen und schweizerischen Wasserkraftstollenbauten Anwendung gefunden und wurde an dieser Stelle bereits eingehend beschrieben⁵⁾. Eine ihr ähnliche Ausrüstungsart fand beim

⁵⁾ Bautechn. 1926, Heft 9 u. 12.

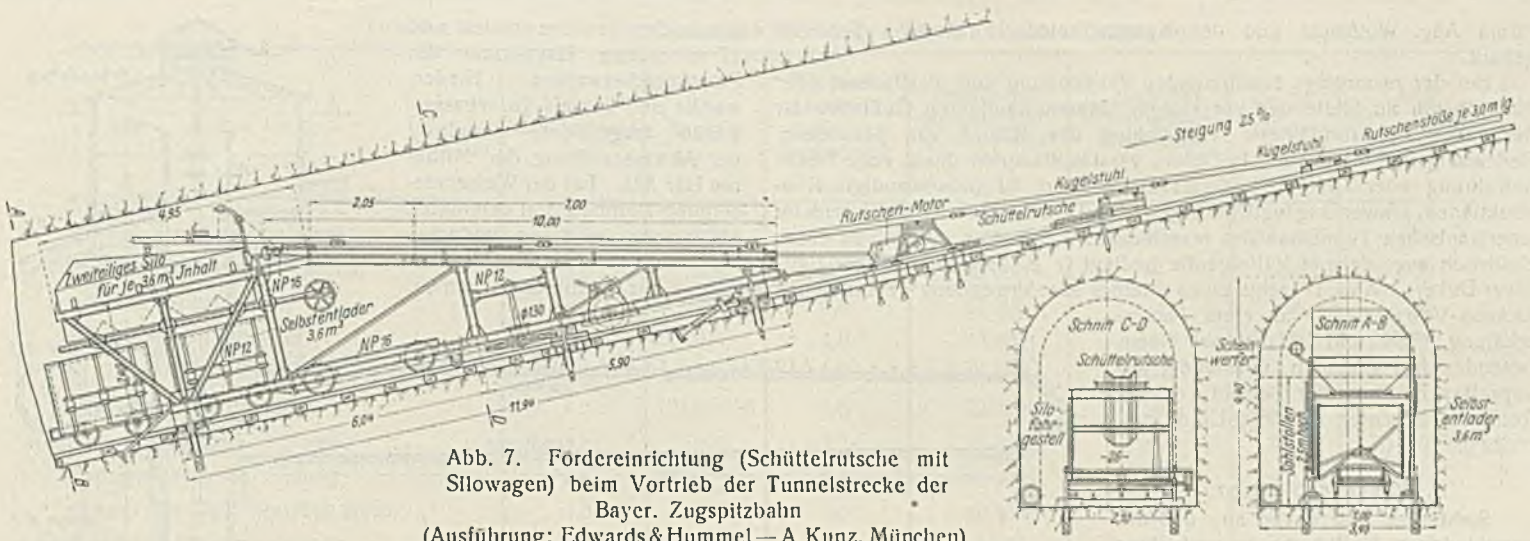


Abb. 7. Fördereinrichtung (Schüttelrutsche mit Silowagen) beim Vortrieb der Tunnelstrecke der Bayer. Zugspitzbahn (Ausführung: Edwards & Hummel — A. Kunz, München).

Bau des Städt. Entwässerungskanals anlässlich der Ausführung des Staatlichen Wasserkraftwerkes Motala (Schweden) Anwendung. Einen weiteren Fortschritt im Stollenvortrieb stellt neben der Bauweise Hüser die Schildbauweise Hallinger dar, die in den letzten Jahren ebenfalls wiederholt mit Vorteil zur Anwendung kam und bei der ein 4,5 m langer eiserner Zylinder als gleitende Rüstung und Schalung durch Wasserpressen vorgetrieben wird⁶⁾. — Neuartig und besonders bei leicht rolligem Material von Vorteil ist auch die Verwendung eiserner Tunnelbleche (Klöckner-Werke AG., Abteilung Mannstaedtwerke, Troisdorf bei Köln) an Stelle der gewöhnlichen hölzernen Pfandbretter, die durch die an dieser Stelle eingehend beschriebene „Kölnner Stollenvortriebsweise“ eingeführt wurden⁷⁾.

Während man bei uns noch in den letzten Jahren das Einbringen des Betons vorwiegend von Hand und durch Wagenförderung ausführte, hat jetzt die Druckluft-Betonförderung auch im europäischen Stollenbau Eingang gefunden. Die hierfür in Frage kommenden, einander ziemlich ähnlichen Verfahren: der Ransome-Concrete-Placer (Abb. 9), der Johny-Apparat der Ingersoll-Rand Co. und das System der Torkret G. m. b. H. sind mehr als andere Förderarten nahezu frei von den meistens nur einmaligen Gegebenheiten einer Baustelle und stellen Einrichtungen von allgemeinsten Verwendungsmöglichkeit dar, die sich bei uns bereits dort besonders bewährt haben, wo die Förderverhältnisse schwierige waren.

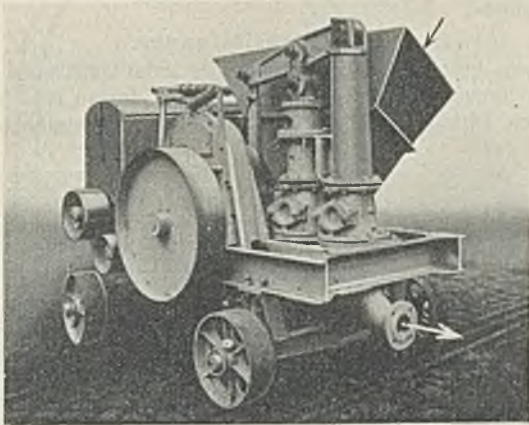


Abb. 10. Betonpumpe System Giese-Hell (Torkret G. m. b. H.).

So fand das Torkret-Verfahren bei den beiden schrägen Druckstollen des Kraftwerkes Mese bei Chiavenna mit 850 m Förderlänge, der Johny-Apparat beim Eichholz-Stollen des Schluchsee-Werkes Anwendung. Es scheint jedoch, als ob die Druckluft-Betonförderung, die unter der kost-

⁶⁾ Vgl. insbesondere Altmann und Oelbaum: „Überleitung der Mangfall und der Schlierach zum Seehamer-See zur Erweiterung des Leitzach-Kraftwerks der Städt. Elektrizitätswerke München“. Bautechn. 1930, Heft 53/54.

⁷⁾ Bautechn. 1931, Heft 8 u. 10.

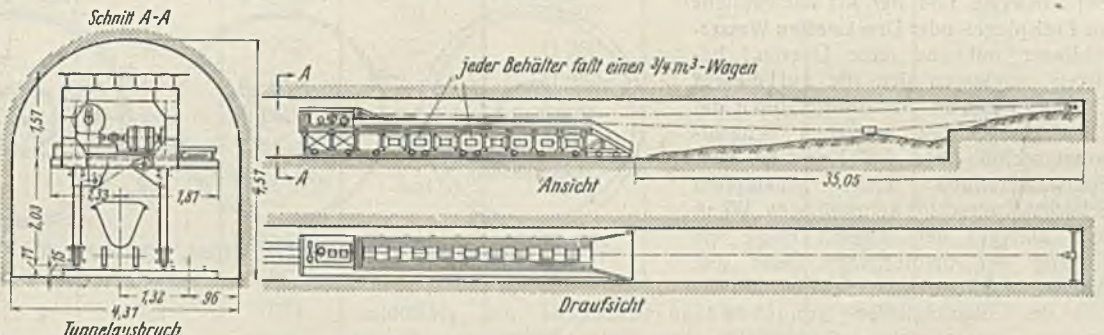
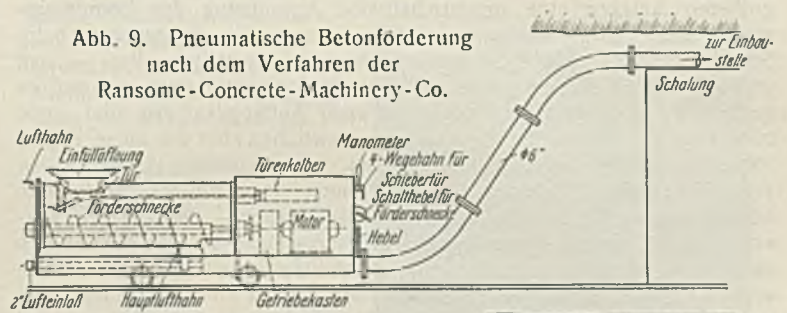


Abb. 8. Abräumarbeiten mittels Schrappers beim Bau des Chicago-Avenue-Tunnel-Auslasses in den Michigan-See (nach Eng. News-Rec. vom 26. Mai 1927, S. 863).

spieligen Druckluftherzeugung und dem großen Rohrverschleiß leidet, bald durch die Betonpumpe DRP., System Giese-Hell (Pumpkret-Verfahren) verdrängt sein wird (Abb. 10⁶⁾). Das Pumpkret-Betonförderverfahren verbindet mit dem Vorzug größter Einfachheit noch den

Abb. 9. Pneumatische Betonförderung nach dem Verfahren der Ransome-Concrete-Machinery-Co.



weiteren und für oberlägige Bauten besonders wichtigen, für alle vorkommenden Verhältnisse geeignet zu sein, wenn der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe die erforderliche Sorgfalt gewidmet wird. Die mit Klauenkupplung verbundenen dünnwandigen Rohre 120 mm Durchm. lassen sich auch in kleinen Stollen leicht unterbringen und entlasten die Stollenförderung ganz erheblich.

Die bereits eingangs betonte neuzeitliche Förderung, die Stollenauskleidung ohne Hohlraumbildung satt an das Gebirge anzuschließen, hat den Zementhinterspritzungen eine zunehmende Verbreitung gebracht. Die hierfür in Frage kommenden Einpreßapparate werden nach den Systemen der Torkret G. m. b. H., der

⁸⁾ Vgl. Bautechn. 1930, Heft 28, S. 445 und TIZ 1931, Heft 9.

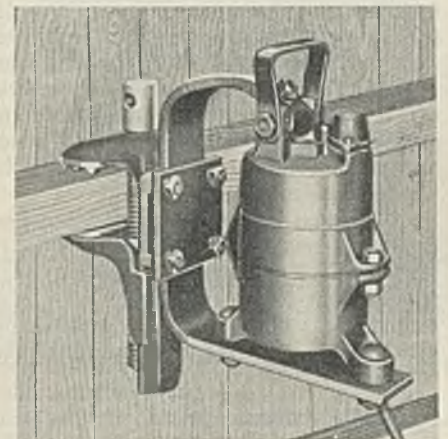


Abb. 11. Rüttelapparat nach Jackson.

Firma Aug. Wolfsholz und der Kesselschmiede Richterswil (Schweiz) gebaut.

Bei der neuerdings zunehmenden Verwendung von plastischem oder Stampfbeton an Stelle des vor einigen Jahren häufigeren Gußbeton ist die Frage der sorgfältigen Verdichtung des Betons von besonderer Bedeutung im Stollenbau. In Fällen, wo das Stampfen durch enge Eisenbewehrung oder andere Hindernisse erschwert ist (dünnwandige Konstruktionen, schwer zugängliche Lagen u. dgl.), hat man sich neustens im amerikanischen Tunnelbau des maschinellen Einrüttelns des Betons durch elektrisch angetriebene Rüttelgeräte bedient (z. B. beim New Yorker East-River-Düker). Abb. 11 zeigt einen hierbei zur Anwendung gekommenen Jackson-Vibrator, der an einer Mauer-schalung angebracht ist und aus einem besonders fest gebauten, vollständig gekapselten Elektromotor besteht, dessen Rotor ein Exzenter mit 3600 Umdr./min treibt⁹⁾.

3. Wasserschlosser.

Sieht man hier davon ab, daß die verschiedenen Kraftwerke je nach ihrer Betriebsweise und der Art des Stollens als Freispiegel- oder Druckstollen Wasserschlosser mit und ohne Überlauf besetzen, so lassen sich die auf diesem Gebiete erzielten Fortschritte durch die Entwicklung vom einfachen Schachtwasserschloß über das Kammer- zum Sparwasserschloß und gedämpften Schachtwasserschloß kennzeichnen. Wenn man auch in der Schweiz lange vor Klärung der theoretischen Seite der Wasserschloßfrage die Unwirtschaftlichkeit des ursprünglichen Schachtwasserschlosses mit gleichbleibendem waagerechten Querschnitt zur Verminderung der Druckschwankungen in den Stollen erkannt und schon 1905 beim Löntschwerk das namentlich im letzten Jahrzehnt zum häufigen Vorbilde gewordene Kammerwasserschloß zur Ausführung gebracht hat, so waren es doch in erster Linie die neueren wissenschaftlichen Forschungen, denen die Fortschritte in der Bemessung und konstruktiven Ausbildung der Druckwasserschlosser zu danken sind. Diese Untersuchungen führten zu der Erkenntnis, daß das Schachtwasserschloß bei größeren Anlagen eine unwirtschaftliche Ausnutzung des Dämpfungswertes des Wasserschloßinhaltes gibt — auch die Erfahrungen beim Schachtwasserschloß des Schwarzenbachwerkes bestätigen dies —, daß große Spiegelflächen im ganzen Wasserschloß unnötig sind und daß es genügt, die Wasserschlosser oben mit einer Auffangekammer und unten mit einem Behälterstollen zu versehen, dazwischen aber nur einen engen, röhrenförmigen Schachthals anzuordnen. Eine weitere Ersparnis an Wasserschloßinhalt, gleichzeitig aber auch verwickeltere Bauformen, brachte — zum Teil auf Grund von Modellversuchen — das Sparwasserschloß. Bei diesem steigt bei Belastungsrosselung das aus dem Stollen zufließende Wasser innerhalb weniger Sekunden durch den dem Druckstollen im allgemeinen flächengleichen Schachthals über den Ruhespiegel an, fällt dort in die Auffangekammer über und fließt beim Spiegelabfall wieder durch die Bodenöffnungen ab.

Eine weitere Möglichkeit zur Erzielung günstigster Schwingungsdämpfung ergibt sich beim gedämpften Schachtwasserschloß, bei dem man zwischen Stollen und Wasserschloß in Form von Querschnittverengungen, senkrechten Schlitzten u. dgl. einen dämpfenden Widerstand einschaltet. Von R. D. Johnson stammt eine Verbesserung des gedämpften Wasserschlosses. Das in Abb. 12 dargestellte Wasserschloß des Partenstein-Werkes¹⁰⁾ vereint auch die Eigenschaften des Kammerwasserschlosses mit dem Johnsonschen Wasserschloß und ist weiter wegen seiner halboberirdischen Anordnung bemerkenswert. Schließlich verdanken wir Kaminüller wertvolle Anregungen über die Ersparnisse, die bei größeren Wasserschloß-Anlagen bei Verwendung einer Tauchwand und Saugschwelle an den Abmessungen für die untere Kammer erzielt werden können¹¹⁾.

Neuartige Vorschläge zur Verhinderung der lästigen Verschlämung des Behälterstollens stammen von H. Dufour nach Art seines bekannten selbsttätigen Entsandungsprinzips und von Schoklitsch, der den Steigschacht nicht unmittelbar über dem Druckstollen, sondern derartig seitlich anordnet, daß das Wasser des Behälterstollens in ständiger Bewegung erhalten wird. — Beispiele neuzeitlicher oberirdischer Wasserschlosser sind

die beiden je 35 m hohen und 17 m weiten Eisentürme des Pumpspeicherwerkes Niederwartha und das als Turmwasserschloß ausgebildete Standrohr der Abwasserleitung der Mittleren Isar AG. Bei der Wasserversorgung Nürnberg soll demnächst ein schräg im Hang verlegtes Wasserschloß aus 2 m weiten Rohren zur Ausführung kommen.

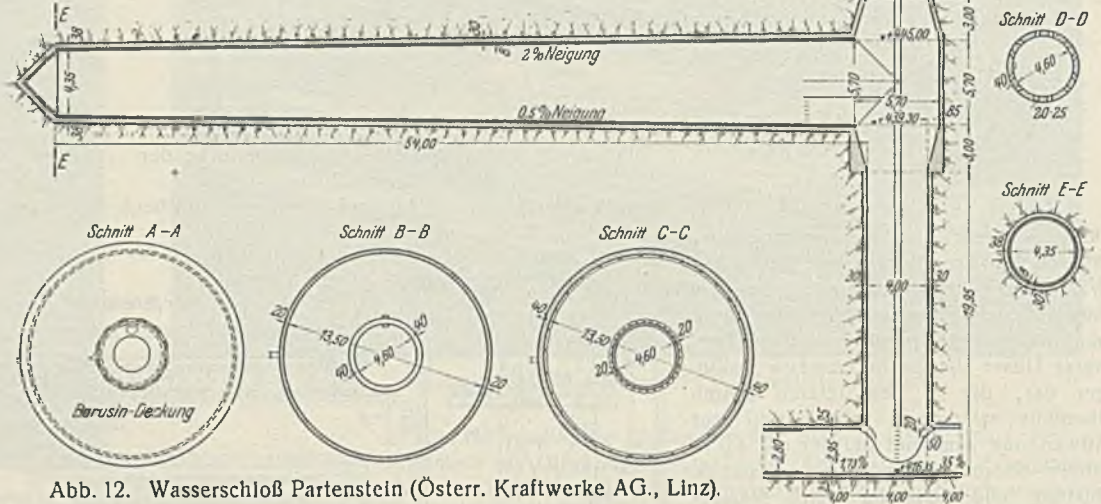


Abb. 12. Wasserschloß Partenstein (Österr. Kraftwerke AG., Linz).

4. Druckschächte.

Druckschächte werden neuerdings mehr als früher nicht nur dort ausgeführt, wo örtliche oder wirtschaftliche Verhältnisse dazu zwingen, wie z. B. besondere Steilheit oder Steinschlag- und Lawinengefährlichkeit des Hanges oder bei großen Triebwassermengen (der größte Druckschacht Europas von Galletto führt bei 7,25 m l. W. und $H=205$ m: $Q=90$ bis 100 m³/sek), sondern vielfach auch bei Anlagen, deren Betriebssicherheit unter allen Umständen sichergestellt werden muß. So ist für das Pumpspeicherwerk Sohlhöhe bei Lohr a. M. — im Gegensatz zum Walchenseewerk — ein Druckschacht vorgesehen. Die Dehnungsmessungen am Druckschacht des Achenseekraftwerkes haben dem bisher nur theoretisch behandelten Problem der Bemessung von Druckschachtauskleidungen eine wertvolle, aber noch keineswegs ausreichende Grundlage gegeben. Die mit Rücksicht auf die hohen Wasserdrücke stets notwendige Stahlblechauskleidung wird bei neueren Ausführungen starr (Strubklamm-Werk: 1700 mm l. W., $s=7$ bis 25 mm, Achenseewerk: 2300 mm l. W., $s=12$ bis 35 mm) oder elastisch (Pallanzeno-Roveska: 1500 mm l. W., $s=4$ mm, $p=71,5$ bis 52,5 at mit 20 Wellen in der Rohrwand) ausgebildet.

5. Druckrohrleitungen.

Bei diesen besteht neuerdings trotz der unter Umständen damit verbundenen Mehrausgaben die Neigung, die Zahl der an jede Leitung angeschlossenen Turbinen auf möglichst nur eine zu vermindern, um die

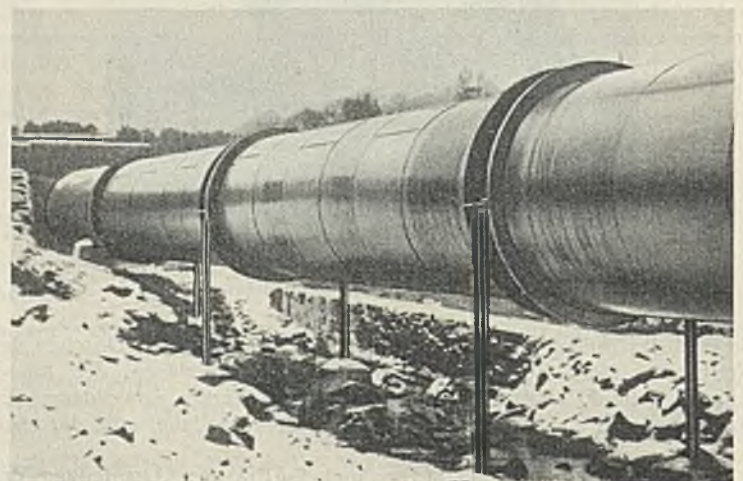


Abb. 13. Weitspannrohrleitung beim Kraftwerk Kungfors (Schweden): 3,3 m l. W., 12,5 m Stützenabstand, 6 bis 7 mm Wandstärke (Vattenbyggnadsbyran, Stockholm).

⁹⁾ Vgl. Bautechn. 1931, Heft 4, S. 56: „Rüttelbeton“.

¹⁰⁾ Vgl. Bautechn. 1928, Heft 9 u. 10.

¹¹⁾ Bauing. 1926, Heft 47, und 1928, Heft 8, sowie „Die Wasserwirtschaft“, Wien 1931, Nr. 7 u. 9.

Tabelle II. Eisenbeton-Druckrohrleitungen für Wasserkraftanlagen.

Anlage	Innen-	Baujahr	Höchster hydro- statischer Innendruck	Tangentiale Ringzugkraft $Z = p r \cdot 100$	Länge der Betonierungs- abschnitte	Wand- stärke	Länge der ganzen Rohrleitung
	durchmesser						
	m						
Drac-Romanche (Frankreich)	6,0	1921	1,75	52 500	—	20—28	1500
St. Tulle (Französische Alpen)	5,0	1921	5,4	135 000	—	—	200
Albelda (Spanien)	4,0	1909	2,6	52 000	—	20	720
Pontamafrey (Savoyen)	4,0	1911	4,0	80 000	—	23	3290
St. Julien de Montrichez (Savoyen)	4,0	1912	4,2	84 000	—	—	350
Gidebacka (Schweden)	4,0	1916/1918	2,6	52 000	8	35	376
Sosa bei Mouzon (Spanien)	3,8	1906	2,7	51 300	65	17,5	2×1018
Radaune-Werk bei Danzig	3,6	1924	2,5	45 000	15	35	824
Champ am Drac (Provinz Isère)	3,3	1899	3,0	49 500	36	20—25	2200
Riopéroux (Provinz Isère)	3,3	1904	2,4	39 600	36	22	2200
Arreau-Sarrancolin (Franz. Hochpyrenäen)	3,3	1908	3,0	49 500	—	—	400
Roberts (Provinz Isère)	3,3	1913	2,5	41 250	—	—	2×200
Clavaux (Provinz Isère)	3,3	—	2,5	41 250	—	—	800
Sechillienne (Provinz Isère)	3,3	1917	2,1	34 650	—	—	650
Lausanne (Schweiz), 2. Druckrohrleitung	2,7	1920	3,5	47 250	4	20	602,7
Riopéroux (Provinz Isère)	2,5	1918/1919	5,51	68 875	—	12—16 (max 20)	611,5
Opponitz (Ybbs-Düker), Österreich	2,45	1923/1924	2,4	29 400	25—30	30	444
Föhrenwald bei Wiener Neustadt (Österr.)	2,3	1921	1,65	18 975	72	16—22	1714
Brunnenfeld (Österreich)	2,2	1924	1,44	15 840	70	14—20	1652

²⁾ Hierbei ist zu beachten, daß mit Rücksicht auf die Möglichkeit von Wasserstößen zum hydrostatischen Druck vielfach noch ein Zuschlag gemacht wird, so daß der höchste Innendruck, für den das Rohr an seinem unteren Ende zu bemessen war, vielfach erheblich höher ist.

konstruktiv und hydraulisch immer schwierigen Verteilungen zu vereinfachen oder ganz zu vermeiden. Weiterhin ist festzustellen, daß in den USA. und bei uns die Verwendung geschweißter Rohre gegenüber genieteten Rohren zugenommen hat (Vorteile: bessere Materialausnutzung, höherer hydraulischer Wirkungsgrad: 90% anstatt 60 bis 80%). Auch nahtlos gewalzte Rohre haben an Verbreitung zugenommen, seitdem der nach diesem Verfahren herstellbare Durchmesser 500 mm beträgt. D. Thoma und Karlsson danken wir die für Rohre großen Durchmessers sehr bedeutsame Einführung weitgespannter freier Auflagerung

Wäggital-Werk: 2,2 m l. W.: $L = 22,5$ m (Abb. 15),
Shannon-Werk: 6,0 m l. W.: $L = 18,4$ m,
Niederwartha: 3,2 m l. W.: $L = 16$ m.

Für hohe Drücke und große Rohrdurchmesser hat an Stelle genieteter Rohre (große Nietdurchmesser und Nietlängen!) die Verwendung von Reifenrohren zu-

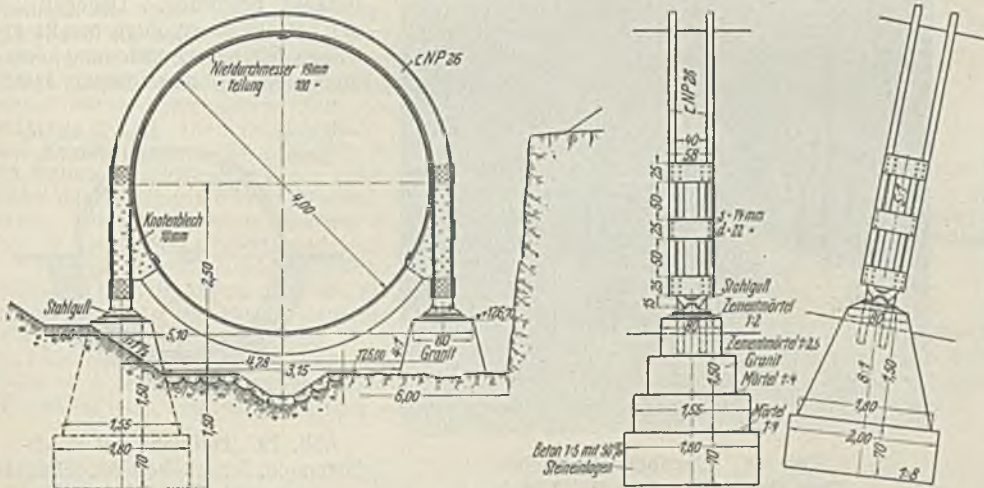


Abb. 14. Weitspanrohrleitung für das Kraftwerk Haby (Schweden) (Vattenbyggnadsbyran, Stockholm).

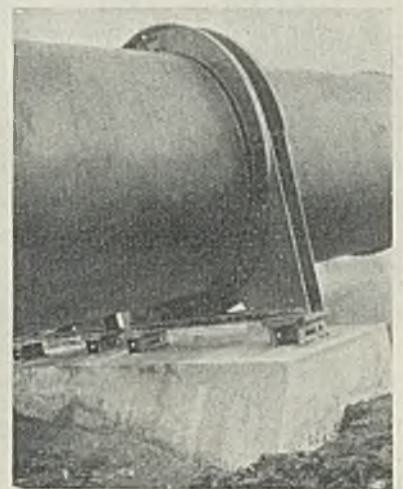


Abb. 15. Tragring mit Rollenlager für die Druckrohrleitung Wäggital-Rempen (Schweiz) 2200/2100/2050 mm l. W., $s = 20$ bis 34 mm, Nietmuffenverbindung, $H = 130/257$ m. Ausführung: Deutscher Schweißrohrverband G. m. b. H.

(Abb. 13 bis 16) mit Stützringen, die in den skandinavischen Ländern früher und häufiger anzutreffen ist als bei uns (Vorteile: Ersparnis an Blechstärke und Gründungskosten, Zugänglichkeit der Rohraußenflächen). Abb. 14 zeigt die schon im Jahre 1913 von Vattenbyggnadsbyran, Stockholm entworfene Weitspanrohrleitung für das schwedische Kraftwerk Haby, deren Pendelstützen 10 m weite Abstände haben und deren Wandstärke in dem flachgeneigten oberen Teil von rd. 630 m Länge nur 6 mm, in den Hangstrecken 10 bzw. 12 bzw. 14 mm aufweist. An Stelle von Pendelstützen kommen auch Rollenlager zur Anwendung, z. B. bei den Leitungen für

genommen, deren Kernrohre wassergeschweißt sind. Wohl die bedeutsamste Ausführung dieser Art zeigt Abb. 17 für das Kraftwerk Kardaun mit 2500 mm l. W. für 250 000 PS. — Seit einiger Zeit werden nun auch bei uns mittels Wassergas geschweißte Druckrohre aus weniger rostendem blaugelühten Armco-Eisen hergestellt, die anstatt der bei Eisenrohren heute vorwiegenden Wollfilzpapp-Umhüllung lediglich innen und außen zweimal mit Bitumen gestrichen sind.

Eisenbeton- und Holzrohrleitungen, neuestens auch die zuerst in Italien verwendeten Eternit-Rohre, haben nach dem Kriege in ihren Anwendungsgebieten (z. B. große Lichtweiten, kleine Druckhöhen)

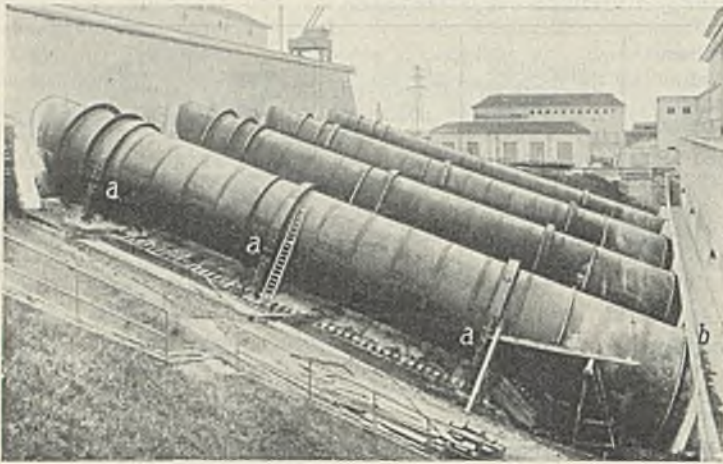


Abb. 16. Weitspannröhreleitung beim Kraftwerk Eitting der Mittleren Isar AG.: 5,0 l. W., $s = 11$ bis 14 mm. Größter Stützenabstand 11,8 m. (Dinglersche Maschinenfabrik AG., Zweibrücken).
a Pendelstütze. b Festpunkt.

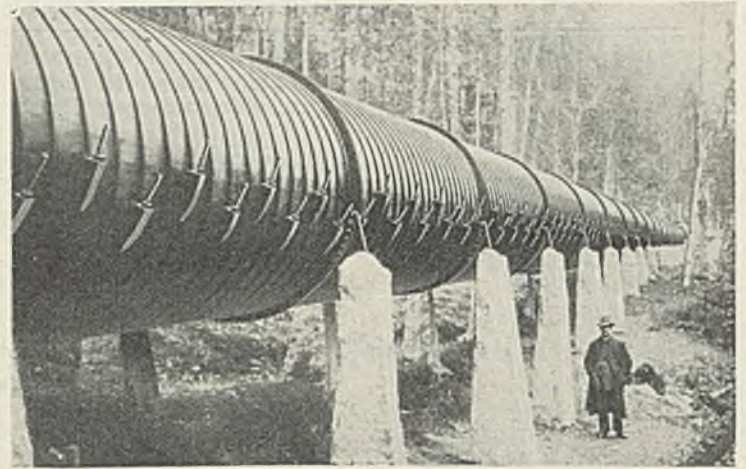


Abb. 20. Weitspannröhreleitung aus Holzdauben für das schwedische Kraftwerk Lindesnäs: 1,7 m l. W., 4,0 m Stützenabstand, 2,5" Daubenstärke (Vattenbyggnadsbyran, Stockholm).

den Eisenrohrleitungen verschiedentlich an Boden abgewonnen. Wie sehr gerade der Wasserkraftbau die Herstellung von Eisenbetonrohrleitungen besonders in Frankreich gefördert hat, geht aus Tabelle II hervor, in der einige größere Ausführungen aufgeführt sind (Abb. 18). Eine sehr wertvolle Neuerung auf dem Gebiet der Eisenbetonrohrleitungen ist das erstmals für das Kraftwerk Steinhelle von der Firma Wayss & Freytag AG. angewendete Zitronenprofil, mit dem gegenwärtig für die Nürnberger Wasserversorgung eine rd. 2 km lange Strecke von 1,2 m l. W. in Ausführung ist¹²⁾. Die seit einigen Jahren auch bei uns fabrikmäßig hergestellten Schleuderrohre haben ebenfalls zur Verbreitung der Eisenbetonrohre für Wasserkraftanlagen beigetragen. Ein für größere Innendrucke besonders geeignetes Schleuderrohr ist das Eisenbetonmantelrohr DRP. System Dywidag¹³⁾.

gegen Frost. Die bei uns auf diesem Gebiete führende Firma Steinbels und Konsorten, Rosenheim, verwendet Fichtenholz und für die Bewehrung neuerdings gekupferten Stahl. Eine der bedeutendsten Ausführungen dieser Firma ist die 440 m lange Aushilfsleitung von 1,8 m l. W. für das Vermont-Werk¹⁴⁾, sowie die im vorigen Jahre fertiggestellte Leitung für das Strubklamm-Werk von 2017 m Länge, 1,8 m l. W. und 9 m³/sek Wasserführung. — Während man bei Eisenbetonrohrleitungen im allgemeinen die durchlaufende Lagerung auf eigens vorbereiteten Betonbettungen bevorzugt, wird für Holzrohre gegenwärtig noch die Auflagerung auf einzelnen Sätteln aus Holz oder Beton in Abständen von wenigen Metern bevorzugt. Der schwedische Ingenieur A. Frey Samsioc hat allerdings auf Grund von Versuchen des Vattenbyggnadsbyran, Stockholm, schon 1916 vorgeschlagen¹⁵⁾, größere Holzrohrleitungen in der unteren Rohrhälfte durchgehend auf einem Schotterbett zu lagern, wodurch der Bettungsdruck radial gerichtet und verhältnismäßig $\cos \varphi$ wird. In gleichsinniger Richtung, d. h. zur Erzielung günstigerer Momentenverteilung bewegt sich der weitere Vorschlag von Frey Samsioc, den Rohrquerschnitt schwach-elliptisch auszubilden (Abbild. 19). Über eine Verwirklichung dieser Vorschläge ist bis jetzt nichts bekannt geworden. Dagegen ist die bei den Eisenrohren bereits erwähnte Weitspannröhre neuerdings auch bei schwedischen Holz-

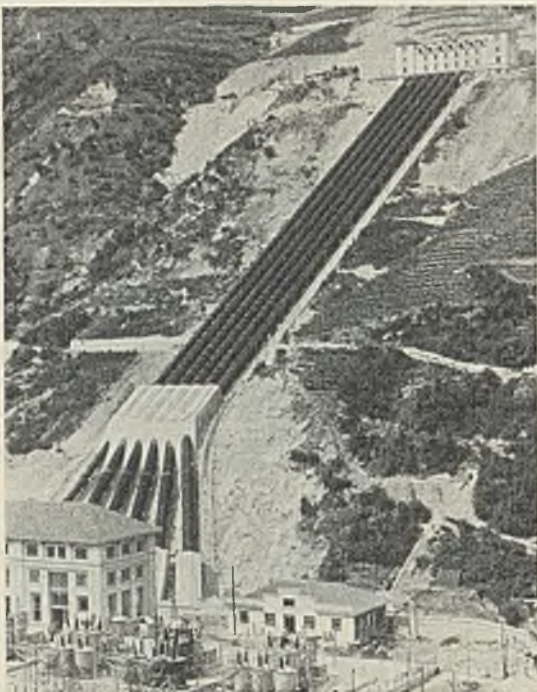


Abb. 17. Reifenrohre beim Kraftwerk Kardaun am Eisack: 2,8/2,5 m l. W., (Tubi Togni, Brescia).



Abb. 18. Eisenbetondruckrohr Drac-Romanche: 6,0 l. W., 1,75 at.

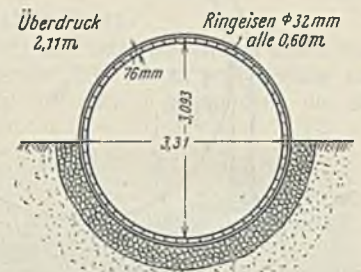


Abb. 19. Holzrohr auf durchlaufendem Schotterbett mit schwach elliptischem Querschnitt.

Die in den USA. und in Skandinavien schon seit Jahrzehnten erprobten Holzdaubenrohre haben sich im letzten Jahrzehnt nun auch bei uns Eingang verschafft. Vorteile: Niedrige Anschaffungskosten, kurze Ausführungszeit, günstige hydraulische Eigenschaften, hohe Anpassungsfähigkeit an die Geländeform, Druckstoßsicherheit, Unempfindlichkeit

rohrleitungen zur Anwendung gekommen (Abb. 20). — Ein auffallender Beweis des Vertrauens, das man in Österreich in die Eigenschaften der Holzdaubenrohre setzt, ist die Tatsache, daß man kürzlich für die Leerschubleitung des Wasserleitungs-Kraftwerkes Gaming der Stadt Wien 825 mm weite Holzrohre aus 44 mm starken Lärchenholzdauben gewählt hat ($Q = 2,66$ m³/sek, $H = 187$ m), obwohl die Leitung in der Regel leer ist und nur selten und jeweils auf kurze Zeit Wasser führt.

¹²⁾ Bauing. 1929, Heft 23. Die Leitung für Steinhelle wurde gemeinsam mit der C. Baresel AG. in Stuttgart ausgeführt.

¹³⁾ Vgl. Marquardt: „Geschleuderte Beton- und Eisenbetonrohre“, Bautechn. 1930, Heft 40, und „Neuzeitliche Wasserrohrleitungen“, Asphalt und Teer, Straßenbautechnik vom 22. Juli 1931, 31. Jahrg., Heft 29, Allgemeiner Industrieverlag G. m. b. H., Berlin SW 48.

¹⁴⁾ Vgl. Bautechn. 1930, Heft 3.

¹⁵⁾ Tekn. Tidskrift 1916, Heft 9.

Vermischtes.

Technische Hochschule Danzig. Die akademische Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber wurde verliehen dem Prof. Karl Emil Jacoby in Riga wegen seiner Verdienste als langjähriger Lehrer, als wissenschaftlicher Forscher und erfahrener Ingenieur auf dem Gebiete des Wasserbaues, dem Geh. Regierungsrat Prof. Dr. h. c. Ludwig Borchardt in Kairo in Anerkennung seiner bahnbrechenden und führenden Leistungen auf dem Gebiete der Bauforschung in Ägypten und dem Geh. Admiraltätsrat Prof. Dr. phil. Ernst Kohlschütter in Potsdam wegen seiner besonders hervorragenden Verdienste um die Zusammenfassung des gesamten Vermessungswesens der deutschen Gliedstaaten und in den einzelnen Ländern.

Eine Brücke über den Oberlauf des Nils. Um die Kenya-Uganda-Eisenbahn um etwa 80 km von ihrem jetzigen Endpunkte landeinwärts bis Kampala verlängern zu können, muß eine Brücke über den Nil, das erste Bauwerk dieser Art oberhalb Khartum, gebaut werden. Der Nil ist schon an dieser Stelle, in nicht allzu großer Entfernung unterhalb seines Austritts aus dem Viktoria-See, ein ansehnlicher Fluß, so daß die Brücke eine Mittelöffnung von 79,35 m Spannweite erhalten muß. Diese Flußöffnung wird von einem Zweigelenkbogen überbrückt. Beiderseits schließen sich zwei Parallelträger von 30,5 m Stützweite an. Die Brücke erhält zwei Geschosse; das obere nimmt die meterspurige Eisen-

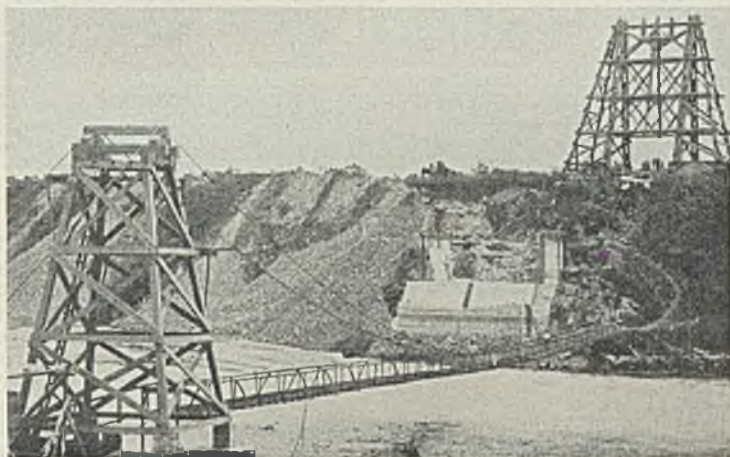


Abb. 1.

bahn auf, das untere dient zur Überführung einer Straße über den Nil. Während die Eisenbahn zu beiden Seiten der Brücke geradlinig verläuft, schwenkt die Straße unter ihr in scharfen Krümmungen seitwärts ab; infolgedessen braucht nur die Bogenbrücke zwei Fahrbahnen aufzunehmen, die Träger über den anschließenden Landöffnungen tragen nur die Eisenbahn. Diese verläuft über die ganze Brücke in Höhe des Obergurts. 10,3 m unter ihr ist die Fahrbahn der Straße an den Bogen angehängt. Während die Straße auf den Ufern in Geländehöhe liegt, mußte für die Eisenbahn ein hoher Damm bis zur Erreichung der weiter landeinwärts verlaufenden Hochufer geschüttet werden. Infolgedessen ruhen die landseitigen Enden der Träger über den beiden Landöffnungen auf hohen Widerlagern, während ihre anderen Enden auf den Endpfosten der Bogenbrücke aufgelagert sind. Die Straßenfahrbahn hat eine Breite von 6,1 m zwischen den beiden Bordkanten; außerhalb der Hauptträger ist noch beiderseits ein Fußweg ausgekragt. Diese haben in Höhe der Kämpfer 8,77 m, in Höhe des Obergurts 5,89 m Abstand, sind also ungefähr unter 1:10 geneigt. Beide Fahrbahnen sind mit Blechen dicht abgedeckt. Das Gleis ruht in einem Schotterbett, und auch die Straße wird beschottert.

Das gesamte Tragwerk der Brücke, die nach einem Bericht in Modern Transport vom 9. August 1930 80 000 £ kostet, ist aus England bezogen worden; dort ist die Brücke zunächst auf einseitigen Widerlagern zusammengebaut und dann zum Versand wieder zerlegt worden. Das gesamte Stahlwerk wiegt 936 t. Beim Zusammenbau an der Brückenstelle wird der Mittelbogen von den Widerlagern her frei vorgekragt. Als Hilfsmittel dazu dient ein Kabelkran, dessen Türme rd. 200 m voneinander

entfernt stehen (Abb. 1 u. 2). Die Krankatzte kann zwei Bauteile von 6 t gleichzeitig befördern; diese werden in solchem Abstände an ihr angehängt, daß immer die entsprechenden Stücke in beide Rippen gleichzeitig eingesetzt werden. Außer durch den Kabelkran wird der Nil während der Bauzeit durch einen Hängesteg überschritten, dessen Kabel auf hölzernen Turmgerüsten gelagert sind. Wkk.

Brückeneinsturz. Nach Zeitungsberichten soll kürzlich bei dem starken Hochwasser im Erzgebirge bei Johanngeorgenstadt eine große Eisenbetonbrücke in Wittichstal zertrümmert und abgetrieben worden sein. Die Ermittlungen haben folgendes ergeben:

Die Brücke in Wittichstal, einem Grenzorte Sachsens, liegt im Zuge der Staatsstraße Johanngeorgenstadt—Wittichstal. Die Fahrbahntafel wurde von Stahlträgern IP 36 in Abständen von 1,15 m gebildet, die in voller Höhe mit Beton, der mit schwachen Eiseneinlagen doppelt bewehrt war, ausgestampft waren. Die Träger waren gegenseitig nicht verankert, weder durch übergreifende Eiseneinlagen der Betonplatte noch durch besonders angeordnete Anker. Die Fahrbahntafel lag frei auf den beiderseitigen Ufermauern, die aus Bruchsteinen aufgemauert waren; vermutlich ist das linke Auflager zuerst durch Unterspülung zerstört worden. Die Brückentafel ist im ganzen einseitig abgesackt und fast vollständig zertrümmert und teilweise abgeschwemmt worden, da ihr der Zusammenhalt fehlte.

Ein Steg und eine weitere Brücke in Wittichstal, die nach dem gleichen System ausgeführt waren, sind ebenfalls dem Hochwasser zum Opfer gefallen. Die einzige im Ort befindliche Eisenbetonbrücke hat dagegen dem starken Hochwasser standgehalten. Sie ist eine Plattenbalkenbrücke mit massiven Brüstungsbalken, die im Jahre 1928 erbaut worden ist.

Zentralblatt der Bauverwaltung vereinigt mit Zeitschrift für Bauwesen mit Nachrichten der Reichs- und Staatsbehörden. Herausgegeben im Preuß. Finanzministerium. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8.) Das uns vorliegende Heft 30 vom 22. Juli 1931 enthält u. a. folgende Aufsätze: Schwarz, Aachen: Fronleichnamskirche in Aachen. — Kann, Wismar: Drehwinkelverfahren in der Experimentellen Statik des Rahmensystems. — Vom Österreichischen Eisenbetonausschuß.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Neuer Blechträger. Der in der Bautechn. 1931, Heft 18, S. 263, veröffentlichte Vorschlag von R. Ulbricht, einen geschweißten Blechträger aus halbierten H-Eisen mit zwischengeschweißtem Stehblech herzustellen (Abb. 1), ist beachtenswert, aber eigentlich nicht ganz neu. Halbierte Träger haben schon oft als Gurte Verwendung gefunden. Schweißtechnisch ist nichts einzuwenden. Die Schweißnähte liegen, weil näher an der neutralen Achse, günstiger als bei der bisherigen Bauart, wo der Träger aus einem Stehblech mit oben und unten daraufgeschweißten Lamellen besteht. Der Träger sollte zweckmäßig nach dem Lineal gespalten werden, um ein Nacharbeiten überflüssig zu machen. Das eingeschweißte Stehblech ist beiderseitig zuzuschärfen (Abb. 2). Konstruktiv günstig sind als Gurte die Peiner Träger zu verwenden, da die Normalprofile zu schwache Flanschen besitzen. Unangenehm ist bei der vorgeschlagenen Bauart, daß die Versteifungen der Träger über die Schweißstelle gekropft werden müssen, was bei der gewöhnlichen Bauweise wegfällt.

Der Vorschlag von Ulbricht zeigt, daß es noch manche Wege gibt, um Schweißkonstruktionen zu vereinfachen und konstruktiv zu verbessern. Dr. Bohny.

Erwiderung.

Die vorstehende Zuschrift des Herrn Dr. Bohny möchte ich noch wie folgt ergänzen:

Halbierte Träger habe ich früher bei Fachwerkträgern ebenfalls schon für Gurte benutzt. Bisher ist mir aber kein Fall bekanntgeworden, daß

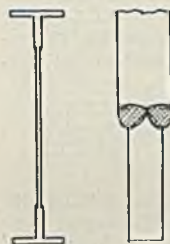


Abb. 1. Abb. 2.

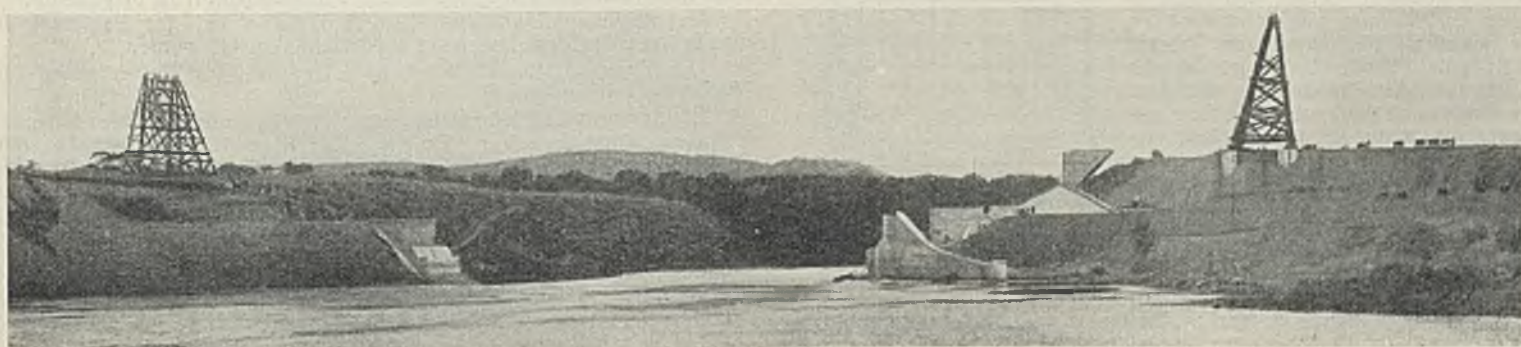


Abb. 2.

man geteilte Träger auch zur Gestaltung von genieteten oder geschweißten Blechträgern angewendet hat; insofern dürfte diese Trägerart neu sein.

Bei verschiedenen Ausführungen wurde der Träger durch eine besondere Stanzzvorrichtung getrennt; dadurch wurde eine größere Nacharbeit überflüssig, vor allem das Richten. Zu beachten ist, daß sich beim Stanzen die verfügbare Höhe der Walzträger etwa um die Stärke des Steges verringert entsprechend der Messerdicke, jedoch mindestens um 10 mm. Bei größeren Trägern mit dickeren Stehblechen als 8 mm wird stets ein beiderseitiges Anschärfen des Bleches, wie in der Zuschrift erwähnt, nötig sein. Bei dünneren Stehblechen, z. B. für Dachbinder, wo die Querkräfte verhältnismäßig klein sind, wird es genügen, die Bleche, wie Abb. 3 zeigt, herzurichten (Kanten gerade, etwa 2 mm Spiel) und zu verschweißen. Bei nach dieser Art ausgeführten Bindern von 13 m Länge zeigten sich keinerlei Nachteile in bezug auf Festigkeit usw. Die Träger blieben beim Schweißen vollkommen gerade.

Günstig für die Obergurte sind meist Peiner Träger. Noch besser wären Sonderprofile¹⁾, die annähernd nach beiden Achsen gleiches Trägheitsmoment haben. Bei Blechträgerbindern von 14 m Stützweite wurde aus Ersparnisgründen der Obergurt aus halben Peiner Trägern, der Untergurt aus halben Normalprofilträgern ausgeführt.

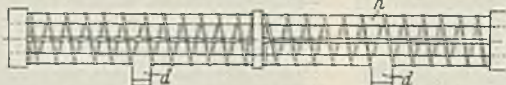
Die Versteifungen bei geschweißten Trägern werden fast ausschließlich durch Flacheisen gebildet. Deren Kröpfen läßt sich vermeiden, wenn die Längsschweißnaht an der Stelle, wo die Versteifung vorgesehen ist, abgemeißelt oder abgeschliffen (Abb. 4 links) oder in dem Versteifungsflacheisen ein leichter Bogen ausgearbeitet wird (Abb. 4 rechts). Setzt das Stehblech gegenüber dem Steg der Träger ab, so lassen sich die Aussteifungen gleichfalls leicht abschleifen oder bei noch stärkerem Absatz ausstanzen (Abb. 5).

Abb. 6 zeigt einen von der Pfänder AG. in Düsseldorf-Benrath nach obigem Verfahren hergestellten Binder einer geschweißten Hallenkonstruktion. Hervorzuheben ist die gute architektonische Wirkung des Binders.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Patentschau.

Aus einzelnen Stücken gefertigte Bewehrung für Eisenbetonbrücken. (Kl. 19d, Nr. 509 815 vom 17. 1. 1928 von Dr. Bruno Bauer in Wien.) Um auch im Brückenbau die bekannten langgestreckten Betonkörper mit einer Bewehrung aus umschnürten Gußeisenstäben zu verwenden, werden als selbständige Werkstücke ausgebildete, umschnürte Gußeisenstäbe *h* angewendet, die durch keilförmige Zwischenstücke, Ringe usw. miteinander verbunden sind. Die Gußeisenstäbe können mit Blechschalungen umhüllt sein, die zur Führung mit nach auswärts gerichteten Ansätzen *d* versehen sind.



Verfahren zur Bekleidung von Betonmauerwerk mit säurebeständigen Platten. (Kl. 84a, Nr. 511 365 vom 24. 12. 1927 von Wilhelm Lothar Velten in Neustadt, Haardt.) Um eine nur lose, vorübergehende Verbindung der Platten mit den später abzureißenden Schalungswänden herzustellen, wird zuerst die Schalung *a* und *b* aufgestellt.

Hierauf werden glasierte säurebeständige Platten *c*, von unten anfangend, in waagerechten Reihen in versetzter Folge gegen eine der Schalungswände gelegt. Damit nun die aufeinandergestellten Platten ihre Lage beibehalten und nicht zusammenfallen, sind sie mit der Holzschalung gebracht, derart, daß das Entfernen der Schalung nach dem Erhärten des Betons nicht behindert wird. Hierzu erhält jede Platte *c* Bohrungen *d*, die bis etwa 3/4 der Plattenstärke tief sind. Die Platten werden an die Stifte *e* gehängt, die zuvor in die Schalung eingeschlagen sind und in die Bohrungen *d* der Platten eingreifen. Hierauf wird Beton *f* eingefüllt, der verdichtet wird und die Platten *c* fest an die Schalung anpreßt. Nach Fertigstellung und Erhärtung des Mauerwerks entfernt man die Holzschalung und füllt die Bohrungen *a* der Platten *c* mit Zementmörtel oder dgl. aus.

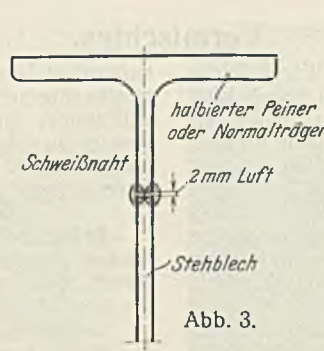
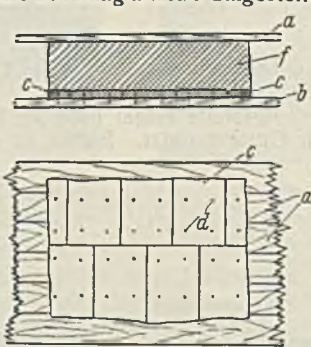


Abb. 3.

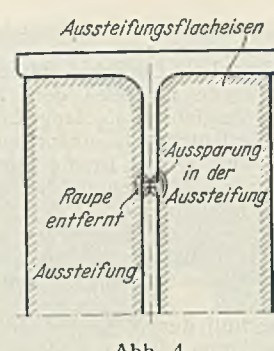


Abb. 4.

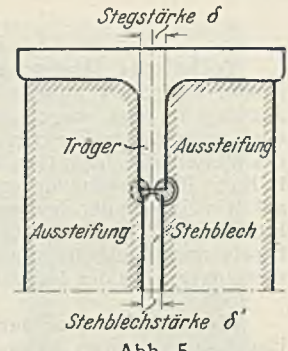


Abb. 5.

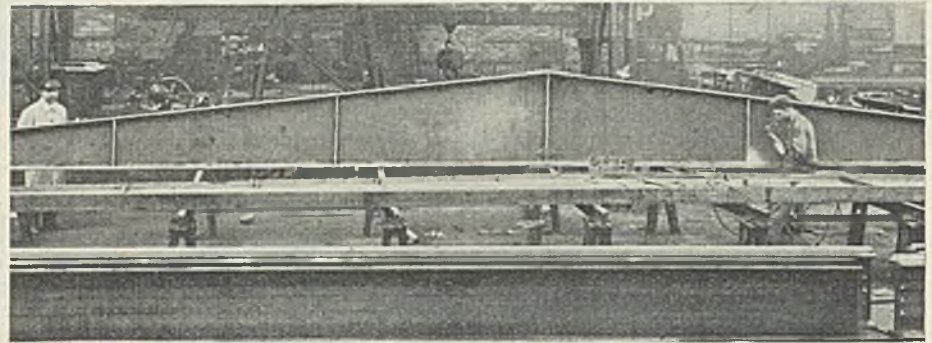
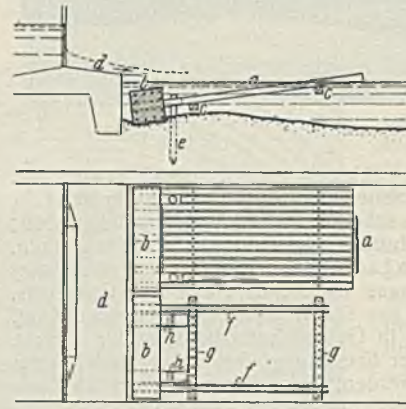


Abb. 6. Nach dem neuen Verfahren geschweißter Binder von 13,0 m Stützweite.

Sturzbodenplatte zur Kolkverhütung bei Wehren. (Kl. 84a, Nr. 509 907 vom 8. 3. 1927 von Huber & Lutz in Zürich.) Um den bei beweglichen Sturzbodenplatten infolge gelenkiger Verbindung der Platten am Wehrkörper entstehenden Nachteil des Brechens der Gelenke und des Fortschwimmens der Tafel zu vermeiden, wird das dem Wehrkörper zugewandte Ende der Sturzbodenplatte in einem mit dem Wehrkörper nicht in Verbindung stehenden, nicht schwimmfähigen Balken, z. B. aus Eisenbeton, starr verankert. Die Kolkabwehrtafel besteht aus Holzbalken *a*, die am hinteren Ende in einem Eisenbetonbalken *b* stecken und durch Querbalken *c* miteinander verbunden sind. Der Betonbalken kann über dem Unterwasser auf dem Wehrkörper *d* erstellt und nachher versenkt werden. Zur Erhöhung der Sicherheit gegen das Fortschwimmen der Tafel können vor dem Balken starke Pfähle *e* in den Untergrund eingerammt werden. Um ein leichtes Auswechseln durch das Geschiebe der Holzbalken *a* zu ermöglichen, werden diese nicht unmittelbar im Betonbalken *b* befestigt, sondern auf eisernen Rahmen festgeschraubt, die ihrerseits im Betonbalken verankert sind. Die eisernen Balken *f* sind durch Querträger *g* verbunden, an denen die Holzbalken *a* festgeschraubt sind.



leichtes Auswechseln durch das Geschiebe der Holzbalken *a* zu ermöglichen, werden diese nicht unmittelbar im Betonbalken *b* befestigt, sondern auf eisernen Rahmen festgeschraubt, die ihrerseits im Betonbalken verankert sind. Die eisernen Balken *f* sind durch Querträger *g* verbunden, an denen die Holzbalken *a* festgeschraubt sind.

Personalmeldungen.

Preußen. Der Regierungs- und Baurat (W.) Bleil bei der Regierung in Frankfurt a. d. Oder ist zum Oberregierungs- und -baurat ernannt worden.

Versetzt sind: die Regierungsbauräte (W.) Roloff vom Kanalbauamt in Neuhaldensleben an das Kanalbauamt in Magdeburg, von Buschmann vom Kanalbauamt in Peine an das Hafenbauamt in Pillau und Franke vom Kulturbauamt in Liegnitz an das Kulturbauamt II in Magdeburg.

Der Regierungsbaurat (W.) Otto Hoffmann bei der Regierung in Osnabrück ist in den dauernden Ruhestand versetzt worden.

Der Regierungsbaurat (W.) Ecke, Vorstand des Wasserbauamts in Magdeburg, ist gestorben.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Johannes Krämer, Ernst Gehlar, Dr.-Ing. Max Maenicke (Eisenbahn- und Straßenbaufach); Otto Hermandung, Horst Kiehnel, Karl Peters, Alfred Stahl, Theodor Kempfert (Wasser- und Straßenbaufach).

INHALT: Die Gründungsarbeiten der Schleusenhäupter, der Nordmole und der Dockverlängerung, Nordschleusenanlage Bremerhaven. — Neuerungen im Bau von Triebwasserleitungen. (Schluß) — Vermischtes: Technische Hochschule Danzig. — Brücke über den Oberlauf des Nils. — Brückeneinsturz. — Zentralblatt der Bauverwaltung vereinigt mit Zeitschrift für Bauwesen. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalmeldungen.

¹⁾ Vgl. den Vortrag d. Verf.: „Belträge zur konstruktiven Gestaltung von geschweißten Verbindungen im Stahlhochbau“, Auszug in St. u. E. 51 (1931), Heft 9, S. 253 bis 257.