

# DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 14. September 1928

Heft 40

Alle Rechte vorbehalten.

## Oberbaurat Dr. Krey †.

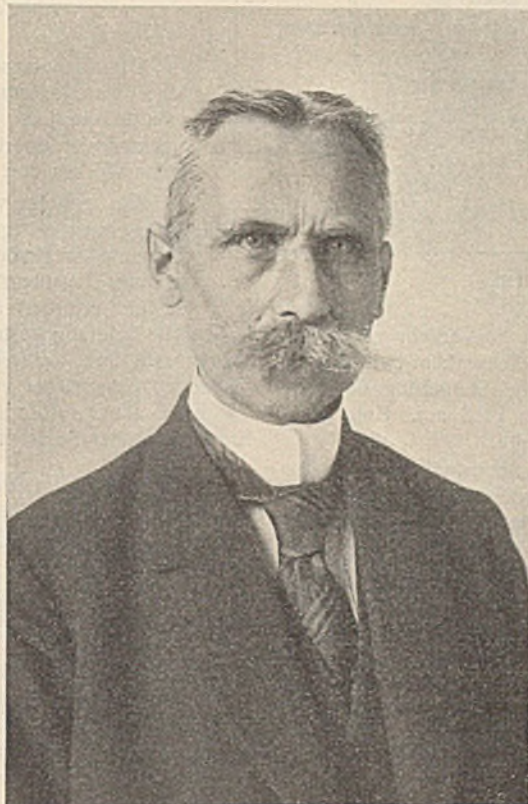
Wie bereits in Heft 32 der „Bautechnik“ kurz mitgeteilt, verschied am 15. Juli 1928 nach längerem Leiden der Vorstand der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Oberregierungs- und -Baurat, Professor Dr.-Ing. chr. Krey.

Hans Detlef Krey war am 8. Oktober 1866 auf dem väterlichen Hof Osterbünge bei St. Margarethen in Holstein geboren. Im Herbst 1879 bezog er das Gymnasium zu Altona, das er mit dem Reifezeugnis im Herbst 1886 wieder verließ, um sich zunächst in München und weiter in Charlottenburg dem Studium des Bauingenieurwesens zu widmen. Nach Bestehen der ersten Hauptprüfung war er als Regierungsbauführer zunächst beim Stadtbauamt Rixdorf, dann, nach Ableistung der einjährigen Dienstzeit, bei der Kanalisierung der Fulda unterhalb Kassel, beim Wasserbauamt I in Berlin und zuletzt bei der Ministerialbaukommission tätig. Ende 1896 legte er die zweite Hauptprüfung für den Staatsbaudienst ab und ward dann als Regierungsbaumeister dem Wasserbauamt Husum zugeteilt. Ende 1901 wurde er von hier weg in das technische Bureau des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten berufen, das er erst mit der Ernennung zum Regierungs- und Baurat 1. Juli 1906 wieder verließ, um die Leitung des Kanalbauamtes Lünen zu übernehmen. Von hier berief ihn Ende März 1910 das Ministerium zum zweiten Male nach Berlin, diesmal: um ihm die Leitung der durch den Tod von Beyerhaus verwaisten, erst wenige Jahre bestehenden Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau zu übertragen.

Damit hatte Krey das Arbeitsfeld gefunden, auf dem und aus dem er sein Lebenswerk schaffen sollte. Hier — in der Lösung der mannigfaltigsten Entwurfsaufgaben aus der Wasserwirtschaft des In- und Auslandes und in der wissenschaftlichen Erforschung der sich ihm dabei aufdrängenden allgemeinen hydraulischen Probleme — konnte seine eigenartige Begabung, die glückliche Verbindung phantasiereicher Gestaltungskraft, an Erfahrung gereiften nüchternen Urteilsvermögens und scharfer, tieferschürfender Abstraktionsfähigkeit, sich vollkommen und allseitig in der vorteilhaftesten Weise entfalten und auswirken. Seine Organisationsgabe und seine in unbeirrbarer Gerechtigkeit und Herzensgüte wurzelnde Kunst der Auswahl und Behandlung seiner Mitarbeiter befähigten ihn, die anfangs noch verhältnismäßig kleine Anstalt innerlich und äußerlich stetig mehr auszubauen und ihren Ruf in immer weitere Kreise, zuletzt weit über die Grenzen Europas hinaus, zu tragen. So strömten der ursprünglich nur für die Bedürfnisse der Preußischen Wasserbauverwaltung bestimmten Anstalt mit der Zeit auch immer mehr und immer größere Aufgaben aus Industrie und ausländischen Bauverwaltungen zu, und ein ungewöhnlich reiches Versuchs- und Erfahrungsmaterial sammelte sich in ihrem Archiv an. Die große, mit der Leitung und dem Ausbau der Versuchsanstalt verbundene Arbeitsbelastung hinderte Krey nicht, die wissenschaftlichen Ergebnisse seiner Tätigkeit in zahlreichen, wertvollen Aufsätzen der All-

gemeinheit zugänglich zu machen. Über die ganze Entwicklung und die Zukunftsaufgaben seiner Anstalt hat er, unterstützt von seinem Mitarbeiter Dr. R. Winkel, eingehend in dem betreffenden Abschnitt des von de Thierry und Matschoß herausgegebenen Buches „Die Wasserbaulaboratorien Europas“ berichtet. Aus dem mit Vorliebe gepflegten Sondergebiete der Erdbaumechanik, für die er erst vor kurzem eine erfolgreich arbeitende Abteilung seiner Versuchsanstalt neu angegliedert hat, stammt sein wertvolles, 1926 bereits in dritter Auflage im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn erschienenes Buch „Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes“. Von seinem im Rahmen der Otzenschen Handbibliothek für Bauingenieure geplanten Buch „Flußbau“ durfte sich die Fachwelt eine wertvolle Bereicherung der einschlägigen Literatur erhoffen; es ist als ein besonders schwerer Verlust zu bezeichnen, daß der Verfasser nicht mehr zum Abschluß der schon weit gediehenen Handschrift gekommen ist.

Bei der Größe der auf Krey liegenden Arbeitslast war es ein hoch anzuerkennendes Opfer, daß er sich noch bereit fand, neben der literarischen Tätigkeit auch unmittelbar durch Vorträge in Fachvereinen zur Belehrung seiner Fachgenossen beizutragen. Die Freude am Lehren lag tief in seiner geistigen Veranlagung begründet. Darum war er schon während seiner ersten Berliner Amtstätigkeit (1901 bis 1906) als Assistent bei Müller-Breslau und Grantz nebenamtlich tätig, und eine besondere Genugtuung, wenn auch zugleich ein weiteres Opfer an Zeit und Lebensenergie war es darum für ihn, daß er 1927 als Honorarprofessor der Technischen Hochschule zu Berlin einen Lehrauftrag für wasserbauliches Versuchswesen übernehmen konnte. In kurzem hat er es hier verstanden, einen auserlesenen Kreis älterer Schüler, darunter bereits in der Praxis stehende aus-



ländische Ingenieure, um sich zu sammeln und für sein Werk zu begeistern.

Kreys hohe Verdienste um die wirtschaftliche Gestaltung der Wasserbauten und die Wissenschaft der angewandten Hydraulik fanden die gebührende Anerkennung durch die Verleihung des Ehrendokortitels und (1926) der Medaille für hervorragende Leistungen im Bauwesen, endlich (1928) durch die Ernennung zum ordentlichen Mitgliede der Akademie des Bauwesens. Bei allen Ehrungen blieb er aber immer der allem äußeren Schein abholde, schlichte, selbstlose Mann, dem die Sache und die Pflicht gegen seine Aufgabe über alles, selbst über berechnete Rücksicht auf die eigene Gesundheit ging. So hat er in rastlosem, unerbittlichem Arbeits-eifer sich tatsächlich aufgezehrt und den Grund gelegt für das schwere Leiden, das ihn vorzeitig, mitten aus vollem Leben und Schaffen heraus entrückte. Neben seinen Angehörigen, mit denen ihn ein vorbildliches Familienleben verband, betrauern seine Kollegen, Mitarbeiter und Schüler, die Fachgenossen über die ganze Welt seinen frühen Heimgang als einen unersetzlichen Verlust. Sein Werk lebt und zeugt fortwirkend für ihn. Sein Name ist in der Geschichte des Wasserbaues unauslöschlich verzeichnet.

Ludin.

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Bau der Umschlaganlage für Kali in Harburg-Wilhelmsburg.<sup>1)</sup>

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Petzel und Regierungsbaumeister Behrends.

### Der Harburger Hafen und seine Erweiterung.

Der preußische Hafen Harburg-Wilhelmsburg ist in verkehrs-geographischer Hinsicht seinem großen Nachbarn, dem Welthafen Ham-

burg, ebenbürtig. Er liegt am Ausgangs- und Endpunkte der Seeschiffstraße der Unterelbe und ist durch weitverzweigte Binnenwasserstraßen und vorzügliche Eisenbahnlinien mit dem reichen mitteleuropäischen Hinterlande verbunden (Abb. 1).

Nachdem die künstliche Schranke im Köhlbrand, die Harburgs Handel während des beispiellosen Aufschwunges der Wirtschaft nach 1870 be-

<sup>1)</sup> Nach einem Vortrage des Regierungsbaurats Dr.-Ing. Walter Petzel auf der 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in München.

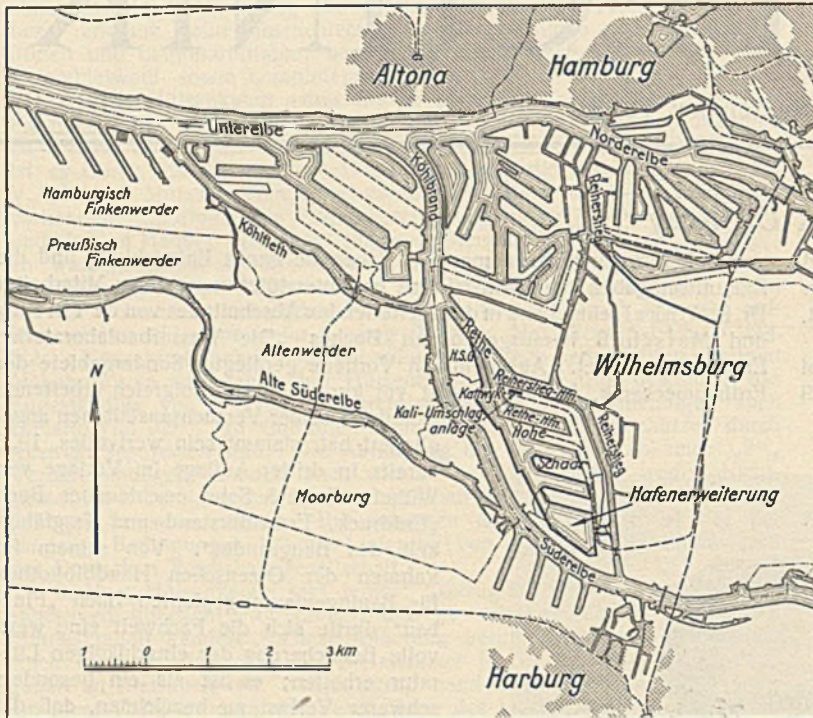


Abb. 1. Übersichtslageplan.

hinderte, im Jahre 1908 gefallen war, nahm sein Seeverkehr eine sehr gute Entwicklung. Der Eingang an Schiffsraum im Seeverkehr betrug 1927 fast 1 Mill. Netto-Register-Tonnen und weist eine Steigerung von ungefähr 70%, gegenüber dem Friedensverkehr von 1913 auf. Unter den deutschen Seehäfen steht Harburg an sechster Stelle.

Mit dem zurzeit im Bau befindlichen vierten Seehafenbecken ist das verfügbare Gelände auf dem linken Ufer der Süderelbe erschöpft. Der Preußische Staat ist deshalb seit 1924 darangegangen, eine großzügige Erweiterung auf dem rechten Ufer der Süderelbe durch den Ausbau von Rethe und Reiherstieg anzubahnen. Zwischen Rethe, Reiherstieg und Süderelbe liegt die Insel Kattwyk-Hohe Schaar, die infolge ihrer günstigen Lage zu allen Verkehrswegen zum Seeumschlagsplatze vorzüglich geeignet ist.

Als erste Niederlassung ist hier 1926 und 1927 die Umschlaganlage für Kali errichtet und im Januar d. Js. in Betrieb genommen worden.

Die Überseeausfuhr von Kalisalzen geht vorwiegend über Elbe und Weser. Von der Überseeausfuhr des Jahres 1927 in Höhe von 780 000 t sind in Hamburg 557 000 t Kalisalze verschifft worden. Mit einer Steigerung der Ausfuhr ist zu rechnen.

#### Bisheriger Umschlag der Ausfuhrsalze und seine Nachteile.

Eine einheitliche Zusammenfassung der Lager- und Umschlagbetriebe bestand bisher an der Unterelbe nicht. Die Kalisalze, die etwa zur Hälfte mit Elbschiffen, zur Hälfte mit Eisenbahnwagen aus Mitteldeutschland kommen, wurden vielmehr in Speichern von Lagereigesellschaften oder in angemieteten Kähnen gelagert und an verschiedenen Punkten des Hamburger und Harburger Hafens in Seedampfer umgeladen.

Die Kalisalze weisen Eigenarten auf, die ihre Behandlung beim Umschlag erschweren und ihren Wert bei unsachgemäßer Handhabung bedeutend herabsetzen. Kali ist stark hygroskopisch und neigt in dem feuchten Klima der Seehäfen dazu, zu festen Massen zusammenzuballen. Gewisse chemische Erzeugnisse der Kaliindustrie sind wiederum von sehr feiner Beschaffenheit, verursachen dadurch eine starke Staubeentwicklung und überziehen alle Bauteile mit einer feuchten, klebrigen Schicht. Diese Eigenschaften traten bei dem bisherigen Umschlag, besonders bei feuchtem Wetter und Regen, ungünstig in Erscheinung. Durch die offene Bearbeitung mit Schwimmgreifern oder Kübelgeschirr wurden die Salze so fest, daß die Ladungen bei der Ankunft im Überseehafen häufig mit Spitzhacken und Dynamit gesprengt werden mußten. Gegenüber den meisten anderen Massengütern wird der Umschlag von Kalisalzen auch dadurch erschwert, daß sie auf der Bahn nur in gedeckten Wagen befördert werden können.

#### Gründe für die Zusammenfassung der Kaliausfuhr an der Unterelbe an einer Stelle.

Die Nachteile des bisherigen Umschlages ließen den Plan zu einer besonderen Anlage entstehen. Hinzu kommt, daß die Kaliausfuhr im wesentlichen auf bestimmte Jahreszeiten beschränkt ist, während die Gruben und Werke einen gleichmäßigen Abruf der Salze während des ganzen Jahres wünschen.

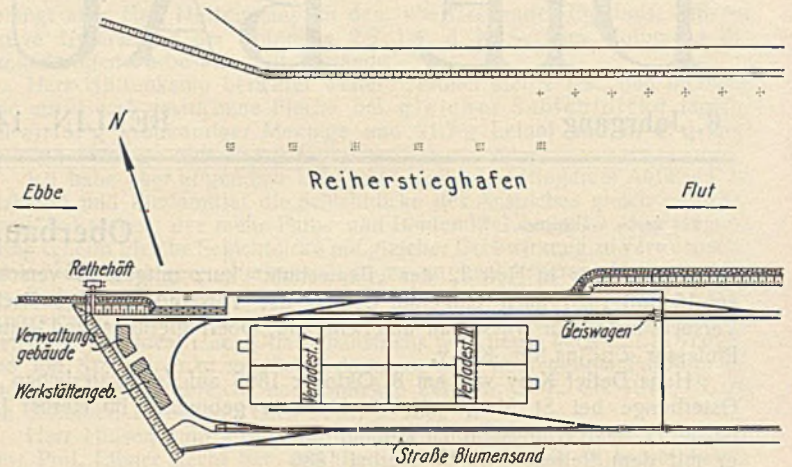


Abb. 2. Lageplan der Kali-Umschlaganlage.

Die Hauptausfuhr der Kalisalze findet in den Monaten Oktober bis Mai statt. Eine eigene Anlage mit großem Lagerraum schaltet die jetzt bei den Werken notwendige Zwischenlagerung aus und verringert die Zahl der sonst für Spitzenleistungen eines jeden Werkes dort erforderlichen Schuppen.

Ein weiterer wichtiger Grund für die Schaffung einer eigenen Anlage war, daß gerade in den Hauptausfuhrmonaten die deutschen Binnenwasserstraßen durch Frost stillgelegt oder zum mindesten in ihrer Leistungsfähigkeit stark behindert sind. Die Eisenbahnausfuhr erfordert aber bei vielen Werken die doppelten bis dreifachen Beförderungskosten, ganz abgesehen von Schwierigkeiten der Wagengestellung, Eilfrachten und Wagenstandgeldern bei der Art des bisherigen Umschlages von der Eisenbahn auf den Seedampfer.

Eine schnelle Abfertigung der Seedampfer bringt auch eine erhebliche Ermäßigung der Seefrachten mit sich.

#### Richtlinien für die Leistungsfähigkeit der Anlage.

Eine Sonderanlage für den Kaliumschlag mußte die vorgeschilderten Nachteile vermeiden und die Kosten des Umschlages auf ein möglichst geringes Maß herabsetzen.

In der neuen Anlage ist zum ersten Male versucht worden, der Schwierigkeiten beim Umschlag dieses Gutes Herr zu werden. Als Hauptmittel hierzu dient die Beförderung und Lagerung in dichten, gegen Außenfeuchtigkeit geschützten Räumen und die Heizung aller Einrichtungen, namentlich der Förderkanäle, in denen das Gut bewegt wird. Dadurch wird das Salz auf seinem Wege sowohl vom Lager wie vom Eisenbahnwagen bis ins Seeschiff verhältnismäßig trocken und wertvoll erhalten. Die Übernahme des losen Salzes von Elbschiffen mittels Greifer soll nach Möglichkeit auf trockene Tage beschränkt werden. Neben Lager-schuppen für 100 000 t Kalisalze, die nach mindestens sechs verschiedenen Sorten getrennt gelagert werden, müssen alle Arten des Umschlages für loses und gesacktes Gut möglich sein.

Folgende Umschlagarten kommen vor:

- von der Eisenbahn zum Lager,
- von der Eisenbahn zum Seeschiff,
- vom Flußschiff zum Lager,
- vom Flußschiff zum Seeschiff,
- vom Lager zum Seeschiff.

Wichtig für die Planung der Anlage war ferner, daß jedes am Kai anliegende Seeschiff mit jeder Sorte Kalisalze beladen werden konnte. Gleichzeitig mußten für die Anlage leistungsfähige Absackvorrichtungen vorgesehen werden.

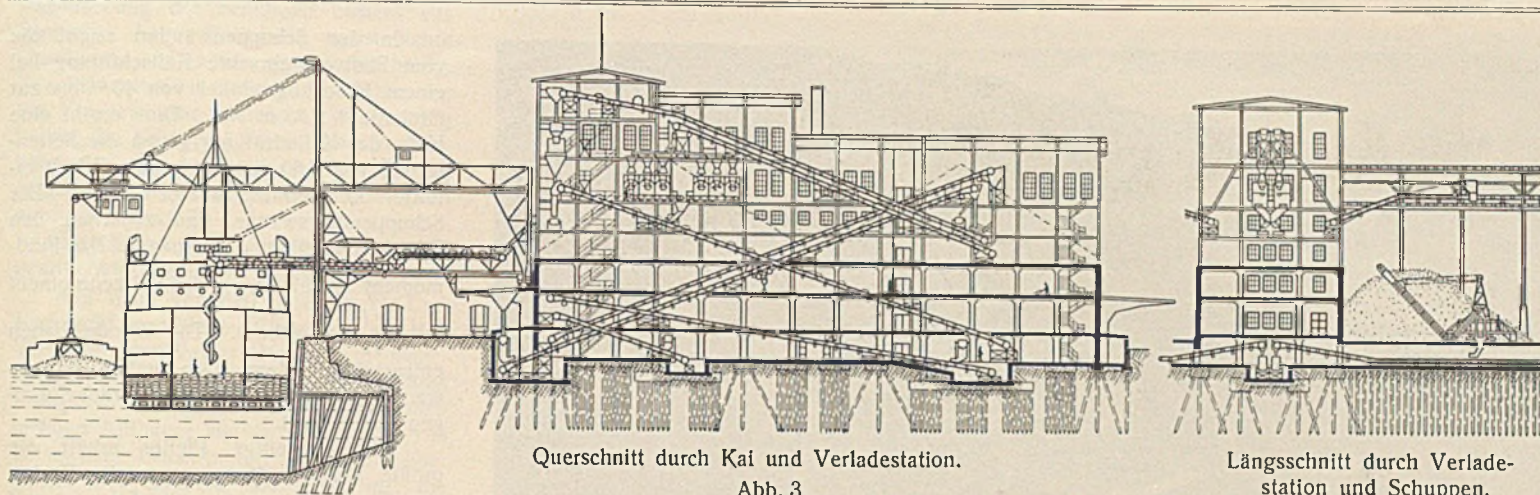
#### Lage und Beschreibung der Umschlaganlage.

Für die Wahl des Platzes war neben seiner guten Lage am seetiefen Wasser, zu den Binnenschiffahrtstraßen und zur Eisenbahn die Möglichkeit einer ausreichenden Erweiterung, insbesondere auch der Bahn- und Flußschiffsanlagen, maßgebend. Die Kaliumschlaganlage für die Unterelbeausfuhr ist an dem oberen Teil der in ungefähre Richtung Ost-West verlaufenden Rethe erbaut worden. Dieser Hafenteil hat den Namen Reiherstiegshafen erhalten.

Die Anlage (Abb. 2) besteht im wesentlichen aus einer Ufermauer für zwei Schiffslängen der größten Frachtdampfer und den in 25 m Abstand gleichlaufend zur Ufermauer angeordneten Lagerschuppen. Zwischen Kaimauer und Schuppen sind für den Umschlagbetrieb drei große Greiferbrücken und vier kleine Bandbrücken angeordnet.

#### Kaimauer (Abb. 3).

Die Kaimauer ist auf Holz-Pfahlrost errichtet. Ihr oberer Teil besteht aus Beton mit Klinkerverblendung. Insgesamt ruht die 290 m lange Kai-



Querschnitt durch Kai und Verladestation.  
Abb. 3.

Längsschnitt durch Verladestation und Schuppen.

mauer auf rd. 1600 Holzpfählen von 13 bis 14 m Länge und 45 cm Durchm. Vor der Kaimauer ist eine Wassertiefe von 10,60 m bei mittlerem Hochwasser vorhanden. In 120 m Abstand von der Kaimauer sind Dalben für das Ablegen der Seeschiffe geschlagen.

**Schuppen und Verladestation (Abb. 4).**

Die Schuppen und Speicher haben eine Gesamtlänge von 228 m und eine Breite von 64 m. Zwischen die Doppelschuppen sind in symmetrischer Anordnung zwei Verladestationen geschaltet, die als Lager für gesacktes Gut dienen und die hauptsächlichen Betriebsanlagen enthalten. Jedes ein- oder auszuspeichernde Gut muß grundsätzlich über eine Verladestation laufen, wird hier gesammelt und von hier aus verteilt.

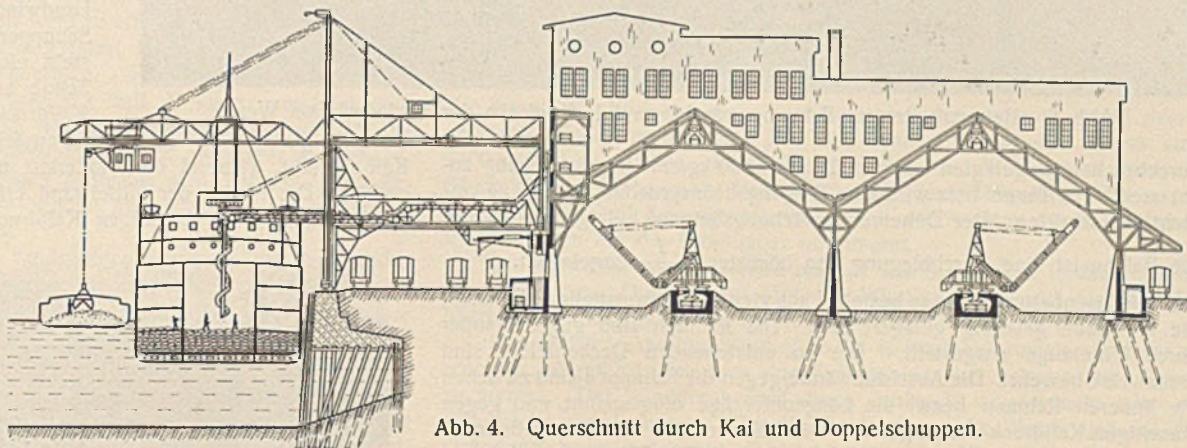


Abb. 4. Querschnitt durch Kai und Doppelschuppen.

Die Hochbauten sind auf rd. 3400 Eisenbetonpfählen von 7 bis 9 m Länge und von 34/34 cm Querschnitt gegründet (Abb. 5). Zum Schutze gegen die Einwirkungen der bis 2,5 m starken Klei- und Moorschicht wurden die Pfähle zweimal mit Inertol gestrichen. Auch alle übrigen mit Kalisalzen in Berührung kommenden Betonflächen erhielten doppelten Inertol-anstrich.

Die Schuppenwände haben entsprechend einer Binderteilung von 7 m Einzelgrundpfeiler erhalten. Die den Schub aufnehmenden Pfähle sind in einer Neigung 3:1 geschlagen. Die Druckpfähle haben eine Längsbewehrung von vier Eisen, die Zugpfähle von acht Eisen mit je 20 mm Durchm. Zum Ausgleich von Wärmeschwankungen sind alle 35 bzw. 28 m Dehnungsfugen angeordnet, die senkrecht zur Schuppenlängsachse die Gründung und die Pfeiler und an der Wasserseite auch das aufgehende Mauerwerk des Aufbaues durchschneiden. Dadurch ergeben sich an den Dehnungsfugen stets zwei getrennte Grundpfeiler, die für sich auf Eisenbetonpfählen ruhen.

Auch die Verladestationen sind entsprechend der Stellung der Stützen auf Gruppen von Eisenbetonpfählen gegründet. Außer der senkrechten Belastung haben die Pfähle den bedeutenden Schub der Kalischüttung gegen die Längswände der Station aufzunehmen. Der größte Schub beträgt 36,98 t/lfd. m, der kleinste 16,8 t/lfd. m. Mit der Geschoßhöhe nimmt der Schub ab und beträgt im ersten Stock 6,9 bzw. 2,13 t/lfd. m. Eine Dehnungsfuge, die durch alle Eisenbetongeschosse führt, trennt die wasserseitige Hälfte der Station von der landseitigen.

Die Abschlußwände und die Kratzerkanäle der Schuppen sind auf Pfahlreihen gegründet. Die Pfähle der Kratzerkanäle haben wegen der mit der Beschüttung der Schuppen sich ändernden Beanspruchung eine Neigung von 6 1/2 : 1 nach außen.

Als zulässige Druckbeanspruchung sind für die Eisenbetonpfähle bei 34/34 cm Querschnitt allgemein nicht mehr als 35 kg/cm<sup>2</sup> zugelassen, d. h. 40,5 t für den Pfahl. Bei den auf Zug beanspruchten Pfählen tritt vereinzelt eine größte Zugkraft von 18 t auf, die bei einer größten Mantelreibung von 3 t/lfd. m sicher aufgenommen wird.

Die Geschosse der Verladestationen bis zur Höhe des zweiten Bodens und die Schuppenwände sind mit

Ausnahme der seitlichen Abschlußwände in Eisenbeton ausgeführt. Für die Grundmauern, die Kratzerkanäle, die Pfeiler und die Schuppenwände wurde allgemein eine Mischung von 1:6, für die Verladestation und die Kranbahnbalken eine Mischung von 1:5 gewählt. Besonders ungünstig beanspruchte Bauteile wurden in Mischung 1:4 bzw. 1:3 ausgeführt.

Die Verladestationen (Abb. 6) haben ein Kellergeschoß mit tieferliegenden, besonders abgedichteten Gruben für die Übergabestellen der Bänder, ein Erdgeschoß in Rampenhöhe, vier durchlaufende Böden und wasserseitig einen fünften und sechsten Boden. Oberhalb des zweiten Bodens sind die Stützen und Decken in Holz ausgeführt; nur die Umfassungswände bestehen aus Mauerwerk mit Verblendung aus blauen Oldenburger Klinkern. Die Verladestationen sind 16 m breit und 64 m tief. Die oberste Firsthöhe liegt rd. 30 m über der Kaimaueroberrante. Die äußere Form der Verladestationen ist durch die Betriebseinrichtungen bedingt. Landseitig befindet sich ein feuersicher abgeschlossenes Treppenhaus, während vorn hölzerne Treppen die Verbindung zwischen den einzelnen Böden herstellen.

In den Verladestationen sind die Kellersohle einschließlich der Gruben und die Kellerdecke neben den Einzellasten der Maschinen mit 800 kg/m<sup>2</sup>, der Heizungsraum mit 1500 kg/m<sup>2</sup> und alle übrigen Böden der Geschosse sowie die Eisenbetontreppen mit 600 kg/m<sup>2</sup> belastet. Bei den Rahmen sind für Beton 40 kg/cm<sup>2</sup> und für die Eiseneinlagen und die in Decken-

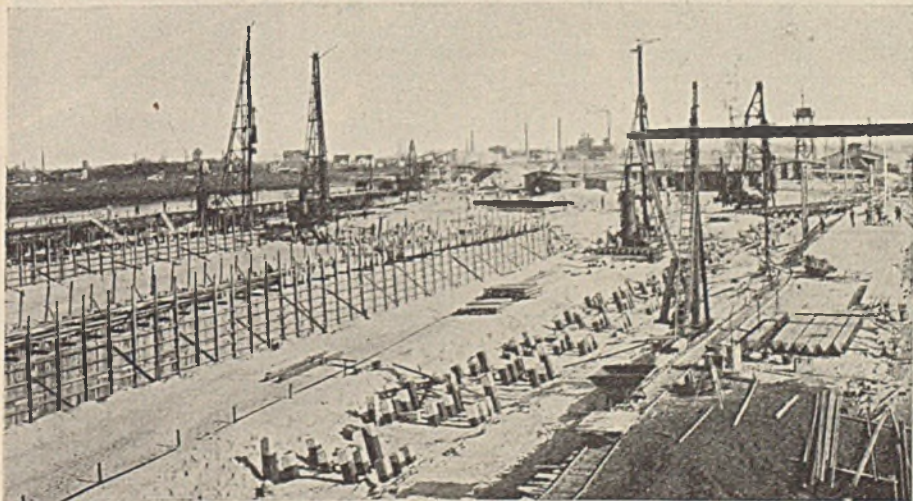


Abb. 5. Rammung der Eisenbetonpfähle.

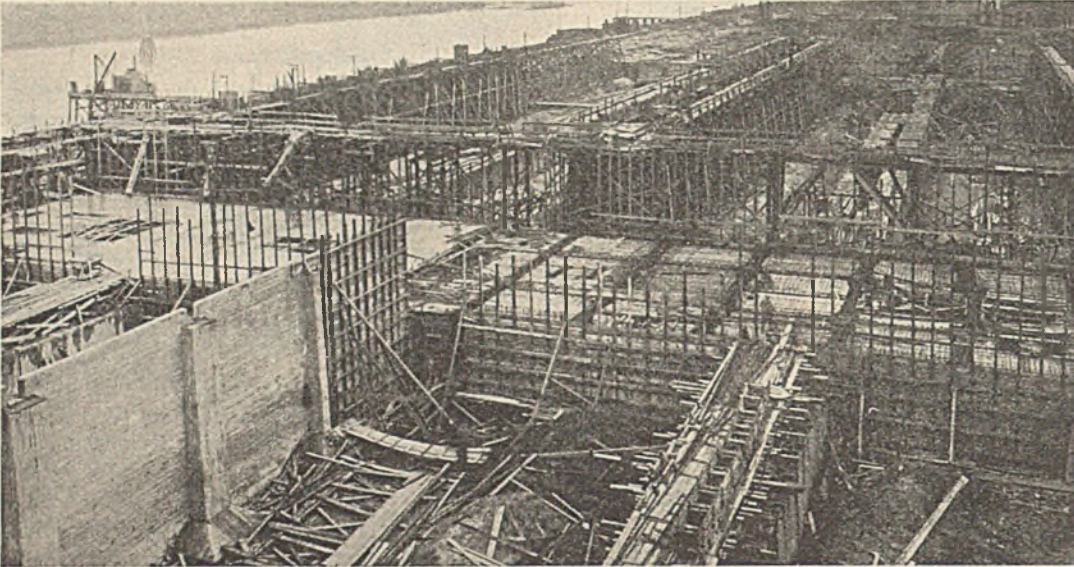


Abb. 6. Betonarbeiten an Schuppenwänden und Kellerdecke der Verladestation West.

durchbrüchen eingelegten eisernen Träger 1200 kg/cm<sup>2</sup> Beanspruchung zugelassen. Für Tannenholz wird eine Biegebungsbeanspruchung von 90 kg/cm<sup>2</sup> nicht überschritten. Der Dübelverschwächungsbeiwert beträgt 0,8  $\sigma_b$ . Für die Balken ist eine Durchbiegung von höchstens  $\frac{l}{350}$  zugelassen.

Die Eisenbetongeschosse bestehen aus vier- bzw. zweistieligen Rahmen, die am Fuße gelenkig gelagert sind. Die Rahmen sind gegeneinander durch Unterzüge versteift. Die so entstehenden Deckenfelder sind kreuzweise bewehrt. Die Abschlußwände gegen die Schuppen sind zwischen die äußeren Rahmen bzw. die Längsunterzüge eingespannt und gegen einseitigen Kalidruck biegefest. Die Rahmen sind nach den gebrauchsfertigen Formeln von Kleinlogel<sup>2)</sup> berechnet. Die Gelenke bestehen aus drei bzw. sechs Rundeisen von 26 mm Durchm., deren Gesamtquerschnitt ausreicht, um den im Gelenk auftretenden Schub aus Kalidruck und Windbelastung ohne Mitwirkung des Betons aufzunehmen. Wo die Eisenbetondecken zahlreiche große Öffnungen zur Durchführung der Förderbänder aufweisen, sind die vierstieligen Rahmen durch zweistielige ersetzt. Der Schub wird hier durch Zwischenriegel und biegefest ausgebildete Längsunterzüge übertragen, die bei zu großen Abmessungen in Eisenbeton als genietete Träger ausgeführt werden mußten.

Der tragende Holzbau der oberen Geschosse besteht aus Stielen, die durch zwei Geschosse hindurchgehen. Die Stiele tragen durch Kopfbänder abgestützte Sattelhölzer, auf diesen liegen Unterzüge aus verdübelten Balken, deren Enden auf Mauerpfeilern ruhen. Das Moment der Unterzüge ist so bestimmt, daß der Unterzug als zwischen den Kopfbändern frei aufliegend berechnet ist. Wegen der teilweisen Einspannung ist das Biegemoment mit  $\frac{P \cdot l}{9}$  errechnet.

<sup>2)</sup> Kleinlogel, Rahmenformeln, 5. Aufl., Berlin 1925, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

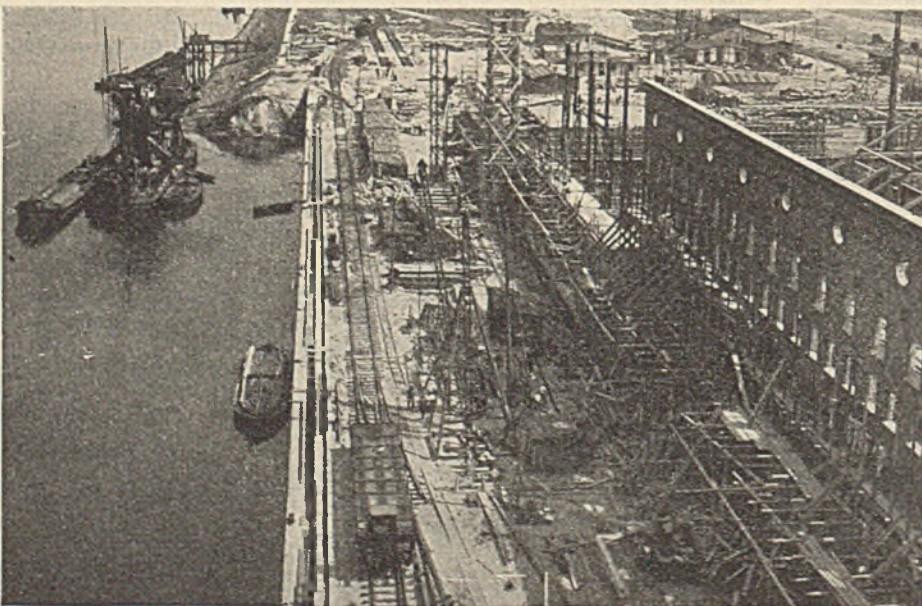


Abb. 7. Aufbau der wasserseitigen Wand.

In den Schuppenwänden reicht die vom First eingebrachte Kalischüttung bei einem Böschungswinkel von 40° bis zur Ordinate + 9,85 m NN. Dies ergibt eine Höhe der Kalischüttung gegen die Seitenwände von 5,60 m. Der größte Schub ermittelt sich daraus zu 11,1 t/lf. m. Die Schuppenlängswände sind zwischen den Eisenbetonpfeilern eingespannt. Das Feldmoment ist mit  $\frac{q l^2}{16}$ , das Stützenmoment mit  $\frac{q l^2}{12}$  errechnet. Die Wände haben entsprechend dem nach unten zu anwachsenden Kalidruck einen trapezförmigen Querschnitt.

Der landseitige Pfeiler erhält die größte Beanspruchung, wenn die Dächer des Doppelschuppens mit Schnee und Landwind belastet sind und der landseitige Schuppen mit Kali gefüllt ist. Dann entsteht eine senkrechte Last von 31 t, ein Schub aus Binderlast von 15 t und aus Kalidruck von 78 t. Für den Dehnungsfugenpfeiler ermäßigt sich der Schub aus Kali auf 43 t, während die Binderlast nur auf einen der beiden Pfeiler entfällt. Die Pfeiler der Mittelwand erfahren eine größte Beanspruchung durch Schnee und einseitigen Kalidruck. Die senkrechte Last beträgt

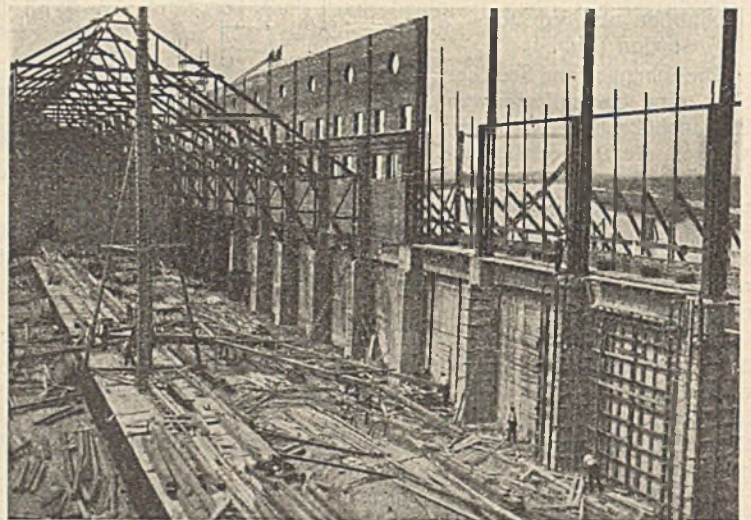


Abb. 8. Wasserseitige Wand und Mittelschuppen.

48 t, der Schub 5 t aus Schneelast und Winddruck und 78 t aus Kalischüttung, insgesamt 83 t. Der Pfeiler der wasserseitigen Wand erhält durch die Binder eine senkrechte Last von 33 t, einen Schub von 21 t bei einer Binderlast wie bei den Pfeilern der landseitigen Wand und von 78 t aus Kalischüttung.

Auf den Pfeilern der wasserseitigen Wand ruhen außerdem noch die Kranbahnbalke für die Verladebrücken und für die Bandbrücken. Ihrer Ausbildung sind die senkrechten Lasten der Verladebrücken in ungünstigster Stellung mit 2 · 26,15 t je Radsatz in 9 m Abstand, der Bandbrücken mit 2 · 14,4 t in 4,85 m Abstand zugrunde gelegt. Die Verladebrücken üben einen Schub von 16,9 t/Radsatz aus. Die Kranbahnbalke sind von Dehnungsfuge zu Dehnungsfuge als durchlaufende Träger unter Annahme der ungünstigsten Laststellung berechnet.

Bei den Kratzerkanälen ist eine Kalischüttung von 15,5 m Höhe bei einem spezifischen Gewicht des Salzes von 1,1 t/m<sup>3</sup> angenommen. Die Kanäle sind als frei aufliegende Balken mit biegefest angeschlossenen Kragarmen und als oben offene Rahmen gerechnet. Für die Sohlen der Kanäle ist eine Nutzlast von 200 kg/m<sup>2</sup> angenommen. Die Decke der Rampenbandkanäle erhält eine Nutzlast von 1000 kg/m<sup>2</sup> außer zwei Einzellasten von je 9 t für eiserne Silos. Die Belastung der Sohle beträgt 250 kg/m<sup>2</sup>.

Die Dachbinder der 32 m weit gespannten Einzelschuppen bestehen aus Holz, wie überhaupt im ganzen Bauwerk freiliegende Eisen, wenn irgend zugänglich, wegen des Angreifens der Kalisalze vermieden sind. Die

Dachdeckung der Schuppen besteht aus doppelter Lage Ruberoid; wasserdichte Oberlichter sorgen für gute Beleuchtung. Der Schuppenfirst enthält die Bühne für die Einspeicherungsbänder. Wasserseitig haben die Schuppen einen vorderen Aufbau, der die Ausspeicherbänder für die Abgabe des Gutes an die Bandbrücken aufnimmt (Abb. 7).

Der Berechnung der Dächer sind folgende Belastungen zugrunde gelegt:

Bei Wind von der Landseite für 1 m<sup>2</sup> wagrecht getroffene Fläche 150 kg, bei Wind von der Wasserseite für 1 m<sup>2</sup> wagrecht getroffene Fläche des landseitigen Schuppens 50 kg, die Wand des wasserseitigen Aufbaues bis zu einer Höhe von 15 m über Gelände mit 100 kg/m<sup>2</sup>, über 15 m über Gelände mit 125 kg/m<sup>2</sup>, die westliche und östliche Abschlußwand mit 150 kg/m<sup>2</sup>, um die bei Doppelschuppen auftretenden, rechnerisch nicht zu erfassenden Sogwirkungen des Windes zu berücksichtigen. Die Schneelast ist allgemein mit 75 kg/m<sup>2</sup> wagerechte Dachgrundfläche angenommen. Zwischen land- und wasserseitigen Schuppen kann ein Schneesack mit 75 kg/m<sup>2</sup> am First und 150 kg/m<sup>2</sup> an der Traufe entstehen. Die gleiche Belastung wurde für die Wasserseite des wasserseitigen Schuppens gewählt und dafür die Schneelast bei dem Dach des wasserseitigen Aufbaues vernachlässigt. Der Berechnung der Vordächer ist eine Schnee- und Windlast von zusammen 75 kg/m<sup>2</sup> zugrunde gelegt (Abb. 8).

Die Binder der wasser- und landseitigen Schuppen von je 31,95 m Spannweite sind als Zweigelenkbinder berechnet und in Holzfachwerk mit Füllgliedern zwischen gleichlaufenden Gurtungen ausgeführt. Der Schub ist als statisch unbestimmte Größe eingeführt.

Die Untersuchung ergab, daß für den wasserseitigen Binder das Zusammenwirken von Eigengewicht, Landwind und Schneesack beiderseits die größten Spannungen in den Stäben zeitigte. Beim landseitigen Binder ist der Einfluß des hölzernen Rampendaches besonders berücksichtigt. Die hier ermittelten Spannungen blieben etwas geringer als beim wasserseitigen Binder; nur ein Untergurtstab war wegen Knickgefahr zu verstärken. — Bei der Ausführung der Auflager wurden die theoretisch erforderlichen Gelenke durch Eichenklötze ersetzt, die durch C-Eisen in den Betonpeilern verankert sind. — Die Dachpfetten sind als doppelte Sprengwerke mit Spannriegel ausgebildet. Die Schuppendächer sind gegen den Windangriff von den Schuppenenden aus durch einen Windverband unterhalb der Schalung gesichert, der sich über zwei Felder erstreckt, während das dritte Feld übersprungen wird.

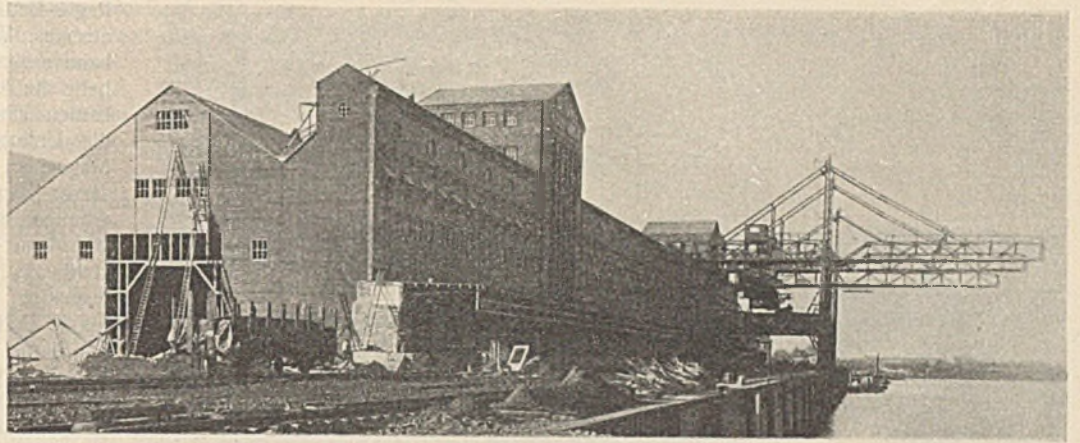


Abb. 9. Ansicht von Osten.

Die wasserseitige Wand des Aufbaues erhält eine erhebliche Windbeanspruchung. Um diese nicht auf die Binder zu übertragen, ist sie als freitragende Wand berechnet. Ihre Standsicherheit ist durch Einbau von eisernen Trägern mit kräftigen Ankern in jedem Betonpfeiler erreicht. Die Windträger bestehen aus einem unteren Gittermast und einem darauf gesetzten Breitflanschträger. Für die Beanspruchung des Eisens sind 1400 kg/cm<sup>2</sup> zugelassen. Die Felder zwischen den Windträgern sind mit 34 cm starkem Mauerwerk mit Klinkerverblendung ausgefüllt. Die in der Mauer durch Wind hervorgerufenen Spannungen werden durch Bandeseisen in den Fugen auf die Windträger übertragen.

Die westliche Abschlußwand besteht aus Mauerwerk in Stärken von 45 und 30 cm. Die auf sie wirkende Windkraft wird auf Strebepfeiler übertragen. Auch hier sind Bandeseisen in die Mauerfugen gelegt.

Die östliche Abschlußwand (Abb. 9) ist in Holzbauweise mit Stülpschalung ausgeführt, um hier eine Erweiterung der Anlagen vornehmen zu können. Der Winddruck wird durch senkrecht angeordnete hölzerne Windträger aufgenommen. Der Kalldruck gegen die Wand wird auf die Gründung bezw. auf einen oberen wagerechten Riegel übertragen, der durch eine hölzerne Verstrebung gegen außerhalb der Schuppenwand liegende, mit ihr durch Eisenbetonbalken verbundene und besonders gegründete Betonklötze gestützt wird. Anbauten an die Abschlußwände gestatten ein Zurückfahren der Kratzer und somit ein Vollschütten der Endschuppen.

Bei dem großen Mittelschuppen besteht der Fußboden aus einer Rollschicht von Hartbrandsteinen. Die kleineren Endschuppen haben eine abgewalzte Rohsalzschicht erhalten. Die Betonfußböden der Verladestationen und die Rampen sind mit Duomit-Estrich versehen.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Ausbau des polnischen Seehafens in Gdingen.

Von Regierungs-Baurat Arnold Klotzky, Danzig.

(Schluß aus Heft 37.)

Ein besonders einfaches und billiges, daher sehr beachtenswertes Verfahren kommt bei dem Zuwasserbringen der Senkkasten zur Anwendung. Das sonst übliche Verfahren der Herstellung im Trocken- oder Schwimmdock oder der Benutzung einer eigens hergerichteten Ablaufbahn ist hier vermieden. Der Werkplatz der Senkkasten liegt auf dem rechtseitigen Gelände des Einfahrtkanals zum Binnenhafen. Dort werden die Kasten nebeneinander längs des unbefestigten Ufers des vorläufig gebaggerten Stichkanals gebaut, also auf einem Gelände, das für die entwurfgemäße Breite des Hafens noch fortzubaggern ist. Der Uferstreifen unter den fertiggestellten und zum Ablauf zu bringenden Senkkasten wird daher jeweils soweit fortgebaggert, daß die Schrägstellung und das Zuwasserbringen der Kasten sich dadurch von selbst ergibt. Teilweise muß bei dem Abgleiten eine Vertauung der Kasten vorgenommen werden, damit sie nicht Übergewicht erhalten. Das Abbringen der Kasten gehört somit zu den allgemeinen Naßbaggerungen und verursacht keine besonderen Unkosten. Dazu ist allerdings erforderlich, daß der fortzubaggernde Untergrund aus Sandboden besteht, damit sich eine gleichmäßige Gleitböschung ergibt. Im übrigen dürfte aus Abb. 5 das Nähere ersichtlich sein. Die bauausführende Unternehmerfirma hatte vor der Aufnahme dieses Verfahrens, das zum Patent angemeldet ist, eingehende theoretische Untersuchungen und praktische Versuche mit Modellen von 1/10 der natürlichen Größe angestellt, mit dem Ergebnis, daß die Modell-

versuche die Richtigkeit der theoretischen Untersuchungen bestätigten. Auch die ersten Versuchsausführungen mit den Kasten natürlicher Größe zeigten keinerlei Abweichungen von den Modellversuchen.

Nach dem Abbringen werden die Kasten zunächst soweit mit Wasser gefüllt, daß sie günstige Schwimmlage erhalten und nach der Einbaustelle verholt werden können. An Ort und Stelle werden sie alsdann durch weitere Wassereinfüllung (mittels Spülbaggers) in nahezu lotrechte Stellung

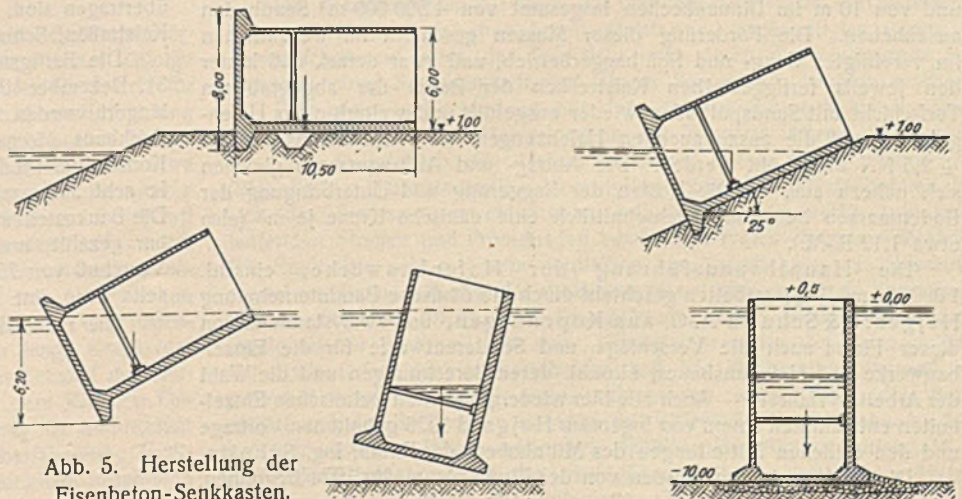


Abb. 5. Herstellung der Eisenbeton-Senkkasten.

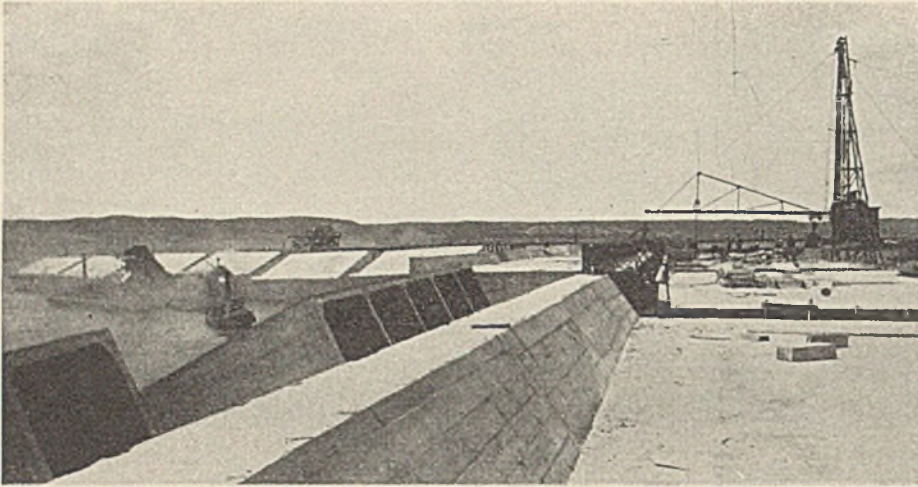


Abb. 5a. Herstellung der Eisenbeton-Senkkasten.

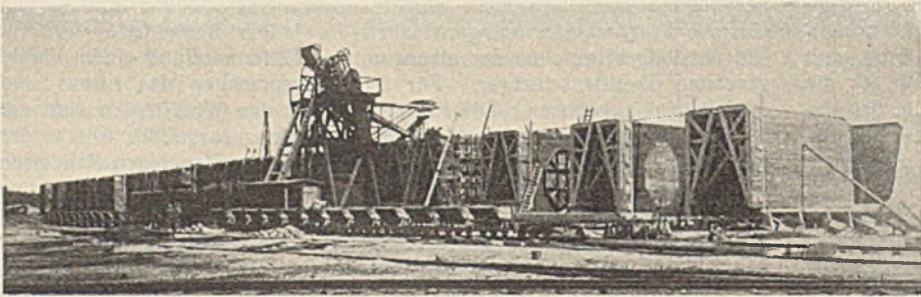


Abb. 5b. Herstellung der Eisenbeton-Senkkasten.

gebracht und auf die zuvor mit Taucherhilfe wagerecht abgegliche Steinschüttung abgesetzt. Darauf werden die Kammern, wiederum im Spülbaggerbetrieb, mit Sandboden vollgefüllt. Der weitere Aufbau der Betonmauern über MW kann sodann bei günstigen Wasserständen vonstatten gehen.

Einige bemerkenswerte Zahlen mögen die Übersicht ergänzen. Auf die nach der bisherigen Planung erforderlichen 250 Stück Senkkasten kommen insgesamt 65 000 m<sup>3</sup> Eisenbeton. Für ihre Herstellung wird ein Gelände von etwa 7 ha in Anspruch genommen, dessen Abgrabung rund 500 000 m<sup>3</sup> umfaßt. Hiervon werden 300 000 m<sup>3</sup> gebaggerten Sandbodens zum Verfüllen der Kasten an den Einbaustellen Zug um Zug wieder verwendet. Die Wochenleistung der Senkkastenherstellung soll neuerdings fünf bis sechs Stück betragen. Bei entsprechendem Fortgang aller übrigen Bauarbeiten könnten somit wöchentlich etwa 100 lfd. m Kaimauern oder Wellenbrecher fertiggestellt werden.

Die Erdarbeiten werden durchweg im Naßbaggerbetrieb ausgeführt. Bemerkenswert ist dabei — wie bereits angedeutet —, daß nicht nur im Bereich des eigentlichen Binnenbeckens, sondern darüber hinaus von dem gesamten 100 bis 120 ha großen Hafengelände (im Lageplan gestrichelt umrandert) die 4 bis 6 m tiefe Torfmoorschicht von insgesamt 4 500 000 m<sup>3</sup> fortgebaggert wird. Die Erwägungen über eine Ausnutzung des ausgehobenen Torfs als Brennstoff haben zu keinem wirtschaftlich brauchbaren Ergebnis geführt. Der Torf wird deshalb durchweg nach See verfahren und dort in 20 m Tiefe verklappt. — Außerdem sind zur Erlangung der Solltiefen von 11 m im Hafeneinfahrtkanal, von 8 m im Außenhafen und von 10 m im Binnenbecken insgesamt von 4 500 000 m<sup>3</sup> Sandboden auszuheben. Die Förderung dieser Massen geschieht im wesentlichen im vereinigten Saug- und Spülbaggerbetrieb, und zwar derart, daß hinter den jeweils fertiggestellten Kaistrecken der Raum der abgegrabenen Torfschicht mit Sandspülboden wieder ausgefüllt und weiterhin das Hafengelände und die auszubauenden Hafenzungen des Außenhafens bis auf + 2,5 NN aufgehöhht werden. Die Abtrag- und Auftragsmassen gleichen sich nahezu aus. — Die Kosten der Baggerung und Unterbringung der Bodenmassen betragen durchschnittlich eine dänische Krone je m<sup>3</sup> (also etwa 1,12 R.-M.).

Die Hauptbauausführung der Hafenbauwerke, einschl. 1 000 000 m<sup>3</sup> Baggerarbeiten geschieht durch die dänische Bauunternehmung Hojgaard & Schultz A.-G. aus Kopenhagen, und zwar stammen von dieser Firma auch die Vorschläge und Sonderentwürfe für die Einzelbauwerke des Hafenausbaues, einschl. deren Berechnungen und die Wahl der Arbeitsverfahren. — Auch alle hier wiedergegebenen technischen Einzelheiten entstammen einem von Ingenieur Hojgaard 1926 gehaltenen Vortrage und den örtlichen Mitteilungen des Mitinhabers der Firma, Ing. Schultz.

Die Ausbaurbeiten wurden von der Firma planmäßig 1924 begonnen, und zwar unter Übernahme der Geräte und Baustoffe aus dem polnischen

Regie-Betriebe des ehemaligen teilweisen Südmolenausbaus. Während Eisenbahnverbindungen von der Hauptbahn nach dem Baugelände schon zur Verfügung standen, hatte die Bauunternehmung durch umfangreiche Barackenbauten zunächst alle Räume schaffen müssen, die für die Unterbringung von Beamten, Arbeitern, Bureaus, Magazinen und Werkstätten notwendig waren. Mit dieser Baustelleneinrichtung und den örtlichen Vorarbeiten waren 1925 und 1926 noch meist 100 bis 200 Mann beschäftigt. — Das örtliche Baupersonal besteht aus 1 Oberingenieur, 3 Ingenieuren, 1 Schiffsinspektor, 1 Maschineninspektor, 1 Bauführer, sowie 10 bis 12 Polieren, Baggermeistern, Maschinenmeistern und Tauchern. Neben diesem Stammpersonal, das dänischer Nationalität ist, werden zumeist beschäftigt 25 Vorarbeiter und 500 bis 1000 Arbeiter, die polnischer Nationalität sind und örtlich angeworben werden. — Die Firma hat an Baumaschinen und Arbeitsgeräten an Ort und Stelle im Betrieb 1 Sägemühle mit Maschinenwerkstatt, 6 km Schmalspurbahn mit 2 Lokomotiven, 20 5-t-Wagen, 30 Kippwagen, ferner 4 fahrbare Dampfkräne, 2 Schwimmrahmen, mehrere Pumpen, 1 Sortier-Wäscheanlage für Kies mit 35-PS-Ölmotor und 200 m<sup>3</sup> Tagesleistung, 2 Betonmischanlagen mit Gießtürmen, für die Gußbetonherstellung mit je 0,7 m<sup>3</sup> Mischerinhalt und 35-PS-Lokomobilantrieb. Von diesen Mischeranlagen ist die eine an Land verfahrbar aufgestellt, zum Gießen der Senkkasten, die andere ist auf einem großen Prahm zusammengebaut, mit Turm und langer drehbarer Auslegerrinne versehen und wird für die Gußbetonierung aller Kaimauern und Molenaufbauten verwendet. Mit dieser schwimmenden Gußbetonierungsanlage ist es möglich, bei dem Ausladen und Heranschaffen des Zements und der Zuschlagstoffe mit den denkbar geringsten Unkosten auszukommen. Außerdem verfügt der örtliche

Baubetrieb dieser Firma noch an schwimmendem Gerät über 1 Saugbagger, 1 Eimerkettenbagger mit Klapp-Prähmen, 3 Bugsierboote und Motorboote, 1 kleinen Schwimmkran und die notwendigen Transportprahme.

Mit Ausnahme des oben erwähnten Baggerauftrages der Fa. Hojgaard & Schultz von 1 000 000 m<sup>3</sup>, der im unmittelbaren Zusammenhang mit den Senkkastenarbeiten dieser Firma steht, sind die Baggerarbeiten in der Hauptsache der belgisch-holländischen Baggerunternehmung Ackermanns & van Haaren übertragen. Die Firma arbeitet mit 1 Eimerkettenbagger, der im Torfboden höchstens 8000 bis 10000 m<sup>3</sup>/Tag, im Sandboden 4000 bis 5000 m<sup>3</sup>/Tag fördert. Außerdem ist ein kleinerer Saugbagger in Betrieb von 1000 m<sup>3</sup> Tagesleistung, dazu ein Spülschiff.

#### Organisation und Finanzierung.

Das Recht und die Verpflichtung zum Hafenausbau ist einem polnisch-französischen Konsortium übertragen worden auf Grund eines mit der polnischen Regierung geschlossenen Vertrages. Dem Konsortium gehören an französischerseits: Fa. Société de Construction des Batignolles, Schneider & Cie (Creuzot), Société Anonyme Hersent; polnischerseits die Ingenieure Rummel und Dosowicz und die Polnische Industrie-Bank. Mit dem Konsortium ist die Baufirma Hojgaard & Schultz A.-G., Kopenhagen, die den Hauptzuschlag für die Bauarbeiten erhalten hat, assoziiert.

Die Voranschlagkosten für den Gesamtausbau des Außenhafens und ersten Binnenbeckens betragen, wie anfangs bereits erwähnt, 50 Mill. Gold-Franken (= poln. Gold-Zloty), davon entfallen auf den wasserbautechnischen Teil der Ausbaurbeiten, die den Unternehmungen zunächst übertragen sind, rd. 30 bis 32 Mill. Der Rest soll auf Eisenbahnanlagen, Kaistraßen, Schuppen und Krane entfallen.

Die Fertigstellungsfrist der Unternehmerarbeiten war zuerst auf den 31. Dezember 1929 festgesetzt, ist 1926 aber bis 31. Dezember 1930 verlängert worden. — Bis Juli 1926 wurde der Bau von dem bekannten Bankhaus Morgan finanziert und der polnischen Regierung von dem Konsortium kreditiert, gegen einen Aufschlag von 21% und Amortisation in acht Jahresraten. Seit 1926 ist eine Neuregelung getroffen worden. Die Baukosten werden danach jetzt von der polnischen Regierung jährlich bar gezahlt, und zwar zu Beginn jeden Baujahres zunächst mit einem Vorschuß von 750 000 Zloty. Das polnisch-französische Konsortium seinerseits hatte eine Kautions von 1 Mill. Zloty zu stellen.

Die Baukosten sind zunächst verteilt worden wie folgt:

1924	mit	0,3	Mill. Zloty
1925	„	3,2	„
1926	„	4,5	„
1927	„	6,3	„
1928	„	6,3	„
1929	„	6,3	„
1930	„	4,1	„

Hierzu kommt, wie gesagt, gemäß Voranschlag ein Restbetrag von etwa 18 Mill. Zloty für Ausrüstung und Ausbau des Kaigeländes und der Gleisanlagen. Näheres hierüber ist noch nicht bekannt.

**Arbeitsprogramm und gegenwärtiger Stand der Arbeiten.**

Dem Arbeitsprogramm sind drei Hauptbedingungen zugrunde gelegt.

1. Die Kaimauerbauten sollen derartig nach und nach fertiggestellt werden, daß sie streckenweise gleich in Betrieb genommen werden können, jedoch sollen sie im gleichen Maße fortschreiten, wie die Molen- und Wellenbrecherbauten.

2. Andererseits sollen die Kaimauerbauten auch in demselben Maße wie die Bagger- und Spülarbeiten vorangehen.

3. Die Kosten der gesamten Jahresarbeiten müssen im Rahmen der festgesetzten Jahresraten bleiben.

Demgemäß sind in den Jahren 1924 bis 1926 gebaut worden: Die Nordmole mit dem Marinebecken, eine 400 m lange Kaistrecke des Außenhafens längs der Südmole, mit Verbreiterung der Mole auf 150 m, nebst einem zum Schutze dieses Kais errichteten behelfsmäßigen Wellenbrecher von 150 m Länge, ferner etwa 300 m Kai am Binnenhafen. Außerdem waren etwa 1,8 Mill. m<sup>3</sup> gebaggert worden. 1927 sind weiterhin 700 lfd. m Wellenbrecher und 850 m Kaimauern geleistet mit entsprechendem Fortgang der Baggerungen im Binnenbecken. 1928 sollen fertig werden 1200 lfd. m Kaimauern und Wellenbrecher, mit Fertigstellung und Anschluß der Südmole. Für 1929 ist die Beendigung der Wellenbrecherbauten geplant, Fortsetzung der Binnenkais und Inangriffnahme des 300 m langen Piers, mit entsprechendem Fortschreiten der Bagger- und Spülarbeiten, und 1930 schließlich die Gesamtfertigstellung aller Arbeiten des Außen- und Binnenhafens.

Die Gesamtplanung des Hafens zeigt Zweckmäßigkeit und Übersichtlichkeit. Auch ist anzuerkennen, daß die Ausführung der Hafenaubarbeiten sowohl hinsichtlich der Konstruktionen als auch im Hinblick auf die gewählten Arbeitsverfahren, soweit bisher zu übersehen ist, auf gründlicher Überlegung aller technischen Einzelheiten beruht, ganz besonders aber auch nach den Gesichtspunkten höchster Wirtschaftlichkeit geschieht und in ihrer Gesamtheit als eine gut durchgeführte technische Leistung die Beachtung der Fachwelt verdient.

Die wesentlichsten Zahlen des bisherigen Bauvorhabens (Abb. 3) seien nachstehend nochmals übersichtlich wiedergegeben.

Der Außenhafen umfaßt rd. . . . .	130 ha
der Binnenhafen umfaßt rd. . . . .	45 "
das Hafengelände etwa . . . . .	100 "
der Bodenaushub beträgt insgesamt . . .	9 000 000 m <sup>3</sup>
die Wassertiefen sind in der Hafeneinfahrt	11 m MW
" " " im Außenhafen . . . . .	8 "
" " " im Binnenhafen . . . . .	10 "

An Hafenaubarbeiten werden insgesamt ausgeführt

2900 lfd. m Molen und Wellenbrecher
2100 " Kaimauern mit 8 m Wassertiefe
2800 " Kaimauern mit 10 m Wassertiefe
<u>7800 lfd. m</u>

Folgende Anlagen sind bisher fertiggestellt und für den Hafenverkehr bereits nutzbar: Im Außenhafen das Marinebecken, an der Südmole 400 m Kai mit 8 m Tiefe, ausgerüstet mit Gleisen und zwei Greiferkatzen, Verladebrücken von 15 t Tragfähigkeit, am Südufer des Binnenhafens etwa 500 m Kai mit 10 m Tiefe, ausgerüstet mit Gleisen, und 1 Kaischuppen in Eisen- und Wellblechkonstruktion, ferner die Kaimauer am südwestlichen Anschluß des Binnenbeckens, in ganzer Länge.

**Schiffswerften.**

Bezüglich der Ausstattung des neuen Hafens mit Schiffsreparaturanstalten bestehen ebenfalls bereits recht weitgehende Pläne. Zunächst neuerlichen Zeitungsnachrichten ist die Errichtung einer Großwerft für Reparatur und Neubau von Handelsschiffen beabsichtigt, deren Einrichtung die französischen Firmen A. Normand in Le Havre und Chantiers Navals Francais in Caen übernehmen sollen. Die Baukosten sind auf etwa 15 Mill. Zloty vorgesehen. Ob die Werft als Staatswerft oder privatwirtschaftlich betrieben werden soll, ist noch nicht bekannt. Die Werft soll liegen in dem Kielauer Gelände am Nordwestende des Hafens (nach dem Vollausbauplan), und zwar soll dort zunächst ein Schwimmdock angelegt werden. Zu diesem Zweck soll jetzt bereits mit dem Aushub eines schmalen Kanals von Becken 1 bis an die Grenze des Hafenerweiterungsgebietes begonnen werden. Dieser 2 km lange Kanal (der künftige Hafenkanal) soll zugleich als vorläufiger Industriekanal der Heranziehung von Industrieansiedlungen jeglicher Art in dem Kielauer Gelände dienen. Unabhängig von dieser Großwerftplanung ist unmittelbar am Fischereihafen die Errichtung einer Werft für Fischerfahrzeuge beabsichtigt, und zwar durch die polnische Fischereigenossenschaft, zusammen mit der Staatlichen Landwirtschaftsbank.

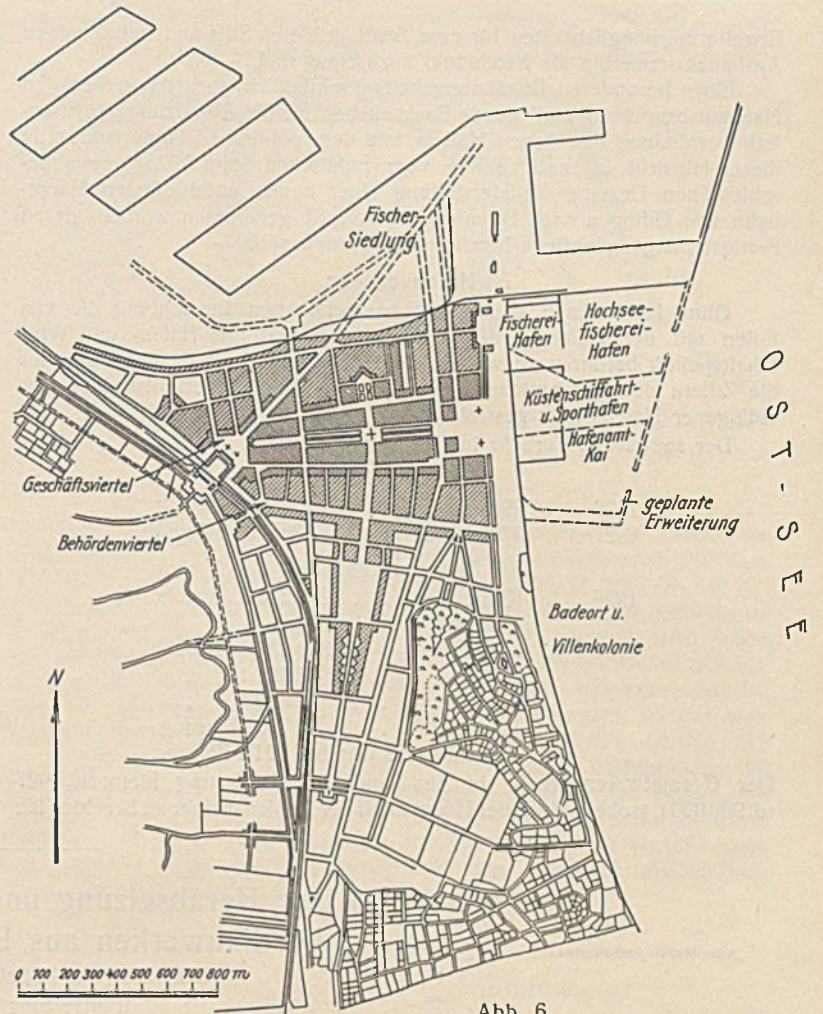


Abb. 6.

**Der Ausbau der Hafenstadt Gdingen.**

Im Zusammenhang mit den Hafenausbauplänen ist ferner ein Generalbauungsplan für den Ausbau und die Erweiterung des Hafens Gdingen bereits aufgestellt worden, der in Abb. 6 wiedergegeben ist. Infolge des Hafenausbau und des beginnenden Hafenverkehrs hat sich aus dem früheren Fischerdorf Gdingen bereits eine Ortschaft von rd. 6000 Einwohnern entwickelt, so daß eine lebhaftere Bautätigkeit auch im Ort und in der Umgegend seit Jahren im Gange ist. Man hat Gdingen daher bereits zur Stadt erhoben und zum Sitz eines See-Starosten gemacht, der als besonderer Kommissar in vielen Fragen des Hafenausbau und der Stadtgründung dem polnischen Ministerium in Warschau unmittelbar untersteht. Der Stadtausbauplan und der bereits bearbeitete Entwurf der städtischen Versorgungsanlagen sind aufgestellt für eine Bevölkerungszunahme bis zu 100 000 Einwohnern. Für die Bewältigung der dringlichsten Aufgaben der Gründung und des Ausbaus der Stadt, und für die Verzinsung und Tilgung der dazu benötigten Investitionsanleihe sind der Stadt vom polnischen Handelsministerium vorläufig 500 000 Zloty bereitgestellt worden. Inwieweit die Wasserversorgungs- und Kanalisationsarbeiten der Stadt bereits eingeleitet sind, ist nicht bekannt. Die Straßenausbauarbeiten schreiten in neuester Zeit rüstig fort.

Der Bebauungsplan der Stadt, der von dem Architekten und Referenten Kunzewicz im polnischen Arbeitsministerium aufgestellt ist, nimmt im wesentlichen auf alles das Rücksicht, was durch die vorliegende Vereinigung einer Seehafenstadt mit einem Seebadeort geboten erscheint. Der Plan sieht in Verbindung mit dem obenerwähnten Industriegebiet die Ansiedlung der im Hafen und in der Industrie tätigen Bevölkerung im Gelände nördlich des Hafens zwischen Kielau und Gdingen vor. (Eigentlicher Hafenstadtteil). Unmittelbar südlich der Hafenbahnen soll sich das Stadtzentrum entwickeln, mit breiten, senkrecht zueinander laufenden Straßen und Promenaden sowie Boulevards längs des Strandes. Die Stadtmitte soll mit dem nördlichen Hauptstraßenzug das Geschäftsviertel umfassen, während der südlichere Hauptstraßenzug „als Regierungsviertel“ für alle öffentlichen Amtsgebäude sowie Banken und Großhandelshäuser bestimmt sein soll. Unmittelbar neben der Südmole längs der Küstenzone des Fischereihafens soll die Fischereibe-völkerung angesiedelt werden. Südlich des Stadtzentrums werden sich die Wohnviertel und der Seebadeort Gdingen mit Villenkolonien ausdehnen. Hier hat sich auch seit Jahren schon eine lebhaftere Bautätigkeit entwickelt. — Im allgemeinen erscheint das verfügbare Gelände südlich des Hafens recht schmal und durch die Höhenzüge derartig eng begrenzt, daß die

Erweiterungsmöglichkeiten für eine Stadt größeren Stils und weiträumigen Ausbaues immerhin als beschränkt anzusehen sind. —

Einer besonderen Erwähnung bedarf schließlich noch das neben den Hafenausbauplänen vorliegende Bauvorhaben für die Abkürzung der Eisenbahnverbindung des neuen Hafens mit dem polnischen Hinterlande. In dieser Hinsicht ist nach einem vom polnischen Sejm 1925 bereits beschlossenen Gesetze die Herstellung einer neuen unmittelbaren Hauptbahn von Gdingen nach Bromberg in Angriff genommen worden, deren Fertigstellung neuerdings beschleunigt werden soll. —

**Hafenverkehr.**

Ohne im Rahmen dieser rein bautechnischen Betrachtung die von Polen mit der Hafengründung in Gdingen verfolgte Hafen- und Wirtschaftspolitik berühren zu wollen, seien zur Abrundung des Gesamtbildes die Ziffern des gegenwärtigen Verkehrs und die Zukunftsaussichten des Gdingener Hafens kurz gestreift.

Der seewärtige Verkehr in Gdingen betrug:

**Schiffsverkehr.**

1926 . .	298 Schiffe mit 204 767 Netto-Reg.-t
1927 . .	529 Schiffe mit 421 939 Netto-Reg.-t

**Warenverkehr.**

1926 . .	Kohlen . . . . .	402 246 t Ausfuhr
	(anderes nicht bekannt)	
1927 . .	Kohlen . . . . .	880 226 t Ausfuhr
	Holz . . . . .	8 324 t
	Zement . . . . .	2 800 t
	Passagiere . . . . .	7 790 Ausgang
	Verschiedene Waren	6 021 t Einfuhr.

Der Gesamtwarenverkehr in Ein- und Ausfuhr betrug hiernach 1927 rd. 900 000 t, wobei jedoch der Hauptanteil der Kohlenausfuhr zu beachten ist.

Die Republik Polen, als nächstliegendes Hinterland des Gdingener Hafens umfaßt 388 000 km<sup>2</sup> mit 27 200 000 Einwohnern (also einer Bevölkerungsdichte von 70 Bewohnern je km<sup>2</sup>). Im Vergleich mit dem 63 300 000 Einwohner zählenden Deutschen Reich von 472 000 km<sup>2</sup> betrug beispielsweise 1926 in den Außenhandelsziffern Polens Ausfuhr etwa „1/9“ und seine Einfuhr etwa „1/14“ derjenigen Deutschlands.

Polen hat sich in den letzten Jahren als ein stark exportierendes Land entwickelt. Neben Holz, Getreide und Zucker (wie früher schon) spielt neuerdings die Kohlenausfuhr eine große Rolle. Die Zukunftsaussichten des Gdingener Hafens werden daher polnischerseits als recht günstig betrachtet. In den Hauptverkehrsbeziehungen zum Hinterlande weist der Hafen Gdingen allerdings gegenüber den Nachbarhäfen, wie Königsberg, Danzig und Stettin, keine Unterschiede oder Nachteile auf. Es fehlt ihm jedoch der Binnenwasserweg. Daher ist anzunehmen, daß eine Begünstigung des Hafens insbesondere durch vorteilhafte Transitfrachten angestrebt werden wird, etwa von der Tschechoslowakei, Rumänien oder von Teilen Rußlands her. Für die Wettbewerbsfähigkeit des Hafens kann es außerdem von gewisser Bedeutung sein, daß die Lohnverhältnisse dort — wie in Polen allgemein wohl — einstweilen noch verhältnismäßig niedrig sind, so daß die Hafenumschlagkosten für den See- und Transitverkehr sich dadurch vorläufig unter Umständen noch recht vorteilhaft gestalten dürften, wenn die sonstigen Vorbedingungen dafür erfüllt sein werden. — Alles in allem wird man daher den polnischen Hafenausbau in Gdingen technisch und wirtschaftlich in seiner vollen Bedeutung zu beachten haben.

Literatur: „The Dock and Harbour Authority“ London Bd. V. Havncanlaeget ved Gdynia. Foredrag Holdt i Dansk Ingeniørforening den 6. Oktober 1926. Af Ingeniør K. Hojgaard, M. Ing. F. Saertryk af Ingeniøren 1926, Nr. 43. Poln. Zeitschrift „Morze“ (Das Meer), Oktober 1926.

**Über Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton und Eisenbeton.**

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.  
(Fortsetzung aus Heft 37.)

**II.**

Von größter Wichtigkeit ist die Berücksichtigung der Schwindeinflüsse auf statisch unbestimmte Rahmentragwerke und Gewölbe. Hierbei lassen sich durch bauliche Maßnahmen die Schwindwirkungen nur in seltenen Fällen ganz ausschalten. Bei den meisten Ausführungen treten durch das Schwinden Zusatzspannungen auf, die in der Berechnung und Bemessung berücksichtigt werden müssen.

wobei im Scheitel und in den Kämpfern schmale Mörtelfugen offen gelassen wurden. Darauf folgte die Aufmauerung der oberen Kranzringe an den Gewölbestirnen. Nach 21 Tagen Wartefrist wurden die Lamellen I (Abb. 15b) betoniert, nach weiteren 21 Tagen die über zwei bis drei Steinreihen reichenden Lamellen II und nach weiteren 21 Tagen die Schwindfugen im Scheitel und bei den Kämpfern mit Mörtel ausgegossen.

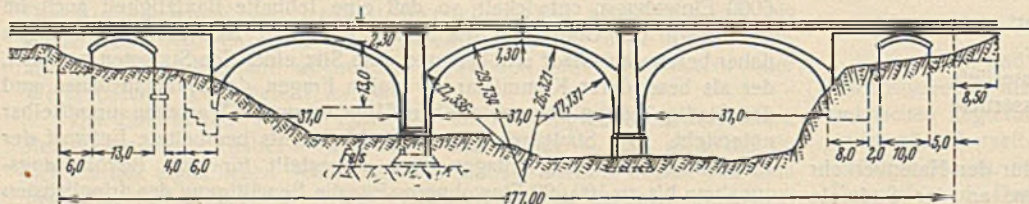


Abb. 15a.

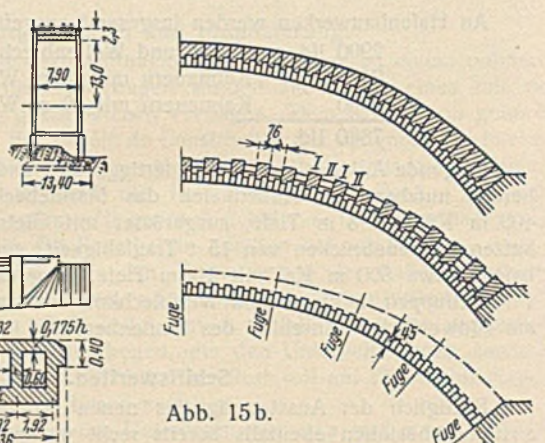


Abb. 15b.

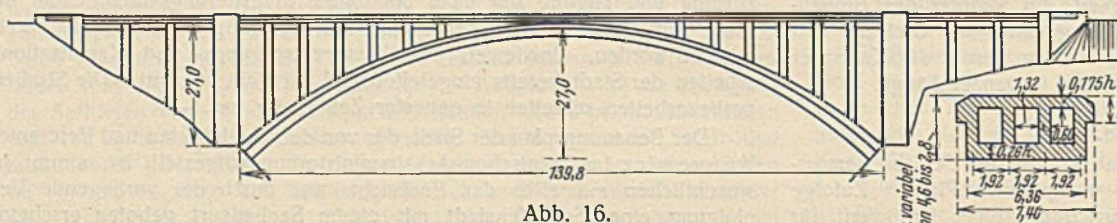


Abb. 16.

Will man die Schwindspannungen in einem gelenklosen Gewölbe vollkommen ausschalten, so kann dies nur dadurch geschehen, daß man das Gewölbe aus Betonquadern herstellt, die vor dem Aufbringen auf das Lehrgerüst bei ausreichender Lagerzeit vollkommen erhärtet und geschwunden sind. Die den Quadersteingewölben nachgeahmte Herstellungsart ist jedoch nur ausnahmsweise wirtschaftlich und wird deshalb selten angewandt. Demgegenüber kommt eine gemischte Ausführungsweise der Gewölbe mit Natur- oder Betonsteinen und Stampfbeton auch heute noch häufig vor.

Ein neueres Ausführungsbeispiel ist die Thurbrücke in Schwarzenbach (zweigleisige Eisenbahnbrücke auf der Linie Winterthur—St. Gallen) mit drei Hauptöffnungen von je 37 m l. W. und zwei Seitenöffnungen von 10 bzw. 13 m l. W. (Abb. 15a). Der Herstellungsvorgang der Gewölbe war folgender<sup>1)</sup>: Zunächst wurde ein unterer Ring mit Verzahnung nach oben und die erste Kranzschicht aus 30 Tage alten Betonsteinen gemauert,

Ein bemerkenswertes Verfahren zur Ausschaltung der Schwindspannungen ist neuerdings in der Schweiz beim Bau der Straßenbrücke über die Caille bei Cruselles (Haute Savoie) erprobt worden.<sup>2)</sup> Das Betongewölbe von 139,80 m Stützweite und 27 m Pfeilhöhe (Pfeilverhältnis 1/5,2) ist mit Aussparungen gleich rd. 1/3 der Querschnittsfläche versehen und in drei Ringen von 0,26 h, 0,565 h und 0,175 h ausgeführt worden (Abb. 16). In jedem Ring wurde der Gußbeton zwischen parallelen, 15 bis 18 cm dicken Betonplatten eingebracht, die vier bis fünf Monate vor dem Aufbringen fertiggestellt, also vor dem Einbau schon stark geschwunden waren. Die Platten machten rd. 1/3 der Gesamtmasse des Gewölbes aus.

Das Lehrgerüst bestand aus vier hölzernen Bogenfachwerkträgern von je 4 m Höhe im Scheitel und 6 m Höhe im Kämpfer, die für die

1) Nach Angaben von A. Bühler, Brückeingenieur der S. B. B., Bern.  
2) Schweiz. Bauztg. vom 27. August 1927. Beton u. Eisen 1928, S. 37.



Aufnahme der Last des ersten Ringes berechnet waren. Die Auflast des zweiten Ringes wurde vom Lehrgerüst zusammen mit dem ersten Ring getragen, die Auflast des dritten Ringes vom Lehrgerüst zusammen mit dem ersten und zweiten Ring. Der Beton wurde im Verlauf von fünf Monaten zwischen den Betonplatten in Lamellen derart eingebracht, daß die Gewölbelaast sich symmetrisch und möglichst gleichmäßig auf das Lehrgerüst verteilte. Durch eine eigenartige, von dem Erbauer der Brücke, Ing. M. Baticle, erdachte Anordnung der Platten in den verschiedenen Ringen in Verbindung mit dem geschilderten Ausführungsverfahren wurde die Ausschaltung der Schwindeinflüsse auf das Gewölbe im ganzen, als auch der Unterschiede des Schwindens, die durch die Herstellung in drei Ringen bedingt waren, als auch der Spannungen infolge der Verkürzung der Bogenachse unter den Normalkräften nach dem Ausrüsten erreicht.

Ein Nachteil der vorbeschriebenen Ausführungsverfahren besteht — ganz abgesehen von den Kosten — darin, daß sie viel Zeit erfordern. Der Zeitaufwand von Beginn der Herstellung der Gewölbesteine bis zum Gewölbeschluß beträgt mindestens sechs Monate. Es ist nun schon mit Rücksicht auf die Witterung und die Jahreszeit nicht immer möglich, die erwünschte Erhärtungszeit der Betonsteine und der Lamellen einzuhalten und mit dem Schließen der Gewölbe längere Zeit zu warten. Aus wirtschaftlichen Gründen ist man heute bestrebt, den Bauvorgang möglichst einfach zu gestalten und die Bauzeit auf ein Mindestmaß zu beschränken. Der neuzeitliche Baubetrieb verträgt keine Arbeitsunterbrechungen. Der teure Gerätepark soll möglichst rasch für andere Zwecke nutzbar gemacht werden. Bei der Überbrückung von Flüssen empfiehlt es sich weiterhin, die Lehrgerüste wegen der Gefahr der Beschädigung durch Hochwasser oder wegen Beeinträchtigung der Schifffahrt so bald wie möglich zu entfernen. Schließlich können die Vorteile der hochwertigen Zemente in Hinsicht auf das rasche Erhärten nicht ausgenutzt werden. Alle diese Umstände führen heute dazu, Mittel und Wege zu suchen, die eine rasche Bauausführung der Gewölbe gestatten, ohne daß dabei das unausbleibliche Schwinden des Betons sich nachteilig auswirkt. Unter keinen Umständen ist es angängig, Betongewölbe in einem Zuge zu stampfen oder zu gießen. Wo man schon so verfahren ist, hat man immer schlechte Erfahrungen gemacht. Stets sind beim Ausrüsten oder später Risse aufgetreten. Es geht eben nicht an, wesentliche Eigenschaften des Baustoffs außer Acht zu lassen. Es gilt sowohl bei der Entwurfbearbeitung als auch bei der Berechnung und der Bauausführung die Erkenntnisse der wissenschaftlichen Betonforschung praktisch auszuwerten und zu berücksichtigen.

Je mehr sich in der Baupraxis die wissenschaftlichen Erkenntnisse über das Verhalten des Betons durchsetzen, um so mehr werden die unbewehrten Betongewölbe verschwinden. Im Eisenbahnbau werden schon mit Rücksicht auf die hohen Verkehrslasten künftig unbewehrte Gewölbe zu den Ausnahmen gehören, bewehrte Gewölbe die Regel bilden.

Die Bewehrung dient dazu, die von den Verkehrslasten, den Temperaturänderungen und Schwindeinflüssen herrührenden Zugspannungen im Gewölbe aufzunehmen, weiterhin rechnerisch nicht zu erfassende Zusatzspannungen auszugleichen, die infolge von ungleichmäßigen Senkungen des Lehrgerüsts oder von Unregelmäßigkeiten beim Ausrüstungsvorgang herrühren, endlich zur Erhöhung der Sicherheit bei unvorhergesehenen Abweichungen der tatsächlichen Gewölbeform von der theoretisch berechneten und gegen etwaige Überlastung durch Steigerung der Fahrzeuggewichte. Bewehrte Gewölbe sind bekanntlich gegen Überlastung viel weniger empfindlich als unbewehrte Gewölbe. Sie sind wegen der geringeren Querschnittabmessungen elastischer und weisen geringere Temperatur- und Schwindspannungen auf. Die Druckfestigkeit des Betons kann besser ausgenutzt werden. Mäßige Erhöhungen der ohnehin geringen Eisenzugspannungen sind von geringer Bedeutung, während die gleichzeitig auftretende Erhöhung der Betondruckspannungen wegen der mit dem Alter zunehmenden Druckfestigkeit des Betons unbedenklich ist.<sup>3)</sup>

Die Deutschen Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton, Teil II, (Konstruktionsgrundsätze und Leitsätze für die statische Berechnung), § 16 (Einfluß der Temperatur und des Schwindens) enthalten den Satz: „Bei statisch unbestimmten Tragwerken ist dem Einfluß des Schwindens auf die statisch unbestimmten Größen durch die Annahme eines Temperaturabfalls von 15° Rechnung zu tragen“. In den Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton fehlt eine entsprechende Vorschrift. Das ist ein offenkundiger Mangel. Denn gerade bei den Betongewölben ist die Berücksichtigung der Schwindeinflüsse von größter Wichtigkeit. Das Gesamtschwindmaß des Stampfbetons, wie es

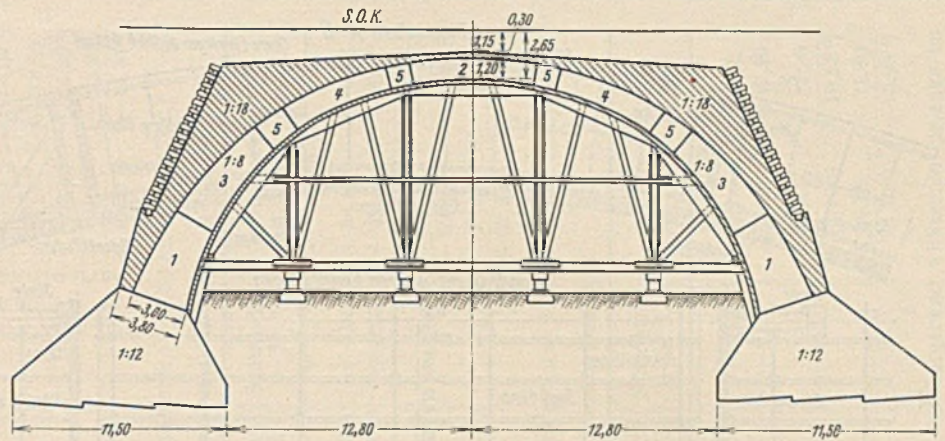


Abb. 17.

für unbewehrte Betongewölbe in Betracht kommt, also in Mischungsverhältnissen 1 : 4 bis 1 : 8, liegt nach den Grafschen Versuchen zwischen 0,50 und 0,30 mm/m, ist also einem Temperaturabfall von 50 bis 30° gleichzusetzen. In die Praxis umgesetzt, besagt dies, daß unbewehrte Betongewölbe nur dann zulässig sind, wenn durch bauliche Maßnahmen die Schwindeinflüsse ganz oder zum größeren Teil ausgeschieden werden.

Daß das Schwindmaß bei Stampfbetongewölben recht bedeutend ist, geht aus den über sieben Jahre ausgedehnten Messungen an der viergleisigen Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Cannstatt hervor. An dieser Brücke ist neben den von Temperatureinflüssen herrührenden Bewegungen der Scheitel der Dreigelenkbogen ein dauerndes Sinken der Scheitel festgestellt worden, das auf das Schwinden des Gewölbebetons zurückzuführen war. Das tatsächlich erreichte Gesamtschwindmaß wurde bei insgesamt 51 mm Scheitelsenkung nach dem Ausrüsten, das 75 Tage nach dem Betonierungsbeginn stattfand, errechnet aus

$$\Delta f = \frac{k}{1000} \left( f + \frac{l^2}{4f} \right)$$

$$k = \frac{51}{7,0 + \frac{57^2}{4 \cdot 7,0}} = 0,41 \text{ mm/m.}$$

zu

Um die Schwindspannungen in eingespannten Gewölben zu verringern, hat sich in der Praxis das Herstellungsverfahren mit Lamellenbetonierung herausgebildet. Der Betonierungsvorgang in Lamellen bringt neben der Herabminderung der Schwindspannungen außerdem den Vorteil, daß die unvermeidlichen Formänderungen des Lehrgerüsts unter der Belastung ohne schädliche Einwirkungen auf das Gewölbe bleiben. Die Einteilung der Lamellen hat sich nach der Lehrgerüstkonstruktion zu richten. Sie wird bei dem üblichen Lehrgerüst auf festen Stützjochen meist so gewählt, daß zuerst die Kranhölzer auf ihre freie Länge durch Lamellen belastet werden und dazwischen schmälere Lücken über den festen Unterstützungspunkten der Kranhölzer ausgespart bleiben, die dann später geschlossen werden (Abb. 17). Die großen Lamellen erhalten im allgemeinen 4 bis 8 m Länge, während die kleinen Lamellen im Mittel mit 1 m Länge ausgeführt werden. Die Schwindspannungen werden um so weitgehender ausgeschaltet, je langsamer der Bau fortschreitet und je länger mit der Ausbetonierung der Schlußlamellen zugewartet wird.

Das Herstellungsverfahren mit Lamellen hat bei unbewehrten Betongewölben den Nachteil, daß die Homogenität des Gewölbes durch die Arbeitsfugen gestört wird. Mit der Zugfestigkeit des Betons darf jedenfalls in den Arbeitsfugen nicht gerechnet werden. Man findet bei genauer Beobachtung der alten Stampfbetongewölbe, daß die Arbeitsfugen sich nachträglich geöffnet haben.

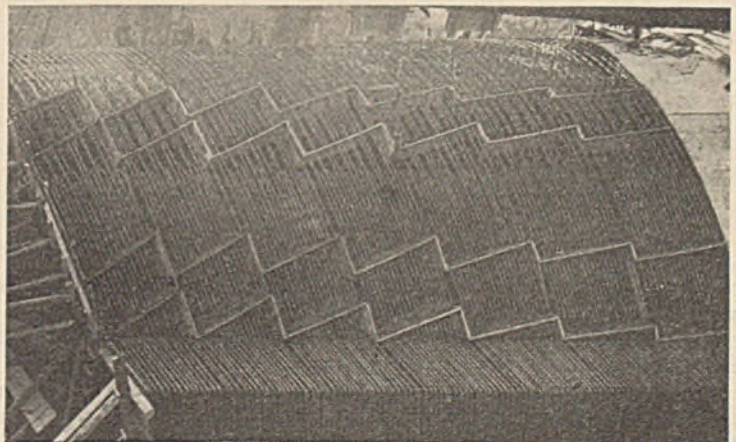


Abb. 18.

<sup>3)</sup> Vergl. Dr.-Ing. K. W. Schaechterle, Beiträge zur Berechnung der im Eisenbetonbau üblichen elastischen Bogen und Rahmen. Berlin 1910. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn; ferner: Wirtschaftlicher Vergleich zwischen Eisenbeton und Eisen. Schweiz. Bauztg. 1926, S. 193 ff.

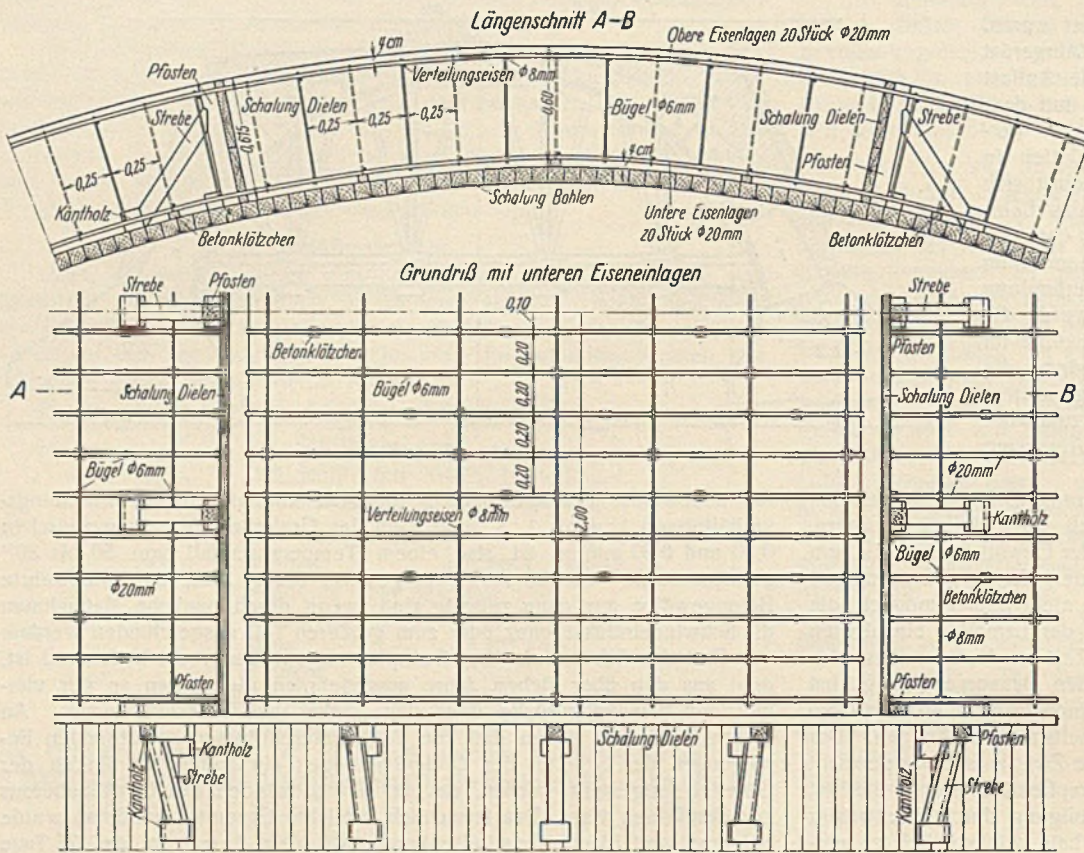


Abb. 19.

Bei den mit Eisen bewehrten Gewölben sind die durch Lamellenbetonierung entstehenden Arbeitsfugen unbedenklicher, weil die Eiseneinlagen auch nach dem etwaigen Öffnen der Arbeitsfugen die Aufnahme von Zugkräften gewährleisten. Andererseits macht hier die Zwischenschalung wegen der Durchführung der Eisen erhebliche Schwierigkeiten und verteuert die Ausführung. Das ist in besonderem Maße der Fall bei schiefen Gewölben, wo die Lamellen sägeförmig abgesetzt werden müssen (Abb. 18).

Eine in der Praxis erprobte Ausführungsform der Lamellenschalung bei bewehrten Gewölben ist in Abb. 19 dargestellt. Nach der Aufstellung des Lehrgerüsts, dem Aufbringen der Leibungsbohlen und dem Aufsetzen der Stirnbretter werden die Eisen verlegt, die Trageisen mit den Bügeln verknüpft, dann das ziemlich starre Eisengerippe durch Betonklötzchen von 4 bis 6 cm Höhe unterlegt. Hierauf werden die Lamellenschalungen eingebaut. Diese sind unten und oben mit Schlitz für die Durchführung

darf 0,25 mm/m gesetzt werden. Die Schweizer Vorschriften verlangen dementsprechend die Berücksichtigung eines Schwindmaßes von  $\frac{25}{10^5}$ . Wenn nach den Deutschen Eisenbetonbestimmungen bei uns mit der Zahl 0,15 mm/m gerechnet wird, so setzt diese Annahme schon Eisenbewehrung und die übliche Lamellenbetonierung voraus. Immerhin erreichen auch die nach den Deutschen Vorschriften berechneten Schwindspannungen hohe Werte, die nicht vernachlässigt werden dürfen.

Um die Schwindeinflüsse auf eingespante Gewölbe, die ohne Arbeitsunterbrechungen hergestellt werden, weitgehend herabzumindern und unter Umständen ganz auszuschalten, gibt es zwei Wege:

1. Die Anordnung vorübergehend wirksamer Gelenke im Scheitel und bei den Kämpfern,
2. die Anwendung des Ausrüstungsverfahrens mit Hochdruckwasserpumpen (Färber, Freyssinet).

In beiden Fällen wird im allgemeinen an der Lamellenbetonierung festgehalten, aber das Verfahren nur insoweit angewandt, als dies für die gleichmäßige Belastung des Lehrgerüsts zur Verhinderung weitgehender Formänderungen notwendig ist. Die Lamellen werden in bestimmter Reihenfolge unmittelbar hintereinander ohne Zwischenpause betoniert. Ebenso kommt die Wartezeit zum Gewölbeschluß in Wegfall.

Das mit vorübergehend wirksamen Gelenken versehene Gewölbe wird stückweise, aber fortlaufend in einem Zuge betoniert, nach ausreichender Erhärtung ausgerüstet. Die Bogenschenkel können nun nach dem Ausrüsten ungehemmt schwinden. Mit dem Schwinden senkt sich der Bogenscheitel. Es treten nur unbedeutende Schwindspannungen auf. Die Gelenke bleiben solange in Wirkung, bis der Beton den größten Teil des Gesamtschwindmaßes erreicht hat. Dann erst wird das Gewölbe endgültig geschlossen. Je länger die Gelenke wirksam bleiben, um so größer ist der Betrag der ausgeschalteten Schwindspannungen.

Beim Ausrüstungsverfahren mit Hochdruckwasserpumpen werden im Scheitel des in vorbeschriebener Weise betonierten Gewölbes Pressen eingebaut. Durch Auseinanderdrücken der beiden Gewölbehälften kann eine ganz bestimmte Drucklinie eingestellt werden; durch Verlegung des Druckmittelpunktes aus der Mitte der Scheitelfuge nach unten wird erreicht,

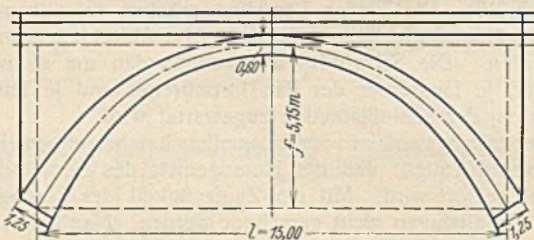


Abb. 20a.

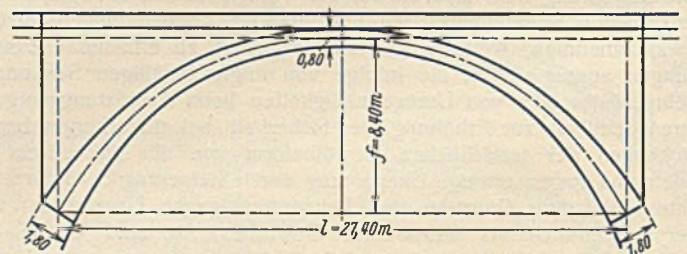


Abb. 20b.

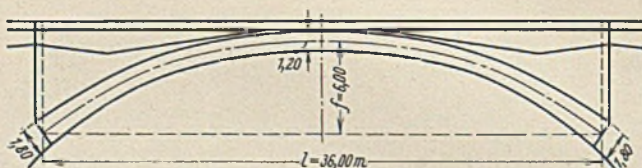


Abb. 20c.

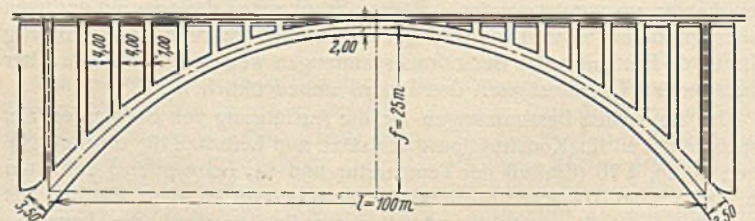
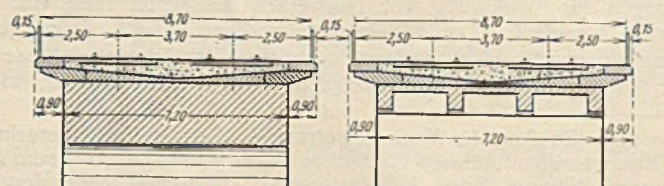


Abb. 20d.



Zu Abb. 20d.

der Längseisen versehen. Die Schlitz werden unterhalb der unteren und oberhalb der oberen Eisen durch Leisten gedeckt. Im übrigen wird die Schalwand aus einzelnen Brettstücken so zusammengesetzt, daß sie nach der Betonierung leicht entfernt werden kann.

Eisenbewehrte Betonkörper zeigen ein kleineres Schwindmaß als unbewehrte Betonkörper, und zwar darf — wie bereits eingangs ausgeführt ist — angenommen werden, daß das Schwindmaß mit dem Grade der Bewehrung abnimmt. Das Gesamtschwindmaß des bewehrten Betons 1 : 4

Eingespannter Bogen einer eingleisigen Bahnbrücke aus Eisenbeton. Spannweite  $l = 15,00$  m, Pfeilhöhe  $f = 5,15$  m, Pfeilverhältnis  $\psi = 1 : 2,92$ , Bogenbreite  $b = 4,00$  m. (Abb. 20a.)  
 Grenzwerke der Randspannungen in  $\text{kg/cm}^2$ . b) mit vorübergehend wirksamen Gelenken.

Schnitt	Eigengew. mit $H_e$	Verkehr (Lastzug $N$ )	Temperatur $\pm 15^\circ\text{C}$	Schwinden $-5^\circ\text{C}$	Grenzwerke	Schnitt	Eigengew. ohne $H_e$	Verkehr (Lastzug $N$ )	Temperatur $\pm 15^\circ\text{C}$	Schwinden $-5^\circ\text{C}$	Grenzwerke
Scheitel	+ 6,32	+ 12,00	$\mp 11,32$	+ 11,32	+ 40,96	Scheitel	- 4,82 + 0,92 <sup>1)</sup>	+ 12,00	$\mp 11,32$	+ 3,77	+ 31,91 + 28,01 <sup>1)</sup>
	+ 3,00	+ 5,44	$\pm 13,85$	- 13,85	- 32,32		Kämpfer	+ 4,82 + 8,72 <sup>1)</sup>	+ 5,44	$\pm 13,85$	- 4,62
Kämpfer	+ 3,85	+ 10,25	$\pm 12,50$	- 12,50	- 26,05	Kämpfer		+ 5,50	+ 10,25	$\pm 12,50$	- 4,17
	+ 7,08	+ 8,20	$\mp 11,88$	+ 11,88	- 12,40		+ 5,50	+ 8,20	$\mp 11,88$	+ 3,96	+ 29,54

Eingespannter Bogen einer eingleisigen Bahnbrücke aus Eisenbeton. Spannweite  $l = 27,40$  m, Pfeilhöhe  $f = 8,40$  m, Pfeilverhältnis  $\psi = 1 : 3,26$ , Bogenbreite  $b = 4,00$  m. (Abb. 20b.)  
 Grenzwerke der Randspannungen in  $\text{kg/cm}^2$ . b) mit vorübergehend wirksamen Gelenken.

Schnitt	Eigengew. mit $H_e$	Verkehr (Lastzug $N$ )	Temperatur $\pm 15^\circ\text{C}$	Schwinden $-15^\circ\text{C}$	Grenzwerke	Schnitt	Eigengew. ohne $H_e$	Verkehr (Lastzug $N$ )	Temperatur $\pm 15^\circ\text{C}$	Schwinden $-5^\circ\text{C}$	Grenzwerke
Scheitel	+ 11,70	+ 20,60	$\mp 10,00$	+ 10,00	+ 52,30	Scheitel	+ 9,32 + 2,63 <sup>2)</sup>	+ 20,60	$\mp 10,00$	+ 3,33	+ 43,25 + 36,56 <sup>2)</sup>
	+ 6,42	+ 8,45	$\pm 12,10$	- 12,10	- 31,68		Kämpfer	+ 9,32 + 16,01 <sup>2)</sup>	+ 8,45	$\pm 12,10$	- 4,03
Kämpfer	+ 6,67	+ 16,30	$\pm 11,30$	- 11,30	- 23,84	Kämpfer		+ 9,48 + 8,80 <sup>2)</sup>	+ 16,30	$\pm 11,30$	- 3,77
	+ 12,10	+ 11,70	$\mp 10,90$	+ 10,90	- 12,40		+ 9,48 + 10,17 <sup>2)</sup>	+ 11,70	$\mp 10,90$	+ 3,63	+ 35,71 + 36,39 <sup>2)</sup>

Eingespannter Bogen einer eingleisigen Bahnbrücke aus Eisenbeton. Spannweite  $l = 36,00$  m, Pfeilhöhe  $f = 6,00$  m, Pfeilverhältnis  $\psi = 1 : 6$ , Bogenbreite  $b = 4,00$  m. (Abb. 20c.)  
 Grenzwerke der Randspannungen in  $\text{kg/cm}^2$ . b) mit vorübergehend wirksamen Gelenken.

Schnitt	Eigengew. mit $H_e$	Verkehr (Lastzug $N$ )	Temperatur $\pm 15^\circ\text{C}$	Schwinden $-15^\circ\text{C}$	Grenzwerke	Schnitt	Eigengew. ohne $H_e$	Verkehr (Lastzug $N$ )	Temperatur $\pm 15^\circ\text{C}$	Schwinden $-5^\circ\text{C}$	Grenzwerke
Scheitel	+ 16,00	+ 20,60	$\mp 13,80$	+ 13,80	+ 64,20	Scheitel	+ 15,10	+ 20,60	$\mp 13,80$	+ 4,60	+ 54,10
	+ 13,90	+ 8,70	$\pm 18,60$	- 18,60	- 33,60		Kämpfer	+ 15,10	+ 8,70	$\pm 18,60$	- 6,20
Kämpfer	+ 12,20	+ 20,90	$\pm 25,80$	- 25,80	- 53,60	Kämpfer		+ 13,80 + 15,35 <sup>3)</sup>	+ 20,90	$\pm 25,80$	- 8,60
	+ 15,30	+ 19,00	$\mp 23,40$	+ 23,40	- 22,40		+ 13,80 + 12,05 <sup>3)</sup>	+ 19,00	$\mp 23,40$	+ 7,80	+ 64,00 + 62,25 <sup>3)</sup>

Eingespannter Bogen einer zweigleisigen Bahnbrücke aus Eisenbeton. Spannweite  $l = 100$  m, Pfeilhöhe  $f = 25$  m, Pfeilverhältnis  $\psi = 1 : 4$ , Bogenbreite  $b = 7,20$  m. (Abb. 20d.)  
 Grenzwerke der Randspannungen in  $\text{kg/cm}^2$ . b) mit vorübergehend wirksamen Gelenken.

Schnitt	Eigengew. mit $H_e$	Verkehr (Lastzug $N$ )	Temperatur $\pm 15^\circ\text{C}$	Schwinden $-15^\circ\text{C}$	Grenzwerke	Schnitt	Eigengew. ohne $H_e$	Verkehr (Lastzug $N$ )	Temperatur $\pm 15^\circ\text{C}$	Schwinden $-5^\circ\text{C}$	Grenzwerke
Scheitel	+ 28,29	+ 41,70	$\mp 5,65$	+ 5,65	+ 81,29	Scheitel	+ 24,07	+ 41,70	$\mp 5,65$	+ 1,88	+ 73,30
	+ 19,31	+ 22,30	$\pm 6,27$	- 6,27	- 24,53		Kämpfer	+ 24,07	+ 22,30	$\pm 6,27$	- 2,09
Kämpfer	+ 18,17	+ 47,80	$\pm 7,12$	- 7,12	- 24,27	Kämpfer		+ 23,49 + 18,18 <sup>4)</sup>	+ 47,80	$\pm 7,12$	- 2,37
	+ 28,60	+ 35,10	$\mp 6,89$	+ 6,89	- 16,19		+ 23,49 + 28,81 <sup>4)</sup>	+ 35,10	$\mp 6,89$	+ 2,30	+ 67,78 + 73,10 <sup>4)</sup>

<sup>1)</sup> Werte nach Verschiebung des vorübergehend wirksamen Gelenks im Scheitel um 8,1 cm nach oben. — <sup>2)</sup> Werte nach Verschiebung der vorübergehend wirksamen Gelenke im Scheitel um 9,6 cm nach unten, im Kämpfer um 2,2 cm nach unten. — <sup>3)</sup> Werte nach Verschiebung des vorübergehend wirksamen Gelenks im Kämpferquerschnitt aus der Mitte nach oben um 3,8 cm. — <sup>4)</sup> Werte nach Verschiebung des vorübergehend wirksamen Gelenks im Kämpfer um 13,2 cm aus der Mitte nach unten.

daß im geschlossenen Gewölbe mit dem fortschreitenden Schwinden des Betons die Stützlinie nach der Gewölbemitte rückt, bis sie nach Erreichung des Gesamtschwindmaßes ungefähr in der Gewölbeachse verläuft.

Die Auswirkung der vorbeschriebenen Maßnahme auf die Spannungen soll an ein paar Beispielen aus der Praxis des Eisenbahnbrückenbaues gezeigt werden.

Die in den Abb. 20a, 20b, 20c u. 20d dargestellten Gewölbe unter Hauptbahngleisen mit verschiedenen Stützweiten und Pfeilhöhen sind nach dem von Prof. Dr.-Ing. Chr. Mörsch angegebenen Berechnungsverfahren als eingespannte Bogen auf Grund der Elastizitätstheorie berechnet worden. Die Werte der Randspannungen im Scheitel und Kämpferquerschnitt aus Eigengewicht, Verkehrslasten (N-Lastenzug), Temperatur ( $\pm 15^\circ$ ), Schwinden ( $-15^\circ$ ) und die daraus sich ergebenden Grenzwerte der Randspannungen sind für jedes Gewölbe in der Tabelle (a) angegeben. In allen Fällen, selbst bei dem kleinen 15 m weitgespannten Gewölbe mit günstigem Pfeilverhältnis, treten hiernach Zugspannungen auf, die über die Zugfestigkeit des Betons hinausgehen und deutlich zeigen, daß Gewölbe unter Hauptbahngleisen — von wenigen Ausnahmefällen abgesehen — im allgemeinen mit Eiseneinlagen zu bewehren sind.

Durch die Anordnung von vorübergehend wirksamen Gelenken im Scheitel und bei den Kämpfern werden die Schwindspannungen zum größeren Teil und die von der Verkürzung der Gewölbeachse unter dem Einfluß von  $H_e$  herrührenden Zusatzspannungen ganz ausgeschaltet. Bleiben die Gelenke 6 bis 8 Wochen wirksam, so kommt nach dem Gewölbeschluß nur noch  $\frac{1}{3}$  bis  $\frac{1}{4}$  des Gesamtschwindmaßes zur Auswirkung. In der Rechnung ist der restliche Einfluß des Schwindens einem Temperaturabfall von  $5^\circ$  bis  $3,75^\circ$  gleichzusetzen. Läßt man die Gelenkfügen über 16 Wochen offen, so brauchen die Schwindeinflüsse in der Rechnung nicht mehr berücksichtigt zu werden.

In den Tabellen b) sind für die mit vorübergehend wirksamen Gelenken ausgestatteten Gewölbe die Grenzwerte der Randspannungen für ein restliches Schwindmaß von  $\frac{5}{10^5}$  angegeben. Vergleicht man die Grenzwerte der Tabellen b), mit entsprechenden Werten der Tabellen a), so erkennt man ohne weiteres, daß eine wesentliche Herabsetzung der größten Randspannungen durch die Gelenkanordnung erreicht werden kann. So sind z. B. bei dem Gewölbe von 15,00 m Spannweite und 5,15 m Pfeil im Scheitelquerschnitt die oberen Randspannungen von

+ 41 kg/cm<sup>2</sup> auf + 32 kg/cm<sup>2</sup>, d. h. um 22%, und die unteren Randspannungen von - 32 kg/cm<sup>2</sup> auf - 21 kg/cm<sup>2</sup>, d. h. um 31% heruntergegangen.

Durch Verschieben der Gelenke aus der Gewölbeachse, und zwar im Scheitel nach unten und in den Kämpfern nach oben, lassen sich die Grenzwerte der Randspannungen noch weiter herabdrücken. So erhält man z. B. durch Verschiebung des Scheitelgelenkes aus der Achse um 8,1 cm nach unten statt ursprünglich + 41 kg/cm<sup>2</sup> nur noch + 28 kg/cm<sup>2</sup> und statt ursprünglich - 32 kg/cm<sup>2</sup> nur noch - 17 kg/cm<sup>2</sup>, d. h. eine Ermäßigung um 37/47%.

Die Herabsetzung der Zugspannungen ergibt eine Ersparnis an Eiseneinlagen, außerdem kann bei weiterer Durcharbeitung der Entwürfe an Beton gespart werden, wenn die Druckspannungen heraufgesetzt, d. h. die Betondruckfestigkeit mehr ausgenutzt wird.

Man erkennt aus den Beispielen a bis c, daß der Einbau von vorübergehend wirksamen Gelenken trotz der Mehraufwendungen für die Gelenke Kostenersparnisse bringen kann. Der Hauptvorteil aber liegt in der Verkürzung der Bauzeit.

Für das eingespannte Gewölbe der zweigleisigen Eisenbahnbrücke von 100 m Spannweite und 25 m Pfeil betragen die Grenzwerte der Randspannungen:

a) ohne vorübergehend wirksame Gelenke (Schwindspannungen für $-15^\circ$ nach den Bestimmungen berechnet)			
im Scheitelquerschnitt . . .	= + 81,3 kg/cm <sup>2</sup> ,	= - 24,5 kg/cm <sup>2</sup> ,	
in den Kämpferquerschnitten	= - 24,3 „	= + 77,5 „	
b) mit vorübergehend wirksamen Gelenken (Schwindspannungen mit $5^\circ$ berücksichtigt)			
im Scheitelquerschnitt . . .	= + 73,3 „	= - 15,6 „	
in den Kämpferquerschnitten	= - 91,3 „	= + 78,4 „	

Durch den Einbau vorübergehend wirksamer Gelenke können in diesem Falle die Zugspannungen im Scheitel- und im Kämpferquerschnitt nur unwesentlich herabgesetzt werden. Die Ersparnisse an Eiseneinlagerung werden durch die teureren Gelenke aufgehoben.

(Schluß folgt.)

## Vermischtes.

**Bewährung eines starren Oberbaues.** Der übliche Oberbau unserer Eisenbahnen, bei dem die Schienen unter Vermittlung der Schwellen auf einem Steinbett ruhen, besitzt eine gewisse Nachgiebigkeit. Die Ansichten über die Frage, ob eine größere Starrheit erwünscht wäre, sind geteilt. Die Schienen der Straßenbahnen sind meist auf einem Betonbett gelagert, und wir haben hier einen Oberbau von beträchtlicher Starrheit. Die Erfahrungen, die bei Straßenbahngleisen gesammelt werden, sind aber nicht ohne weiteres als maßgebend für Eisenbahngleise anzusehen. Die Belastung der Straßenbahnschienen ist erheblich geringer, und die Gewichte der einzelnen Lasten sind annähernd gleich, während bei einem Eisenbahngleis die schweren Lasten der Lokomotivachsen, noch dazu mit ihren nicht vollständig ausgeglichenen Massen, mit den leichteren Achsen der Wagen abwechseln. Dazu kommt noch der Unterschied, der durch die höhere Geschwindigkeit der Eisenbahnen und die dadurch erhöhte Stoßwirkung hervorgerufen wird. Eisenbahngleise auf starrem Bett sind selten und werden es wohl zunächst noch bleiben. Trotzdem sind die Erfahrungen, die mit den wenigen solchen Gleisen gemacht werden, von gewissem Wert. In der „Bautechnik“ 1928, Heft 22 vom 25. Mai, S. 302, war ein solcher Oberbau beschrieben. Er liegt bei der Pere Marquette-Eisenbahn seit dem Dezember 1926 und hat sich nach einem Berichte in Scientific American bis jetzt gut bewährt. Neuere Untersuchungen haben gezeigt, daß der Beton nur an vier Stellen Risse hat, die aber unbedeutend sind. Das Gleis hat sich gesetzt, aber hochkrumme Schienen sind kaum zu finden. Die Züge fahren sehr ruhig und mit einem anderen, aber nicht stärkeren Geräusch als beim Befahren der anstößenden, anders gebauten Streckenteile; der Lärm beim Überfahren der Stöße ist beseitigt. Staubeentwicklung kommt nicht vor. Die Kosten für die Herstellung eines solchen Gleises sind allerdings erheblich, aber doch nicht so hoch, daß sie nicht aufzubringen wären, dafür sind die Unterhaltungskosten äußerst niedrig. Die Unterhaltungsarbeiten sind auf das Anziehen der wenigen Schrauben beschränkt. Eines Tages werden die Schienen im ganzen ausgewechselt werden müssen, doch ist das ohne Eingriff in den Beton möglich, und dieser wird wohl eine Lebensdauer haben, die derjenigen mehrerer Schienen gleichkommt. Sollte freilich einmal die Erneuerung des Betonbettes nötig werden, so muß wie bei der ersten Herstellung das Gleis außer Betrieb gesetzt werden, doch ist das auch bei Arbeitsverfahren an in Schotter gebetteten Gleisen, die man neuerdings anwendet, nötig, während früher unbedingt die Gleise so erneuert werden mußten, daß der Betrieb gar nicht gestört werden durfte oder doch nur wenig eingeschränkt werden mußte. Man scheint zunächst erwegen zu haben, ob man eine elastische Unterlage zwischen die

Schiene und den Beton einschalten sollte, ist aber jetzt überzeugt, daß es richtig war, hiervon abzusehen. Das Urteil eines Beamten der Pere Marquette-Eisenbahn geht dahin, es komme im wesentlichen darauf an, eine möglichst innige Berührung der Schienen mit dem Betonbett zu erreichen, so daß keinerlei Bewegungen auftreten können; die Befestigungsschrauben müssen daher scharf angezogen und in diesem Zustande erhalten werden.

Das fragile Gleis der Pere Marquette-Eisenbahn liegt zwischen Detroit und Plymouth an einer Stelle, wo es bequem überwacht werden kann und wo die Vorgänge, die sich beim Befahren abspielen, bequem beobachtet werden können. Es steigt unter 1:100. Es wird täglich von sieben fahrplanmäßigen Personenzügen und sieben fahrplanmäßigen Güterzügen befahren; dazu kommen noch vier Fahrten, um Wagen in ein Anschlußgleis überzuführen, und etwaige Gütersonderzüge. Die schwersten Lokomotiven, die das Gleis befahren, haben die Achsanordnung 1 E 1 und wiegen 145,7 t, wovon 120 t auf die fünf Treibachsen entfallen. Wkk.

## Personalmeldungen.

**Preußen.** Versetzt: der Regierungs- und Baurat (W.) Hassenstein von Hamm i. Westf. an die Wasserbaudirektion in Münster i. Westf. Die Dienstgeschäfte des Vorstandes des Neubauamts in Hamm sind ihm verblieben.

Der Regierungsbaumeister (W.) Lothar Swoboda ist unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst dem Wasserbauamt in Genthin überwiesen worden.

**Bayern.** In etatsmäßiger Weise in gleicher Diensteseigenschaft werden vom 1. September an der Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamtes Weiden Otto Bauer an das Straßen- und Flußbauamt Weilheim berufen, der Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamtes Weilheim Gustav Bischoff an das Straßen- und Flußbauamt Weiden versetzt.

**INHALT:** Oberbaurat Dr. Krey f. — Der Bau der Umschlaganlage für Kall in Harburg-Wilhelmsburg. — Der Ausbau des polnischen Seehafens in Gdingen (Schluß). — Über Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton und Eisenbeton (Fortsetzung). — Vermischtes: Bewährung eines starren Oberbaues. — Personalmeldungen.