

# DIE BAUTECHNIK

## Die Betonierung der Bauwerke für die Nordschleusenanlage in Bremerhaven.\*)

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister a. D. Ottokar Martinsen, Wesermünde-L.

Die kurze Baufrist für die Nordschleusenanlage, das örtlich eng begrenzte Baugelände und die durch die stark wechselnde Beschaffenheit des Baugrundes erschwerte und zeitbeanspruchende Entwurfsbearbeitung zwangen, die einzelnen Bauvorgänge weitgehend ineinanderzuschalten. Ferner wurde es notwendig, die Erdarbeiten für den Aushub der Baugruben bereits an Hand überschläglicher Ermittlungen in Angriff zu nehmen, die Ramm- und Betonarbeiten einzuleiten, als die statischen Untersuchungen noch nicht abgeschlossen waren und die konstruktive Durcharbeitung der Bauwerke gerade begonnen hatte. Wurde auf diese Weise Zeit für Entwurf und Bauausführung gewonnen, so zwangen die zeitlichen und örtlichen Verhältnisse weiterhin, die Arbeiten durch umfassende Vereinfachung der Bauwerkkonstruktionen und Bauvorgänge zu beschleunigen. Durch diese Maßnahmen ist im besonderen bei der Betonierung der Bauwerke — wegen der Anzahl der Bauwerke und der vielen einzelnen Arbeitsleistungen — nicht nur ein erheblicher Zeitgewinn, sondern auch eine nennenswerte Kostenersparnis erzielt worden. Wie die Betonkonstruktionen aller Bauwerke in Form und Abmessungen einheitlich ausgebildet wurden, ist in der Veröffentlichung „Die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung und Bauausführung“<sup>1)</sup> besprochen worden. Welche Maßnahmen ergriffen wurden, um die Durchführung der Betonarbeiten, die Bewirtschaftung der Baustoffe und die Einzelheiten der Bauausführung für alle Bauwerke nach einheitlichen Gesichtspunkten zusammenzufassen und zur Beschleunigung der Betonierung zu vereinfachen, wird im folgenden kurz erörtert.

### I. Die Durchführung der Betonarbeiten.

Die Betonarbeiten standen im engsten Zusammenhange mit den Erd- und Rammarbeiten und wurden daher in allen Teilen so angeordnet, daß sie sich diesen schnell und reibungslos anschlossen.

#### 1. Die Grundlagen für die Ausführung der Betonarbeiten.

Die Vorbereitungen für die Betonierung der Bauwerke erstreckten sich auf folgende grundsätzlichen Überlegungen:

- a) In welcher Reihenfolge sollten die Bauwerke ausgeführt werden?
- b) Wie sollten die Baustoffe verarbeitet werden — von Lagerbeständen oder in laufender Anlieferung —?
- c) Wo sollten die Grenzen zwischen den Arbeitsleistungen der Erd- und Rammarbeiten auf der einen und der Betonarbeiten auf der anderen Seite gezogen werden?

a) Es waren folgenden vier Bauwerkgruppen herzustellen:

Die beiden Schleusenhäupter mit den Fundamenten für die Schiebetransporte	rd. 96 000 m <sup>3</sup> ,
die Mauerkörper der Kajenstrecken	130 000 „
das Drehbrückenfundament	12 000 „
die Dockverlängerung	15 000 „
zusammen:	rd. 253 000 m <sup>3</sup> .

Um diese Massen in der vorgeschriebenen Zeit zu bewältigen, wurden zuerst diejenigen Bauwerke errichtet, von denen weitere Bauarbeiten abhängen, und die übrigen soweit zurückgestellt, wie es der Arbeitsplan zuließ. Auf diese Weise blieb das Baugelände für die dringendsten Arbeiten

frei. Festpunkte im Zeitplan waren: Die Montage des Schiebetors im Außenland wegen des Hochwasserschutzes der Baustellen und des Hinterlandes während der Durchbauung des Weserdeiches und die Montage der Drehbrücke wegen der Umlegung der Zufahrtstraße und Reichsbahngleise zum Columbusbahnhof. Da von diesen Bauwerken die fristgemäße Durchführung des Bauvorhabens im wesentlichen abhing, wurden sie zuerst in Angriff genommen und 1928/29 die Schleusenhäupter, Kajemauern und das Drehbrückenfundament zwischen dem Weserdeich, der alten Zu-

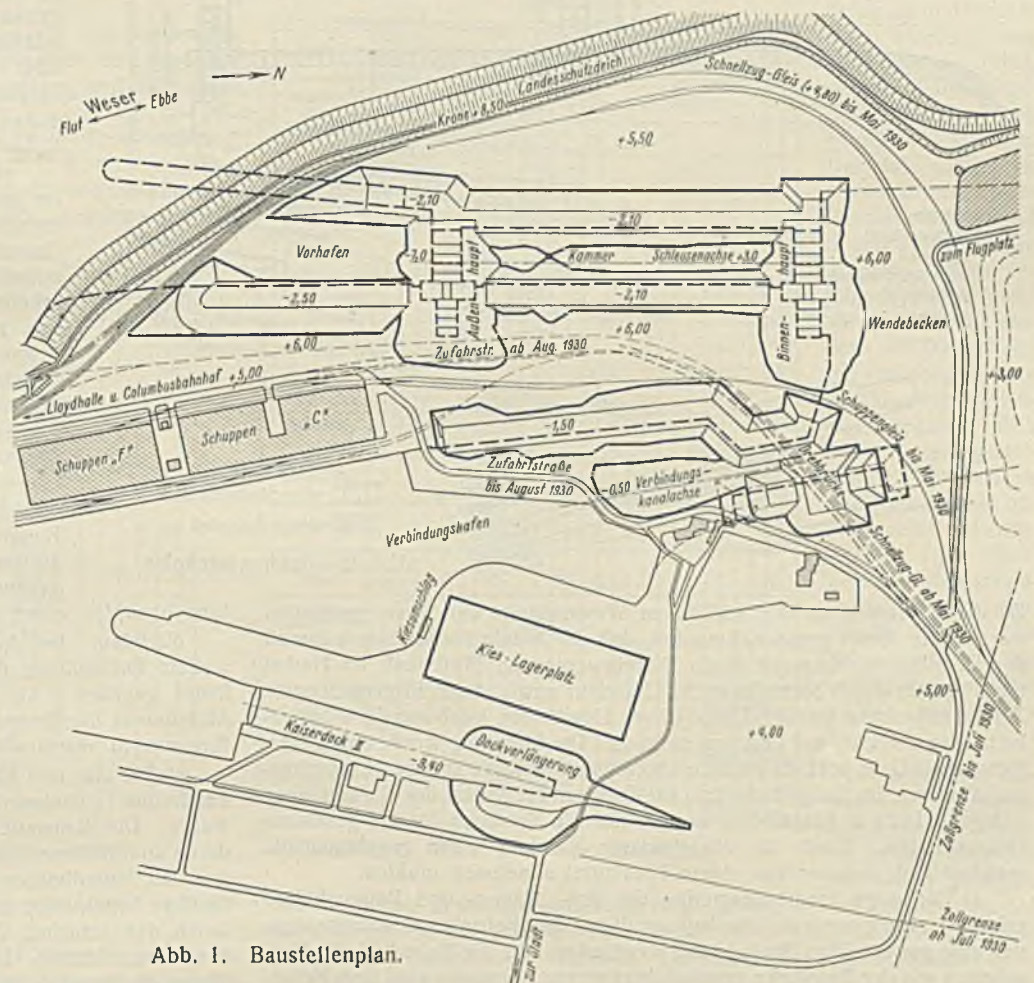


Abb. 1. Baustellenplan.

fahrtstraßen zur Columbuskaje und dem Flugplatz gebaut (Abb. 1). Die Herstellung der Kajemauern im Weserdeich folgte 1930, nachdem die Bauarbeiten am Außenland genügend vorangeschritten waren und der Hochwasserschutz gesichert erschien. Die Molenstrecke vor dem Weserdeich lag abseits vom Baubetrieb und kam 1929 zur Ausführung. Die Verlängerung des Kaiserdocks II war nur zeitlich an die Baufrist der Nordschleuse gebunden und wurde erst 1930 begonnen. Die Betonarbeiten sind also in zwei Bauabschnitten: 1928/29 und 1930 abgewickelt worden, von denen der erste Abschnitt rd. 215 000 m<sup>3</sup> und der zweite rd. 38 000 m<sup>3</sup> Beton umfaßte. Die Verteilung der Massen auf die Bauwerke zeigt Abb. 2. Das Schwergewicht für die Betonierung lag in den Jahren 1928/29.

b) Der Verlauf der Betonarbeiten war zu Beginn der Bauzeit nicht voranzusehen, es stand nur fest, daß große Leistungen gefordert wurden. Daher wurde die Beschaffung der Baustoffe so vorbereitet, daß sie die späteren Betonierungseinrichtungen möglichst wenig beeinflusste und daß Zement, Traß und Kies den jeweiligen Anforderungen entsprechend in genügenden Mengen bereitstanden. Es wurde untersucht, ob die Baustoffe vor Beginn des Betonierens auf Lager genommen werden mußten, um jederzeit einen ausreichenden Vorrat zur Verfügung zu haben, oder ob es möglich war, die Baustoffe mit Sicherheit laufend anzuliefern. Gegen

\* Von der Abhandlungsreihe „Nordschleusenanlage Bremerhaven“ erscheint später ein Gesamtsonderdruck. Bestellungen hierauf werden schon jetzt entgegengenommen.

<sup>1)</sup> S. Bautechn. 1930, Heft 25.



eine Lagerung von Zement in größerer Menge sprachen die Minderung in der Güte des Zementes und die erheblichen Kosten für das Einlagern und Herrichten der Schuppen. Diese Gründe waren ausschlaggebend, Zement laufend, dem Bedarf entsprechend, abzurufen und für die Lieferung ein Werk zu wählen, das an einem schnellen und zuverlässigen Transportweg zur Baustelle lag. Daher wurde der Zement von der Norddeutschen Hütte in Bremen/Oslebshausen bezogen. Es hat sich später gezeigt, daß dank des schnellen Zusammenarbeitens mit der Reichsbahn und dem Zementwerk in dringenden Fällen 100 bis 200 t Zement innerhalb 12 Stunden nach Abruf auf der Baustelle eingelaufen sind.

Traß konnte wegen der geringeren Menge ohne große Kosten auf Vorrat gehalten werden; er wurde aber auch erst mit Beginn der Betonarbeiten angeliefert und auf dem Wasser- und Bahnwege hergebracht. Die Lieferung führte der Deutsche Traßbund in Andernach/Rhein aus.

Kies wurde aus wirtschaftlichen Gründen im Wesergebiet beschafft.

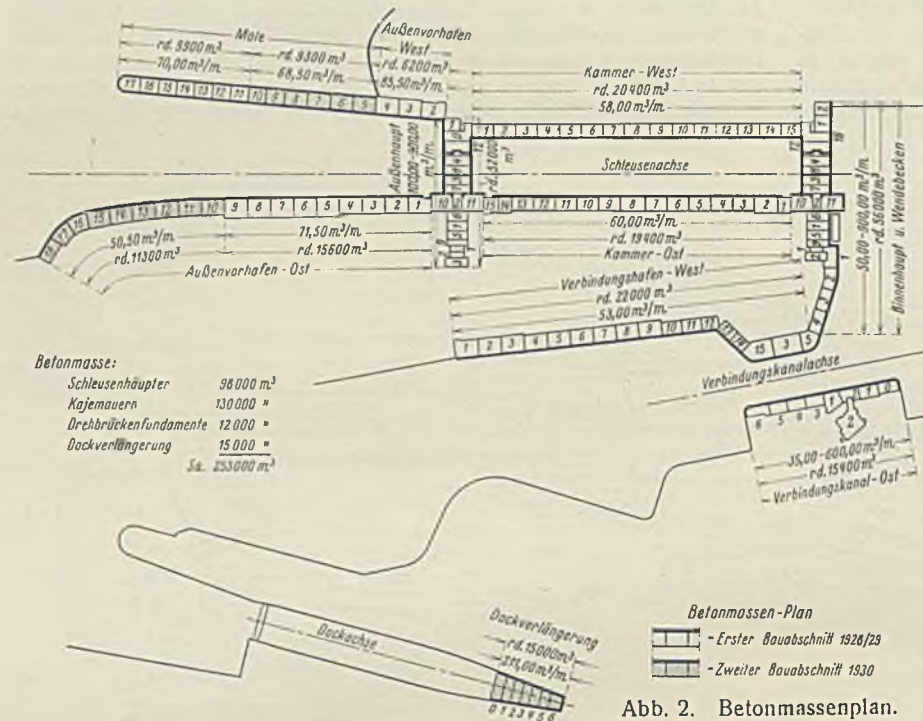


Abb. 2. Betonmassenplan.

Da die Förderung an die schiffbaren Wasserstände der Weser gebunden war, mußte damit gerechnet werden, daß die Anfuhr im Sommer während der Hauptbetonierungszeit durch Niedrigwasser im Mittellauf, im Herbst und Frühjahr durch Sturmfluten im Unterlauf sowie durch Eisgang längere Zeit unterbrochen wurde. Unter diesen Umständen blieb nur die Möglichkeit, Kies vorzeitig auf Lager zu nehmen. Die Lieferung wurde der Weser-Kiesgruben G. m. b. H. in Bremen übertragen. Bei den knappen Lagerungsverhältnissen im Baugelände kam für Kies nur der östlich der Nordschleuse gelegene Platz in Frage, d. h. es gab nur ein Kieslager für die gesamten Betonarbeiten. Hierin lag ein gewisser Nachteil, wenn gegebenenfalls mehrere Unternehmer von einem Kiesvorrat abnehmen mußten.

c) Das enge Ineinandergreifen der Erd-, Ramm- und Betonarbeiten erforderte, die einzelnen Arbeitsgänge dieser drei Betriebe so abzugrenzen, daß eine gegenseitige Behinderung vermieden und die Sicherheit der Bauarbeiten wie der Bauwerke gewährleistet wurde. Deshalb sind dem Betonunternehmer die Baugruben für die Schleusenhäupter, das Drehbrückenfundament und die Dockverlängerung übergeben worden, sobald die Umfassungsspundwände geschlagen waren, und die Baugruben für die Kajemauern, sobald Pfahlrost und Spundwände gerammt waren. Alle anschließenden Arbeiten: Bodenaushub bis Unterkante Betonbauwerk, Aussteifen der Baugruben, Bearbeiten der Pfahlköpfe, Abbrennen und Richten der eisernen Spundwände sowie Abbruch der Stirnmauer des bestehenden Docks wurden den Betonarbeiten zugeteilt. Auf diese Weise nahm zwar der Umfang der Arbeitsleistungen in diesem Betriebe erheblich zu, aber es wurde erreicht, daß alle zusammengehörenden Arbeiten unter einer einheitlichen Verantwortung standen.

## 2. Die Betonarbeiten des ersten Bauabschnittes.

Im ersten Bauabschnitt war (s. Abb. 2) nicht nur der größte Teil der Betonmassen herzustellen, sondern es waren auch die Gründungen<sup>2)</sup> der beiden Schleusenhäupter und des Drehbrückenpfeilers durchzuführen. Um während dieser Arbeiten in jeder Weise sicherzugehen und gleichzeitig die mögliche Beschleunigung zu erreichen, wurde es notwendig, vor der

<sup>2)</sup> Die Gründungsarbeiten der Schleusenhäupter, der Nordmole und der Dockverlängerung.

Ausschreibung alle wesentlichen Maßnahmen festzulegen. Diese betrafen folgende Fragen:

- a) Sollte die Betonierung der Bauwerke in mehrere Gruppen aufgeteilt werden?
  - b) Welche Bauwerke mußten zuerst in Angriff genommen werden?
  - c) Welche Geräte konnten verwendet werden?
- a) Umfang und Verteilung der Betonmassen legten es nahe, den ersten Bauabschnitt ähnlich wie die Rammarbeiten in einzelne, von einander unabhängige Arbeitsgruppen aufzulösen. Eine Teilung nach den Achsen der Schleuse und des Verbindungskanals hätte zwei vollkommen selbständige und wirtschaftliche Betonbetriebe schaffen können. Gegen eine Aufteilung sprachen jedoch:
- Der Platzmangel im Baugelände für die Baueinrichtung, Baustoffzufuhr und -zwischenlagerung mehrerer Betonbetriebe;
  - die nicht ausbleibende Behinderung gleichzeitig laufender Bauarbeiten und ihre Rückwirkungen auf den Fortgang der Arbeiten;
  - die Gefahr, die Beweglichkeit der Bauanordnungen einzuengen.

Daher sind die Betonarbeiten nicht geteilt worden; es wurden aber zunächst nur so viel Betonmassen vergeben, wie der Stand der Vorarbeiten gestattete. Die restlichen Mengen sollten laufend angeschlossen werden oder zu einem weiteren selbständigen Betonbetrieb zusammengefaßt werden, wenn die Leistungen des ersten Betriebes den gewünschten Erfolg nicht erwarten ließen.

b) Der Brennpunkt des gesamten Bauprogramms lag im Außenhaupt, dessen Gründung an der engsten Stelle zwischen Weser und Verbindungshafen für sämtliche Bauarbeiten einen Gefahrenpunkt bildete; denn von der schnellen und sicheren Durchführung dieser Gründungsarbeiten hingen alle weiteren Baumaßnahmen ab. Zwar war zu der Zeit, als die Betonierung im Außenhaupt beginnen sollte, der Rammbetrieb auf den angrenzenden Baustellen noch voll in Gang und konnte mit seinen Zufahrten örtlich vom Außenhaupt nicht losgelöst werden. Ferner forderten Gründung und Herstellung der rd. 50 000 m<sup>3</sup> Beton für das Außenhaupt umfangreiche Vorbereitungen, so daß mit einer längeren Baustelleneinrichtung zu rechnen war. Trotzdem wurden die Betonarbeiten am Außenhaupt begonnen und der Zeitaufwand in Kauf genommen, da die am Außenhaupt gesammelten Erfahrungen bei der Herstellung des Innenhauptes einen Zeitgewinn bringen mußten.

Nachdem das Außenhaupt als Ausgangspunkt feststand, war die weitere Entwicklung der Betonierungsfolge in der Richtung zum Innenhaupt gegeben. Am Verbindungshafen und Verbindungskanal lag der Mittelpunkt der Betonarbeiten im Drehbrückenfundament, an das sich die Kajemauern anschlossen, sobald der Pfahlrost gerammt war.

c) Die Art und Einrichtung der Betonierungsanlagen wurde bedingt durch die Geländebeziehungen, die Abmessungen und Formen der Bauwerke. Die Baustelle bestand zum größten Teil nur aus Baugruben, in deren unmittelbarer Nähe wenig Platz vorhanden und dieser noch längere Zeit mit Spundbohlen und Holzpfählen für den Rammbetrieb belegt war. Größere Lagerplätze befanden sich wohl abseits der Baustelle, waren aber durch den örtlichen Verkehr (Zufahrtstraßen zur Columbuskaje und zum Flugplatz, Schnell- und Güterzuggleise) abgetrennt. Wurde auf diese Weise die Baueinrichtung schon beengt, so zeigten sich weitere Schwierigkeiten in der Kiesförderung. Der Weg vom Kieslager zur Baustelle kreuzte den öffentlichen Verkehr und wegen der starken Benutzung aller Strecken wurde ein Überqueren in gleicher Höhe aus Betriebs- und Sicherheitsgründen abgelehnt. Außerdem mußte der Kieustransport auf die laufenden Bauarbeiten und die durch ihren Fortgang eintretenden örtlichen Veränderungen von vornherein Rücksicht nehmen. Daher wurde die Kiesförderung entscheidend für die Einrichtung des Betonierungsbetriebes.

Die Betonquerschnitte der Kajemauern waren auf längere Strecken gleich und schwankten bei den einzelnen Kajeen zwischen 35 bis 95 m<sup>3</sup> f. l fdm Bauwerk. Die Betonmassen der Schleusenhäupter häuften sich auf kurze Strecken und wechselten unter Berücksichtigung der in einem Guß herzustellenden Bauwerkglieder zwischen 300 bis 3000 m<sup>3</sup> Beton. Nach diesen verschiedenen Leistungen waren die gesamte Betonierungsanlage und die einzelnen Gießgeräte zu bemessen.

Unter den vorliegenden Verhältnissen war die Anwendung aller Arten von Großgeräten zum Fördern und Einbringen des Betons möglich. Sie zeigten Vorteile wie Nachteile, und es mußte dem Unternehmer überlassen bleiben, die einen auszunutzen und die anderen zu verringern.



### 3. Die Ausschreibung.

Die allgemeinen Vorüberlegungen ergaben folgende Richtlinien und Bedingungen für die Ausschreibung:

Die Wahl und Aufteilung der Betonierungsanlage wurde dem Betonunternehmer freigestellt. Es wurde aber verlangt, alle Glieder auf ein einheitliches Maß abzustimmen, um Fehler in der Zuteilung der Baustoffe auszuschließen, Leistungssteigerungen und Arbeitsumstellungen je nach Erfordernis zu gewährleisten. Daher wurde auch für alle Bauwerkglieder ein einheitliches Mischungsverhältnis festgesetzt und diesem entsprechend Mischmaschinen mit 1500 l oder 750 l Inhalt vorgeschrieben.

Als wöchentliche Durchschnittsleistung wurden zu Beginn des Betonierens mindestens 1200 m<sup>3</sup> und innerhalb eines Monats nach Beginn 4500 m<sup>3</sup> Beton gefordert. Die Höchstleistung in der Achtstundenschicht mußte 500 bis 600 m<sup>3</sup> Beton betragen. Bauwerkteile, die mehr als 600 m<sup>3</sup> Masse faßten und mit Rücksicht auf die Verbundwirkung keine Arbeitsfugen zuließen, waren in verlängerten Schichten bzw. Mehrschichtbetrieb auszuführen.

Um Stöße während des Betonbetriebes und der Baustoffanfuhr auszugleichen, wurde dem Unternehmer aufgegeben, einen Wochenvorrat für Zement und Traß auf der Baustelle laufend vorzuhalten und diesen alle vier bis sechs Wochen auszuwechseln.

Für die Ausführung der Betonarbeiten wurden die „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ vom September 1925 zugrunde gelegt und im übrigen Sondervorschriften nur für Schalung und Rundeseisenbewehrung gegeben.

Es wurden vollkommen durchgearbeitete Pläne für die Baueinrichtung, den Betonierbetrieb und die Arbeitsgänge gefordert; denn nur an Hand genauer Unterlagen konnte entschieden werden, ob die angebotene Bauausführung sich in das Bauprogramm für die Nordschleusenanlage einfügte.

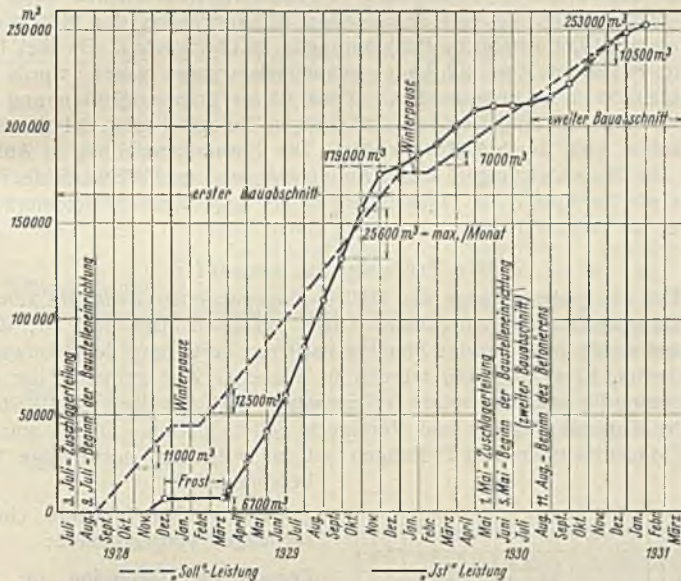


Abb. 3. Arbeitsplan mit monatlichen Betonleistungen.

Ende Mai 1928 wurden neun Unternehmungen zur Abgabe von Angeboten auf die Betonarbeiten herangezogen.

Die eingereichten Vorschläge zeigten, daß fast alle Anbieter in der Frage der Baueinrichtung grundsätzlich zum gleichen Ergebnis gekommen waren:

Einheitliche Bewirtschaftung sämtlicher Betonmassen, d. h. für alle Bauwerke eine einzige Baustoff- bzw. Betonzentrale,

Trennung der Bauvorgänge nach Bauwerken, d. h. jedes Bauwerk eine im sich geschlossene Baustelle.

Die Wege zur praktischen Durchführung waren verschieden. Die Baustoff- bzw. Betonverteilung sollte teils unmittelbar am Kleslager, teils auf dem nördlichen, teils auf dem westlichen Lagerplatz der Nordschleuse vorgenommen werden. Der Beton sollte fast in allen Fällen von einer Zentrale im fertigen Zustand zum Bauwerk gefordert werden, und zwar mit Kippwagen, Bändern oder Seilkübeln. Das Einbringen der Betonmassen in den Schalungsraum sollte durch Gieß- oder Bandtürme, Seilkübel oder durch unmittelbares Kippen aus Förderwagen geschehen. Bei langen Förderstrecken sollten weitere Mischmaschinen auf den einzelnen Baustellen zwischen geschaltet werden, um den Beton vor dem Einbringen nochmals durchzumischen.

Nach den Bauplänen waren die Förderanlagen zum Teil unabhängig von den örtlichen Verhältnissen nur auf das Ziel, kurze Wege und schnelle Betonförderung, eingestellt worden. Wenn auch die umfangreichen Hilfs-

<sup>3)</sup> Die Betonierungsanlagen.

gerüste infolge der erlangten Vorteile ihre Kosten rechtfertigten, so wurde doch die Beweglichkeit aller gleichzeitig laufenden Bauarbeiten durch derartige Maßnahmen beeinträchtigt.

Das Hafenausschussmitglied entschied sich für die von der Firma Heinrich Butzer, Dortmund<sup>3)</sup>, vorgeschlagene Bauausführung, die in einem bis ins einzelne vollkommen durchgearbeiteten Angebot begründet wurde und den Anforderungen des Hafenausschusses weitgehend entsprach. Die Vorzüge dieser Bauausführung lagen in der Gründung der Schleusenhäupter, Baueinrichtung und Betonzubereitung.

Der Zuschlag wurde am 3. Juli 1928 auf die Herstellung der beiden Schleusenhäupter, des Drehbrückenpfeilers und der Kajemauern in der Schleusenkammer, im Außenvorhafen und Verbindungshafen, die beiden letzteren auf je 220 m Länge, zusammen 169 000 m<sup>3</sup> Beton erteilt.

### 4. Der Gang der Betonarbeiten.

Die Baustelleneinrichtung für den ersten Bauabschnitt begann am 9. Juli 1928. Der Fortgang aller Bauarbeiten wurde in diesem Jahre durch häufigen Regen so sehr beeinträchtigt, daß die Erd- und Rammarbeiten den für den Betonierbeginn vorgesehenen Stand nicht hatten erreichen können. Daher wurden 1928 nicht wie vorgesehen 45 000 m<sup>3</sup>, sondern nur 7 000 m<sup>3</sup> Beton geleistet. Ende des Jahres setzte der Winter

heftig ein und brachte einen starken, lang anhaltenden Frost, der den Betonbetrieb drei Monate lang gänzlich stilllegte. Das erste Vierteljahr 1929 war also für die Bauzeit verloren und in den weiteren neun Monaten waren infolgedessen nicht mehr 124 000, sondern 162 000 m<sup>3</sup> Beton einzubauen. Die vorhandenen Anlagen zeigten sich dieser Leistungssteigerung gewachsen und ermöglichten die fristgemäße Fertigstellung der Bauwerke, so daß das gesamte Bauprogramm, soweit es von den Betonarbeiten abhängig war, im Jahre 1929 eingehalten wurde.

Nachdem die weiteren Bauwerke des ersten Abschnittes in den Vorarbeiten soweit gediehen

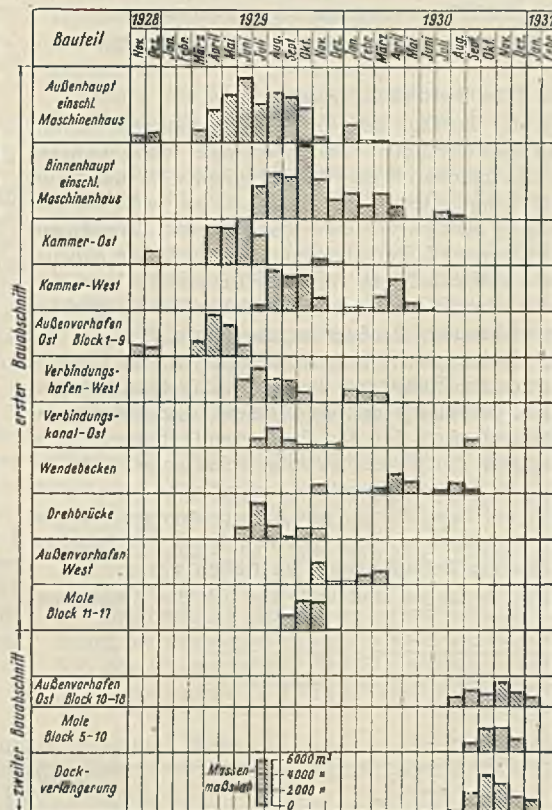


Abb. 4. Arbeitsplan der Baustellen.

waren, daß sie in die Bauausführung eingeschaltet werden konnten, wurden die außendeichs gelegene Molenstrecke auf 150 m Länge und die restlichen Kajemauern binnendeichs vergeben. Die Betonierung der Molenstrecke — rd. 10 000 m<sup>3</sup> Masse — hat die Firma Philipp Holzmann AG., Niederlassung Hamburg, im September/November 1929 durchgeführt. Die Kajemauern — rd. 36 000 m<sup>3</sup> Beton — wurden aus wirtschaftlichen und praktischen Gründen dem Baubetrieb der Firma Butzer angeschlossen. Um die Arbeiten für die Boden hinterfüllung möglichst frühzeitig im großen aufnehmen zu können, wurden die Kajemauern der Reststrecken noch 1929 betoniert und dafür die entsprechenden Bauwerkmassen der westlichen Kammermauern und des Binnenhauptes in das Jahr 1930 verlegt. Ende 1929 waren rd. 179 000 m<sup>3</sup> Beton und in der ersten Hälfte des Jahres 1930 die restlichen 36 000 m<sup>3</sup> bis auf geringe Mengen fertiggestellt. Damit war das Ziel des ersten Bauabschnittes erreicht.

Der zweite Bauabschnitt — rd. 38 000 m<sup>3</sup> Beton — wurde nach den zuvor gewonnenen Erfahrungen ohne besondere Schwierigkeiten abgewickelt. Da die Baustellen für die Dockverlängerung und die Kajemauern im Vorhafen örtlich getrennt lagen, wurden auch die Betonbetriebe unabhängig voneinander bewirtschaftet. Die Arbeiten führte die Firma Butzer aus; sie begann mit der Baueinrichtung an beiden Stellen gleichzeitig Anfang Mai 1930. Bis Ende Dezember 1930 wurden rd. 32 000 m<sup>3</sup> Beton eingebaut. Die restlichen 6 000 m<sup>3</sup> Beton sind im Januar/Februar 1931 ausgeführt worden, so daß auch hier die nachfolgenden Bauarbeiten fristgemäß einsetzen konnten.



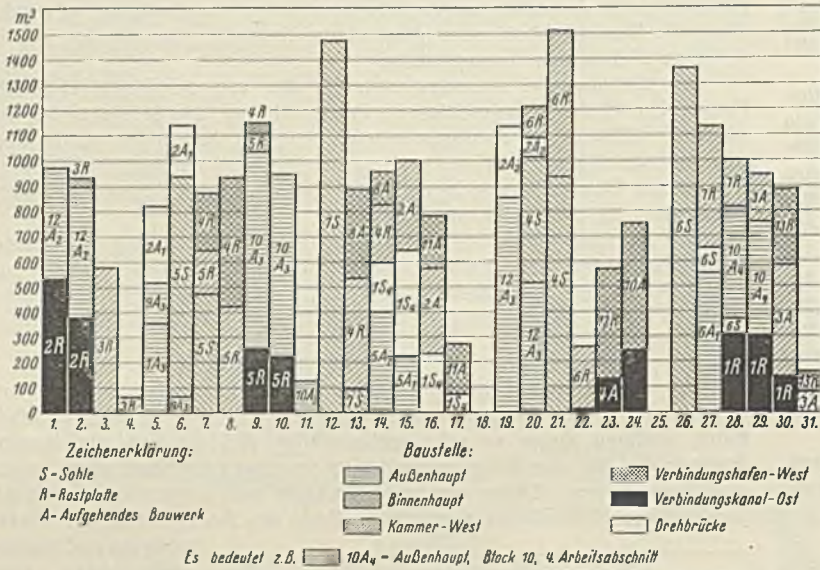


Abb. 5. Tägliche Betonleistungen im August 1929.

5. Die Betonleistungen.

Aus den Leistungen der am Tage oder im Monat betonierten Massen läßt sich der Umfang der notwendigen Vorarbeiten nicht ohne weiteres erkennen. Das Gießen des Betons ist nur das Schlußglied in der Kette der Arbeitsvorgänge und hängt allein vom Gießgerät ab, während das Vorbereiten des gießfertigen Schalungsraumes den größeren Zeitaufwand beansprucht. Daher wurde vom Unternehmer ein ausführlicher Arbeitsplan gefordert, der genau Aufschluß gab über die Reihenfolge und den Zeitaufwand der einzelnen Arbeiten: Bodenaushub, Einbau der Baugrubenaussteifungen für Schleusenhäupter, Dockverlängerung usw., Kappen und Bearbeiten der hölzernen Pfahlköpfe, Richten und Verankern der Larssenpundwände für die Kajemauern, Einbringen des Ausgleichbetons, Flechten der Rundeisen, Einschalen, Betonieren und Ausschalen. Unabhängig davon hatte das Hafenausbauamt nach den für das gesamte Bauprogramm maßgebenden Gesichtspunkten einen gleichen Arbeitsplan aufgestellt. An Hand dieser beiden Pläne, die für jede Baustelle laufend allen erforderlich werdenden Veränderungen auf Tage, Wochen und Monate angepaßt wurden, stellte sich heraus, welche Maßnahmen zur Beschleunigung der Arbeiten und zum Beheben eintretender Behinderungen zu treffen waren.

Wie die Betonarbeiten verlaufen sind und wie sich das Zusammen-

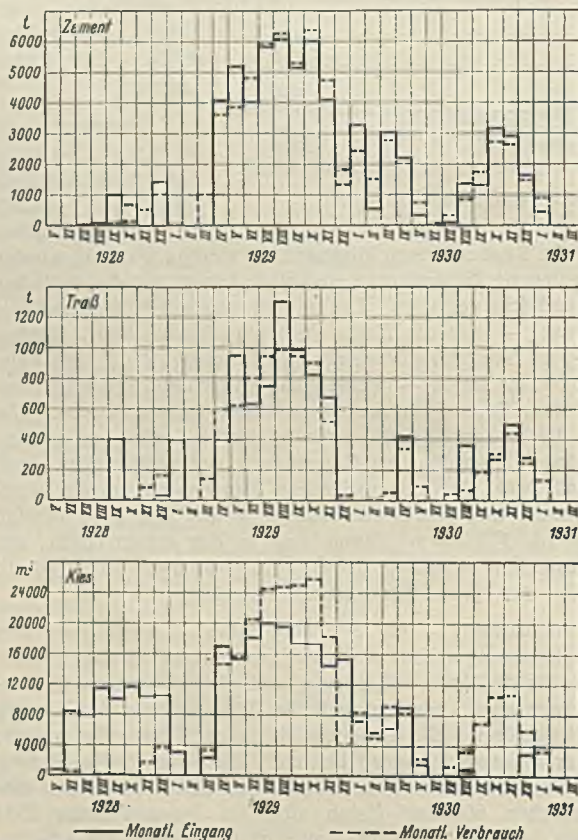


Abb. 6. Monatlicher Baustoffeingang und -verbrauch.

arbeiten der einzelnen Baustellen untereinander abgespielt hat, geben die Zeitpläne in Abb. 3 u. 4 an. Die große Beweglichkeit der gesamten Betonierungsanlage im ersten Bauabschnitt ist aus dem Tagesarbeitsplan für den Monat August 1929 in Abb. 5 zu erkennen.

II. Die Bewirtschaftung der Baustoffe.

Die Anfuhr und Abnahme der Baustoffe sowie die Kontrolle über die Baustoffverarbeitung und Betonzubereitung wurden auf das Zeitmaß des Betonbetriebes eingestellt, und es kam darauf an, trotz aller Beschleunigung der Arbeiten einen einwandfreien Beton zu liefern.

1. Die Beschaffung der Baustoffe.

Für die Bauwerke wurden rd. 65 000 t Hochofenzement, rd. 9000 t Traß und rd. 260 000 m³ Kies gebraucht. Liefermengen und Lieferfristen waren vom Verlauf der Betonarbeiten abhängig, so daß der Vergebung der Baustofflieferungen nur die voraussichtlichen Jahresmengen zugrunde gelegt werden konnten. Um jedoch den Werken einen Anhalt für ihren Wirtschaftsplan zu geben, wurde folgender Wochenbedarf festgesetzt:

Durchschnittsbetrieb:	Zement: 500 bis 800 t,
	Traß: 100 bis 130 t,
	Kies: 2400 m³,
angespannter Betrieb:	Zement: 1200 t,
	Traß: 150 bis 180 t,
	Kies: 4800 m³.

Die Zeitverluste durch die Frostpause 1928/29 wirkten sich naturgemäß auch auf die Baustoffanfuhr aus, so daß die Zement- und Traßlieferung für 1928 und 1929 sich auf neun Monate, von April bis Dezember 1929 zusammendrängte. Für die Kieslieferung lagen die Umstände günstiger, da genügend Zeit zur Verfügung stand, einen ausreichenden Vorrat anzusammeln. Außer den vorgenannten Zeitverlusten hatte die Kiesanfuhr infolge des lang anhaltenden Niedrigwassers der Mittelweser im Sommer 1929 erhebliche Behinderungen zu überwinden. Da aber 1928 bereits 80 000 m³ Kies auf Lager genommen worden waren, wurde der Betonbetrieb nicht unterbrochen. Trotz dieser Schwierigkeiten und der oftmals plötzlich aufgetretenen Änderungen im Arbeitsplan ist die Baustoffanfuhr glatt durchgeführt worden. Die Zusammenstellung in Abb. 6 zeigt die Monatsleistungen in der Anlieferung und im Verbrauch der Baustoffe und in Abb. 7 die Tagesleistungen bei angespanntem Betonierungsbetrieb im August 1929.

2. Die Prüfung der Baustoffe.

Bei der großen Menge der täglich eingegangenen Baustoffe kam es auf ein schnelles und zutreffendes Urteil bezüglich ihrer Güte an; denn Zement wurde meist wenige Stunden nach der Zustellung der Bahnwagen verarbeitet, Kies und Traß wurden in kürzester Zeit gelöscht, um den Frachtraum für neue Transporte freizumachen. Die Abnahme der Baustoffe mußte also mit Eingang und Verbrauch Schritt halten. Daher wurden die Probenahmen und Prüfungen auf das unbedingt notwendige Maß beschränkt.

Es wurden folgende Untersuchungen vorgenommen:

Zement: die Siebprobe für die Mahlfineinheit, die Kugelprobe für die Raumbeständigkeit, — beide Proben entscheidend für die Freigabe des Zementes zum Betonieren —, die Kuchenprobe und die Kochprobe für die Raumbeständigkeit und als Kontrolle der Kugelproben.

Diese Untersuchungen wurden für jeden eingehenden 15-t-Bahnwagen ausgeführt. Es wurde aus jedem Wagen eine Probe entnommen, die aus drei verschiedenen Säcken gemittelt war.

Die Zugfestigkeit ist wöchentlich einmal bestimmt worden. Die Abbindezeiten wurden in Stichproben festgestellt. Sämtliche Prüfungsergebnisse sind laufend mit den in der Versuchsanstalt der Norddeutschen Hütte ausgeführten Normenuntersuchungen verglichen worden.

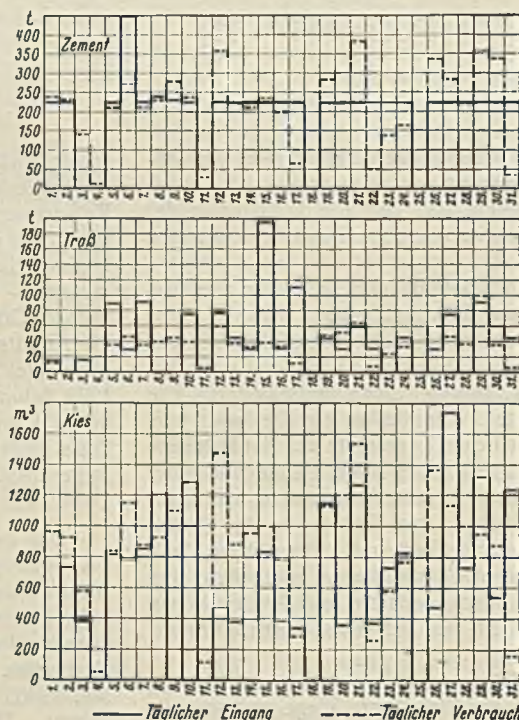


Abb. 7. Baustoffeingang und -verbrauch im August 1929.



**Traß:** die Siebprobe für die Mahlfineheit, Probeentnahme wie Zement.  
**Kies:** Ermittlung des Korngröbengehaltes nach drei Gruppen: bis 2,5 mm, 2,5 bis 5 mm, 5 bis 30 mm Korngröße, Ermittlung des Hohlraumgehaltes im trockenen und feuchten Zustande, Ermittlung des Lehmgehaltes durch Stichproben.

Aus jedem Schiff (300 bis 600 m<sup>3</sup> Inhalt) wurden drei Proben zu je 10 l Kies entnommen, die aus den einzelnen Laderäumen gemittelt waren.

Die Rundeisenlieferung ist aus praktischen Gründen dem Betonunternehmer überlassen worden. Für die Güte des Rundeisens waren die Normen für St 37 maßgebend. Von je 100 bis 150 t wurden auf der Baustelle drei Probestäbe ausgesucht und in der Versuchsanstalt des Technischen Betriebes des Norddeutschen Lloyd geprüft. Außerdem ist laufend die Kaltbiegeprobe durchgeführt worden. Da die Rundeisenbewehrung nach der Festigkeitsberechnung mit 800 bis 1000 kg/cm<sup>2</sup> beansprucht wird und die rechnerisch nicht erfaßten Nebenkkräfte diese Beanspruchung erhöhen, wurde besonderer Wert auf die Streckgrenze gelegt.

Tafel 1. Prüfungsergebnisse: Hochofenzement.

Lfd. Nr. der Untersuchung	Zugfestigkeit in kg/cm <sup>2</sup>						Mahlfineheit in % der Rückstände (4900 Siebmaschen/cm <sup>2</sup> )			
	nach 7 Tagen			nach 28 Tagen			mittleres			
	min	Mittel	max	min	Mittel	max	min	min	max	max
1 bis 500	19,2	24,9	26,5	27,5	30,5	33,5	3,0	4,8	8,7	13,5
501 " 1000	23,3	26,4	29,4	28,5	31,0	34,5	3,1	4,3	6,8	8,8
1001 " 1500	24,2	25,2	26,5	26,5	30,0	33,0	1,5	4,3	6,7	7,6
1501 " 2000	21,7	25,1	26,0	30,0	30,5	32,0	1,2	2,6	5,5	8,0
2001 " 2500	22,1	25,2	26,0	29,5	32,5	34,0	1,0	4,0	7,2	11,0
2501 " 3000	25,4	26,3	27,3	31,5	33,0	35,5	3,1	4,4	7,8	11,0
3001 " 3500	25,1	26,7	29,8	32,0	35,0	37,3	3,7	4,6	7,0	8,5
3501 " 4000	22,1	27,0	30,0	32,5	34,0	36,2	2,6	4,3	6,2	7,4

Tafel 2. Prüfungsergebnisse: Traß.

Lfd. Nr. der Untersuchung	Mahlfineheit in % der Rückstände (900 Siebmaschen/cm <sup>2</sup> )		
	min	Mittel	max
1 bis 100	6,2	13,7	19,9
101 " 200	5,4	12,9	20,3
201 " 300	4,0	13,5	21,0
301 " 400	3,3	10,7	16,9
401 " 500	6,7	11,8	20,1
501 " 600	5,7	10,1	15,6

Die höchsten, mittleren und niedrigsten Werte sämtlicher Prüfungsergebnisse sind in den Zusammenstellungen — Tafel 1 bis 4 — angegeben, und zwar für Zement aus je 500, Traß aus je 100, Kies aus je 100 und Rundeisen aus je 30 Untersuchungen.

Tafel 3. Prüfungsergebnisse: Kies.

Lfd. Nr. der Untersuchung	Zusammensetzung in %												Hohlräume in %					
	Korngröße 30 mm			Korngröße 5 bis 30 mm			Korngröße 2,5 bis 5 mm			Korngröße 2,5 mm			Kies lose eingeschüttet			Kies eingerüttelt		
	min	Mittel	max	min	Mittel	max	min	Mittel	max	min	Mittel	max	min	Mittel	max	min	Mittel	max
1 bis 100	0,8	7,1	18,0	24,2	44,4	76,9	7,7	11,3	20,4	6,9	37,2	60,6	21,1	24,5	33,4	18,3	21,0	25,7
101 " 200	0,5	3,8	13,4	35,8	50,5	71,2	6,4	10,8	17,3	14,3	34,9	46,3	20,9	25,0	28,8	17,2	20,6	24,3
201 " 300	0,0	3,0	7,9	33,4	48,9	66,3	7,4	12,5	24,1	20,6	35,6	52,2	22,4	24,8	29,5	18,3	20,5	24,5
301 " 400	0,9	4,3	15,4	23,0	46,0	69,2	8,0	17,2	39,0	13,4	32,6	53,2	20,1	24,9	28,3	18,1	20,8	24,0
401 " 500	0,4	4,9	9,7	28,9	46,2	61,2	7,3	17,4	34,4	18,8	31,5	54,7	22,6	25,4	28,2	17,8	21,3	24,3
501 " 600	0,6	4,1	9,8	27,0	45,7	59,4	9,0	18,1	31,1	18,2	32,2	54,4	22,7	24,9	27,7	19,0	20,8	23,8
601 " 700	0,2	3,5	7,4	26,7	43,4	62,6	8,8	19,2	35,2	11,9	33,9	46,7	22,6	25,2	27,1	19,0	21,3	23,2
701 " 800	0,2	3,0	7,2	28,1	43,1	60,3	13,7	21,7	33,9	16,1	32,2	43,4	22,5	24,9	27,4	18,4	21,0	23,5

Tafel 4. Prüfungsergebnisse: Rundeisen.

Lfd. Nr. der Untersuchung	Dehnung in %			Streckgrenze in kg/cm <sup>2</sup>			Zugfestigkeit in kg/cm <sup>2</sup>		
	min	Mittel	max	min	Mittel	max	min	Mittel	max
1 bis 10	23,0	28,5	32,0	2400	2950	3450	3830	4320	4840
11 " 20	21,8	27,5	31,5	2550	2970	3730	3810	4370	5100
21 " 30	23,0	27,5	31,6	2460	2910	3440	3800	4200	4970
31 " 40	25,0	30,6	36,5	1760	2850	3450	3560	4130	5000
41 " 50	21,0	29,4	34,0	2530	2880	3320	3940	4350	5360
51 " 60	17,0	27,2	32,5	1570	2980	3910	3760	4810	6140
61 " 70	23,0	29,5	33,0	1330	2790	3690	3500	4270	5220
71 " 80	26,5	30,3	36,0	1580	2590	3450	3460	4280	5240
81 " 90	22,0	30,2	38,0	1590	2610	3180	3500	4200	5060

### 3. Das Mischungsverhältnis und die Bearbeitung der Baustoffe.

Umfangreiche Versuche mit Zementen, Traß und Kies waren bereits beim Bau der Nordkaje des Hafens II in Bremen\*) durchgeführt worden. Die Erfahrungen hatten gezeigt, daß für die theoretische Erfassung der Betongüte wohl die höchste Auswahl der Korngrößen zweckmäßig ist, daß aber die wirtschaftliche Festigkeit des Betons nicht allein von der Güte des Kieses und vom Zement, sondern auch von den hierfür aufgewendeten Kosten abhängt. Der im früheren und jetzigen Flußbett der Weser gebaggerte Kies enthielt folgendes Korn: bis 2,5 mm: 35%, 2,5 bis 5 mm: 16%, 5 bis 30 mm: 45%, über 30 mm: 4%. Der Kies hatte also eine über die Fullerkurve hinausgehende Kornzusammensetzung: denn er besaß nicht genug Mittel- und Grobkorn. Daher war zu entscheiden, ob die fehlenden Bestandteile durch entsprechende Zuschläge ergänzt werden sollten, oder ob die Hohlräume im Kies durch den notwendigen Bindemittelzusatz ausgefüllt werden konnten. Der Zementgehalt war davon abhängig, daß die rostichere Umhüllung der Rundeisen und die in den Bestimmungen geforderte Mindestfestigkeit von 100 kg/cm<sup>2</sup> nach 28 Tagen auch bei ungünstigster Witterung mit Sicherheit erreicht wurde. Der Kies wies im eingerüttelten und trockenen Zustande gleichmäßige Hohlräume im Mittel zwischen 20 und 22% auf. Bei dem Mischungsverhältnis von 300 kg Hochofenzement : 50 kg Traß : 1200 l Kies wurden die Hohlräume weitgehend ausgefüllt, und die Ermittlungen haben ergeben, daß eine Verminderung des Zement-Traß-Gehaltes durch Verbesserung des Kieses keine Kostenersparnisse brachte. Vielmehr bestand die Gefahr, daß durch Beimischen von Kies der Betonierbetrieb auf der Baustelle erschwert und verteuert wurde. Daher wurde der Kies in der obengenannten Kornzusammensetzung verarbeitet und das Mischungsverhältnis 300 kg : 50 kg : 1200 l einheitlich für alle Konstruktionsglieder festgelegt. In der kalten Jahreszeit wurde jedoch auf den Traßzusatz verzichtet und der Zementgehalt auf 350 kg erhöht, weil bei dem beschleunigten Baubetrieb die in dieser Zeit eintretenden Abbindeverzögerungen des Betons nicht abgewartet werden konnten.

Der Wasserzusatz in der Mischtrommel hing von der Feuchtigkeit des Kieses ab, die zwischen 3 bis 9% schwankte und im Mittel 5% des Hohlraumgehaltes betrug. Der gesamte Wassergehalt des Betons richtete sich nach den Abmessungen der Bauwerkglieder und dem Abstände der Rundeisen. Der Zementwasserfaktor =  $\frac{\text{Zementgewicht}}{\text{Wassergewicht}}$  betrug i. M. 1,36.

Eine Mischung 300 : 50 : 1200 ergab nach den endgültigen Feststellungen 1,12 m<sup>3</sup> feste Masse, d. h.:

es waren in 1 m<sup>3</sup> „fertigen“ Beton enthalten: 268 kg Zement, 44,6 kg Traß und 1070 l Kies.

Das Sackmaß des Kieses wurde in einem 100 l-Gefäß ermittelt und betrug im wassergesättigten Zustande des Kieses 13,5% und im trockenen 5% des Raumgehaltes. Das Raumgewicht des trockenen Kieses wurde, lose eingelaufen, zu 1,74 t/m<sup>3</sup> und eingerüttelt zu 1,85 t/m<sup>3</sup> festgestellt.

Der Ausgleichbeton wurde im Mischungsverhältnis 150 kg Hochofenzement : 1200 l Kies ausgeführt. In Fällen, wo der Arbeitsvorgang beschleunigt werden mußte, wurden 200 kg Zement/m<sup>3</sup> Mischung verwendet und der frische Beton nach 1 1/2 bis 2 Tagen freigegeben.

Im ersten Bauabschnitt wurde verlangt, Zement und Traß trocken vorzumischen. Die Vormischanlage war mit einer selbsttätigen Wiegeeinrichtung verbunden. Auf diese Vormischanlage ist im zweiten Bauabschnitt jedoch verzichtet worden, da die Betonmischmaschinen auch ohne Zement-Traß-Vormischung einwandfreien Beton lieferten, wie der Vergleich der Betonfestigkeiten bestätigte. Die Wiegeanlage konnte gleichfalls ohne Nachteil aufgegeben werden, da das Mischungsverhältnis so abgestimmt war, daß Zement und Traß in vollen Säcken zugeteilt werden konnten. Die Sackgewichte wurden laufend durch Stichproben nachgeprüft.

\*) „Die rationelle Bewirtschaftung des Betons“ von Dr.-Ing. A. Agatz.



Die Witterungsverhältnisse haben das Betonieren wenig beeinflusst. In Ausnahmefällen wurde bis zu  $-6^{\circ}\text{C}$  betoniert, hierbei entwickelte der eingebrachte Beton bei den großen Massen noch eine Wärme bis zu  $18^{\circ}\text{C}$ . Die höchste Abbindewärme betrug  $51^{\circ}\text{C}$ .

Der frische Beton wurde bei trockenem Wetter 14 Tage lang regelmäßig feucht gehalten und bei Frost mit Holzbelag geschützt.

Die Anfangsfestigkeiten ermöglichten des Weiterarbeiten auf dem frischen Beton in der warmen Jahreszeit nach 3 und in der kalten im allgemeinen nach 8 Tagen.

Die Schalungstafeln wurden im Sommer nach 2 bis 3 Tagen, im Winter nach 8 bis 12 Tagen entfernt.

#### 4. Die Betonfestigkeiten.

Um weitgehende Klarheit über die Betondruckfestigkeiten der Bauwerke zu gewinnen, wurden von jedem Baublock Betonproben während des Betonierens innerhalb des Schalungsraumes entnommen. Es sind folgende Betondruckfestigkeiten untersucht worden:

- nach 28 Tagen von jedem Gießabschnitt,
- 3 Monaten Stichproben von einzelnen Baublöcken,
- 1 Jahr bzw. nach 2 Jahren von jedem Baublock,

und zwar an je 3 Probewürfeln von 20 cm Kantenlänge.

Die ausschlaggebende Betonfestigkeit war diejenige nach 3 Monaten, da erst nach dieser Zeit die Bauwerke annähernd die volle Belastung erhielten. Trotzdem wurde aber auf gute 28-Tage-Festigkeiten besonders geachtet, da der Bewegungsvorgang der Bauwerke gezeigt hat, daß die ersten Setzungen bereits nach dem Betonieren der Rostplatte der Kajemauern und der Sohlenblöcke der Häupter und Dockverlängerung auftraten. Daher wurden auch die 28-Tage-Festigkeiten laufend als Kontrolle für die Betongüte festgestellt.

Die mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen betrug bei dem Mischungsverhältnis  
 300 : 50 : 1200 125 kg/cm<sup>2</sup>,  
 350 : 1200 159 kg/cm<sup>2</sup>.

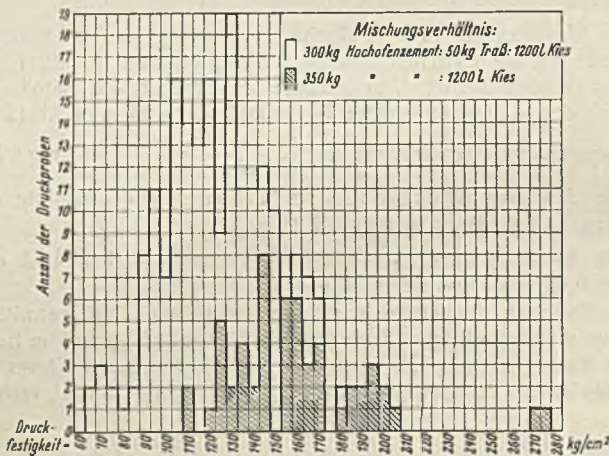


Abb. 8. Häufigkeit der Betonfestigkeiten nach 28 Tagen.

Aus der Häufigkeit der 28-Tage-Festigkeiten (Abb. 8) geht hervor, daß von rd. 250 Untersuchungsergebnissen der Mischung 300 : 50 : 1200 etwa 10% nach 28 Tagen die Festigkeiten von 100 kg/cm<sup>2</sup> nicht erreicht hatten und zwischen 65 und 95 kg/cm<sup>2</sup> schwankten. Diese niedrigen Ergebnisse erschienen ursprünglich verdächtig, gaben aber an Hand der 3-Monate-

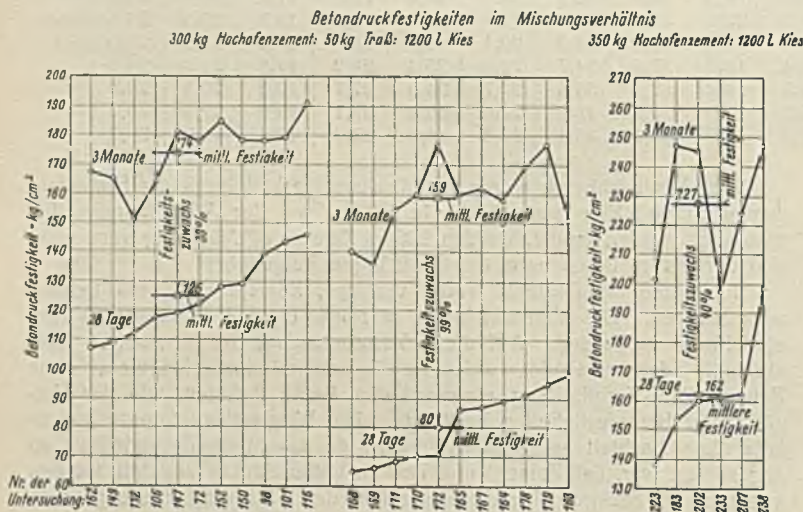


Abb. 9. Vergleich der Betonfestigkeiten nach 28 Tagen und 3 Monaten.

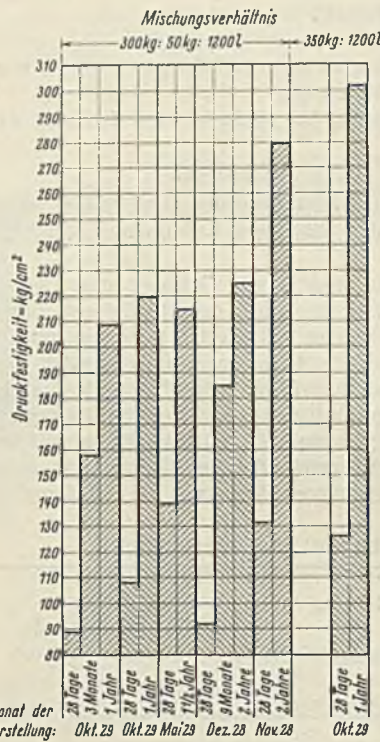


Abb. 10. Betonfestigkeiten nach 28 Tagen bis zu 2 Jahren.

Festigkeiten zu Bedenken keinen Anlaß. Während nämlich die niedrigen 28-Tage-Werte — im Mittel 80 kg/cm<sup>2</sup> — gegenüber der allgemeinen mittleren 28-Tage-Festigkeit von 125 kg/cm<sup>2</sup> (Abb. 9) um 56% zurückblieben, holte der Beton nach 3 Monaten die Festigkeit bis auf 90% auf. Als Ursache für die geringen 28-Tage-Festigkeiten kommen Witterungseinflüsse während der Abbindezeiten oder Lagerungseinflüsse des Zementes in Frage.

Der Festigkeitszuwachs von 28 Tagen auf 3 Monate betrug im allgemeinen bei 300 : 50 : 1200 rd. 39% und bei 350 : 50 : 1200 rd. 37% (Abb. 9). Bei 300 : 50 : 1200 haben die Festigkeiten nach einem Jahr um 90% und nach zwei Jahren um 128%, bei 350 : 1200 nach einem Jahr um 138% der 28-Tage-Werte zugenommen (Abb. 10).

Die Betonwürfel für die Untersuchung der Festigkeiten nach 1 Jahr bzw. 2 Jahren wurden nach 28tägiger Luftlagerung im Kleiboden innerhalb des Grundwassers eingegraben, um die Einwirkung von Klei und Grundwasser nach

längerer Zeit auf den Beton und seine Festigkeit kennenzulernen. Die ausgegrabenen Betonwürfel hatten vollständig glatte Flächen, scharfe und harte Kanten, haben sich also nach einer Lagerung im Erdreich von 2 Jahren fehlerfrei gehalten.

#### III. Einzelheiten der Bauausführung.

Um die Betonierung zu beschleunigen, Fehler während der Ausführung zu verringern und die Arbeitsleistungen wirtschaftlich zu gestalten, wurden die Bauwerke je nach ihrer Art in gleich große Baublöcke aufgeteilt, die Baublöcke, soweit sie nicht in einem Guß hergestellt werden konnten, in Arbeitsabschnitte unterteilt, Schalung und Rundeisenbewehrung einheitlich ausgebildet und der Einbau von Ausrüstungsteilen vereinfacht.

##### 1. Die Aufteilung der Bauwerke in Baublöcke und die Arbeitsfugen in den Baublöcken.

Infolge der wechselnden Untergrundverhältnisse war mit ungleichen Bauwerksetzungen zu rechnen, ferner mußten bei den erheblichen Abmessungen der Bauwerke Schwindwirkungen des Betons dort vermieden werden, wo sie statisch Schaden anrichten konnten, und außerdem mußte dafür gesorgt werden, daß trotz der Beschleunigung der Bauausführung der Betonierungsvorgang wirtschaftlich blieb. Die Bauwerke sind daher in Baublöcke aufgeteilt und diese gleich groß ausgebildet worden. Ihre Länge wurde bei den Torkammern und Durchfahrtsohlen der Schleusenhäupter sowie bei der Dockverlängerung auf 10 m und bei den Kajemauern auf 20 bzw. 25 m festgelegt. Der Unterschied in den Blocklängen ergab sich aus der auf 1 lfd. m Bauwerk entfallenden Betonmasse und den hierfür erforderlichen Arbeitsleistungen. Die Toranschlagpfeiler wurden trotz ihrer großen Grundrißabmessungen (19 × 30 und 16 × 32 m) und trotz ihrer Massen als geschlossene Bauteile behandelt, weil sie die Umläufe mit den Schützen tragen und die Belastung des vom Schiebetor übertragenen Wasserdruckes aufnehmen. Die Baublöcke waren in jedem Bauzustande standsicher und konnten daher unabhängig voneinander errichtet werden.

Die Blöcke der Kajemauern sind in den Rostplatten gegenseitig verzahnt worden, um Vorwärtsbewegungen eines einzelnen Blockes zu verhindern, die übrigen Bauwerke sind in den Blockfugen stumpf gestoßen. Die Fugen wurden mit einer Doppellage teerfreier Pappe ausgeklebt. Es kam weniger auf Dichtigkeit der Fugen an als darauf, daß der Beton der aneinanderliegenden Flächen sich bei ungleichen Setzungen der Baublöcke nicht beschädigte.

Außer den senkrechten Fugen wurden je nach Form und Höhe der einzelnen Bauwerke waagerechte Fugen eingelegt. Diese Fugen sind dort angeordnet, wo sie statisch unbedenklich blieben (Abb. 11). Die Sohlenblöcke der Schleusenhäupter und der Dockverlängerung sowie die Rostplatten der Kajemauern einschließlich Schürzen wurden in einem Guß betoniert. Die Wände und Rippen der Kajemauern sind ebenfalls ohne Arbeitsfuge, die Wände der Dockverlängerung und der Schleusenhäupter dagegen in mehreren Arbeitsabschnitten ausgeführt.



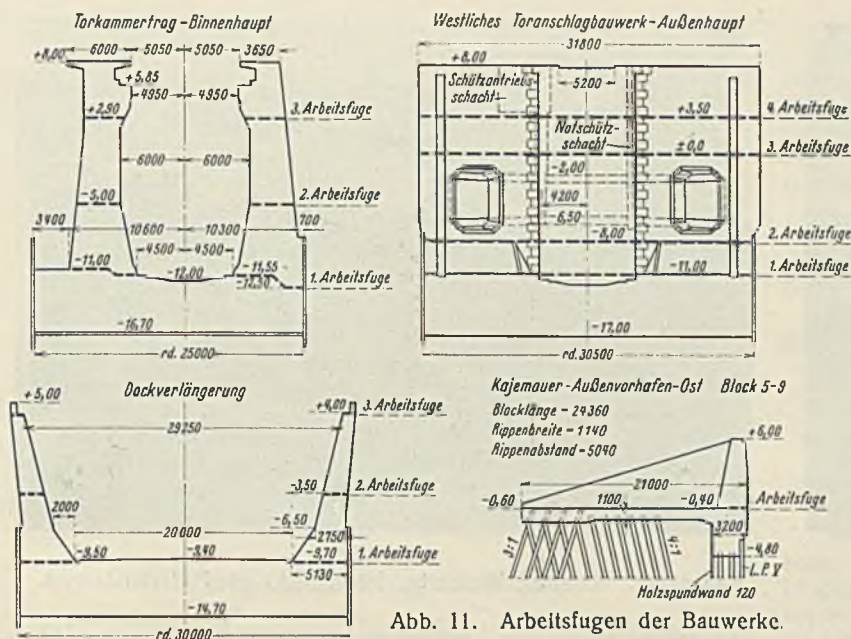


Abb. 11. Arbeitsfugen der Bauwerke.

Die Gießhöhen der einzelnen Arbeitsabschnitte betragen bei den Schleusenhäuptern:

	Sohlenblöcke . . . . .	6,00 m,
	Torkammer . . . . .	5,10 bis 7,90 „
	Toranschlagpfeiler . . . . .	3,00 „ 8,00 „
der Dockverlängerung:	Sohlenblöcke . . . . .	5,00 „
	Wände . . . . .	6,20 „ 7,00 „
den Kajemauren:	Rostplatte und Schürze . . . . .	1,10 „ 4,40 „
	Wände und Rippen . . . . .	6,40 „ 7,90 „

Diese Höhen konnten in der warmen Jahreszeit ohne Schwierigkeiten eingehalten werden, im Winter wurde mit Rücksicht auf die Abbindeverzögerung lediglich die stündliche Gießleistung in einigen Fällen herabgesetzt; die Arbeitsfugen sind jedoch nicht verlegt worden.

Arbeitsfugen ohne statische Bewehrung wurden mit Dübeln, und zwar  $\phi$  16 bis 25 mm und 1 bis 2 Stück je m<sup>2</sup> Betonfläche gesichert; bei den übrigen Arbeitsfugen sind die Rundeisenstöße durch Zulageeisen verstärkt worden.

Setzungsrisse sind bislang nicht aufgetreten, Schwindrisse zeigten sich in der Durchfahrtssohle und in den Toranschlagpfeilern der Schleusenhäupter. Bei den Blöcken der Durchfahrtssohle stellten sich bald nach dem Betonieren in den Drittelpunkten der schmalen Grundrißseite an der Oberfläche feine Risse ein. Die Erklärung für diese Risse ist darin zu suchen, daß in den Blöcken der Durchfahrtssohle größere Betonmassen und weniger Eisen liegen als in den Sohlenblöcken der Torkammer, wo keine Risse beobachtet wurden, und daß daher das Schwinden des Betons sich stärker auswirken konnte. Zwar war die Bewehrung der Durchfahrtssohle mit Rücksicht auf Schwindwirkungen über das statisch erforderliche Maß verstärkt worden, aber es hatte keinen Zweck, die Rundeiseneinlagen so zu bemessen, daß Risse vermieden wurden. Der Mehraufwand an Kosten hätte sich durch den Erfolg nicht rechtfertigen lassen, zumal der Bestand dieser Bauwerke durch derartig feine Risse, die nach den Feststellungen nur bis zur oberen Eisenlage reichen, nicht gefährdet ist. Die großen Massen der Toranschlagpfeiler und die durch Umläufe und Schützenschächte bedingten Querschnittswchsel ließen Schwindrisse an den Stellen der geringsten Betonquerschnitte erwarten. An diesen Punkten wurden daher Schutzbewehrungen eingebaut, die

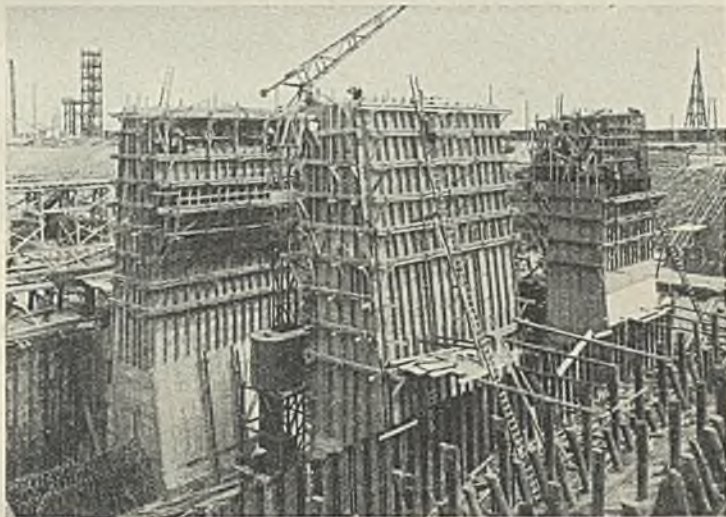


Abb. 12. Außenhaupt. Torkammertrog, Schalung.

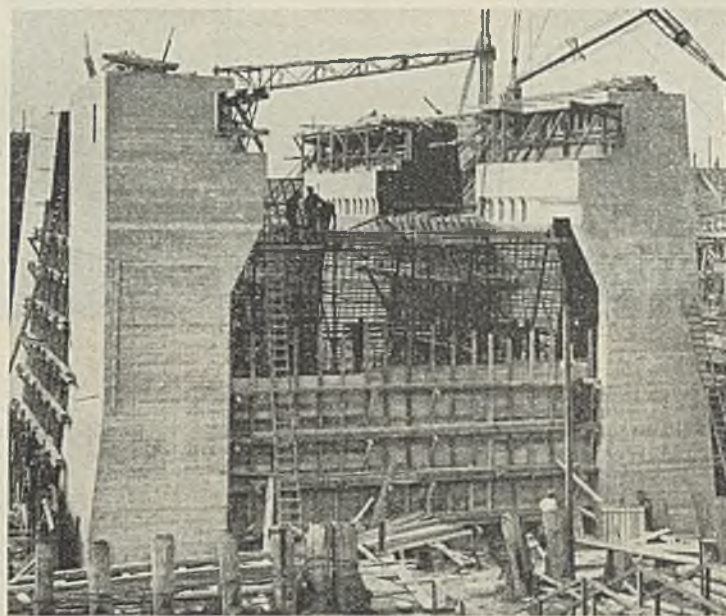


Abb. 13. Außenhaupt. Torkammertrog, Abschlußwand.

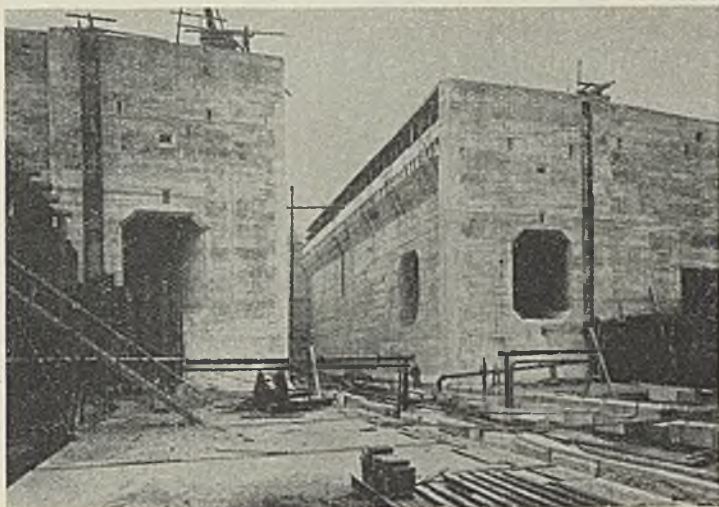


Abb. 14. Außenhaupt. Torkammer.

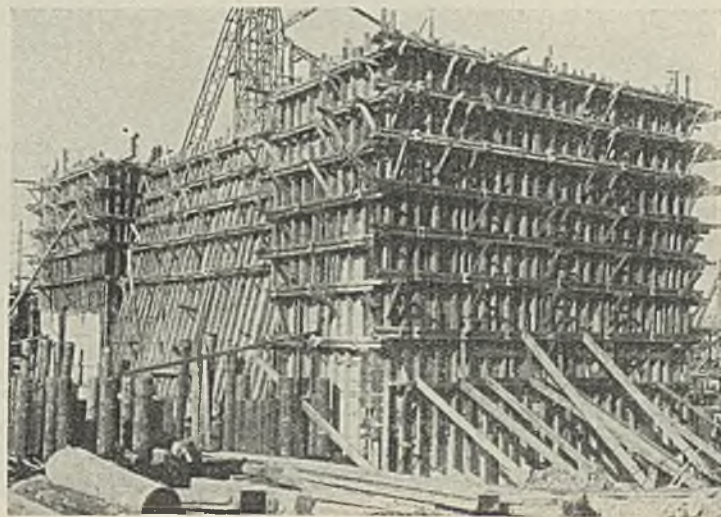


Abb. 15. Außenhaupt. Westliches Toranschlagbauwerk, Schalung.



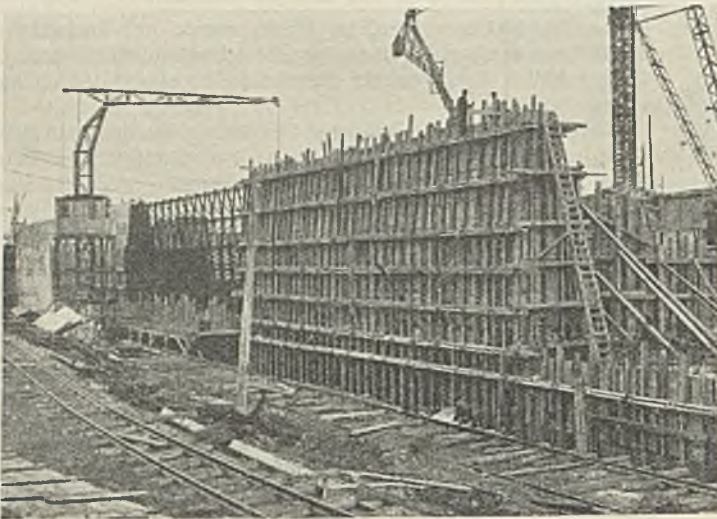


Abb. 16.  
 Kajemauern, Schalung.

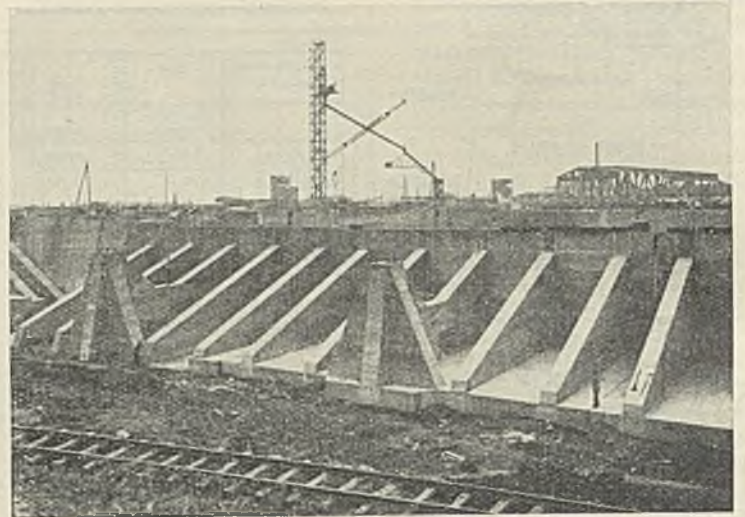


Abb. 17.  
 Kajemauer. Kammer, Westseite. Rückansicht mit Pollerfundament.

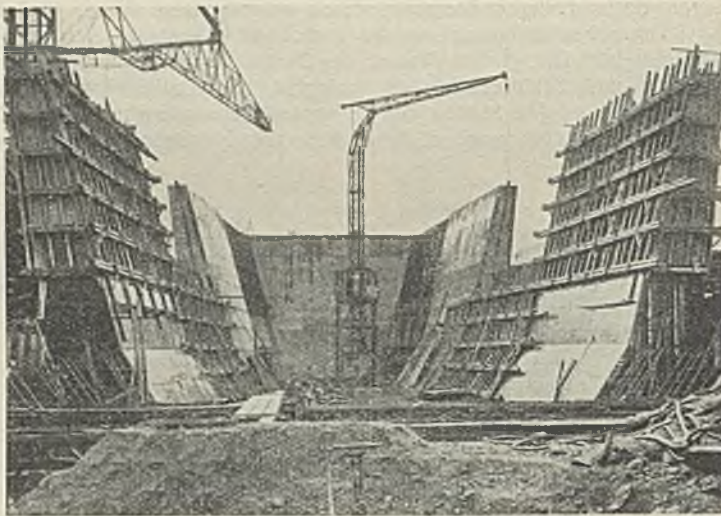


Abb. 18. Dockverlängerung, Schalung.

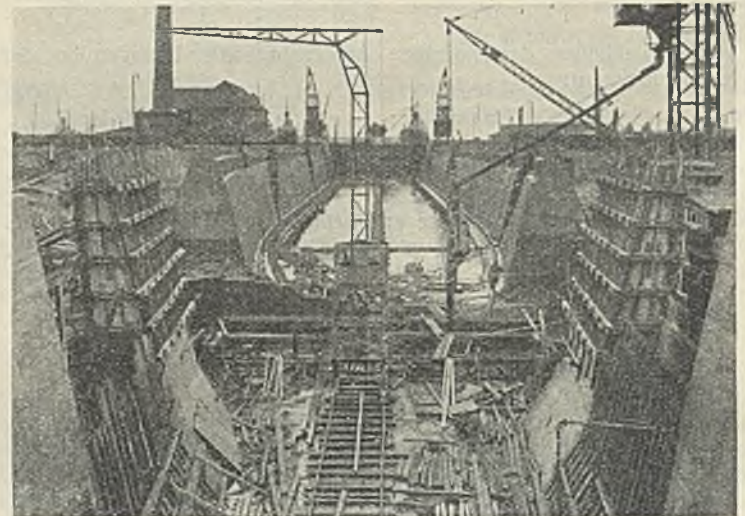


Abb. 19. Kaiserdock II mit Verlängerung.

zwar die Schwindwirkungen nicht aufhalten konnten, aber den Zusammenhang der Betonmassen sichern. Aus diesem Grunde wurden auch die senkrechten Wände jedes Pfeilers durch kreuzweise verlegte Rundeseisen, nahe der Außenfläche, geschützt.

2. Die Schalung. (Abb. 12 bis 19).

Zum Schutze gegen Angriffe des Kleibodens sowie des See- und Grundwassers sind dem Beton möglichst glatte und dichte Außenflächen gegeben worden. Zu diesem Zweck wurde holzerne, mit 1 mm starkem

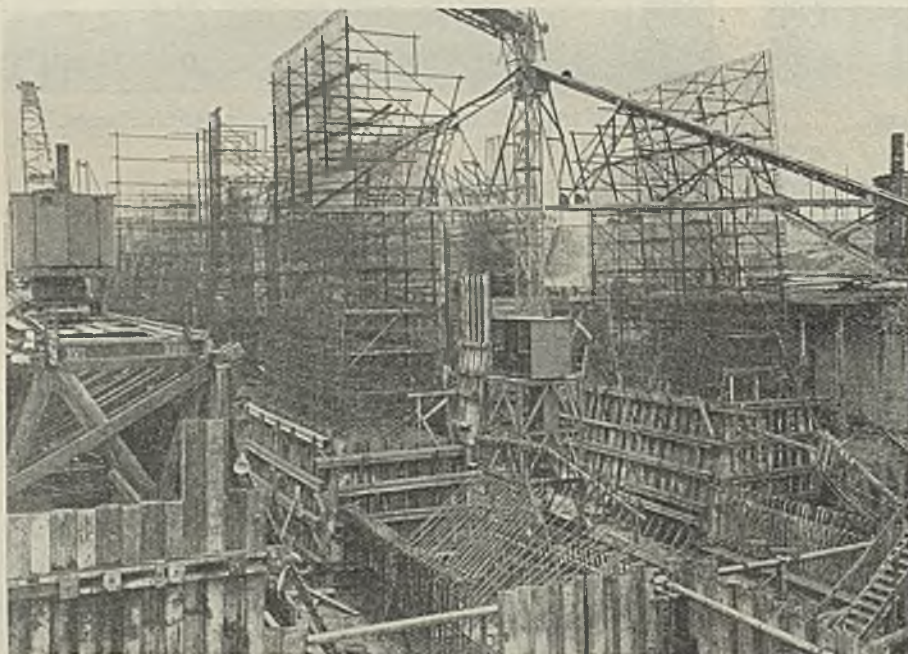


Abb. 20.  
 Binnenhaupt. Torkammertrog, Bewehrung.

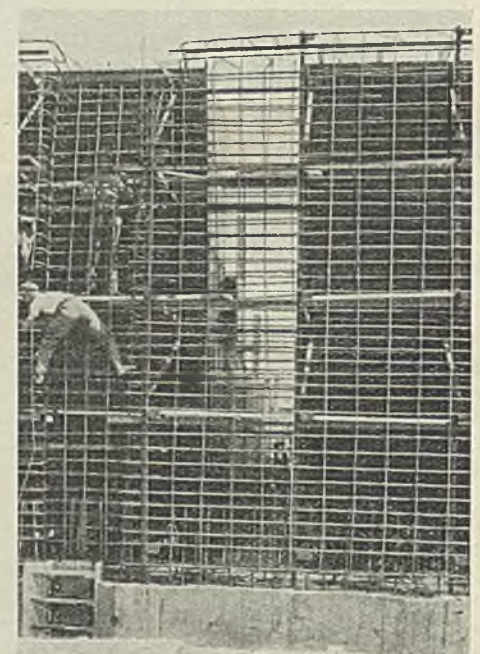


Abb. 22.  
 Kajemauern, Bewehrung der Wand.





Abb. 21.  
Kajemauern, Bewehrung der Rostplatte.

Eisenblech benagelte Schalung vorgeschrieben. Um die Stoßfugen der Schalungstafeln einwandfrei auszubilden, sollten die Tafelkanten mit Profileisen eingefasst werden. Diese Einfassung wurde jedoch auf Anraten der Firma Butzer fallengelassen, da bei der mehrfachen Verwendung der Tafeln und den langen Transportwegen auf der Baustelle Beschädigungen nicht ausbleiben konnten und die Ausbesserung der Profileisen erhebliche Kosten verursacht hätte. Die Schalungstafeln sind daher mit sauber geschnittenen Kanten angefertigt worden; wo die Stoßfugen nicht einwandfrei dicht waren, wurden schmale Blechstreifen aufgenagelt. Im zweiten Bauabschnitt ist nach zweimaliger Verwendung derselben Schalungstafeln ein neuer Blechbeschlag für die Anschlagflächen gefordert worden, weil durch die Schalungsbefestigung in den Blechen zu viel Flickstellen entstanden. Die Bleche der Schalungstafeln wurden vor dem Einbau mit Stahlbürsten gereinigt und mit in Öl getränkten Lappen abgerieben. Die Wände der Torkammern sind mit gehobelten und gespundeten Brettern eingeschalt worden. Die Befestigung und Abstützung der Schalung blieben dem Unternehmer überlassen. Es war gestattet, die Schalungstafeln gegenseitig mit Rundisenankern, die durch den Beton gingen, zu befestigen, jedoch wurde gefordert, die Ankerköpfe nach Fertigstellung der Bauwerke zu entfernen und die kurzen Ankerlöcher mit Beton auszustampfen.

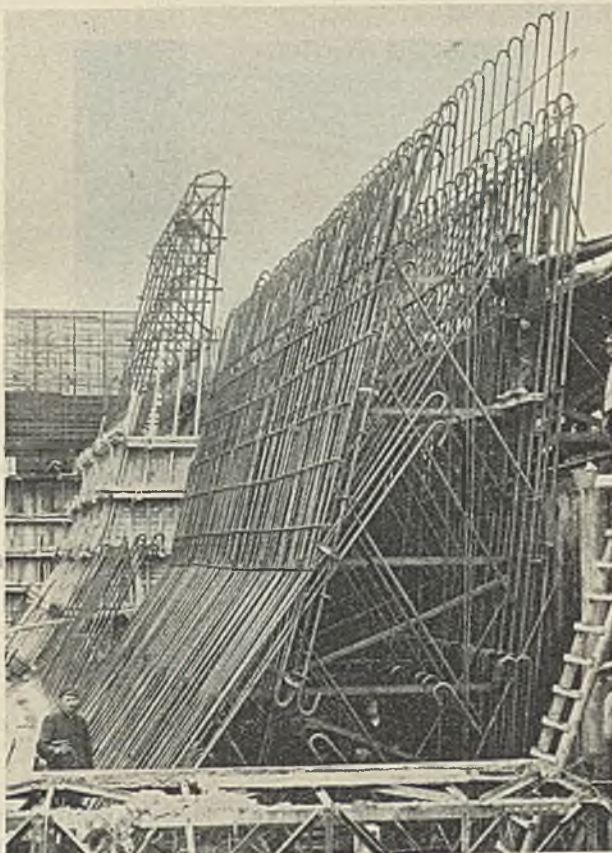


Abb. 23. Dockverlängerung, Bewehrung der Wände.

### 3. Die Rundisenbewehrung. (Abb. 20 bis 23).

Die Bewehrung des Betons richtete sich nach der Beanspruchung und den Abmessungen der Bauwerke. Die Anordnung der Rundisenbewehrung ist an früherer Stelle<sup>5)</sup> bereits besprochen worden; die Regelbewehrung der Kajemauern wird in Abb. 24 nachgeholt. In 1 m<sup>3</sup> fertigem Beton liegen folgende Eisenmengen:

Schleusenhäupter:	Torkammertrog-Sohle . . . . .	142,0 kg
	Torkammertrog-Wände . . . . .	66,5 "
	Toranschlagpfeiler . . . . .	14,0 "
	Durchfahrtsohle . . . . .	31,5 "
Dockverlängerung:	Sohle . . . . .	100,0 "
	Wände . . . . .	100,0 "
Kajemauern:	Rostplatte . . . . .	52,6 bis 58,2 "
	Wände und Rippen . . . . .	34,9 bis 48,3 "

Im ganzen sind rd. 11 500 t R.-E. verarbeitet worden, und zwar:  
 Ø 8 bis 18 mm rd. 1600 t,  
 Ø 20 " 25 " " 4900 t,  
 Ø 30 " 36 " " 2300 t,  
 Ø 40 " 50 " " 2700 t.

Wenn auch bei der Konstruktionsbearbeitung besonders darauf geachtet wurde, wenig verschiedene Eisendurchmesser und einheitliche Längen zu verwenden, so war dies wohl für die Bauwerke im einzelnen, aus wirtschaftlichen Gründen aber nicht für die gesamte Rundisenlieferung möglich. Der Verschnitt wurde bei der großen Menge der Rundisen dadurch eingeschränkt, daß die Konstruktionslängen den Walzlängen angepaßt wurden. Wo die handelsüblichen Längen nicht ohne Verschnitt unterteilt werden konnten, sind die stärkeren Rundisen in fertigen Schnittlängen bestellt worden.

Die Bewehrung liegt teilweise sehr dicht und ist in zwei bis drei Lagen eingebaut. Daher wurden zum einwandfreien Verlegen der Eisen eiserne Aufstellungsgerüste verlangt, die im Beton verbleiben konnten, aber statisch unberücksichtigt blieben. Der Unternehmer benutzte diese Gerüste in gleicher Weise wie bei den von ihm in Holland gebauten Kajemauern für die Befestigung der Schalungstafeln.

Um die Rundisen sauber verlegen zu können und um die Baugrundoberflächen vor Auflockerung zu schützen, ist in den Sohlenblöcken der Häupter und Dockverlängerung sowie in den Rostplatten und Schürzen der Kajemauern eine 20 cm starke Betonausgleichsschicht hergestellt worden.

### 4. Die Verankerung der eisernen Spundwände.

Der Bauvorgang für die Verankerung der Larssenspundwände mußte auf den Berechnungsgang der Kajemauern eingestellt werden. Die statische Untersuchung hatte nämlich ergeben, daß die eisernen Spundwände mit

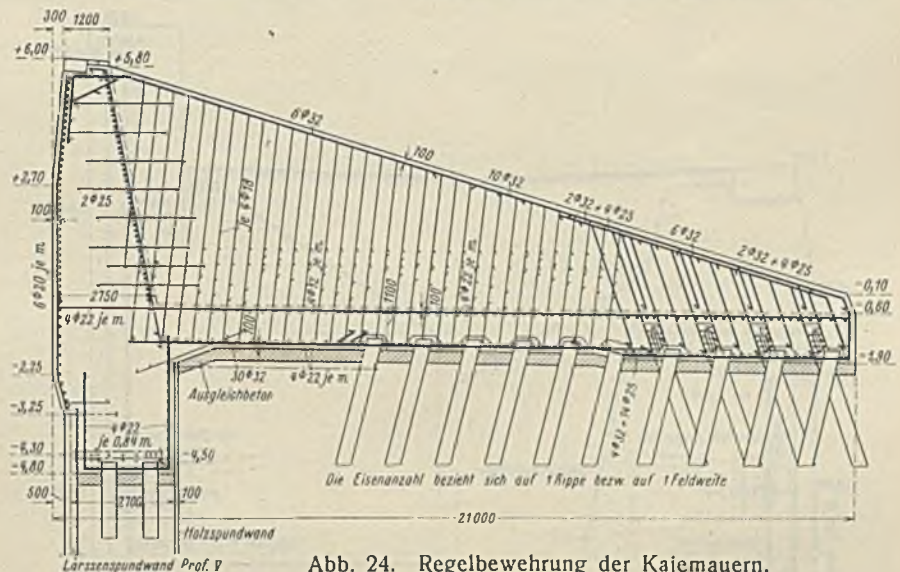


Abb. 24. Regelbewehrung der Kajemauern.

Rücksicht auf die zulässige Beanspruchung der Spundbohlen vom Eigengewicht des Betonkörpers zu entlasten waren, um die lotrechten Kräfte auf die Spundwand zu vermindern, und daß sie am oberen Auflager im Beton biegefest anzuschließen waren, um durch die Einspannung die Biegebeanspruchung im Spundwandfeld zu verringern. Daher blieb über der Spundwand im Beton zunächst eine Aussparung, und die in der Betonschürze liegende Verankerungskonstruktion wurde so eingebaut, daß sie sich beim Auswirken der elastischen Formänderung der hölzernen Pfähle infolge des Betongewichtes in lotrechter Richtung mit dem Betonkörper bewegen konnte, ohne eine Beanspruchung in der Spundwand

<sup>5)</sup> Bautechn. 1930, Heft 25.



hervorzurufen. Die Rundeisenanker sitzen, wie Abb. 25a zeigt, in Langlöchern der Spundbohlen, während die oberen Flacheisenanker in der Ausbildung ihrer Konstruktion genügend Spielraum hatten, um den Setzungen des Betonkörpers folgen zu können. Nachdem der Ausgleich des durch das Betongewicht im hölzernen Pfahlrost hervorgerufenen Kräftespieles geschehen war, wurde die Spundwand für die Aufnahme der übrigen lotrechten Lasten und des Einspannmomentes an den Betonkörper fest angeschlossen, indem die Aussparung über der Spundwand mit Beton ausgefüllt und die Muttern der Rundeisenanker festgeschraubt wurden.

bohlen in der endgültigen Lage befestigt und zusammen mit den Spundbohlen gerammt. Nach dem Ausschachten der Baugruben wurde die Verankerungskonstruktion an diese Anschlußbolzen mit Verbindungsmuffen (Abb. 26) von innen angeschlossen. Die lotrechte Bewegungsmöglichkeit des Betonkörpers an der Spundwand ist dadurch geschaffen worden, daß die Anschlußbolzen wiederum in Langlöcher der Spundbohlen gelegt wurden und daß zwischen Spundbohle und Unterlagscheibe ein 1 mm starker teerfreier Pappstreifen eingefügt wurde, der ein Verschieben der Scheibe und damit auch der Ankerbolzen in den Langlöchern er-

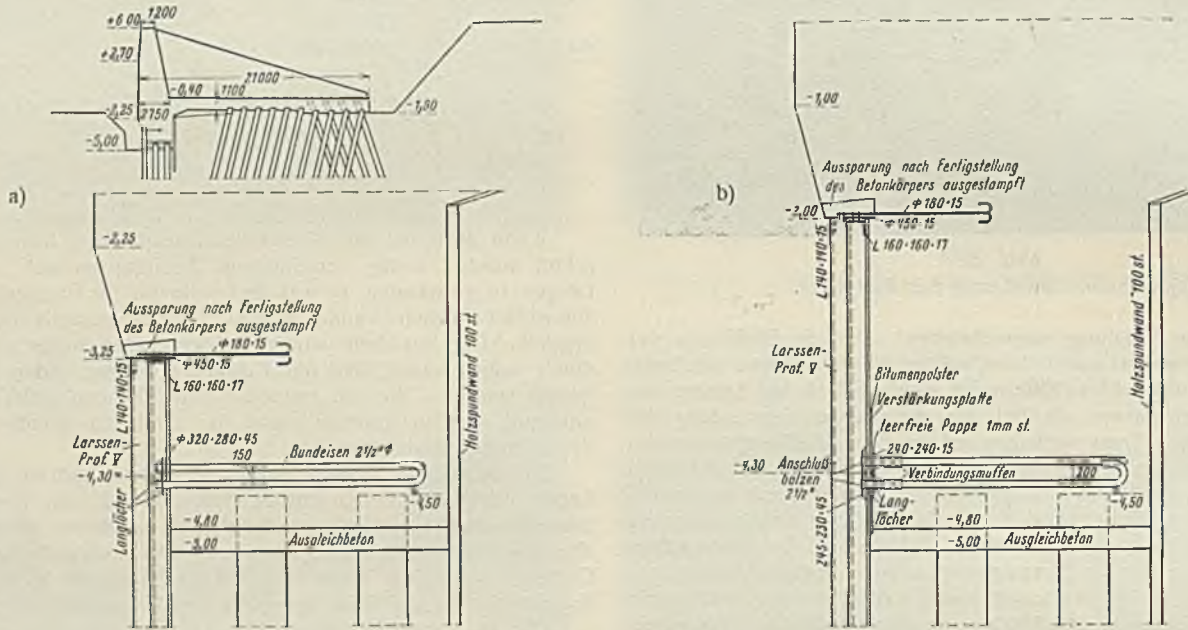


Abb. 25. Spundwandverankerung der binnendeichs hergestellten Kajemauern.

In den Kajemauern der Außendeich- und Zwischendeichstrecken des Außenvorhafens wurden die Spundbohlen während der Bauausführung zur Sicherheit gegen Weserhochwasser bis +7,0 hochgeführt und erst vor dem Einbringen des Betons der Wände und Rippen auf die endgültige Höhe (Ordinate +4,5 bzw. 5,0) abgeschnitten (Abb. 26). Die Verankerung

mögliche. Die Anschlußbolzen haben sich beim Einrammen einwandfrei gehalten, obwohl sie im Boden teilweise einen Weg von 10 m zurücklegen mußten.

Diese kurzen Anschlußbolzen lassen sich auch bei tiefliegenden Spundwänden (Abb. 25b) mit Vorteil verwenden, besonders wenn

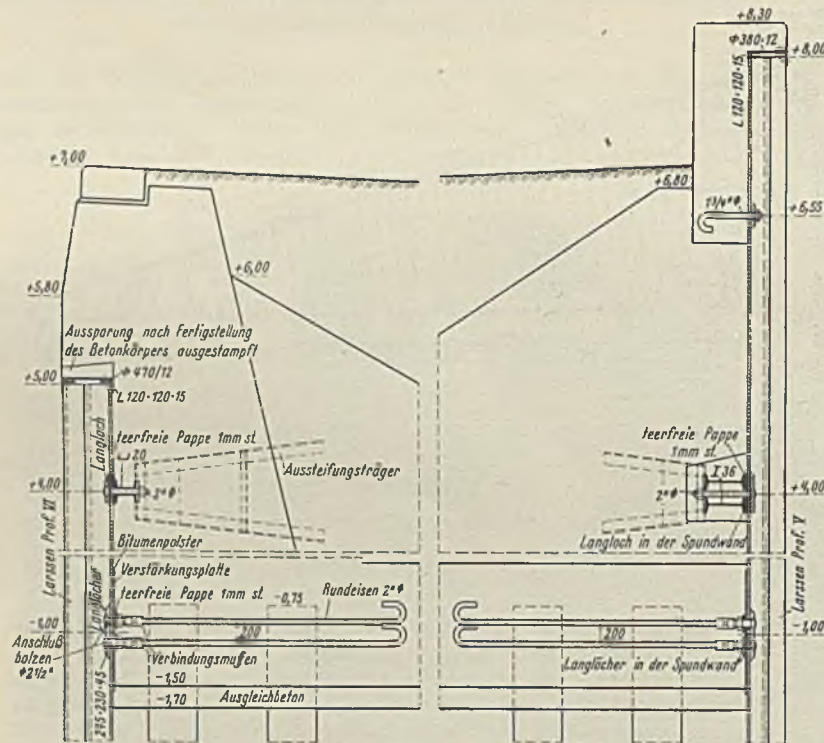


Abb. 26. Spundwandverankerung der außendeichs hergestellten Kajemauern.

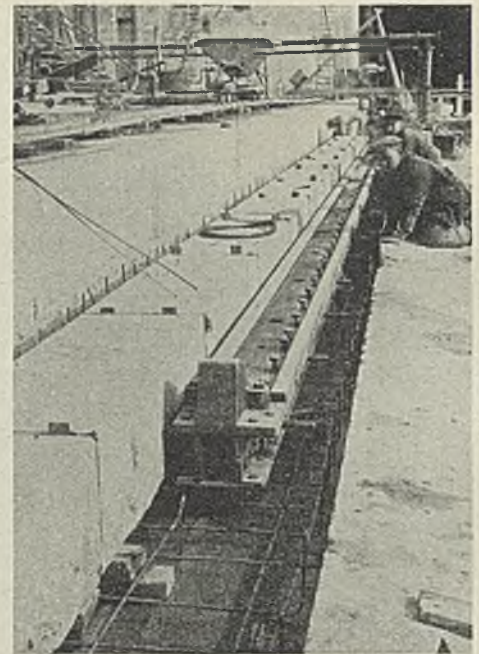


Abb. 27. Außenhaut. Durchfahrt mit Drempel, Gleitbahn und Unterbau der Torwagenschiene.

ließ sich nach dem gleichen Grundsatz ausbilden. Da aber die Spundwände auf der Außenseite wegen des Weserwasserstandes und des Weserdeiches bis zur unteren Ankerlage nicht freigelegt werden konnten, wurden vor dem Rammen der Spundbohlen kurze Anschlußbolzen an den Spund-

vor der Schürze das Erdreich hoch ansteht, da dann der Bodenaushub vor der Spundwand zum Aufsetzen und Anziehen der Ankerplatten und Muttern für die in Abb. 25a dargestellte Verankerungskonstruktion fortfällt.



5. Der Einbau der Ausrüstungsteile und maschinellen Anlagen.

Sämtliche Ausrüstungsteile wurden laufend mit der Herstellung der Bauwerke einbetoniert. Nur diejenigen Teile und Verankerungen von maschinellen Anlagen, bei denen es auf eine genaue Lage ankam oder für deren Einbau erhebliche eiserne Hilfskonstruktionen benötigt worden wären, wurden nachträglich versetzt und die hierzu notwendigen Aussparungen in die Schalung eingearbeitet.

Bei den schweren 100-t-Pollern sind nur die Anker einbetoniert und die Hauben nachträglich aufgesetzt worden. Diese Teilung wurde wegen des erheblichen Pollergewichtes vorgenommen. Trotzdem aber ist es richtiger, die Hauben zusammen mit den Ankern vor dem Betonieren einzubauen, da das nachträgliche Aufsetzen immer Schwierigkeiten bereitet.

Die Schienen für den Oberwagen der Schiebetore und die Haltekonstruktion für die Zahnstangenführungen wurden erst eingebaut, nachdem sich die Setzungen der Baublöcke ausgeglichen hatten. Die Schienen für den Unterwagen der Schiebetore sind zusammen mit den Gleitkufensteinen für die Gleitbahn (Abb. 27 vergrößert worden.

6. Die Dichtung der Bauwerkfugen in der Dockverlängerung.

Die Fugen zwischen den Baublöcken in der Dockverlängerung haben im Betriebszustande des Docks einen Grundwasserdruck von rd. 14 m aufzunehmen. Mit Rücksicht auf ungleiche Bauwerksetzungen mußte daher eine Dichtung geschaffen werden, die auch bei etwa später auftretenden Undichtigkeiten ausgebessert werden kann. Die eingebaute Dichtung besteht aus drei Teilen (Abb. 28). Als äußerer Schutz der Fugen wurde Teerstrick mit Asphaltfilzabdeckung gewählt und diese mit Betonplatten gegen Beschädigungen beim Hinterfüllen geschützt. In der Mitte der Bauwerkswände und in deren Verlängerung bis Unterkante Bauwerksohle liegt eine Tondichtung. Die innere Dichtung bildet ein Bleikern zwischen Flacheisen. Bei dieser Ausführung sind jederzeit Undichtigkeiten auch gegen den vollen Wasserüberdruck durch Nachstemmen des Bleikernes zu beseitigen. Die Flacheisen sind im Beton verankert und zur besseren Aussteifung während des Einbaues sowie zum wasserdichten Anschluß der Flacheisen am Beton durch Winkelleisen verstärkt worden. Die Fläche zwischen Flacheisen und Winkelschenkel ist ebenfalls mit einem 1 1/2 mm starken Bleistreifen gedichtet worden.

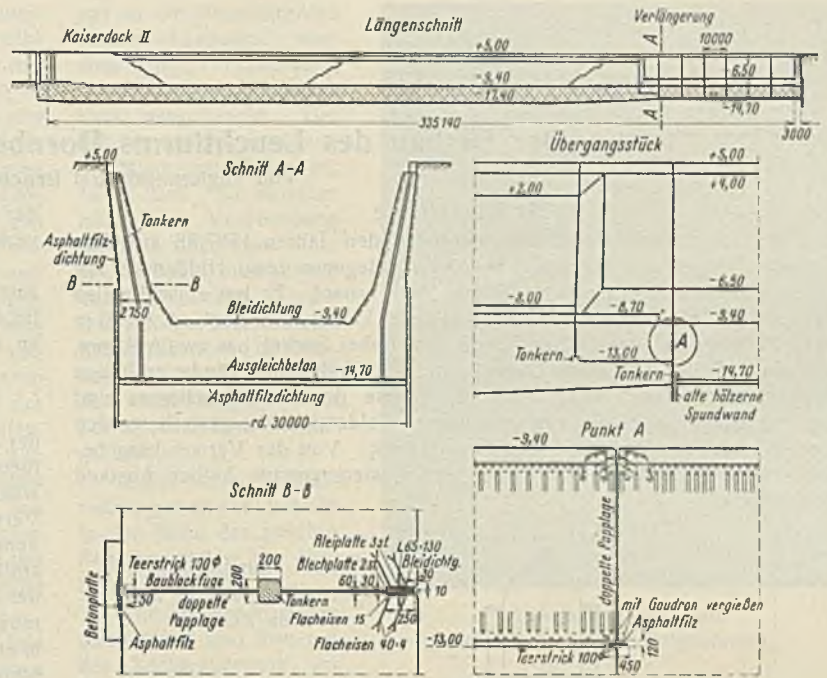


Abb. 28. Dockverlängerung. Dichtung der Blockfugen.

Die Betonflächen in den Blockfugen wurden mit einer Doppellage teerfreier Pappe geschützt.

Der Anschluß des Verlängerungsbauwerkes an das bestehende Dock bereitete keine wesentlichen Schwierigkeiten und wurde nach der in Abb. 28 dargestellten Weise ausgeführt.

IV. Zusammenfassung.

Das Kernproblem der Betonbauarbeiten, die Bewältigung der großen Massen von rd. 180 000 m³ Beton im kritischen Baujahr 1929, wurde, wie der Verlauf der Arbeiten gezeigt hat, gelöst und damit die fristgemäße Fertigstellung des Außenhauptes und Drehbrückenfundamentes — die Eckpfeiler des Gesamtbauprogramms — gesichert.



Alle Rechte vorbehalten.

## Der Umbau des Leuchtturms Dornbusch auf der Insel Hiddensee.

Von Regierungsbaurat Bruchmüller, Stralsund.

### 1. Einleitung.

Der Leuchtturm Dornbusch wurde in den Jahren 1887/88 auf dem höchsten Hügel der westlich von Rügen gelegenen Insel Hiddensee mit einem Kostenaufwande von rd. 80 000 Mark erbaut. Er hat einschließlich der Laterne eine Höhe von 27,45 m, die Lichtquelle liegt rd. 94,70 m über Mittelwasser der Ostsee. Sein 5 m hoher Sockel hat zwölfseitigen, der obere Teil kreisrunden Querschnitt; die Umfassungswände enthalten Luftschichten (Abb. 1 bis 3). Mit Ausnahme des Kellergeschosses und der Fundamentsohle, die aus gesprengten Feldsteinen hergestellt worden sind, besteht der Turm aus Ziegelmauerwerk. Von der Verwendung besonders ausgewählter Klinker war der Kostenersparnis halber Abstand genommen.

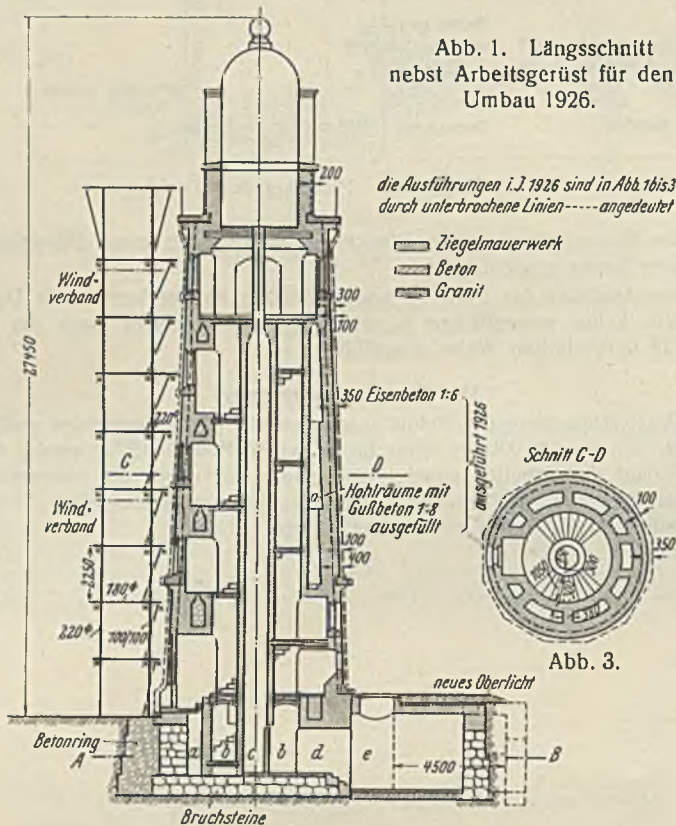


Abb. 1. Längsschnitt nebst Arbeitsgerüst für den Umbau 1926.

die Ausführungen i. J. 1926 sind in Abb. 1 bis 3 durch unterbrochene Linien-----angedeutet

Ziegelmauerwerk  
Beton  
Granit

350 Eisenbeton 1:6

Hohlräume mit Gußbeton 1:3 ausgefüllt

ausgeführt 1926

Schnitt C-D

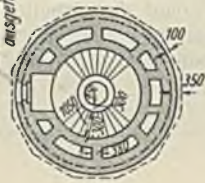


Abb. 3.

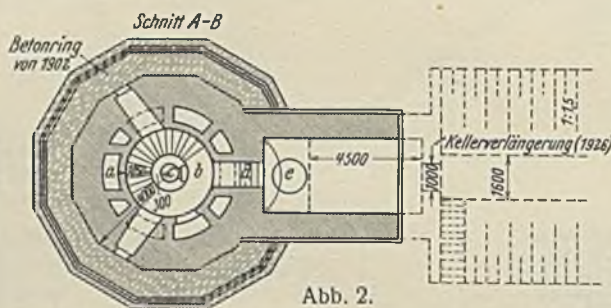


Abb. 2.

Bereits drei Jahre nach der Erbauung fing das äußere Ziegelmauerwerk besonders auf der Westseite an zu verwittern. Die Ausbesserungen in den Jahren 1891 und 1895 konnten den begonnenen Verfall des Mauerwerks nicht aufhalten, so daß der Turm in den Jahren 1897/98 mit einem Kostenaufwande von rd. 4470 Mark neu verblendet werden mußte. Die einzelnen Steine und der Mörtel dieser neuen Verblendung hielten zwar den Witterungseinflüssen gut stand, jedoch zeigten sich bereits im Jahre 1900 in der Oberfläche feine Haarrisse, die sich sehr bald erweiterten. Ihre Entstehung wurde auf Senkungen des Unterbaues zurückgeführt, weshalb man dessen Verstärkung beschloß. Die weiter unten näher beschriebenen Arbeiten kamen in den Jahren 1901/02 für rd. 4720 Mark zur Ausführung. Ein Erfolg blieb jedoch aus. Die Risse vergrößerten und vermehrten sich von Jahr zu Jahr, so daß die Umantelung im Jahre 1925 nach Abb. 4 völlig zerstört war und nur noch lose am Turm anlag. Die Möglichkeit eines Absturzes großer Flächen

der Verblendung schien so nahe zu sein, daß der Turm für den Fremdenverkehr gesperrt werden mußte.

Für die unterhaltungspflichtige Reichswasserstraßenverwaltung war somit im Jahre 1925 die Notwendigkeit gegeben, den Turm einer gründlichen Ausbesserung zu unterziehen oder unverzüglich mit einem Neubau an anderer Stelle zu beginnen.

### 2. Vorarbeiten.

Da die Steine und der Mörtel der Neuverblendung, wie bereits erwähnt, keine Spuren von Verwitterung zeigten, so konnten fehlerhafte Baustoffe nicht die Ursache der Rissebildung sein; sie mußte vielmehr entweder in einer mangelhaften Verbindung der neuen Verblendung mit dem Kernmauerwerk gesucht werden oder auf Bewegungen des Baugrundes zurückzuführen sein, die ein ungleichmäßiges Setzen des Turmes zur Folge hatten.

Die Vorarbeiten für die aufzustellenden Entwürfe bestanden zunächst in Untersuchungen des Baugrundes. Ihr Ausfall war von Bedeutung für die Frage, ob ein Neubau oder Umbau die beste Lösung in wirtschaftlicher und technischer Beziehung darstellte.

a) Geologische Bodenverhältnisse. Die Insel besteht aus einem hochgelegenen Teil, dem sog. Dornbusch, an den sich nach Süden und Osten hin ausgedehnte Flachlandflächen anschließen. Der Dornbusch ist diluvialer Herkunft und enthält Moränenmergel, Ton, Lehm sowie Kies- und Sandschichten, während das Flachland durch alluviale Anschwemmungen entstanden ist. Wie überall an Steilküsten, so wird auch das Hochufer von Hiddensee dauernd von Uferabbrüchen heimgesucht, die auf die Einwirkung der See und der Witterung zurückzuführen sind. Die zum Teil nach dem Meere zu abfallenden Kies- und Sandschichten, die im Inselkern enthalten sind, fördern obendrein noch erheblich die Abstürze; das von der Oberfläche in die Kiesschichten eindringende Sickerwasser weicht nämlich die Lehm- und Tonschichten auf, so daß die über den wasserführenden Schichten liegenden Erdmassen eine schlüpfrige Gleitfläche erhalten, auf der sie nach See zu abgleiten. Hier werden sie dann sehr bald durch die Brandung zerstört; die schweren Steine bleiben am Fuße des Hochufers liegen, während die leichteren Bestandteile durch die Küstenversetzung und den Küstenstrom an anderen Stellen abgelagert werden. Das Flachland der Insel ist auf diese Weise entstanden; der Landverlust am Hochufer beträgt nach dem Durchschnitt einer 25jährigen Beobachtungszeit rd. 1 m im Jahr.

Zahlreiche Erdrisse in der Oberfläche des Dornbusches lassen erkennen, in welchem Umfange die Erdmassen des hochgelegenen Geländes in Bewegung geraten sind. Der auf dem höchsten Hügel stehende Leuchtturm liegt 195 m vom Rande des Hochufers entfernt, während der dem Turm am nächsten liegende Erdriß einen Abstand von rd. 110 m von ihm hat. Das zwischen diesem Riß und der See liegende, im Abgleiten begriffene Gelände ist etwa 60 m hoch und somit von großer Mächtigkeit. Nach den in mehreren Jahren vorgenommenen Höhenmessungen am Erdriß darf man annehmen, daß viele Jahrzehnte vergehen werden, ehe diese Massen von der See und den anderen Naturgewalten ganz zerstört sein werden.

Die ständige Sorge um den Bestand des Turmes, die aus Anlaß der Rissebildung und der Landverluste berechtigt war, hatte bereits in früheren Jahren Veranlassung gegeben, geologische Gutachten über die Baugrundverhältnisse einzuholen. Nach den von Prof. Dr. Elbert im Jahre 1905 angestellten zahlreichen Bohrungen und Bodenuntersuchungen besteht der Turmberg aus einer Mergelbank von 25 bis 30 m Stärke und ist seiner



Abb. 4. Risse in der Verblendung.



Form nach ein in der Spitze zerbrochener Sattel, der beiderseits durch Mergelbänke gestützt wird. Größere innere Bewegungen werden nicht für möglich gehalten, da hier im Gegensatz zu anderen Stellen des Hochlandes keine wesentlichen Zuflüsse von Tages- und Grundwasser in die vorhandenen Tonmassen festzustellen waren. Auch die Bildung von sekundären Spalten infolge randlichen Bösungsschubes am Steilufer sind nach Ansicht von Dr. Elbert nicht in den Bereich des Turmberges fortgeschritten, so daß die Risse im Mantel Bewegungen des Untergrundes ihre Entstehung nicht verdanken. Eine unmittelbare Gefahr für das Leuchtfeuer besteht nach diesem Gutachten also nicht. Das zweite, von Prof. Jäkel erstattete Gutachten sprach sich dagegen ungünstig aus und hielt den Leuchtturm für stark gefährdet. Seine geologische Begründung, daß der Dornbusch ein unprüfbares Haufwerk sei und der Turmberg darin als schmaler Hügel vollkommen frei dastehe, wurde jedoch von anderen Geologen nicht anerkannt, vielmehr schlossen sich diese ebenso den Ausführungen von Elbert an wie die technischen Sachbearbeiter der Regierung Stralsund und des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten. Durch erneute Aufgrabungen und kleinere Bohrungen bis auf etwa 2 m Tiefe neben dem Leuchtturm wurde zudem im Jahre 1925 nochmals nachgewiesen, daß der Turmberg einen erstklassigen Baugrund aus mergeligem Ton darstellt. Somit zog man aus dem vorstehenden Untersuchungsmaterial den Schluß, daß eine Gefahr für den Bestand des Leuchtturmes, von geologischen Gesichtspunkten aus betrachtet, in weiter Ferne liegt.

b) Untersuchungen des Turmmauerwerkes. In zweiter Linie konnten die Ursachen der Rissebildung auf Sackungen im Unterbau zurückgeführt werden. Diese Vermutung tauchte, wie bereits erwähnt, im Jahre 1901 auf. Sie wurde damals noch bestärkt, als Aufgrabungen des Fundamentes ergaben, daß es aus gesprengten Feldsteinen fast ohne jedes Bindemittel hergestellt worden war und zwischen den Steinen Fugen von oft mehreren Zentimetern Stärke klafften. Es wurde deshalb im Jahre 1901 versucht, die Hohlräume durch Eindringen von Betonmörtel mittels Stangen von den Seiten her möglichst auszufüllen, nachdem der den Unterbau umgebende Erdboden aufgegraben war. Außerdem füllte man die in Abb. 1 u. 2 mit *a* bezeichneten neun Hohlräume der Luftschichten im Keller bis zur Höhe des Fußbodens im Erdgeschoß mit Beton aus und legte eine Betonmauer um das Fundament, um auch ein seitliches Ausweichen des Fundamentes zu verhindern; sie hat sich gut gehalten. Nur an der Stelle, wo der Benzokeller anschließt, war diese Mauer fortgelassen, was offenbar ihre Wirkung wesentlich herabminderte.

Nachgrabungen, die 1925 vom Keller aus ausgeführt worden sind, zeigten, daß die inneren Hohlräume im Fundament seinerzeit nicht überall ausgefüllt sein konnten. Trotzdem schienen sich die Feldsteine festgesetzt zu haben, denn das Fundament war seit der Erbauung des Turmes in sich nicht gesackt, wie eine genaue Höhenmessung ergab. Als weiterer Beweis hierfür mußte auch angesehen werden, daß am inneren Turmmauerwerk keine Risse erkennbar waren, obwohl es nur aus weichem, nicht sachgemäß hergestelltem Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel bestand. Um dies mit Sicherheit festzustellen, wurde der Hohlraum im Turm, der dem größten äußeren Riß an der Westseite gegenüberlag, vom Treppenschacht aus geöffnet, so daß er abgeleuchtet und einwandfrei besichtigt werden konnte.

c) Untersuchung der Verblendung. Somit blieb nur übrig, die Ursachen der Risse in der Bauweise selber zu suchen.

Die in den Jahren 1897/98 hergestellte Verblendung des Turmes bestand aus einer Schale von harten Hohlsteinen,  $\frac{1}{4}$  Stein stark, die vollkommen ungenügend mit dem Kernmauerwerk verbunden war. Diese fast flach um den Turm gelegte und nur durch die Haftfestigkeit des Mörtels gehaltene Verblendung mußte sich durch das Arbeiten infolge von Temperaturschwankungen, insbesondere im Winter, bald vom Kernmauerwerk lösen. Es ist auch einwandfrei beobachtet worden, daß die meisten Risse im Winter entstanden sind. Nach der ersten Rissebildung sorgten Wasser und Frost für eine schnelle Verwitterung des unteren weichen Kernmauerwerkes. Ihres Haltes beraubt, stützte sich die Verblendung nur noch auf die Granitsteine der Gesimse. Diese gaben allmählich unter der Last nach, und die Verblendung geriet, wie an den Fugen zu erkennen war, ins Rutschen, indem sie noch einen Teil des anhaftenden Kernmauerwerkes zerstörte. Besonders aus den Verschiebungen des Sockelgesimses und aus dem Ton der vorgedrückten Ziegelsteine beim Hammerschlag ließ sich entnehmen, welche großen Lasten auf ihnen ruhten.

Zur näheren Untersuchung der Zerstörungen der Verblendung wurden unter dem Sockelgesims die in Abb. 5 sichtbaren Löcher geschlagen. Beim oberen Loch traf man erst in 39 cm Tiefe auf gesundes Kernmauerwerk. Hinter der Verblendung war das Ringmauerwerk in Schalen zerbrochen. Diese Zerstörungen waren wahrscheinlich beim Verkanten des Gesimses und beim Abreißen des Mantels vom Kernmauerwerk entstanden. Das untere Loch wies bis zu einer Tiefe von rd. 20 cm die gleichen Erscheinungen auf. Die dritten und vierten Probelöcher sind von einem Fahrkorb

aus an der Westseite des Turmes hergestellt worden. Die Verblendung hatte sich hier besonders stark ausgebaucht. Der Riß am unteren Loch war rd. 25 cm, am oberen rd. 16 cm tief. Unmittelbar hinter der Verblendung lagen in einer etwa 5 cm breiten Spalte Steingerölle und verwitterter Mortel. Dann folgte verwittertes Kernmauerwerk in ähnlichen Schalen wie in dem vorher beschriebenen Loch unter dem Sockelgesims.

Zwei weitere Untersuchungen an der Ostseite in der Höhe des zweiten Fensters hatten ein ähnliches Ergebnis.

Die ganze Verblendung stand also lose um das Kernmauerwerk im

Abstände von 3 bis 5 cm. Die Risse verliefen größtenteils über die ganze Länge des Turmes (vgl. Abb. 4), klafften bis 5 cm und teilten die Verblendung in durchschnittlich 1 bis 3 m breite senkrechte Streifen. Nur den guten Verblendern und dem Zementmörtel in den Fugen war zu verdanken, daß die Verblendung im Jahre 1925 noch nicht abgestürzt war. Abgesehen hiervon hatte aber auch die Zerstörung des weichen Kernmauerwerkes schon so zugenommen, daß, wie eine statische Untersuchung ergab, die Standsicherheit des Turmes bei weiterem Fortschreiten der Zerstörung stark gefährdet war.

### 3. Baubedürfnis und Entwürfe.

Unter diesen Umständen mußte mit einer gründlichen Ausbesserung des Turmes oder mit einem gleichwertigen Neubau an anderer Stelle auf Hiddensee unverzüglich begonnen werden, da die Schifffahrt auf das Leuchtfeuer nicht verzichten konnte.

Zur Beurteilung der zweckmäßigsten Bauweise sind drei Hauptentwürfe aufgestellt worden, und zwar für:

- I. die Neuverblendung durch Gußbeton mit Eiseneinlagen,
- II. die Neuverblendung durch Klinkermauerwerk,
- III. den Neubau eines gußeisernen Leuchtturms.

Zunächst war noch der Gedanke aufgetaucht, den Turm nach Beseitigung des Mantels und der schadhaften Teile des Kernes unter Anwendung des Torkretverfahrens mit einer neuen Außenhaut zu versehen. Da jedoch das Spritzen einer Betonschale von rd. 30 cm Stärke nicht möglich ist und durch Aufbringen von mehreren übereinanderliegenden Schichten sehr hohe Kosten entstehen mußten, wie eine Anfrage bei mehreren Spezialfirmen ergab, schied dieser Plan aus.

Die beiden ersten Entwürfe stimmten in vielen Punkten überein und sahen in gleicher Ausführung folgende Arbeiten vor:

- a) die Verstärkung des Unterbaues des Leuchtturms,
- b) Umbau des Benzokellers,
- c) Ausfüllung der Hohlräume zwischen dem äußeren und inneren Ringmauerwerk des Turmes durch Gußbeton,
- d) Abschlagen der schadhaften Verblendung und der verwitterten Teile des Kernmauerwerkes,
- e) Herstellung eines Arbeitsgerüsts.

Der Unterschied zwischen den Entwürfen I und II bestand im wesentlichen in der Bauart der neuen Ummantelung. Bei Entwurf I war hierfür Gußbeton mit Eiseneinlagen vorgesehen, während im anderen Falle wetterbeständige Klinker gewählt wurden.

Die Herstellung der Klinkerverblendung nach Entwurf II sollte in der Weise geschehen, daß eine Vormauerung von 30 bis 40 cm Stärke an den Stellen vorgesehen war, wo die alte Ummantelung einschließlich des verwitterten Kernmauerwerkes mindestens 20 bis 30 cm abgeschlagen werden mußte. Die weniger verwitterten Stellen erhielten eine Vormauerung von 20 cm. Dabei war soviel vom festen Kernmauerwerk abzustemmen, daß die Verblendung auch wirklich in der zuletzt erwähnten Stärke hergestellt werden konnte.

Die Verblendung mit Klinkern verlangte offenbar eine sorgfältigere Abgleichung des Kernmauerwerkes als die Verblendung mit Eisenbeton, weil zwischen Klinker oder Hintermauerungsstein und Kernmauerwerk Mörtelnester vermieden werden mußten. In jede Fuge waren nach der statischen Untersuchung Rundeisen von 5 bzw. 8 mm  $\phi$  zu verlegen, um



Abb. 5. Probelöcher unterhalb des Sockelgesimses.



die im Mantel auftretenden Zugspannungen zu übernehmen. Nach hinten sollte die Verblendung in waagrecht und lotrecht in Abständen von 1,92 m durch schwalbenschwanzförmigen Eingriff in das Kernmauerwerk, ähnlich der bei dem Leuchtturm Swinemünde angewandten Bauweise<sup>1)</sup>, verankert werden.

Außer den Entwürfen I und II wurde noch ein Entwurf für den Neubau eines eisernen Leuchtturmes aufgestellt, um die Vor- und Nachteile aller zweckmäßigen Ausführungsmöglichkeiten vergleichen zu können.

Die Forderung, daß das jetzige Feuer für längere Zeit nicht verlöschen durfte, zwang dazu, den Turm an anderer Stelle zu erbauen. Der Platz hierfür war in dem einzig in Frage kommenden Berg rd. 260 m südlich vom alten Turmberg gegeben. Obwohl er mehr landeinwärts liegt, so war er hinsichtlich der Erdbewegungen auf Hiddensee nicht geschützter als jener, wie aus den geologischen Untersuchungen hervorging. Seine Höhe über MW beträgt rd. 70,15 m; Schürfungen und Bohrungen bis 6 m Tiefe ließen einen guten Baugrund aus mittelfeinem Kies erkennen.

Die Sichtbarkeit des neuen Feuers durfte bei einem Neubau gegenüber dem jetzigen Zustande nicht verschlechtert werden. Zur Feststellung der zukünftigen Höhe des Feuers, die hauptsächlich von den bewaldeten Teilen des Hochufers abhing, wurden von See aus umfangreiche Messungen und Beobachtungen an aufgestellten Hilfsbaken von verschiedener Größe gemacht. Aus diesen ergab sich eine Höhe der Lichtquelle von rd. 99 m über MW = rd. 30 m über Gelände.

Nach dem Vorbilde des zu neuerer Zeit in Ostpommern erbauten Leuchtturmes Stilo fiel die Wahl des Baustoffes auf Gußeisen. Zufällig hatte dieser Turm auch die für den vorliegenden Fall erforderlichen Hauptabmessungen, so daß ein in allen Einzelheiten neuer Entwurf nicht erst aufgestellt zu werden brauchte. Es genügte vielmehr eine überschlägliche Kostenumrechnung an Hand des Entwurfes Stilo, wobei nur der Verschiedenheit des Baugrundes durch andere Ausbildung des Unterbaues Rechnung getragen werden mußte. Der vorhandene Leuchtapparat kam wieder zur Verwendung, eine kurzfristige Unterbrechung des Leuchtfeuerbetriebes war daher während des Umbaus der Optik nicht zu umgehen. Für die erforderlichen Benzoltanks sollte ein Keller mit eiserner Abdeckung neben dem Turm erbaut werden.

#### 4. Kosten der drei Entwürfe und Auswahl.

Die Kosten wurden berechnet für

Entwurf I . . . . .	zu 85 000 RM
„ II . . . . .	„ 90 000 „
„ III . . . . .	„ 195 000 „

Der Vergleich zwischen den drei Entwürfen ergab, daß der Entwurf III wegen seiner hohen Kosten gegenüber Entwurf I und II nicht zur Ausführung kommen konnte. Auch in der Unterhaltung stellte sich ein gußeiserner Leuchtturm wegen der erforderlichen Anstriche teurer als ein massiver. Als weiterer Nachteil fiel die größere Entfernung des neu zu erbauenden Turmes vom Wärtergehöft und insbesondere vom Maschinenhaus des Nebelsignals — rd. 700 m gegen rd. 500 m früher — ins Gewicht. Dadurch wurde die Zuverlässigkeit des Nebeldienstes zu Ungunsten der Schifffahrt unbedingt sehr herabgesetzt.

Fast gleichwertig hinsichtlich der Unterhaltungskosten waren die Entwürfe I und II. Die Herstellung der Verzahnung für die Verblendung in Klinkermauerwerk und das sorgfältige Verlegen der Eiseneinlagen in den Fugen verteuerte jedoch den Entwurf II um 5000 RM gegenüber Entwurf I. Außerdem aber bestand die Befürchtung, daß beim Einstemmen der schwalbenschwanzförmigen Löcher in das gesunde Turmmauerwerk unzulässige Spannungen im Mauerkörper auftreten und ferner die Eiseneinlagen in den Fugen statisch nicht so wirksam sein würden wie im Eisenbeton.

Der Entwurf I schien somit der zweckmäßigste zu sein und wurde im Hinblick auf die Dringlichkeit der Ausbesserung des jetzigen Leuchtturms „Dornbusch“ zur sofortigen Ausführung bestimmt.

#### 5. Nachweis der Standsicherheit.

Für die Untersuchung der Standsicherheit des Turmes und der Beanspruchung des Erdbodens wurde eine Verkehrslast von 2 t in der Wärterstube zugrunde gelegt, ferner, um ganz sicher zu gehen, ein Winddruck von 250 kg/m<sup>2</sup>, wobei die Rundung des Turmes unberücksichtigt blieb. Die ermittelten Spannungen hielten sich in zulässigen Grenzen. Die Berechnung der Eiseneinlagen der neuen Eisenbetonverblendung stützte sich auf das von C. Bach angegebene Verfahren zur Ermittlung von Spannungen, die auftreten, wenn man um einen Hohlzylinder einen Schrumpfring legt. Der Hohlzylinder ist dabei der Ziegelmauerwerkring, während der Eisenbetonring den Schrumpfring darstellt, dessen wechselnde Stärke von dem Maße abhing, in dem das schadhafte Mauerwerk abgeschlagen werden mußte. Die zur Berechnung erforderlichen Formeln sind in dem Werk „Die Maschinenelemente“ von C. Bach und in der

„Hütte“, 25. Aufl., Teil I, S. 676, zu finden. Die hiernach für verschiedene Ringstärken und Temperaturen innerhalb und außerhalb des Turmes durchgeführten Berechnungen ergaben folgende Eiseneinlagen:

Ringstärke . . . . .	40 cm	35 cm	30 cm	15 cm
Ringhöhe . . . . .	25 cm	23 cm	22 cm	22 cm
Eisen . . . . .	2R.-E. $\phi$ 22 mm	2R.-E. $\phi$ 20 mm	2R.-E. $\phi$ 18 mm	2R.-E. $\phi$ 14 mm

#### 6. Art der Ausführung von Leistungen und Lieferungen.

Sämtliche Arbeiten erforderten geschulte Arbeitskräfte und besondere Geräte zum Mischen, Gießen und Spritzen des Betons sowie Hub- und Aufzugvorrichtungen verschiedenster Art. Daher versprach die Ausführung durch einen Unternehmer gegenüber dem Eigenbetrieb erhebliche Vorteile. Dagegen wurde die Beschaffung der wichtigsten Baustoffe, wie Zement und Kies, vom Wasserbauamt übernommen. Zu beschaffen waren rund 44 t hochwertigen Zements (Marke Doppelanker der Wolgaster Zementfabrik), rd. 33 t Portlandzement, 460 m<sup>3</sup> Betonkies und 15 m<sup>3</sup> Steinsplitt. Für das Holz zur Verschalung und für die Beschaffung der Rundeisen sollte der Unternehmer selbst sorgen.

Die Baustoffe mußten teilweise frei Hafen Stralsund angeliefert werden, von wo die Verwaltung mit eigenen Prahnen für ihre Weiterbeförderung nach dem binnenwärts gelegenen Hafen von Kloster auf Hiddensee sorgte. Teilweise, z. B. bei Kies, geschah die Anfuhr auch unmittelbar mit Schiff des Unternehmers nach dort.

Vom Hafen Kloster bis zum Turmberg war eine Steigung von rd. 70 m auf rd. 2 km, in der Luftlinie gemessen, zu überwinden. Die Benutzung von Gespannen verbot sich wegen der ungünstigen Wegeverhältnisse, sie waren auch nicht in genügender Anzahl zu haben. Wie seiner Zeit bei dem Bau des Turmes wurde daher eine Gleisbahn von rd. 3000 m Gesamtlänge für Pferdebetrieb gelegt. Dadurch war die rechtzeitige Beförderung aller Baustoffe, Maschinen, Rüstungen usw. sichergestellt. Die Verwaltung übernahm das Einladen aller Gegenstände der Unternehmer in Prahme, die Überfahrt von Stralsund und die Anfuhr bis zur Baustelle; nur das Ausladen aus den Eisenbahnwagen in Stralsund und das Heranschaffen aller Baustoffe vom Lagerplatz am Turm zur Verwendungsstelle verblieben Sache der Unternehmer. Schwierig war die Beschaffung von Wasser zum Betonieren und zur Versorgung der auf der Baustelle untergebrachten Arbeiter; in unmittelbarer Nähe des Turmes fehlte brauchbares Wasser ganz. Dieses mußte aus dem Brunnen des Wärtergehöftes herangebracht werden, das rd. 500 m nördlich vom Turmberg und rd. 37 m tiefer als dieser liegt. Für die Aufspeicherung des Wassers wurde neben dem Wohnhause ein eiserner Hochbehälter aufgestellt.

Das Wasser wurde auf Feldbahn in drei kesselförmigen Behältern von je 1000 l angefahren, die auf je einem Feldbahnuntergestell befestigt waren. Die Kesselwagen erhielten das Wasser aus dem Hochbehälter, der von Zeit zu Zeit wieder aufgefüllt wurde. Auf dem Bauplatz wurde das Wasser dann in besondere Gefäße von zusammen 15 m<sup>3</sup> Inhalt übergepumpt.

Für die Gestellung von Pferden zum Betriebe der Feldbahn kam nur der Pächter des Gutes Kloster in Betracht. Ein mit ihm abgeschlossener Vertrag regelte die Bedingungen für die Anfuhr, als Einheitspreis erhielt er 5 RM/t. Dieser Preis galt zugleich als Abfindung für alle Schäden und Wirtschafterschwerisse, die ihm durch die Bahn entstanden. Befördert wurden 77 t Zement, 855 t Kies und Steinplitt, 84 t Geräte, 16 t Eiseneinlagen, 72 t Holz für das Gerüst, 23 t Feldbahnmateriale und 147 t Wasser.

#### 7. Verdingung.

Mit Rücksicht auf die Eigenart der geplanten Bauarbeiten und die Notwendigkeit einer besonderen Güte der Bauausführung war bei der Vergebung eine beschränkte Ausschreibung am Platze. Zur Abgabe von Angeboten waren sechs Firmen aufgefordert worden, die sämtlich Angebote abgaben. Für das Vorhalten des Gerüsts fand noch unter zwei Stralsunder Baugeschäften eine beschränkte Ausschreibung statt. Die Firma Philipp Holzmann, Zweigstelle Stettin, erhielt als Mindestfordernde den Zuschlag auf die Arbeiten betreffend die Verstärkung des Unterbaues und des aufgehenden Mauerwerkes, den Neubau des Benzolkellers und die Wiederherstellung der Verblendung in Eisenbeton sowie das Torkretieren des Leuchtturms. Ferner wurde der Stralsunder Firma Dankwardt der Zuschlag auf Vorhalten eines festen Gerüsts für den Umbau des Turmes erteilt.

#### 8. Unterkunft der Arbeiter.

Die Arbeiter kamen südlich des Turmes in geschützter Lage und nahe der Baustelle in reichseigenen Baracken mit Kochgelegenheit und Schlafstellen unter. Für Poliere und Vorarbeiter standen Schlafstellen im Wärtergehöft bereit.

#### 9. Bauausführung.

Das Verlegen der Schmalspurbahn im Eigenbetriebe vom Hafen Kloster nach dem Leuchtturm und der Wassereintnahmestelle am Wohn-

<sup>1)</sup> Ztrbl. der Bauv. 1904, Heft 101, S. 632.



hause leitete die Umbauarbeiten ein. Feldbahngleis von 600 mm Spur und 70 mm Steghöhe nebst Wagen, Weichen, Kurven und Drehscheiben wurde aus preußischen Beständen angemietet. Es folgte die Anfuhr von Baracken, Baustoffen und sämtlichen Geräten der Firma Holzmann, sowie die Einrichtung der Baustelle. Die durch Benzolmotor angetriebene Betonmischmaschine erhielt ihren Platz unmittelbar neben dem Turm, ebenso die Wasserfässer. Die Baustoffe wurden am Fuße des Turmberges gelagert. Am 1. Juli 1926 begannen die Unternehmerarbeiten zur Verstärkung des Turmfundamentes mit der Freilegung des Bruchsteinmauerwerkes im Erdgeschoß des Turmes und Benzolkellers (vgl. Abb. 1 u. 2). Dabei ergab sich, daß der Zustand des Unterbaues noch schlechter war, als die Voruntersuchung vermuten ließ. Zwischen den einzelnen Feldsteinen konnte nirgends ein fester Mörtelverband festgestellt werden. Der Mörtel bestand überdies nur aus einer schwachen Mischung, soweit er überhaupt vorhanden war. Offenbar hatten also die Sicherungsmaßnahmen des Jahres 1902 wenig genutzt. Nachdem die Hohlräume zwischen den Feldsteinen durch kräftigen Wasserstrahl von losem Mörtel und Sand gründlich gereinigt waren, wurden mit Hilfe eines Kompressors unter dem Druck von 5 at rd. 5 m<sup>3</sup> Beton im Mischungsverhältnis 1:3 bei Verwendung von hochwertigem Zement in diese Lücken eingepreßt.

Im Anschluß hieran füllte der Unternehmer die in Abb. 1 u. 2 durch *b* bis *e* bezeichneten Räume bis zur Höhe des Fußbodens im Leuchtturm mit rd. 50 m<sup>3</sup> Gußbeton 1:10 aus. Der Gewichtsschacht bekam einen neuen Zugang im Erdgeschoß als Ersatz für die einbetonierte alte Türöffnung im Keller, die Granitstufen der Treppe wurden vorher herausgebrochen und zur späteren Wiederverwendung beiseite gelegt. Der durch den Benzolkeller bisher unterbrochene Betonring, der 1902 zur Verstärkung des Unterbaues hergestellt war, erhielt auf diese Weise in sich Schluß. Von dem zunächst geplanten Umlegen eines zugfesten Eisenbetongürtels um den alten Ring nahm man Abstand, da dieser sehr gut erhalten war und das Schließen der Lücke in ihm eine wertvolle Erhöhung seiner Wirkung darstellte. Außerdem zeigte der um den Ring liegende Mergelboden eine große Festigkeit. In der neuen Form bildete der Unterbau ein geschlossenes Ganzes, das zur Aufnahme des durch die Füllung der oberen Hohlräume erheblich vermehrten Oberbaugewichtes und zu dessen Übertragung auf den Baugrund vollkommen ausreichte.

Durch die vorstehenden Sicherungsmaßnahmen war der Benzolkeller vom Turm abgetrennt. Durch Anlage eines Einschnittes in dem Erdkegel gab man ihm einen besonderen Zugang von außen. Der Einschnitt lief nach Abb. 2 in die Böschungen des Kegels aus, die Sohle erhielt eine Breite von 1,60 m, die Seiten die Neigung 1:1,5; an der Stirnmauer des neuen Kellers kam in der einen Böschung die Treppe zu liegen. Der alte Keller war um das Maß zu verlängern, das er durch das Schließen des Betonringes an Länge verloren hatte. Im Hinblick auf eine etwaige Brennstoffexplosion konnte die Trennung der Verbindung zwischen Keller und Turm nur von Vorteil sein, der Nachteil des größeren Weges durch das Freie fiel demgegenüber nicht ins Gewicht.

Die Außenwand des Benzolkellers, die zu  $\frac{1}{5}$  aus Ziegelmauerwerk und zu  $\frac{4}{5}$  aus Feldsteinen bestand, mußte demnach abgebrochen werden; dabei gebot die Rücksichtnahme auf die drei Benzolbehälter und das Gewölbe des Kellers äußerste Vorsicht. Zur Verlängerung der Keller-sohle und -Wände und zur Herstellung der neuen Stirnmauer diente Gußbeton (rd. 23 m<sup>3</sup> 1:8). Das Gewölbe und die Flügel erhielten Eisen-einlagen, die Rückwände des Betons Anstrich mit Büscherit zum Schutze gegen Feuchtigkeit des Hinterfüllungsbodens. Ein neues Oberlicht von 1,30 × 1,30 m Größe ersetzte das durch die Änderungen im Keller fortgefallene alte Oberlicht.

Die Hohlräume (Luftschichten) zwischen dem äußeren und inneren Ringmauerwerk des Turmes hatten einen Gesamtrauminhalt von rd. 75 m<sup>3</sup>, sie bedeuteten also eine beträchtliche Verminderung der Standfestigkeit des Turmes (vgl. Abb. 1 bis 3). Um das schadhafte Ziegelmauerwerk in dem erforderlichen Umfange beseitigen zu können, ohne den Turm zu gefährden, mußten diese Schächte vor dem Abschlagen mit Gußbeton 1:8 geschlossen werden, wodurch der Turm auch für die Zukunft eine größere Standsicherheit erhielt. Der hohe zylindrische Schacht in der Mitte durfte allerdings nicht ausgefüllt werden, da in ihm die Antriebsgewichte der Drehvorrichtung des Leuchtapparates ablaufen; nur in seinem untersten Teile *c* war dies zulässig, und es geschah, wie bereits oben beschrieben. Die Reinigung der Hohlräume von Schutt und das Einbringen der Betonmassen wurde bewirkt durch etwa 60 Öffnungen, die von der Treppe aus in das Mauerwerk geschlagen und nachher wieder mit Ziegelsteinen geschlossen wurden. In einem Stockwerk durften aus Sicherheitsgründen gleichzeitig nur drei Arbeitsöffnungen angelegt werden, und zwar in zwei nicht nebeneinander liegenden Schächten. Die Höhe der einzelnen Gußbetonschichten war auf 1 m bemessen; höhere Schichten auf einmal zu gießen verbot der starke Seitendruck des flüssigen Betons auf das Mauerwerk des Treppenschachtes, da ein Abstützen der Wände wegen des Leuchtfeuerdienstes nur in beschränktem Maße möglich blieb und die

Treppe auch bei den Arbeitsvorgängen benutzt werden mußte. Die obersten Spitzen der Hohlräume erhielten die Mischung 1:5 zur Erzielung eines sicheren Anschlusses der Füllung an das darüberliegende Mauerwerk. Der Beton wurde herangeschafft in Eimern, die teilweise von unten auf der Treppe hinaufgetragen oder außen hochgewunden und durch die Fenster gereicht wurden.

In der Zwischenzeit waren die Hölzer für das Arbeitsgerüst von der Bauleitung zur Stelle gebracht und von der Firma Dankwardt aufgestellt. Das 18 m hohe Gerüst bestand nach Abb. 1 u. 6 aus acht Stockwerken von je 2,25 m Höhe, die zur Befestigung der Aufzugvorrichtungen dienenden Teile ragten über das oberste Stockwerk hinaus. Das Gerüst wurde so bemessen, daß es die Belastungen beim Versetzen der schweren Granitsteine der Gesimse neben den Gewichten der auf ihm aufzustellenden Apparate, Aufzüge usw. bei einem Winddruck von 125 kg/m<sup>2</sup> der senkrecht getroffenen Fläche tragen konnte. Dabei durfte eine Verankerung des Gerüsts mit dem Turm wegen des schwachen Ziegelmauerwerkes nicht zugelassen werden. Es stand also vollkommen frei. Zu den Verbindungen der einzelnen Hölzer miteinander verwandte der Unternehmer Schraubenbolzen, um gegenüber einem Bindegerüst eine erhöhte Sicherheit zu erlangen. Drei auszuwechselnde Arbeitsböden hatte er mit vorzuhalten. Die im vierten und achten Stockwerk vorgesehenen kräftigen Windverbände konnten jedoch nicht verhindern, daß sich das Gerüst bei den kurz nach seiner Vollendung auftretenden Weststürmen auf der Windseite an den Turm anlehnte und auf der Leeseite (Ostseite) entsprechend nach außen verschob. Die Firma mußte daher das Gerüst wieder richten und zur Erhöhung seiner Festigkeit nach sechs Seiten hin mit Stahlrossen verankern, die durch Spanschlösser kräftig gespannt wurden. Diese Maßnahme hat sich gut bewährt, bei späteren Stürmen erwies sich das Gerüst als vollkommen standsicher.

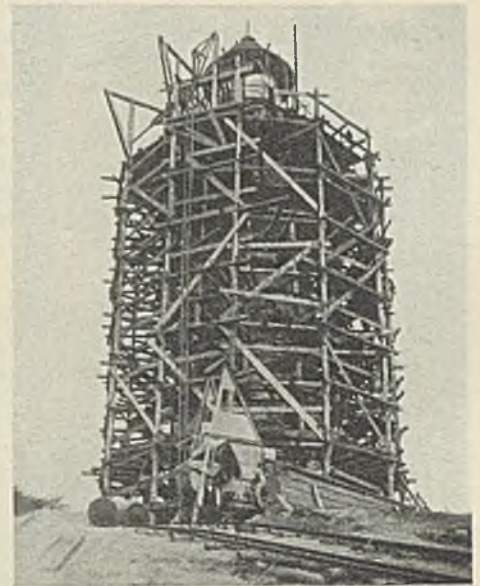


Abb. 6. Arbeitsgerüst.

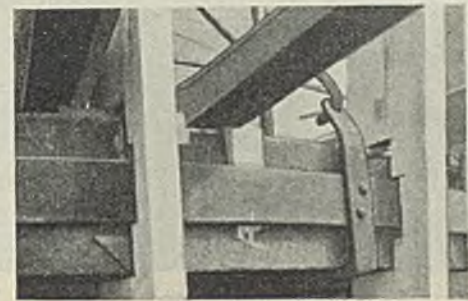


Abb. 7. Befestigung der Granitplatten des Umganges durch aufgehängten Flacheisenring während der Bauarbeiten.

Nach dem Hauptentwurf sollte das Abschlagen der alten Verblendung (rd. 410 m<sup>2</sup>) von Fahrkörben aus geschehen. Schon beim Anfang zeigte sich dieses Verfahren aber als sehr zeitraubend. Mit Rücksicht auf die Dringlichkeit der Bauausführung erhielt daher das Abschlagen vom festen Gerüst aus den Vorzug. Zur Verhinderung größerer Abstürze spannte der Unternehmer in verschiedenen Höhen Drahtseile um den Turm, unter die Bretter gelegt wurden. Diese Maßnahme ermöglichte, die Verblendung abschnittsweise mit Hilfe von Hand- und Druckluftschlämmern von oben nach unten schnell abzulösen, wobei der Abfall zum größten Teil von den Arbeitsböden in einem Falltrichter nach unten gelangte. Die Sicherheit der am Turm beschäftigten Arbeiter war somit weniger gefährdet als beim Arbeiten vom Fahrgerüst.

Das Abnehmen der Granitsteine von den Gesimsen und Fensterbrüstungen ging glatt vonstatten. Die Steine des obersten Kranzgesimses sowie die großen und schweren Steinplatten des äußeren Umganges blieben liegen. Unterhalb der letzteren mußte aber das Mauerwerk der schlechten Beschaffenheit wegen so weit abgeschlagen werden, daß sie ihren Halt verloren. Um das recht schwierige Abnehmen und spätere



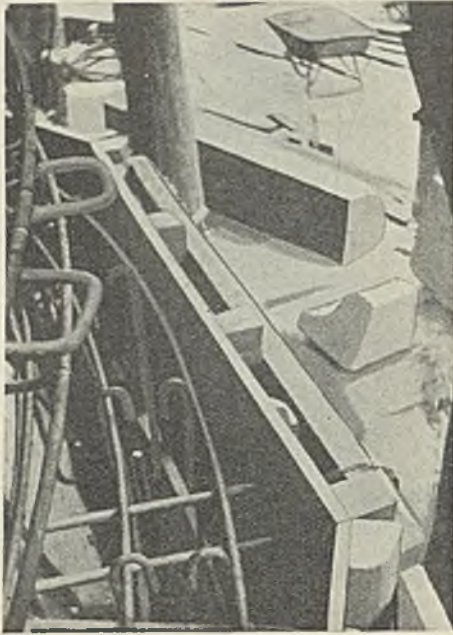


Abb. 8. Eisenbügel mit Richtringen.

Wiederauflegen zu ersparen, wurden die Platten daher außen mit einem Flacheisenring fest umspannt und zugleich unterfangen. In diesen Ring griffen an mehreren Stellen mit Spannschlossern versehene Rundeseisen ein, die ihn nach oben hin an einem am Mauerwerk festgelegten Kettenring verankerten (Abb. 7). Ein Kippen der Steine war dadurch verhindert, auch das schmiedeeiserne Geländer des Umganges brauchte nicht abgenommen zu werden. Nach Beseitigung der losen Verblendung wurden die weichen Teile des Kernmauerwerkes abgeschlagen, wobei auf die Schaffung einer rauhen Oberfläche Bedacht zu nehmen war, um eine innige Verbindung der Ziegelsteine mit dem umzulegenden Eisenbetonmantel zu gewährleisten. Die schadhaften Stellen im alten Turmmauerwerk hatten übrigens einen weit größeren Umfang angenommen, als vorauszusehen war. Oberhalb des Umganges bestand das Mauerwerk teilweise sogar aus Abfallsteinen und ganz minderwertigem Kalkmörtel. Die abgeschlagenen Steinmassen entsprachen, wie in Abb. 1 u. 3 durch gestrichelt gezeichnete Linien angedeutet ist, im unteren Teile des Turmes durchschnittlich einem Hohlzylinder von 30 cm Stärke, der nach oben hin auf 20 cm abnahm.

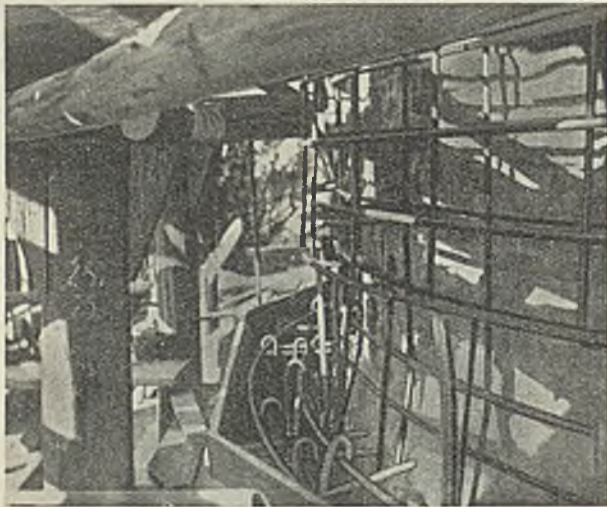


Abb. 9. Eiseneinlagen und Schalung.

Dem Abschlagen des schadhaften Mauerwerkes schloß sich die Verlegung der Eiseneinlagen für den Gußbetonmantel an (vgl. Abb. 8, 9 u. 10). Zu diesem Zweck wurden zunächst in verschiedener Höhenlage am Turm 17 Richtringe, bestehend aus je zwei Rundeseisen der berechneten Stärke, angelegt. Die beiden Ringe stützten sich, mit Bindedraht befestigt, auf 24 U-förmige Eisenbügel, die in das Mauerwerk eingelassen waren. An den Richtringen befestigte man in senkrechter Richtung und mit einem Seitenabstand von 0,50 m bis 0,60 m Rundeseisen, die nun ihrerseits allen übrigen rings um den Turm zu verlegenden Eisenringen mit Hilfe von Bindedraht den nötigen Halt und die gewünschte Lage geben konnten. Auf diese Weise war das Eisengerippe genau und sicher festgelegt. Bei den Auskragungen unter den Gesimsen und dem oberen Umgang, sowie an den Tür- und Fensterischen fanden noch besonders geformte Eiseneinlagen Verwendung.

Die erwähnten Eisenbügel dienten teilweise auch zum Ausrichten und Abstützen der Schalung, die aus gespundeten und behobelten Brettern bestand. Dabei lehnten sich die einzelnen Holztafeln nicht unmittelbar gegen die Bügel; um späterer Rostgefahr vorzubeugen, erhielten sie von der Schalung einen Mindestabstand von 15 mm, der sich mit Hilfe von kleinen Holzstücken festlegen ließ. Nach der Ausschalung wurden diese

Zwischenhölzer aus dem Gußbeton entfernt und die entstandenen Löcher bei der späteren Herstellung des Torkretputzes geschlossen.

Die zylindrische Form, die der Turm früher über dem unteren, zwölfseitigen Sockel besaß, war durch eine zwölfseitige Form ersetzt worden, deren Kanten des besseren Aussehens wegen nicht gebrochen

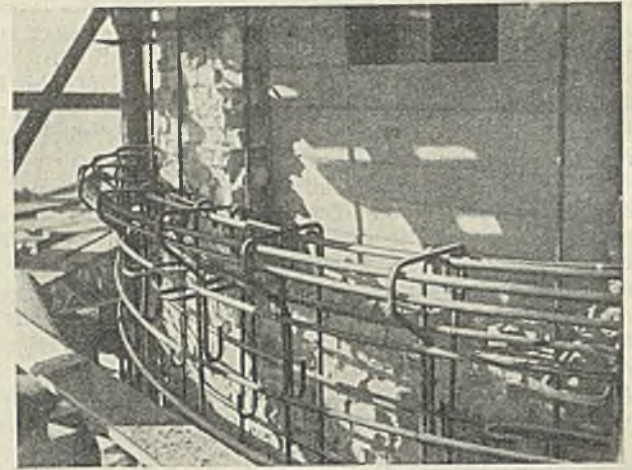


Abb. 10. Eiseneinlagen an einem Gesims.

waren. Um an allen Stellen für die neue Verblendung die nach der statischen Berechnung erforderliche Mindeststärke zu erhalten, mußte der Halbmesser des dem Zwölfeck einbeschriebenen Kreises durchweg um 10 cm größer gewählt werden als der des alten Turmquerschnittes, vgl. die gestrichelten Linien in Abb. 1 u. 3. Auch der untere Sockel wurde aus diesem Grunde um 10 cm stärker.

Der Gußbeton für die neue Verblendung (rd. 160 m<sup>3</sup>, 1:6) wurde mit Motorwinde in Kübeln am Gerüst hochgewunden. In einer bestimmten Höhe zogen Arbeiter den Kübel hinein und schütteten die Mischung in hölzerne Verteilungswannen, die entsprechend dem Baufortschritt auf den einzelnen Arbeitsböden aufzustellen waren (Abb. 11). Aus den Wannen

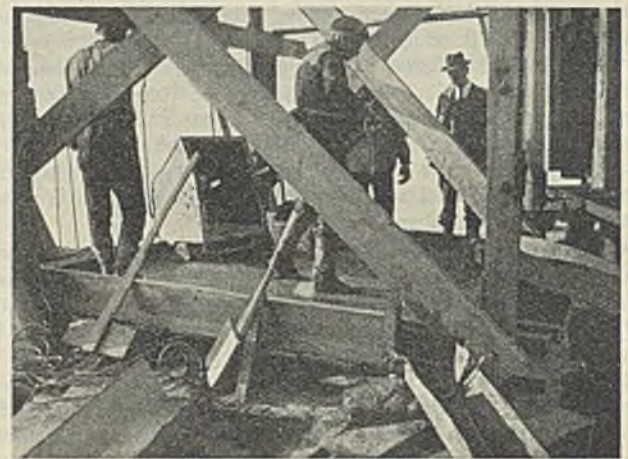


Abb. 11. Verteilung des Gußbetons.

floß der Beton in flach geneigten Blechrinnen in die Schalung, wobei die Rinnen gleichmäßig über die zu gießenden Flächen fortbewegt und größere Fallhöhen vermieden wurden, um die Entmischung des Betons während des Gießens zu verhindern. Vor dem Aufbringen einer neuen Schicht mußte die Oberfläche der vorhergehenden aufgeraut und gereinigt werden. Zur Beschleunigung des Gußverfahrens richtete der Unternehmer Doppelschichten ein.

Die obersten Teile der neuen Verblendung konnten bei dem Gießen keinen vollkommenen Anschluß an die liegengebliebenen Granitsteine des Umganges und des Kranzgesimses erhalten. Hier trat der Torkretapparat in Tätigkeit und dichtete einwandfrei sämtliche Hohlräume, die unter den Steinen noch vorhanden waren.

Sobald der Gußbeton hinreichende Festigkeit erlangt hatte, durfte die Ausschalung vorgenommen werden, worauf die Verlegung der beiseite gesetzten Steine der Fensterbrüstungen an die Reihe kam. Die vorhandenen Granitsteine der beiden Gesimse des alten, zwölfseitigen Sockels reichten in ihrer Gesamtlänge nicht mehr aus, da der neue Mantel durchweg 10 cm stärker war als der alte und somit einen größeren Umfang bekam. Es waren daher noch neue Steine von der Form und dem Aussehen der alten zu beschaffen. Eine Erneuerung sämtlicher Steine hätte



zu große Kosten verursacht, die vorhandenen hatten zum größten Teil beim Herausnehmen auch keinen Schaden erlitten und konnten durch Abstocken der obersten Schicht leicht gesäubert werden. Diese Arbeit und Lieferung war der Firma Max Wilhelm, Stralsund, übertragen und ist gut gelungen, so daß nach dem Einbau ein Unterschied zwischen altem und neuem Material nicht zu bemerken war.

Den Torkretputz in der vorgeschriebenen Stärke von 2 cm ließ die Firma Philipp Holzmann unter Verwendung der Zementkanone, Maschinentype B. 00, auf der gründlich aufgerauten, 436 m<sup>2</sup> großen Außenhaut des Gußbetons aufbringen. Die Zementkanone stand am Fuße des Turmes und drückte die Mischung, die keinen Farbzusatz bekam, mit Druckluft in einem Schlauch auf die verschiedenen Stockwerke des Gerüsts; kurz vor dem Austritt aus der Spritzdüse erhielt sie den erforderlichen Zusatz von Wasser, das ihr in besonderem Wasserschlauch zugeführt wurde. Die Spritzdüse führte allein der Torkretmeister, er regelte dabei auch den Wasserzusatz. Es war ein besonders scharfer Steinsplitt von 0,1 bis 3,0 mm Korngröße beschafft und für die Mischung ein Verhältnis von 1:4 vorgesehen worden, da beim Anspritzen durch den Abprall mehr Kies als Zement verloren geht und man daher mit einer Verbesserung der Mischung im Putz auf 1:3 rechnen durfte. Das Aufspritzen geschah in mehreren Schichten unter Verzicht auf die Einlage eines Drahtgewebes. Auch die neue Stirnwand des Benzolkellers erhielt ebenfalls Torkretputz. Bei der Herstellung der Gußbetonverblendung und des Torkretputzes wurde hochwertiger Zement verwendet.

Am 25. Oktober 1926 waren die gesamten Arbeiten der Firma Holzmann beendet; der eigentliche Umbau des Turmes hat also die Zeit vom 1. Juli bis 25. Oktober — rd. 4 Monate beansprucht. Es folgte das Abnehmen des Gerüsts, der Abbruch der Baracken und die Abfuhr sämtlicher Geräte usw. nach ihrem Bestimmungsort, wobei die Verwaltung den Transport bis Stralsund auszuführen hatte. Den Schluß bildete die Beseitigung des Bauschuttes sowie der Abbau und die Abfuhr der Feldbahn. Kurz vor Weihnachten 1926 waren die letzten Spuren der Bau-tätigkeit auf der Insel verschwunden.

Bald nach dem Trocknen der Torkretputzschicht zeigten sich überall in Höhe der Stockwerke des ehemaligen Baugerüsts rd. 20 cm breite Ringe um den Turm, die sich durch eine hellere Färbung von der dunkleren grauen Farbe des Turmmantels abhoben. Sie waren vermutlich dadurch entstanden, daß an diesen Stellen der Putz nicht senkrecht, sondern von oben und unten her, also schräg aufgespritzt werden mußte, wobei ein vermehrter Abprall der Sandteilchen und somit eine stärkere Entmischung des Baustoffes als an den anderen Flächen eintrat. Ferner bemerkte man im Frühjahr 1927 in der Torkretputzschicht feine Risse, am meisten auf der Wetterseite des Turmes. Für das Auge waren sie besonders gut wahrnehmbar, wenn der Turm durch Regen feucht geworden war und hierauf abtrocknete. Die Feuchtigkeit hielt sich dabei in den Rissen länger als auf der Oberfläche, und es erschien ein unregelmäßiges Netz von dunklen Linien. Genaue Untersuchungen mit dem Vergrößerungsglas ließen erkennen, daß es sich durchweg um feine Haarrisse handelte, die keine größere Tiefe hatten. Ihre Entstehung war offenbar darauf zurückzuführen, daß die äußerste Haut des in mehreren Schichten aufgespritzten Torkretputzes in der scharfen Luft schneller ausgetrocknet war als die inneren Lagen. Diese Haarrisse ließen sich leicht durch Anstrich der Oberfläche mit Zementmilch schließen.

Bei den Untersuchungen des neuen Mantels schienen ferner an einigen Stellen Hohlräume zwischen der Putzschicht und dem Gußbeton vorhanden zu sein; sie hatten beim Aufschlagen mit dem Hammer einen etwas dumpfen Ton, während die übrigen Stellen heller klangen. Weitere Beobachtungen dieser Erscheinungen bis zum Frühjahr 1928 ließen eine Zunahme dieser vermeintlichen Hohlstellen weder an Zahl noch an Flächenausdehnung erkennen. Im Sommer 1928 wurden zur genaueren Prüfung mehrere Bohrlöcher mit Hilfe von Kronenbohrern durch den Putz hindurch bis in die Gußbetonschicht hineingetrieben. Die ausgebohrten Kerne zeigten ein festes und dichtes Gefüge, sie waren jedoch beim Ausbohren in mehrere scheibenförmige Teile zerbrochen, so daß aus diesen Bohrungen auf das Vorhandensein und die Lage einer Ablösungsschicht kein sicherer Schluß gezogen werden konnte. Durch weiteres Abschlagen und Aufmeißeln eines Stückes der Putzschicht ließ sich dann eine Fuge zwischen Putz und Gußbeton feststellen, die zunächst nicht wahrnehmbar war; sie wurde dadurch kenntlich, daß etwas Staub aus ihr herausrat. Man hatte aber den Eindruck, daß sich die Fuge erst beim Klopfen bildete. Diese Beobachtung führte zu dem Schluß, daß eine vollständige Ablösung der Schichten auch hier nicht bestand. Ein Klopfen am freigelegten Gußbeton zeigte, daß tieferliegende Hohlräume nicht vorhanden waren. Da somit keine nachteiligen Folgen zu befürchten waren, erschienen besondere Maßnahmen nicht erforderlich.

## 10. Schlußwort.

Durch den beschriebenen Umbau im Jahre 1926 hat der Leuchtturm Dornbusch eine erstklassige neue Verblendung und gleichzeitig auch eine größere Festigkeit erhalten; die vordem bei stärkeren Winden beobachteten Schwankungen sind auf ein geringes Maß zurückgeführt. 1929 erhielt der Turm vom Fahrkorbe aus einen Anstrich mit Zementmilch, der etwas Kalk zugesetzt war. Dadurch verschwanden die feinen Haarrisse und die zuerst erwähnten hellen Ringe; sie haben sich seitdem nicht wieder gezeigt, der Turm hat bis zum heutigen Tage eine gleichmäßige, hellgraue Farbe behalten (Abb. 12).



Abb. 12. Leuchtturm nach Beendigung sämtlicher Arbeiten.

Die auf 85 000 RM veranschlagten Kosten des Umbaus mußten um 14 000 RM überschritten werden, so daß er im ganzen rd. 99 000 RM gekostet hat.

Davon entfallen in runden Zahlen:

50 000 RM	auf	Arbeiten der Firma Holzmann
9 000 „	„	Baustoffe
7 000 „	„	das Gerüst einschl. einiger Nebenarbeiten
17 000 „	„	Beförderung einschl. Gleismiete
11 000 „	„	Bauleitung und Entwurfsbearbeitung
5 000 „	„	Sonstiges

zus. 99 000 RM.

In der Hauptsache sind die Mehrausgaben darauf zurückzuführen, daß die Arbeiten zur Sicherung des Unterbaues und die Beseitigung der schadhaften Stellen im alten Turmmauerwerk einen erheblich größeren Umfang hatten, als bei der Aufstellung des Entwurfes angenommen war. Außerdem überschritten auch die Preise für Betonarbeiten, Baustoffe sowie für Beförderung von Baustoffen und Geräten die Annahmen der Veranschlagung.

Zur Ausführung der Vorarbeiten, zur Bearbeitung der verschiedenen Entwürfe und zur Leitung des Umbaus war dem Verfasser, als dem Vorstände des Wasserbauamtes Stralsund-West, der Regierungsbaumeister Nickel als Hilfskraft überwiesen. Sämtliche Vorarbeiten leitete er von Stralsund aus. Zur Unterstützung wurde dem Bauleiter auf drei Monate noch der cand. ing. Grube beigegeben.

Dem vorbildlichen Zusammenarbeiten von Bauleitung und den Vertretern der Firma Holzmann, auf die der größte und schwierigste Anteil an den Unternehmerarbeiten entfiel, ist in erster Linie zu verdanken, daß der Umbau trotz mancher Störungen durch Sturm und Regen in verhältnismäßig kurzer Zeit zur vollen Zufriedenheit der Verwaltung ausgeführt werden konnte. Glücklicherweise haben sich keine Unfälle beim Bau ereignet.



Alle Rechte vorbehalten.

## Der Einsturz der Wirtschaftsbrücke bei Gartz a. d. Oder.

Von Regierungsbaurat Gaye, Norden, Ostfriesland.

### I. Teil. Die tatsächlichen Feststellungen. Der Einsturz.

Am 26. September 1926 sollte die neu erbaute Wirtschaftsbrücke über die Westoder bei Gartz<sup>1)</sup> vor zahlreichen bereits geladenen Gästen eingeweiht und dem Verkehr übergeben werden (Abb. 1).

Der vorhergehende Sonntag, der 19. September 1926, wurde zur Erledigung dringender Restarbeiten herangezogen: es waren noch Scharrierarbeiten an den Eisenbetonbogen fertigzustellen, das Gelände mußte angebracht werden — vor allem waren am wiesenseitigen Strompfeiler mit dem Hebebrahm (Abb. 2) noch die letzten eisernen Spundbohlen zu ziehen, die bereits vom Taucher unter Wasser in Höhe der Flußsohle abgeschnitten waren —, eine Arbeit, die beim stadtseitigen Strompfeiler ohne Schwierigkeiten und Zwischenfälle vor sich gegangen war. Die in Abb. 3 gestrichelten Spundbohlen waren bereits entfernt. Als die an der stromaufwärts, nach der Wiesenseite zu gelegenen Ecke des Spundwandkastens befindlichen Bohlen gezogen werden sollten, stellte sich heraus, daß die sechs Bohlen *a* bis *f*, die sich beim Einrammen stark verbogen hatten, so fest aneinander hingen, daß sie einzeln nicht entfernt werden konnten. Es wurde daher zunächst die mit *g* bezeichnete Bohle für sich gezogen und dann die aus den Bohlen *a* bis *f* bestehende Tafel an den Flaschenzug des Hebebrahmes angeschlagen. Durch senkrechten und seitlichen Zug gelang es, die Tafel vom Pfeiler loszulösen.

Als die Bohlentafel rd. 2,5 m angehoben war und schon in etwa 0,7 bis 1,0 m Entfernung vom Pfeiler frei schwebte, horten die im Beiboot befindlichen Leute, die vom Balkenkranz der Pfeilerschalung aus die Bohlentafel an dem Flaschenzug befestigt hatten, ein „Schurren“ aus der Richtung des Pfeilers. Da das Schurren sich anhörte, als wenn Holz auf Beton rieb, so hatten die Leute den Eindruck, als wenn die in den Spundwandkasten eingehängte Pfeilerschalung aus dem Wasser hochkäme. Um genauer beobachten zu können, wurde mit dem Hochwinden der

Knirschen und Schurren innerhalb der Pfeilerschalung in die Tiefe sank, ohne zunächst seine senkrechte Lage zu verändern — mit ihm die hier auflagernden Enden des wiesenseitigen und des mittleren Bogens. Dann überwarf sich der Pfeiler, als er nur noch 1 m aus dem Wasser herausragte, nach der Wiesenseite zu, der Mittelbogen rutschte vom stadtseitigen Strompfeiler ab, schlug mit ungeheurem Getöse aufs Wasser und verschwand in die Tiefe. Der wiesenseitige Bogen dagegen blieb auf dem wiesenseitigen Landpfeiler hängen und fiel nur mit dem wasserseitigen Ende ins Wasser. Der gesamte Einsturz ging innerhalb weniger Sekunden vor sich.

Fünf Arbeiter, die auf dem Mittelbogen arbeiteten, versuchten im Lauf den stadtseitigen Brückenbogen zu erreichen; ehe es ihnen glückte, rutschte der Mittelbogen vom stadtseitigen Strompfeiler ab und riß sie mit in die Tiefe. Zwei von ihnen konnten gerettet werden, drei büßten ihr Leben ein.

Der erste Befund nach dem Einsturz.

Abb. 4 bis 7 zeigen die eingestürzte Brücke.

Am 26. September 1926 ist mit den Untersuchungen über die Ursachen des Brückeneinsturzes begonnen worden.

Mit den hierzu notwendigen Taucherarbeiten wurde die Firma Fr. Flohr, Kiel, beauftragt. Die Untersuchungen wurden unter Leitung des Staatlichen Wasserbauamtes Stettin vorgenommen.

Es wurden damals zunächst folgende Tatsachen festgestellt:

1. Der wiesenseitige Strompfeiler ist in einer Höhe von 0,3 bis 3,0 m über Flußsohle gebrochen; der obere, etwa 8 bis 9 m lange ziemlich unversehrte Schaft ist nach der Mittelöffnung zu über den stehengebliebenen Pfeilerstumpf abgerutscht und liegt schräg über diesem (Abb. 8). Die rd. 3 m hohe Bruchschicht liegt als Geröll an den beiden Längsseiten des Pfeilers.

2. Der mittlere Brückenträger ist vollständig ins Wasser gestürzt, die beiden Bogen sind mehrfach gebrochen, die Zugbänder und die Fahrbahn scheinen gerissen zu sein (Abb. 9 bis 11).



Abb. 1. Die Gartz Wirtschaftsbrücke wenige Tage vor dem Einsturz.



Abb. 2. Der Hebebrahm zieht die eisernen Spundwände an der stromauf gelegenen Seite des wiesenseitigen Strompfeilers.

Spundwände angehalten. Plötzlich bemerkte der Hilfspoller, daß nicht die Pfeilerschalung hochkam, sondern daß der Pfeiler selbst ganz langsam senkrecht heruntersackte. Es ist dann von den Arbeitern beobachtet worden, daß der Pfeiler erst langsam, dann schneller unter fortwährendem

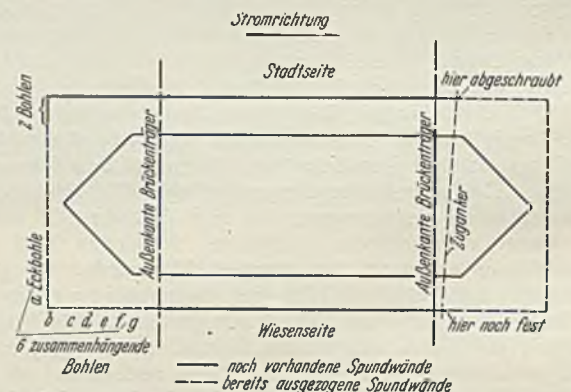


Abb. 3. Das Ziehen der Spundwand des wiesenseitigen Strompfeilers am 19. September 1926.

3. Der wiesenseitige Brückenträger ist vom wiesenseitigen Strompfeiler abgerutscht, während er auf dem wiesenseitigen Landpfeiler noch aufliegt; die beiden Bogen und die Zugbänder zeigen gegenüber dem Mittelträger verhältnismäßig geringe Beschädigungen; jedenfalls scheinen die Bogen nicht gebrochen und die eisernen Zugbänder nicht gerissen zu sein. Dagegen ist der wiesenseitige Träger um etwa 1 m über sein landseitiges Auflager nach dem Lande zu verschoben worden, und zwar mit einer solchen Kraft, daß die auf dem wiesenseitigen Landpfeiler liegende kleine Stützmauer in die Rampenschüttung hineingedrückt wurde (Abb. 12). Außerdem ist das stadtseitige Ende des wiesenseitigen Brückenträgers um etwa 0,7 m aus der Brückenachse heraus stromaufwärts verschoben.

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1926, Heft 55, S. 846.



4. Der stadtseitige Brückenträger steht unversehrt auf seinen beiden gleichfalls unversehrten Pfeilern.

Weitere Einzelheiten können aus dem in der Zeitschrift „B. u. E.“ 1927, Heft 1 vom 5. Januar 1927 erschienenen Aufsatz von Dipl.-Ing. Fr. R. Habicht: „Die Eisenbetonüberbauten der Gartzter Brücke, ihr Verhalten beim Einsturz und ihre Verwendung“ entnommen werden.

Nach diesem Befund konnte, in Übereinstimmung mit dem genannten Aufsatz, festgestellt werden:

„Die Ursache des Unglücksfalles ist einzig und allein in dem Versagen des wiesenseitigen Strompfeilers zu suchen. Dieser Pfeiler stürzte in sich zusammen und riß die beiden anschließenden Überbauten mit sich in die Tiefe.“

#### Der mutmaßliche Vorgang des Brückeneinsturzes.

Nach den bei diesen und den späteren Untersuchungen gemachten Feststellungen wird man sich den Vorgang des Brückeneinsturzes folgendermaßen vorstellen können:

Der wiesenseitige Strompfeiler brach in einer Zone von 0,3 bis 3,0 m über Flußsohle in sich zusammen, der obere Pfeilerschaft sackte zunächst senkrecht herunter, stieß auf den stehengebliebenen Pfeilerstumpf und rutschte über diesen nach der Mittelöffnung zu hinweg, bis er in schräger Lage auf ihm liegen blieb.

Das wiesenseitige Ende des mittleren Brückenträgers ging mit dem zusammenbrechenden Pfeiler in die Tiefe. Nach dem Aufschlagen auf das Wasser glitt der schräg liegende Träger vom stadtseitigen Strompfeiler ab, das stadtseitige Ende schlug mit großer Gewalt auf Wasser und dann auf die Flußsohle, so daß die Bogen, die Zugbänder und die Fahrbahn mehrfach rissen.

Das stadtseitige Ende des wiesenseitigen Trägers ging ebenfalls mit dem zusammenbrechenden Pfeiler in die Tiefe, blieb aber zunächst auf den noch unter der Fahrbahn stehenden eisernen Spundbohlen hängen. In dieser pendelnden Lagerung muß der wiesenseitige Brückenträger einen starken Schub von dem mittleren Brückebogen erhalten haben, so daß er sich etwa 1 m über den wiesenseitigen Landpfeiler hinweg schob und die auf diesem befindliche kleine Stützmauer in die Rampenschüttung hineindrückte.

Schließlich haben sich die eisernen Spundbohlen durch die Fahrbahn des wiesenseitigen Brückenträgers hindurchgebohrt, so daß das stadtseitige Ende mehr oder weniger langsam ins Wasser ging, bis es auf der Flußsohle anlangte.

#### Der weitere Befund bei den Abbruch- und Räumungsarbeiten.

Gelegentlich der von der Wasserbaudirektion Stettin im Interesse der Schifffahrt angeordneten Räumungs- und Abbrucharbeiten sind durch die Unternehmungen Ph. Holzmann, Zweigniederlassung Stettin, und Fr. Flohr, Kiel, weitere Untersuchungen an den beiden Strompfeilern vorgenommen worden.

Nach den hierbei bei dem eingestürzten Pfeiler gemachten Feststellungen und nach einer äußeren Untersuchung des stadtseitigen Strompfeilers schien es geraten, auch diesen Pfeiler zu entfernen, da für seine Tragfähigkeit und Haltbarkeit keine Gewähr übernommen werden konnte. Nachdem der stadtseitige Brückenträger mittels zweier Schwimmprahme von seinen Auflagern abgehoben, seitlich verfahren und in einem



Abb. 4. Die Gartzter Wirtschaftsbrücke nach dem Einsturz.



Abb. 5.

Rechts: Der stehengebliebene stadtseitige Bogen. Mitte: Der vollkommen zerstörte Mittelbogen. Links: Der schräg im Wasser liegende wiesenseitige Bogen.

Altarm der Oder auf eine vorbereitete Rüstung abgesetzt war<sup>2)</sup>, wurde der stadtseitige Strompfeiler vorsichtig gesprengt und die Trümmer mittels Greifbagger beseitigt. Die hierbei gemachten Feststellungen hatten die schlimmsten Befürchtungen übertrroffen.

Es mag an dieser Stelle kurz darauf hingewiesen werden, daß die von verschiedenen Seiten gegen die Wasserbauverwaltung aus Anlaß des Abbruchs des stadtseitigen Strompfeilers gerichteten Vorwürfe — die teils von interessierter Seite (Beton u. Eisen 1927, Heft 2, S. 37, Heft 3, S. 53), teils leider von der schweizerischen Fachpresse (Schweiz. Bauztg., Bd. 89, Heft 12) erhoben worden sind — vollständig ungerechtfertigt waren. Es ist als ein Glück zu bezeichnen, daß die Wasserbauverwaltung die von ihr als richtig erkannten Maßnahmen unbeirrt durch Angriffe von nicht genau über den Tatbestand unterrichteter Seite durchgeführt hat. Ein größeres Unglück wäre sonst unvermeidbar gewesen.

Beim Wegräumen des gebrochenen wiesenseitigen Strompfeilers und beim Abbruch des stadtseitigen Strompfeilers sind zahlreiche Proben (rd. 100 Stück) entnommen worden, die zum Teil in den Abb. 13 bis 22 dargestellt sind.

Faßt man die Feststellungen an diesen Proben bei den gerichtlichen Augenscheinsterminen, die Taucheruntersuchungen und die bei den Abbruch- und Räumungsarbeiten gemachten Beobachtungen zusammen, so ergibt sich folgendes Bild:

<sup>2)</sup> S. auch Beton u. Eisen 1927, Heft 3, und Z. d. Oe IAV 1930, Heft 17/18.



Abb. 6. Links der zerstörte Mittelbogen, rechts der schräg im Wasser liegende wiesenseitige Bogen.



Abb. 7.

Im Vordergrund der unversehrte stadtseitige Bogen.



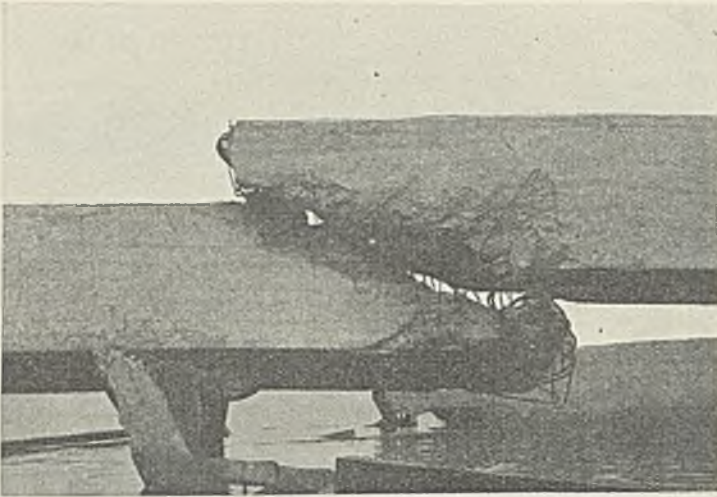


Abb. 9. Bruch im Mittelbogen.

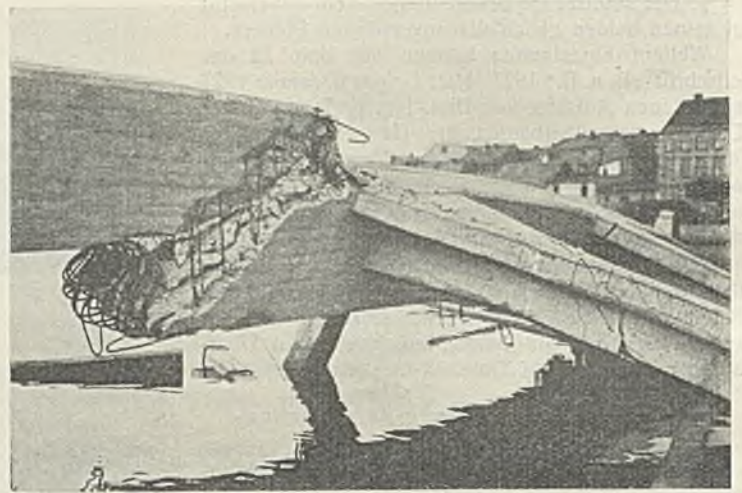


Abb. 10. Bruch im Mittelbogen.

a) Pfeilerfundament.

1. Um festzustellen, welche Beschaffenheit die Pfeilerfundamente hatten, sind durch das Fundament des wiesenseitigen Pfeilers drei, durch das des stadtsseitigen Pfeilers zwei Bohrlöcher hindurchgetrieben worden, und zwar mit einem Ventilbohrer von 19 cm äußerem Durchmesser. Der Ventilbohrer wurde angewandt, wenn die zu durchbohrenden Massen wenig Widerstand leisteten; wurden widerstandsfähigere Schichten oder Schichten aus grobem Material angetroffen, so mußten diese zunächst mit einem Fallmeißel (bis zu 5 Ztr. Gewicht) zertrümmert werden, erst dann konnte der Ventilbohrer angesetzt werden.

Mithin war offenbar eine Schichtung im Fundamentbeton vorhanden.

2. Beim stadtsseitigen Pfeiler konnten bei dem in der Mitte liegenden Bohrloch 2 die Bohrröhre schneller hineingetrieben werden als bei dem in einer stromaufwärts gelegenen Ecke gebohrten Loch, da bei ersterem der Fallmeißel nicht benötigt wurde. Bei Bohrloch 1 mußte immer abwechselnd mit dem Fallmeißel und dem Ventilbohrer gearbeitet werden.

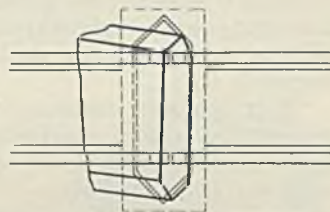
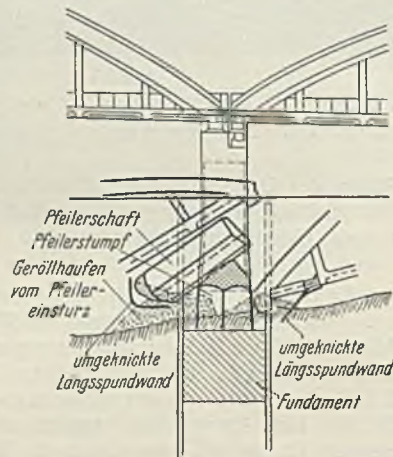


Abb. 8. Der wiesenseitige Strompfeiler nach dem Einsturz.

Beim wiesenseitigen Pfeiler wurde beim mittleren Bohrloch 3 der Fallmeißel nur wenig gebraucht, während er bei den in der Nähe der Ecken liegenden Löchern 1 und 2 häufiger in Tätigkeit gesetzt werden mußte.

Hieraus geht hervor, daß das Material in der Mitte der Fundamente weniger fest war als an den Seiten.

Beim Bohren im Fundament trübte sich das Wasser im Bohrröhr milchig; traf man festere Schichten an, so wurde das milchige Wasser zu einem dünnflüssigen Schlamm.

3. Eine eingehende Besichtigung der in Kasten aufbewahrten Bohrproben ergab, daß die Bohrproben aus dem wiesenseitigen Pfeilerfundament aus gemischkörnigem Kies bestanden, der nur wenig Zement enthielt. Lediglich bei dem in einer Ecke des Spundwandkastens gelegenen Bohrloch 2 wurde in den oberen Schichten etwas mehr Zement angefundene, und zwar als zertrümmerte Zementmasse. Eine augenscheinliche Trennung von fein- und grobkörnigem Kies wurde nicht festgestellt.

Der Befund des Bohrmaterials aus dem Fundament des stadtsseitigen Pfeilers entspricht im allgemeinen dem des wiesenseitigen Pfeilers.

Das gewonnene Bohrmaterial hatte in keiner Hinsicht das Aussehen von zerkleinertem, einwandfreiem Beton, sondern das Aussehen von fast reinem Kies.

In der Mitte des stadtsseitigen Strompfeilers ist — etwa 0,5 m unter Oberkante des Fundamentsockels — ein sehr hartes Bruchstück aus reinem Zement von blaßbläulicher Farbe gefunden worden.

b) Aufgehendes Mauerwerk.

Soweit beide Strompfeiler unter Wasser geschüttet sind — der wiesenseitige Strompfeiler ist bis etwas über Mittelwasser, der stadtsseitige Pfeiler bis rd. 2 m unter Mittelwasser im Unterwasser-Schüttverfahren hergestellt worden —, zeigt der Beton im oberen Teil das Aussehen und die Festigkeit eines nicht besonders guten porösen Betons. Die Festigkeit dieses Betons war immerhin eine solche, daß er trotz der Sprengungen noch in großen zusammenhängenden Blöcken von 1/3 bis



Abb. 11. Wiesenseitiges Ende des Mittelbogens.



Abb. 12. Das Auflager des wiesenseitigen Bogens hat sich um rd. 1,0 m nach dem Lande zu verschoben.





Abb. 13. Blöcke aus dem stadtseitigen Strompfeiler, etwa 1,5 bis 2,5 m unter Mittelwasser.

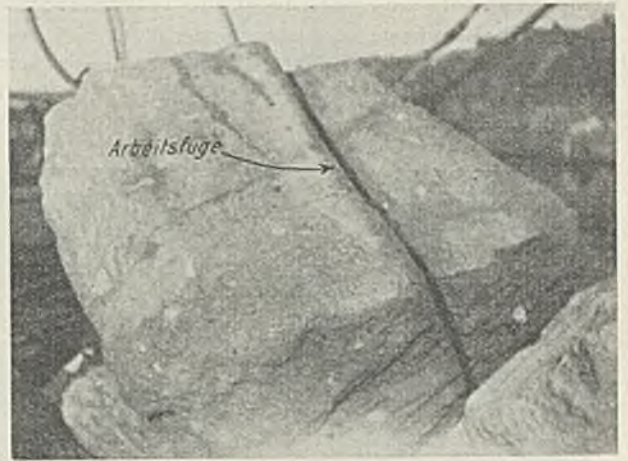


Abb. 16. Blöcke aus dem stadtseitigen Strompfeiler, rd. 1,8 bis 2,8 m unter Mittelwasser.



Abb. 14. Block aus dem stadtseitigen Strompfeiler, rd. 2,7 m unter Mittelwasser.



Abb. 15. Block aus dem stadtseitigen Strompfeiler, rd. 2,7 m unter Mittelwasser (Pfeilerspitze stromaufwärts).



Abb. 17. Block aus dem wiesenseitigen Strompfeiler, rd. 1,0 m unter Mittelwasser.

1 m<sup>3</sup> Größe mit Ketten oder Seilen gehoben werden konnte (Abb. 13 bis 17).

Daß der Beton noch mehrere Meter unter der oberen Schüttgrenze eine gewisse Festigkeit gehabt hat, beweist auch die Tatsache, daß der abgestürzte Pfeilerschaft trotz des Sturzes unter der Auflast der beiden anschließenden Brückenbögen bis etwa 3 m unter Mittelwasser eingermaßen heil geblieben ist (Abb. 8 u. 18).

In den tieferen Lagen tritt mehr und mehr eine Schichtbildung zutage; anfangs erscheinen dünne Zementschichten zwischen Schichten verhältnismäßig einwandfreien Betons (Abb. 19 u. 20) — weiter unten werden die Betonschichten bröckelig. Je tiefer die Schichten unter dem Wasserspiegel liegen, desto stärker werden diese bröckeligen Betonschichten (Abb. 21).

Schließlich gehen sie 2 bis 3 m über dem Fundamentsockel in eine fast kiesartige Masse über, die nur lose durch geringe Zementumhüllung zusammengehalten wird (Abb. 22).

Von der außerordentlich schlechten Beschaffenheit des unteren Teils des Pfeilerschaftes zeugen folgende Tatsachen:

Beim stadtseitigen Strompfeiler konnte ein Rundisen von 30 mm Stärke und 4,10 m Länge, das mit einer Schneide von 60 mm Breite und 10 mm Stärke versehen war, in einer Tiefe von — 4,80 NN (rd. 4,5 m unter MW) lediglich durch Stoßen (ohne Schlagwerkzeug) und Drehen an einem rechtwinklig abgelenkten Arm von den Tauchern von Hand vollständig durch den Pfeiler durchgestoßen werden, und zwar die ersten 1,10 m in 30 min, die nächsten 1,60 m in 60 min.

Die Taucher konnten mit dem Tauchermesser oder mit Meißeln ohne wesentliche Anstrengung in den Stadtpfeiler Löcher bis zu 50 und 70 cm Tiefe einarbeiten. Dabei stellte sich heraus, daß auch hier weichere Schichten mit härteren wechselten.

Nachdem der stadtseitige Pfeiler bis auf etwa — 4,00 bis — 5,70 NN (MW + 0,28) abgetragen war, wurden von Tauchern in den rd. 11 m langen Pfeilerstumpf, 50 cm über Fundamentsockel, 4 Löcher eingebohrt, und zwar je in 1/2 Stunde 1 m tief lediglich mit Hilfe eines 30 cm starken Rundisens. In diese Löcher wurden dann je 5 Patronen von 100 g Ammonit-

Gelatine (Sicherheitssprengstoff) eingebracht. Nach dem Sprengen fand sich ein Kieshaufen vor, der nicht mehr, wie bisher mit einem Zahngreiferkorb, sondern nur noch mit einem Sandgreiferkorb gehoben werden konnte. Von diesem Kies sind rd. 85 m<sup>3</sup> gehoben und zum Teil, so wie er gewonnen war, zur Befestigung eines Promenadenweges in Gartz verwendet worden (vgl. Abb. 22).

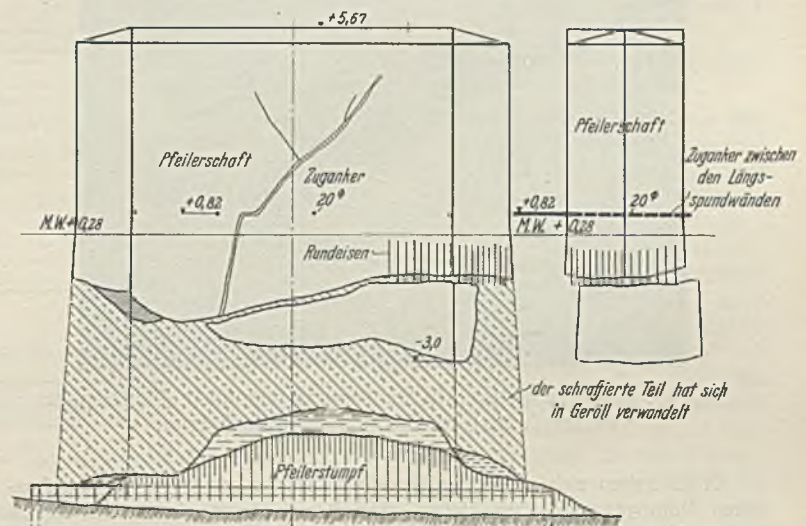


Abb. 18. Rekonstruierter wiesenseitiger Strompfeiler.

Dieser Kies stammt aus derselben Höhenlage des stadtseitigen Strompfeilers, in der beim wiesenseitigen eingestürzten Pfeiler die Bruchzone liegt. Bei letzterem hat sich ein etwa 2,5 bis 3,00 m hohes Stück des Pfeilerschaftes über dem Fundamentsockel in einen aus ähnlichem Material bestehenden Schutthaufen verwandelt.



Bemerkenswert sind noch folgende Tatsachen:

1. Von der Unterkante des abgestürzten Pfeilerschaftes an der Pfeilerspitze — etwa 2 m unter dem Wasserspiegel — ist vom Taucher ein sehr hartes Bruchstück losgeschlagen worden, das fast ganz aus reinem Zement besteht.



Abb. 19. Block aus dem stadtseitigen Strompfeiler (Pfeilerspitze stromaufwärts), rd. 5,0 m unter Mittelwasser.

2. Es haben sich zahlreiche Betonbruchstücke gefunden, die das Aussehen homogenen Betons hatten, die aber — trotz eines nachträglich festgestellten Mischungsverhältnisses von z. B. 1:12 — doch kaum irgend eine Festigkeit aufwiesen, vielmehr als „mürbe“ zu bezeichnen waren.

3. Solange die aus dem Wasser herausgeholteten Betonbruchstücke noch naß waren, ließen sich mit der Hand faustgroße Stücke unter Anwendung von etwas Kraft abbrechen; die Oberfläche war bröckelig. Sobald diese Stücke an der Luft trocken wurden, verloren sie ihre betongraue Farbe, sie wurden weiß und nahmen an Festigkeit zu.

4. In dem „Geröll“ aus der Bruchzone des wiesenseitigen Strompfeilers war reichlich loser Zementstaub vorhanden, alle Kiesel waren mit einer Zementhaut überzogen.

5. Heiß umstritten war bei den Beweisaufnahmen beider Prozesse ein Block IX (Abb. 23), der am 16. März 1927 — d. h. rd. 11 Monate nach der Betonierung — aus dem Wasser geholt worden war. Dieser Block stammt aus dem stadtseitigen Strompfeiler, und zwar aus einer Zone von etwa — 2,00 bis — 2,50 NN, jedenfalls einer Schicht, die noch im Unterwasser-Schüttverfahren hergestellt ist.

Die Sachverständigen, die den Block unmittelbar nach der Hebung aus dem Wasser besichtigt haben: zwei höhere Baubeamte, zwei Diplom-Ingenieure, ein Ingenieur, ein Strommeister, zwei Taucher, sowie die Gerichtspersonen haben nichts weiter festgestellt, als daß man beim Befühlen der etwas hervortretenden Kanten die Spitzen mit dem Finger leicht abbröckeln konnte, und daß der Block beim Lagern an der Luft an einigen Stellen weiß und fester wurde.

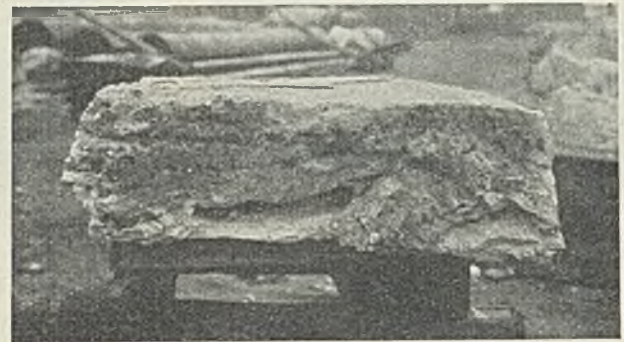


Abb. 20. Block aus dem abgebrochenen Pfeilerschaft des wiesenseitigen Strompfeilers (Pfeilerspitze stromabwärts).

In der Beweisaufnahme wurde von mehreren Personen, darunter einem höheren Baubeamten und dem Bürgermeister der Stadt Gartz, die den Block wenige Tage nach seiner Bergung gesehen haben, angegeben, daß die gesamte Oberfläche des Blocks noch feucht und weich wie Lehm gewesen sei, die glitschig-seifige Schicht sei 1½ bis 2 cm stark gewesen. Andere Personen behaupten, der Block sei so hart gewesen, daß Meißel erforderlich gewesen wären, um ein Stück abzusprennen.

Ein aus dem Innern dieses Blocks IX herausgearbeiteter Würfel von 20 cm Seitenlänge ist nach rd. 11 Monaten Wasserlagerung und 19 Monaten Luftlagerung im Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem abgedrückt worden, er hatte eine Druckfestigkeit von 124 kg/cm<sup>2</sup>.

c) Oberhalb des Fundamentsockels hat sich bei beiden Strompfeilern zwischen Spundwand und Pfeilerschalung am ganzen Umfang, sogar bis in die Eckbohlen hinein, eine gelblich-hellgraue Masse von geringem spezifischen Gewicht ( $\gamma = 1,2$ ) und geringer Festigkeit angefangen (Abb. 24), die nach mehreren Analysen die Zusammensetzung eines gewöhnlichen Portlandzementes hat, teilweise mit geringfügigen Einlagerungen von feinstem Sand (Abb. 25).

Diese Masse hat eine Höhe von 0,4 bis 2,5 m. Es sind mehrere Blöcke gehoben worden, die mehr als 1 m<sup>3</sup> Inhalt hatten (Abb. 26 u. 27).

Auch innerhalb des Schalungsmantels hat sich diese Zementmasse in großen Blöcken angefangen (Abb. 28).

Die Zementblöcke hatten beim Herausholen aus dem Wasser an der Oberfläche eine schmierig-weiße Deckschicht von etwa 2 cm Stärke; im Innern war die Masse so weich wie harte Butter, man konnte ohne besondere Mühe die Klinge eines Taschenmessers bis zum Heft hineinstechen. Hatten die Blöcke einige Zeit an der Luft gelegen, so wurden sie zunächst fest, zerfielen jedoch im Laufe längerer Zeit in tausend kleinste Stücke.





Abb. 21. Block vom unteren Ende des abgebrochenen Pfeilerschaftes des wiesenseitigen Strompfeilers.



Abb. 23. Block IX.



Abb. 22. Bröckelige Betonmasse aus dem stadtseitigen Strompfeiler, rd. 7,3 m unter Mittelwasser mit dem Sandgreifer gehoben.

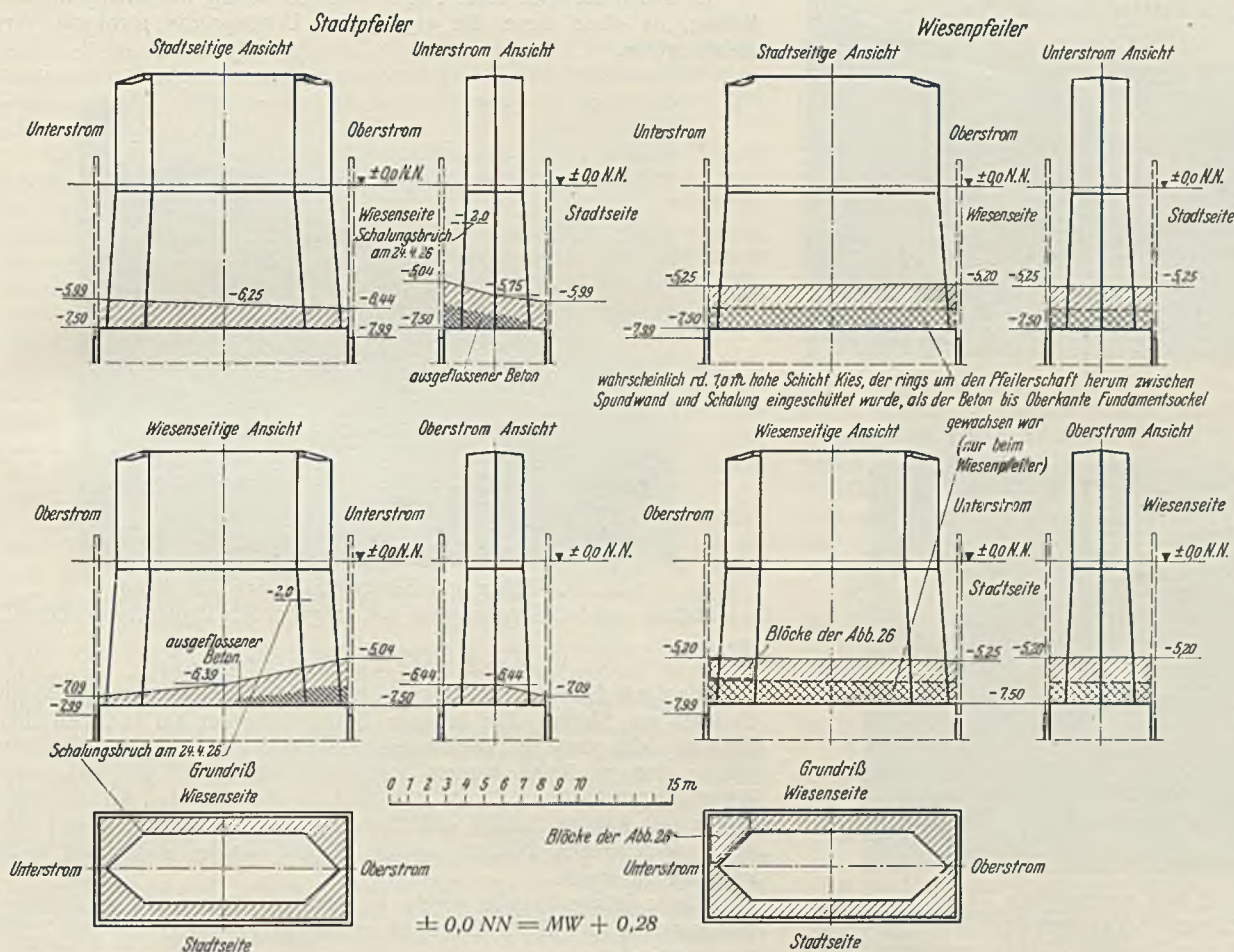


Abb. 24. Zementmasse zwischen Spundwand und Schalung (die Zementmasse ist schraffiert).

Die Zementmasse war in sich selbst geschichtet, wie Abb. 29 zeigt, und machte den Eindruck eines Sediments, daß sich langsam im Wasser abgesetzt hat; der Bruch war schalenförmig.

d) Einer besonderen Erwähnung bedarf derjenige Teil des stadtseitigen Strompfeilers, der aus Anlaß eines Schalungsbruches unter Wasserhaltung von  $-2,00$  NN bis zum Wasserspiegel im Trockenem gegossen ist. Die Wasserhaltung wurde 10 Stunden nach Beendigung der Betonierungsarbeiten eingestellt.

Der Beton dieses Pfeilerteils wies bei den Abbrucharbeiten folgende Merkmale auf:

1. Die in Höhe des Mittelwassers liegende Schicht hatte an der Oberfläche das Aussehen eines verhältnismäßig schlechten Betons.

2. Zur Herstellung von Sprenglöchern wurden mit Preßluftbohrern drei Bohrlöcher vom Wasserspiegel ab auf 1,87 m Tiefe heruntergebracht. Auf 0,80 bis 1,00 m Tiefe war das Material widerstandsfähig, darunter loser.

3. Bei der Sprengung selbst zerfiel dieser Pfeilerteil in größere, teils ziemlich scharfkantige Blöcke (Abb. 13 u. 16). Aus diesen Blöcken sind Würfel von 20 cm Seilenlänge herausgeschnitten und vom Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem abgedrückt worden. Ihre Druckfestigkeit betrug nach rd. 11 Monaten Wasserlagerung und darauffolgender 19 monatiger Luftlagerung 131, 168 und 254 kg/cm<sup>2</sup>.

4. Bei den Abbrucharbeiten konnte der Taucher in etwa 50 cm Tiefe unter dem Wasserspiegel mit dem Tauchermesser Löcher aus dem Beton auskratzen, und zwar bis zu 50 cm Tiefe.

**Aufgabe der Sachverständigen**

war es nunmehr, aus diesem Befund, im Zusammenhang mit dem Entwurf, der landespolizeilichen Genehmigung, den Bauanweisungen, der Bauausführung, den zeitlichen Umständen vor, während und nach dem Bau, den Zeugenaussagen und unter Feststellung der zur Zeit der Bauausführung geltenden Regeln der Baukunst eine Erklärung für den Einsturz der Brücke zu geben, die dem Gericht die Beurteilung der Schuldfrage gestattete.

Insbesondere kam es darauf an, die örtliche Trennung von Kies und Zement, die Beschaffenheit der Zementmasse und



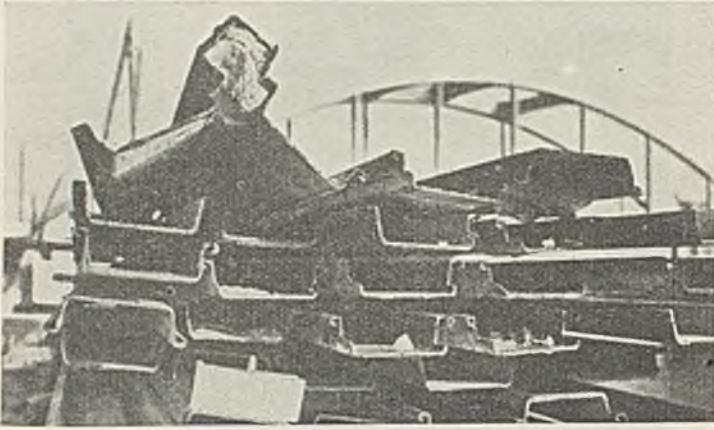


Abb. 25. Der ausgespülte Zement hat sich in den Wellen der eisernen, später abgeschnittenen und ausgezogenen Spundbohlen abgesetzt; ein Teil der Bohlen ist bereits gereinigt.



Abb. 26. Zwei Blöcke von ausgespültem Zement, der sich etwa 6 m unter Mittelwasser zwischen dem Schalungsmantel des aufgehenden Pfeilers und dem Spundwandkasten angesammelt hat (eingestürzter Pfeiler).

gewisse besondere Beobachtungen vollständig eindeutig zu klären. Das war um so schwieriger, als niemand den Bauvorgang beobachtet hat, da er unter Wasser vor sich gegangen ist.



Abb. 27. Ein Block ausgespülten Zementes wird innerhalb von zwei Stunden mit der Schrotsäge durchgeschnitten.

Es bedarf hiernach einer eingehenden Erörterung der Entstehung der Brücke, da ohne diese die ergangenen Urteilsprüche nicht zu verstehen wären.



Abb. 28. Beton und Zementmasse aus dem Raum innerhalb des Schalungsmantels des aufgehenden Pfeilermauerwerks.

#### Die Vorgeschichte des Brückenbaues.<sup>3)</sup>

Die Stadt Gartz liegt am linken Ufer der West-Oder, etwa 30 km oberhalb von Stettin. Zur besseren Erschließung der am rechten Ufer der West-Oder gelegenen, der Stadtgemeinde und ihren Bürgern gehörigen Wiesen von rd. 60 000 Morgen war schon seit Jahren der Bau einer Wirtschaftsbrücke über die Oder geplant, da die bisherige Art der Heuabfuhr mit Kähnen infolge der Eindeichung der Oderwiesen und der damit verbundenen Zuschüttung der Nebengewässer mehr und mehr unterbunden wurde.

Dieser Brückenbauplan wurde im Frühjahr 1924 von dem früheren Bürgermeister der Stadt Gartz St. erneut aufgegriffen. Im Mai 1924

<sup>3)</sup> Vgl. Bautechn. 1930, Heft 53/54 u. 55.



erklärte sich die Stadtverordnetenversammlung grundsätzlich mit dem Bau einer Wirtschaftsbrücke über die Oder einverstanden. Im Juni lud der Magistrat durch Ausschreibung eine Reihe leistungsfähiger Firmen zur Vorlage eines Brückenentwurfes ein. Es gingen 21 Angebote ein. Da die Unterlagen für die Ausschreibung nur mangelhaft gewesen waren, so waren die Angebote sehr verschieden ausgefallen, und die Auswahl des technisch und wirtschaftlich besten Angebots war nicht leicht. Vor allem lag die Finanzierung des Brückenbaues noch gänzlich im Dunkel.

Anfang September 1924 legte die an dem bisherigen Wettbewerb nicht beteiligte „Allgemeine Bau-Aktiengesellschaft Berlin“ (abgekürzt „Aba“) der Stadtgemeinde einen eigenen Brückenentwurf und einen Finanzierungsplan vor, nach dem die Firma der Stadt Wechselanleihen geben wollte.

Ende September 1924 erklärte sich eine Bürgerversammlung und danach der Magistrat damit einverstanden, daß mit der „Aba“ weiter verhandelt und ein genauer Entwurf der Brücke und eines etwa abzuschließenden Vertrages aufgestellt werden sollte. Insbesondere sollten die Unterlagen durch einen technischen Sachberater genau nachgeprüft werden. Dem Bürgermeister St. erschien damit die Vergebung des Brückenbaues an die „Aba“ gesichert, und er forderte die Firma auf,

eine gütliche Einigung mit der „Aba“ von allen Seiten als die zweckmäßigste Lösung angesehen wurde. Nachdem die „Aba“ nach weiteren Verhandlungen sich unter Ermäßigung ihres Angebots bereit erklärt hatte, den gesamten Brückenbau zum Pauschalpreise von 350 000 RM auszuführen, wurden die inzwischen eingeleiteten Verhandlungen mit den anderen Firmen eingestellt und mit der „Aba“ am 25. August 1925 der endgültige Vertrag abgeschlossen.

Diese eingehende Darstellung der Vorgeschichte der Auftragserteilung an die „Aba“ erschien erforderlich, um klarzustellen, wie verworren die ganzen Verhältnisse lagen und daß gewissermaßen von vornherein ein Unstern über dem Brückenbau stand.

#### Der Brückenentwurf.<sup>4)</sup>

Die neue Brücke sollte die Oder mittels dreier Eisenbetonbogen, die als statisch bestimmt gelagerte Zweigelenkbogen mit Zugband ausgebildet waren, überspannen (Abb. 30). Die Achsenentfernung der beiden Stropfweiler sollte 58,2 m, der Abstand zwischen den Landwiderlagern und den Stropfweilern je 37,70 m betragen. Zu beiden Seiten der Brücke schlossen sich Rampen an, und zwar stadtseitig eine Eisenbetonrampe, wiesenseitig ein über 6 m hoher aufgespülter Damm. Die Pfeil-

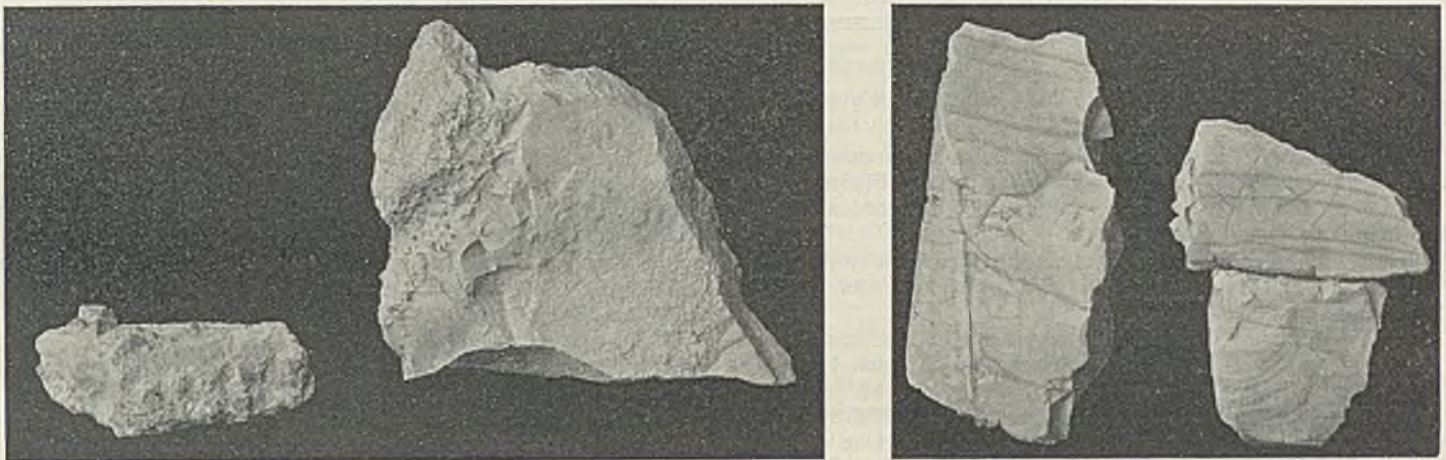


Abb. 29. Die ausgespülte Zementmasse zeigt in sich eine Schichtung und schalenförmigen Bruch.

mit dem Bau sofort zu beginnen, obwohl weder die wasser- noch die landespolizeiliche Genehmigung eingeholt, geschweige denn ausgesprochen und auch die Finanzierung des Unternehmens in keiner Weise gesichert war.

Gegen diese eigenmächtige Auftragserteilung wandte sich die Bürgerschaft, die keinen Schaden durch Übereilung erleiden wollte, um so mehr, als bisher kein Vertrag abgeschlossen war und auch nicht einwandfrei feststand, ob die Stadtgemeinde nicht durch eine einseitige Preisfestsetzung übervorteilt wurde. Es kam zu einem Kommunalkonflikt, der damit endete, daß Bürgermeister St. in den Ruhestand trat. Die „Aba“, die bereits mit dem Bau eines Landwiderlagers begonnen hatte, stellte den Bau ein.

Im November 1924 stellte der Magistrat der „Aba“ gegenüber fest, daß zwischen der Stadt und der „Aba“ keinerlei Vertragsverhältnis bestehe, die Stadt daher gegenüber der Gesellschaft keine Verpflichtungen habe, daß er aber wünsche, daß die Brücke gebaut würde, und auch, daß sie von der „Aba“ gebaut würde, falls zwischen Stadt und Gesellschaft eine Einigung über den Vertrag zustande käme.

In den weiteren Verhandlungen mit der Stadt Gartz hat die „Aba“ den Standpunkt vertreten, daß ihr der Auftrag rechtmäßig erteilt sei und daß sie ihr Recht gegebenenfalls im Prozeßwege erstreiten würde. Bei dieser ganzen Sachlage wäre es kaum möglich gewesen, ohne einen langjährigen Prozeß die Firma beiseite zu schieben. Das Prozeßrisiko wäre aber für die Stadtgemeinde besonders groß gewesen, da es sich nicht nur um bis dahin geleistete Arbeit im Werte von rd. 50 000 RM und den entgangenen Gewinn, sondern im Prozeßfalle auch um eine beträchtliche Hinausschiebung des Brückenbaues gehandelt hätte.

Als daher der Reichsverkehrsminister in einem Erlaß vom Juni 1925 als Voraussetzung für die Bewilligung von Reichsmitteln die Bedingung stellte, daß die Arbeiten nur nach einer öffentlichen oder engeren Ausschreibung an eine leistungsfähige Firma übertragen werden dürften, und daß die dort unbekannte „Aba“ durch die Aufstellung ihres Entwurfes keinen Anspruch auf Übertragung erlangt habe, glaubte die Stadtverwaltung die Sachlage, in die sie hineingeraten war, dem Ministerium persönlich vortragen zu müssen. Anfang Juli 1925 ist der neue Bürgermeister der Stadt Gartz, Dr. K., mit dem technischen Sachberater, Regierungsbaurät B., im Reichsverkehrsministerium vorstellig geworden, mit dem Ergebnis, daß

höhe des Mittelbogens betrug 10,50 m, die der Seitenbogen 7,5 m, so daß das Pfeilverhältnis etwa 1:5 war. Die Brückenfahrbahn sollte 5 m breit werden, mit beiderseitigen Schrammkanten von je 0,4 m. Die Entfernung der Bogenachsen ergab sich dadurch zu 6,6 m.

Die als Eisenbetonplatte ausgebildete Fahrbahn, die mit Kleinpflaster abgedeckt werden sollte, war aufgelagert einmal auf die in je 4,4 m Entfernung voneinander angeordneten Querträger, zum andern auf zwei Randbalken, die in einer Entfernung von 6,6 m angeordnet waren und gleichzeitig die Eisen der Zugbänder aufnahmen. Die Lasten der Fahrbahn wurden in den Schnittpunkten der Querträger und der Randbalken durch aus Rundeisen gebildete Hängesäulen, die mit Beton ummantelt waren, auf die Bogen übertragen. Die senkrecht zur Brückenachse wirkenden Windkräfte wurden in der Ebene der Fahrbahn durch diese selbst zu den Auflagern geleitet. Die auf die Bogen entfallenden Windkräfte wurden im mittleren Teil der Bogen durch einen besonderen Windverband von T-förmigem Querschnitt aufgenommen und durch die Bogen selbst an die Auflager abgegeben.

Die festen Auflager des Mittelbogens und des wiesenseitigen Seitenbogens waren auf dem wiesenseitigen Stropfweiler, das feste Auflager des stadtseitigen Seitenbogens auf dem stadtseitigen Landpfeiler angeordnet.

Kurz vor Beginn der Bauausführung wurde der Firma auf ihren Antrag hin genehmigt, daß

1. die Bogen und die Fahrbahn in hochwertigem Zement ausgeführt,
2. zu den Zugbändern und Hängestangen Baustahl St 48 verwendet,
3. die Fahrbahn als kreuzweise bewehrte Platte ausgeführt werden durfte.

Für die beiden Stropfweiler war schon in dem ersten, 1924 aufgestellten Entwurf folgende Bauweise vorgesehen (vgl. Abb. 30):

Rammen eines bis über Mittelwasser reichenden Kastens aus eisernen Spundwänden im Flußlauf,

Aushub des Bodens innerhalb des Spundwandkastens mittels Greifer bis zur Höhe des tragfähigen Baugrundes, der beim stadtseitigen Pfeiler in Form von Geschiebemergel auf — 10,00, beim wiesenseitigen Pfeiler als Kies auf — 12,10 anstand,

<sup>4)</sup> Vgl. Bauing. 1927, Heft 7, S. 109 bis 116.



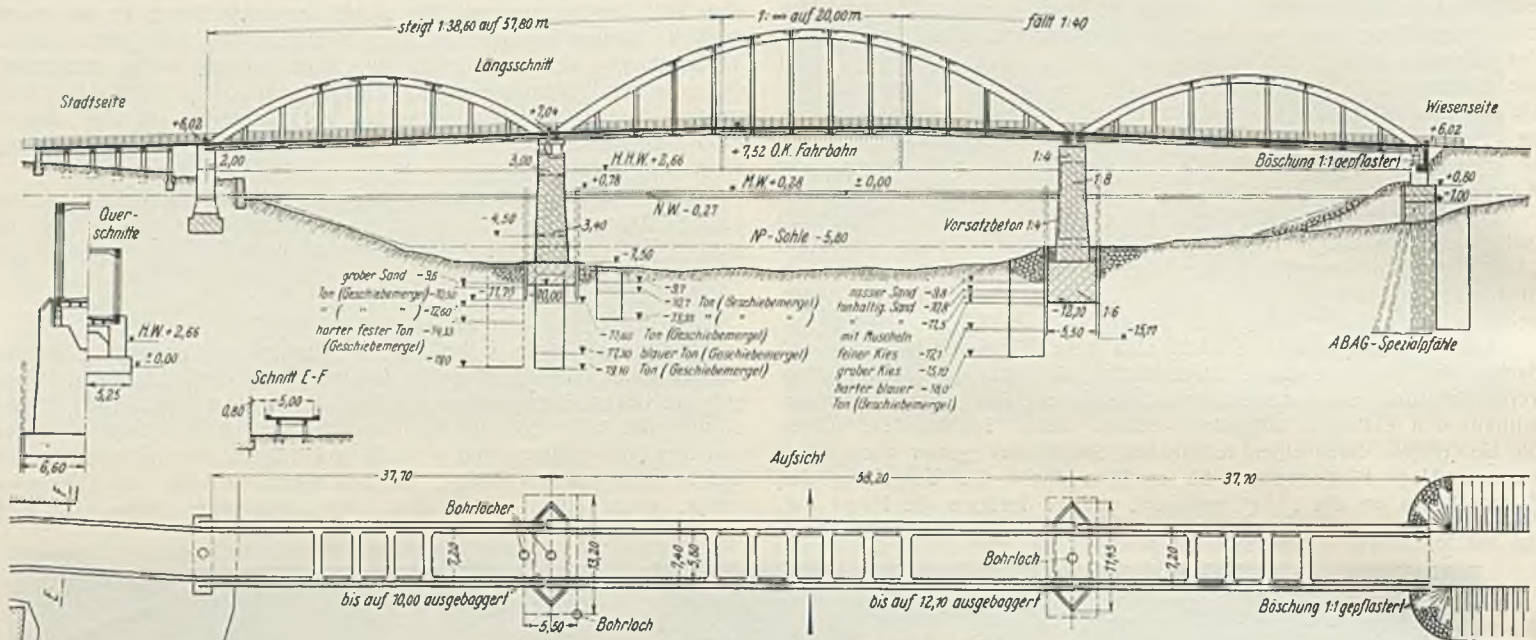


Abb. 30. Wirtschaftsbrücke über die Oder bei Gartz.

Einbringen eines Betonfundamentes 1:6 im Unterwasser-Schüttverfahren, und zwar bis  $-7,5$ , etwa bis zur Höhe der Flußsohle, Absenken der Schalung für den unter Wasser liegenden Teil des aufgehenden Pfeilermauerwerks,

weitere Betonierung des aufgehenden Pfeilers ebenfalls im Unterwasser-Schüttverfahren bis zur Höhe  $-4,0$  oder  $-4,5$  NN, im Mischungsverhältnis 1:6,

danach Auspenden des im Spundwandkasten befindlichen Wassers, weiterer Aufbau des Pfeilers im Trockenen in Beton 1:8 unter ständiger Wasserhaltung,

nach Fertigstellung des Pfeilers und ausreichender Erhärtung des Betons Abschneiden der eisernen Spundwände etwa in Höhe der Flußsohle, entsprechend der Oberkante des Fundamentsockels.

Diese Art der Bauausführung der Strompfeiler ist dann auch in den endgültigen Vertrag übernommen worden, der am 25. August 1925 nach eingehender Beratung mit dem technischen Sachberater der Stadt zwischen der Stadt Gartz und der „Aba“ abgeschlossen wurde.

Welche Bauausführung war für die Strompfeiler landespolizeilich genehmigt?

Zunächst sei grundsätzlich folgendes festgestellt:

„Die Prüfung eines Brückenentwurfs durch die Aufsichtsbehörden (polizeiliche Prüfung) zerfällt in die wasserpolizeiliche und die landespolizeiliche Prüfung. Erstere wird bei einem Wasserlauf I. Ordnung von den Wasserbaubehörden (Wasserbauamt) durchgeführt, letztere vom Regierungspräsidenten. Die wasserpolizeiliche Prüfung erstreckt sich auf die Belange der Vorflut und Schifffahrt. Es sind dabei also in erster Linie die Fragen des Durchflußprofils und der Weite und lichten Höhe der Schifffahrtöffnung, Dalben, Leitwerke usw. zu prüfen. Es bleibt den Wasserbaubehörden auch unbenommen, sich um die Standsicherheit des Bauwerkes zu kümmern, da ein Einsturz der Brücke die Schifffahrtstraße sperren kann, aber im allgemeinen wird die Wasserpolizeibehörde diese Frage dem Regierungspräsidenten allein überlassen, der die Standsicherheit auf jeden Fall im landespolizeilichen Prüfungsverfahren zu untersuchen hat. Dieses Verfahren behandelt zunächst die Belange des Landverkehrs, der über die Brücke geführt werden soll, setzt also die Belastungsannahmen und Breitenabmessungen fest, sowie die zulässigen Stelungsverhältnisse, Befestigung der Fahrbahn, Anordnung besonderer Fußwege u. dgl. Daneben sind auch die Belange von Anliegern, die durch den Grunderwerb, die Anlage der Rampen oder die Veränderung von Wegeverbindungen sowie sonstiger Interessenten (z. B. der Fischer) zu wahren. — Zu den Belangen des Landverkehrs gehört in erster Linie auch die Standsicherheit der Brücke. Vom Regierungspräsidenten ist daher die Konstruktion und die statische Berechnung aller Teile zu prüfen. Da die Prüfung eine polizeiliche ist, beurteilt sie nur die Zulässigkeit des Entwurfs, nicht aber seine Wirtschaftlichkeit und zweckmäßigste Gestaltung.

Von der landespolizeilichen Prüfung und Genehmigung des Bauvorhabens zu unterscheiden ist die landespolizeiliche Überwachung der Bauausführung. Während erstere auf jeden Fall vom Regierungspräsidenten durchzuführen ist, bleibt es diesem überlassen, in jedem Falle besonders zu entscheiden, ob und auf welche Weise eine landespolizeiliche Überwachung der Bauausführung stattfinden soll. Er kann z. B. davon absehen,

wenn ihm die Person des Bauleitenden die Gewähr gibt, daß alle Voraussetzungen und Bedingungen der landespolizeilichen Genehmigung erfüllt werden. Es wird dann nur vor der Verkehrsübergabe die landespolizeiliche Abnahme stattfinden.“

Die ersten Unterlagen zur wasserpolizeilichen Prüfung wurden Ende 1924/Anfang 1925 dem Wasserbauamt Stettin eingereicht. In dem zugehörigen Bauprogramm befanden sich folgende Sätze:

„In der zweiten Hälfte des April wird der Schüttbeton für beide Strompfeiler bis zur Höhe von etwa  $-4,00$  NN hergestellt. Daran anschließend wird unter Wasserhaltung der Pfeilerstampfbeton ausgeführt . . . .“

Diese Unterlagen sind der Wasserbaudirektion Stettin zwecks Erteilung der wasserpolizeilichen Genehmigung vorgelegt worden.

Als dann die Streitigkeiten zwischen der Stadt und der „Aba“ ausbrachen und auch die inzwischen ohne Genehmigung eingeleiteten Bauarbeiten stillgelegt wurden, wurde das Genehmigungsverfahren ebenfalls eingestellt.

Erst als der endgültige Vertrag am 25. August 1925 abgeschlossen war, forderte die Wasserbaudirektion am 27. August 1925 die Vorlage eines Sonderentwurfes der Brücke durch das zuständige Wasserbauamt, zwecks Herbeiführung der wasserpolizeilichen und der landespolizeilichen Genehmigung.

Der geforderte Sonderentwurf, bestehend aus 1 Blatt Zeichnung (Abbild. 30), dem Bauprogramm, der statischen Berechnung, wurde noch in den letzten Tagen des September von der „Aba“ durch den technischen Sachberater der Stadt, Regierungsbaurat B., dem Wasserbauamt eingereicht und von diesem der Wasserbaudirektion nach Prüfung vorgelegt. Diese gab die vorgeprüften Unterlagen zwecks landespolizeilicher Prüfung an den Regierungspräsidenten in Stettin weiter, der sie dann seinerseits nach Vorprüfung vorschriftsmäßig dem Minister für Handel und Gewerbe unterbreitete.

Die landespolizeiliche Genehmigung wurde der Stadt Gartz im November 1925, die wasserpolizeiliche Genehmigung Anfang März 1926 erteilt, letztere mit der ausdrücklichen Auflage, daß für alle wesentlichen Änderungen, die am genehmigten Entwurf vorgenommen werden sollten, vor deren Ausführung die Genehmigung nachzusuchen sei. Im übrigen waren nur geringfügige Änderungen des Entwurfes gefordert.

Hier muß ausdrücklich festgestellt werden, daß die vorher erwähnten Sätze:

„In der zweiten Hälfte des April wird der Schüttbeton für beide Strompfeiler bis zur Höhe von etwa  $-4,0$  NN hergestellt. Daran anschließend wird unter Wasserhaltung der Pfeilerstampfbeton ausgeführt . . . .“

in dem zur wasser- und landespolizeilichen Prüfung vorgelegten Bauprogramm gefehlt haben und daß allein aus der Zeichnung von einem technischen Sachverständigen nicht entnommen werden konnte, daß die Strompfeiler bis  $-4,0$  NN im Unterwasser-Schüttverfahren hergestellt werden sollten.

Die prüfenden Behörden sind bei der Erteilung der landespolizeilichen Genehmigung davon ausgegangen, daß — wie üblich — nur die Fundamente der Strompfeiler unter Wasser geschüttet, das aufgehende Mauerwerk aber unter Wasserhaltung errichtet werden sollten.



Tatsächlich sind nicht nur die Fundamente und die Pfeilerschäfte bis zur Ordinate — 4,5 NN (wie im Vertrag vorgesehen), sondern die Pfeilerschäfte sogar bis zum Wasserspiegel im Unterwasserschüttverfahren hergestellt worden. Zu dieser Abänderung des Verfahrens hat sich die „Aba“ etwa im Februar/März 1926 — also unmittelbar vor Beginn der Betonierungsarbeiten — entschlossen.

Die Vorbereitung der Bauausführung.

I. Bohrungen.

An der Brückenbaustelle sind bereits vor Erteilung des Auftrages an die „Aba“ Bohrungen ausgeführt worden. Diese sind durch seitens der „Aba“ ausgeführte Bohrungen noch ergänzt worden. Die Ergebnisse dieser Bohrungen sind als Angaben über den Untergrund in die Zeichnungen eingetragen worden. Danach steht der tragfähige Untergrund beim stadtseitigen Strompfeiler als harter blauer Ton (die richtige Bezeichnung ist „Geschiebemergel“) auf — 9,60 m NN an, beim wiesenseitigen Strompfeiler als grober Kies auf — 12,10 m NN an, der in etwa 3 m Stärke über hartem blauem Ton (Geschiebemergel) gelagert ist.

II. Wasseruntersuchungen.

Um sich Gewißheit über eine etwaige Aggressivität des Oderwassers und des Grundwassers zu verschaffen, hat die „Aba“ bei dem chemischen Laboratorium für Tonindustrie in Berlin sowohl das Oderwasser selbst wie das an der Stelle des späteren wiesenseitigen Landpfeilers erbohrte Grundwasser auf betonschädliche Stoffe hin untersuchen lassen.

Die Ergebnisse sind nachstehend zusammengestellt:

Probe	I. Grundwasser vom wiesenseitigen Landpfeiler aus 6 m Tiefe (Bohrloch)	II. Grundwasser vom wiesenseitigen Landpfeiler aus 14 m Tiefe (Bohrloch)	III. Oderwasser
Eingegangen	22. Oktober 1925	22. Oktober 1925	1. Dezember 1924
Tag der Prüfung	31. Oktober 1925	31. Oktober 1925	8. Januar 1925
Geprüfte Menge	0,5 l	1,0 l	?
Bodensatz	beträchtlicher schlammiger Bodensatz von grauer Färbung, Wasser schwach getrübt	Wasser etwas flockig und schwach getrübt. Flocken bildeten braunen Bodensatz	Wasser etwas trübe, flockiger Bodensatz in geringer Menge
Reaktion	sehr schwach alkalisch	neutral	neutral
Geruch	muffig	muffig	muffig
Schwefelsäure-Anhydrid	0,018 g/l	0,028 g/l	0,213 g/l
Gesamtkohlensäure	0,062 „	0,063 „	0,072 „
Chlor	0,059 „	0,058 „	0,045 „
Humus	—	—	—
			Schwefel: nicht genau feststellbare Spuren

Das Laboratorium sagt zu Probe III: „Das geprüfte Wasser erscheint noch nicht schädlich. Verwendung der fetteren Mischung bzw. sog. wasserdichten Zementes dürfte aber zweckmäßig sein.“

Als Anmachewasser verwendet könnte das Wasser die Abbindezeit etwas beeinflussen.“

III. Baustoffuntersuchungen.

a) Vor Beginn der Bauausführung.

Vor Inangriffnahme der eigentlichen Bauarbeiten an den Strompfeilern und Brückenbogen hat die „Aba“ auf Grund des Studiums der neuesten Fachliteratur (z. B. Bethke, Das Wesen des Gußbetons 1924) sehr eingehende und sorgfältige Untersuchungen über die in Frage kommenden Baustoffe angestellt.

Auf Antrag der „Aba“ hat das Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem Anfang 1925 15 Probewürfel aus drei verschiedenen Kiesarten und dem für die Ausführung in Aussicht genommenen Portlandzement „Stern“ hergestellt — und zwar in flüssiger Konsistenz — und nach 7 bzw. 38 Tagen abgedrückt.

Auf Anregung des am 1. September 1925 — also nach Vertragsabschluß — bei der „Aba“ eingetretenen Obergeringens H. wurde Mitte Januar 1926 eine eingehende Baustoffuntersuchung eingeleitet, die dazu

erforderlichen Geräte wurden beschafft. Besonderes Augenmerk wurde auf die Auswahl geeigneter Zuschlagstoffe für die hoch beanspruchten Brückenbogen gelegt. Im Berliner Büro der Firma und auf der Baustelle sind nicht weniger als sechs Kiessorten hinsichtlich ihrer Kornzusammensetzung, ihres Hohlraumgehaltes, ihrer organischen Beimengungen untersucht worden. Der geeignetste Kies wurde beschafft und zur weiteren Verbesserung seiner Kornzusammensetzung ein gewisser Zusatz von Splitt beschlossen, obwohl hieraus gewisse Mehrkosten entstanden.

b) Die tatsächlich für den Bau verwendeten Baustoffe.

1. Zuschlagstoffe: Für den Bau der Pfeiler ist zum Teil feiner Kies, zum Teil gröberer Kies verwendet worden. Der feinere Kies, der bereits im Herbst 1924, also vor dem Dienstantritt des Obergeringens H., beschafft war, war als Betonkies wenig geeignet; nach den angestellten Untersuchungen fielen rd. 90 Gewichtsprozent durch das Sieb von 7 mm lichter Maschenweite. Es ist anzunehmen, daß dieser Kies für die Strompfeiler nur deshalb verwendet wurde, weil er einmal da war.

Der gröbere Kies wies etwa 58 Gewichtsprozent kleiner als 7 mm Korngröße auf und war damit bedeutend besser als der feine Kies.

Für die hoch beanspruchten Brückenbogen ist der gröbere Kies mit Splittzusatz verwendet worden.

2. Zement: Für die Herstellung der Land- und Strompfeiler ist gewöhnlicher Portlandzement, für die Brückenträger nebst Fahrbahn hochwertiger Portlandzement, und zwar beide aus dem Zementwerk „Stern“ in Finkenwalde verwendet worden, der durch die Hedwigs-hütte AG. unmittelbar aus der Fabrik an die Baustelle geliefert wurde. Der Zement der Zementfabrik „Stern“ ist als anerkannt gut zu bezeichnen.

Für die Brückenträger wurde der hochwertige Portlandzement auf Vorschlag der Firma verwendet, um das Bauwerk zu verbessern und ohne dafür Mehrkosten zu berechnen.

3. Mischwasser: Als Mischwasser wurde Oderwasser verwendet, das unmittelbar an der jeweiligen Betonierungsstelle aus dem Fluß entnommen wurde.

c) Die Untersuchung der Baustoffe bei ihrer Anlieferung auf der Baustelle.

1. Allgemeines: Die Baustoffuntersuchungen auf der Baustelle wurden vorgenommen nach den besonderen hierfür vom Obergeringens H. aufgestellten, mit der Direktion eingehend durchgesprochenen und von ihr genehmigten Vorschriften. Es sei besonders darauf hingewiesen, daß diese Vorschriften<sup>5)</sup> vorzüglich durchgearbeitet sind und daß in ihnen schon Anfang 1926 ein erfolgreicher Versuch gemacht ist, die neuere Erkenntnisse der Betonforschung für die Kontrolle der Bauausführung nutzbar zu machen. Nach Ausweis der Bauakten sind die Vorschriften auch sorgfältig durchgeführt worden.

2. Zementuntersuchungen: Der Zement wurde nach Ausweis der Akten durch Kuchen- und Kochproben auf Raumbeständigkeit, ferner auf Abbindezeit untersucht, das Litergewicht (eingelaufen und eingerüttelt) wurde festgestellt. Beanstandungen haben sich nicht ergeben. Die Untersuchungsergebnisse sind sorgfältig in Tabellenform aufgezeichnet worden.

3. Kiesuntersuchungen: Der Kies wurde bei jeder Lieferung in der Weise untersucht, daß das Litergewicht (eingelaufen und eingeschüttet) und die Hohlräume festgestellt wurden. Die Kornzusammensetzung wurde durch Siebung mit Sieben von 1, 3, 7, 15 und 25 mm Maschenweite festgestellt und in Kurven zum Vergleich mit den idealen Kornzusammensetzungskurven von Fuller und Bethke aufgetragen.

4. Betonuntersuchungen: An Stelle von Probewürfeln sind eine große Anzahl — nahezu 70 — Empergersche Probekörper auf der Baustelle hergestellt und bis zum Bruch belastet worden. Ein kleinerer Teil dieser Balken ist vor Beginn der Bauausführung angefertigt und abgedrückt worden, um ein Bild von der mit den in Aussicht genommenen Baustoffen erzielbaren Festigkeit der einzelnen Bauteile zu bekommen. Der größere Teil ist während der Bauausführung zwecks Nachprüfung hergestellt und abgedrückt worden.

Von der beim Schüttbeton der Strompfeiler verwendeten Mischung 1:6 sind nur drei Probekörper hergestellt worden. Die Bruchlast betrug bei dem 1. Probekörper nach acht Tagen 486,4 kg, bei dem 2. bzw. 3. Probekörper nach 32 Tagen 1253,4 bzw. 1654,8 kg. Die Druckfestigkeit ist  $\frac{1}{10}$  dieser Werte, mithin

nach 8 Tagen . . . . .	48,64 kg/cm <sup>2</sup>
„ 32 „ . . . . .	125,34 „
	bzw. 165,48 „

Auf diese vor und während der Bauausführung angestellten Baustoffuntersuchungen sei besonders hingewiesen. Sie gehen weit über das damals (1925/26) bei Privatbauten übliche Maß von Untersuchungen hinaus. Auch jetzt noch, nachdem die

<sup>5)</sup> Vgl. B. u. E. 1926, Heft 15, S. 274.



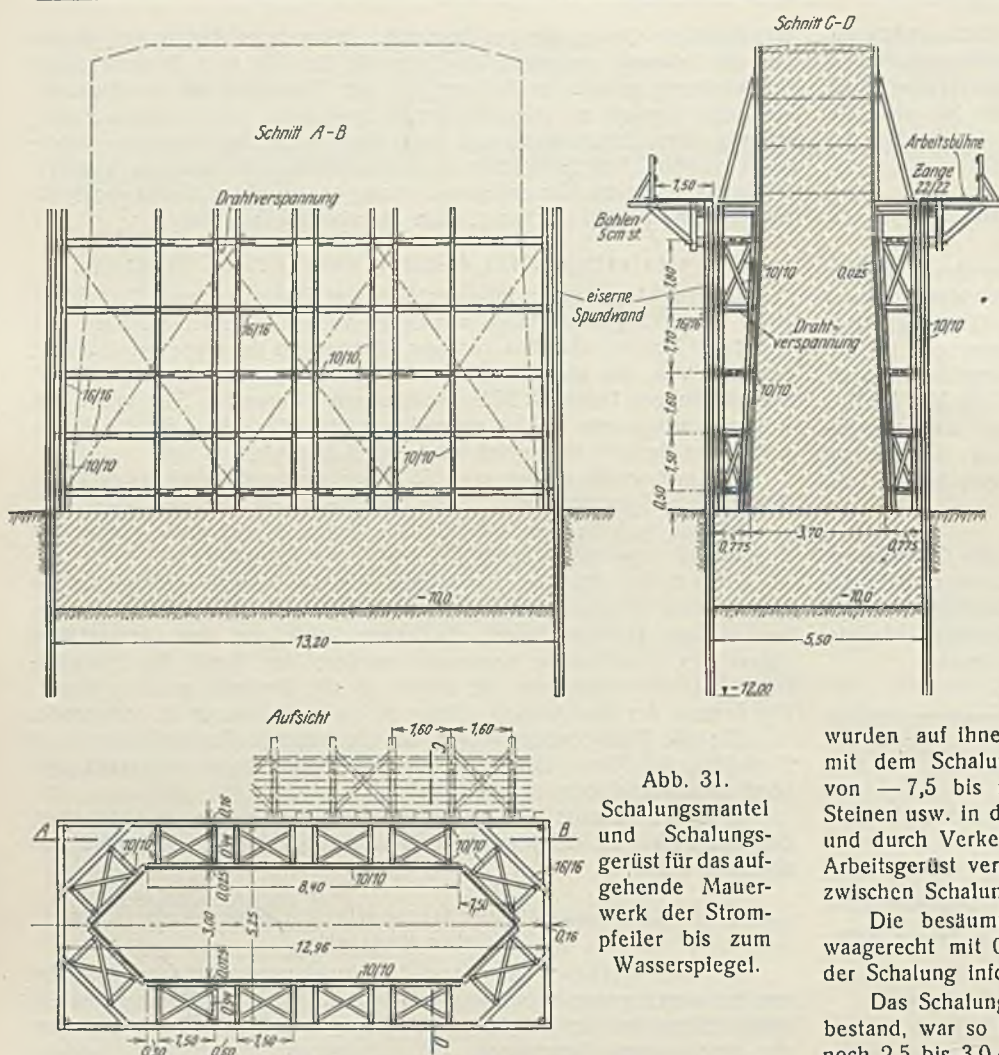


Abb. 31.

Schalungsmantel und Schalungsgerüst für das aufgehende Mauerwerk der Strompfeiler bis zum Wasserspiegel.

Mitglieder des Deutschen Betonvereins, dem auch die „Aba“ angehörte, seit 1927 sich verpflichtet haben, bei allen Bauausführungen eine scharfe Baukontrolle auszuüben, sind die hier angestellten Untersuchungen als vorbildlich zu bezeichnen.

#### IV. Sonstige Voruntersuchungen.

Um festzustellen, wie hoch der Wasserzusatz zum Gußbeton bei den gewählten Zuschlagstoffen für die Bogen sein mußte, sind vor Beginn der Betonarbeiten Gießversuche mit einer Proberinne mit verschiedenen Neigungen gemacht worden.

Um sich ferner Gewißheit über den mit dem Unterwasser-Schüttverfahren zu erwartenden Erfolg zu verschaffen, ist die Arbeitsweise nach Angabe der Firma an anderen mit diesem Verfahren hergestellten Bauwerken eingehend studiert worden. Darüber hinaus hat die Firma auf der Baustelle Schüttversuche vorgenommen, und zwar mit erdfeucht und gießfähig angemachtem Beton.

Die ersten Versuche sind mit einem Glasrohr von 5 cm lichten Durchmesser und 1,50 m Länge vorgenommen worden. Dabei wurde einmal festgestellt, daß bei konisch sich erweiterndem Rohr der Betonfaden leichter abriß als bei gleich weitem Rohr, während bei einem sich verengenden Rohr leicht eine Verstopfung eintrat, ferner, daß bei Verwendung erdfeuchten Betons die Auswaschung des Zements größer war als bei gießfähig angemachtem Weichbeton.

Weitere Versuche mit Gußbeton sind in Gegenwart der Poliere und Vorarbeiter auf der Baustelle in Gartz/Oder angestellt worden mit einem Gasrohr von 1 Zoll Durchm. und 1,5 m Länge und einem Glasgefäß von 15 bis 20 cm Durchm. und 40 bis 50 cm Höhe. Es sollte geprüft werden, wie sich der Gußbeton verhielt:

- bei nicht abreißendem Faden,
- bei abreißendem Faden.

Bei beiden Versuchen war die Entmischung nur ganz gering.

Auf Grund dieser Versuche hat die „Aba“ dann die Verwendung gießfähigen Betons für den unter Wasser zu schüttenden Beton vorgesehen.

Der Bauvorgang bei der Herstellung der Strompfeiler und die zeitlichen Umstände.

Die Ramm- und Baggerarbeiten: Im Herbst 1925 hat ein Elmerbagger die Baugruben der beiden zukünftigen Strompfeiler in der Fluß-

sohle bis nahe an die planmäßige Fundamentunterkante heran ausgebaggert.

Während des Winters 1925/26 ruhten die Arbeiten. Vom 16. bis 25. Februar 1926 wurden die eisernen Spundwände des stadtseitigen Strompfeilers, vom 1. bis 22. März 1926 die des wiesenseitigen Strompfeilers gerammt. Die Oberkante der Spundbohlen lag im allgemeinen auf der Wiesenseite auf +1,33 NN, auf der Stadtseite auf +0,99 NN. Einzelne Bohlen waren bis rd. +0,7 NN hinuntergerammt.

In der zweiten Hälfte des März brachte die Oder eine kleine Schwellung der Wasserstände bis +0,92 NN, so daß die Wiesen und beide Spundwandkasten überflutet wurden. Es ist nicht ausgeschlossen, daß das von den Wiesen ablaufende Wasser in die Spundwandkasten eingedrungen ist.

Dann wurden die Baugruben der Strompfeiler in der Zeit vom 19. bis 30. April innerhalb der Spundwände mit einem Greifer bis zur planmäßigen Sohle ausgehoben. Der Greifer war beim Stadtpfeiler rd. 50, beim Wiesenseite rd. 75 Arbeitsstunden tätig. Der tragfähige Baugrund fand sich in der vorgesehenen Tiefe, was der Oberingenieur H. durch Tauchen beim stadtseitigen Strompfeiler selbst feststellte.

Der Einbau der Schalung unter Wasser: Nachdem dann die Arbeitsbühnen außen an den Spundwandkasten angehängt waren (vgl. Abb. 37),

wurden auf ihnen in der ersten Hälfte des April die Schalungsmantel mit dem Schalungsgerüst für das aufgehende Mauerwerk der Pfeiler von -7,5 bis rd. +0,6 aufgestellt und dann unter Belastung mit Steinen usw. in die noch mit Wasser gefüllten Spundwandkasten abgesenkt und durch Verkeilen gegen die Spundwände und Verklammern mit dem Arbeitsgerüst verankert (Abb. 31 u 32). Dabei blieb auf -7,5 der Raum zwischen Schalung und eiserner Spundwand offen.

Die besäumten einzölligen Bretter der Schalung waren annähernd waagrecht mit 0,5 bis 0,6 cm Zwischenraum verlegt, um ein Verwerfen der Schalung infolge Quellens der Bretter zu verhüten.

Das Schalungsgerüst, das aus einem räumlichen hölzernen Fachwerk bestand, war so in den Spundwandkasten eingepaßt, daß auf allen Seiten noch 2,5 bis 3,0 cm Zwischenraum zwischen den hölzernen Rahmen und den eisernen Spundwänden verblieb, so daß auch hier ein ungehindertes Quellen stattfinden konnte.

Die Betonierung des stadtseitigen Strompfeilers: Der stadtseitige Strompfeiler wurde in der Zeit vom 19. bis 23. April von -10,0 bis -2,0 NN unter Wasser geschüttet. Der Fundamentsockel bis -7,5 NN war etwa am frühen Morgen des 22. April fertiggestellt. In der Höhe von etwa -9,0 war beim Betonieren eine Pause von etwa 28 Stunden, in Höhe von -7,70 eine solche von rd. 8 Stunden eingetreten.

Am Morgen des 24. April fiel es auf, daß der Pfeiler beim Betonieren an der zur Zeit in Arbeit befindlichen Stelle nicht mehr wuchs. Man entschloß sich kurz, die Betonierungsarbeiten an diesem Pfeiler abzubrechen und den Spundwandkasten soweit leer zu pumpen, bis man die Ursache feststellen konnte. Da sich aber die vorhandene Krelspumpe als zu schwach erwies und erst eine stärkere Pumpe beschafft werden mußte, so zögerte sich das Auspumpen des Kastens bis zum 4. Mai hin.

Um inzwischen der Ursache dafür auf den Grund zu kommen, daß der Pfeiler trotz des Einbringens des Betons nicht mehr wuchs, ist am Abend des 24. April eine Peilung in dem Raum zwischen Spundwand und Schalung vorgenommen worden, die am Morgen des 25. April nochmals wiederholt wurde. Sie hatte das überraschende Ergebnis, daß in diesem Raum schon von -5,0 NN ab eine feste Masse gefunden wurde, deren tiefster Punkt in einer Ecke auf -6,99 lag, während doch die Oberkante des Fundaments auf -7,5 liegen sollte. Man hat damals angenommen, daß der flüssige Beton unter dem Schalungsmantel hindurch in den Raum zwischen Spundwand und Schalung emporgequollen war. Als dann am 4. Mai endlich der Spundwandkasten bis etwa -6,0 NN leergespumpt war, wurde festgestellt, daß an der einen stumpfen Ecke des Schalungsmantels (Wiesenseite stromabwärts) ein Bruch der Schalung entstanden und der Beton hier ausgelaufen war. Es hatte sich an dieser Ecke im Beton, dessen Oberfläche im allgemeinen auf -2,0 lag, ein Loch von rd. 80 cm Tiefe gebildet. Der Beton hatte sich hier ziemlich steil abgebösch.

Nach den Zeugenaussagen muß man annehmen, daß die Oberfläche des Betons auf -2,0 unregelmäßig war und daß Mulden bis zu 40 cm Tiefe vorhanden waren. Beim Auspumpen wurde eine Zementschlamm-schicht von wenigen Zentimetern Stärke vorgefunden. Der Beton war - nach rd. 10tägiger Erhärtung unter Wasser - immerhin so hart, daß er mit der Spitzhacke bearbeitet werden konnte. In die Wände des



Loches, das an der stumpfen Pfeilerecke im Beton entstanden war, sind mit Hammer und Meißel Stufen eingeschlagen worden. Die Zeugenaussagen über die Festigkeit des Betons waren nicht übereinstimmend; bei der Bauleitung sind keinerlei Bedenken hinsichtlich der Beschaffenheit des Betons aufgetaucht.

Nachdem der Beton auf  $-2,0$  NN gereinigt und aufgerauht war, wurde die Schalung für das aufgehende Mauerwerk bis zu den Auflagersteinen aufgestellt und der Gußbeton unter Wasserhaltung am 9. und 10. Mai mit der Gießanlage eingebracht. Da die Gießrohre des Gießturms in der engen Schalung nicht überall hinreichten, half man sich teils mit Holzrinnen, teils wurde der Beton mit Schaufeln geworfen.

Schon 10 Stunden nach Beendigung der Betonierung des unter Wasser liegenden Pfeilerteils (von  $-2,0$  bis MW) wurde die Wasserhaltung eingestellt.

Die Betonierung des wiesenseitigen Strompfeilers: Als die Betonierungsarbeiten am stadtseitigen Strompfeiler infolge des Schalungsbruches am 24. April eingestellt werden mußten, entschloß sich die Bauleitung der „Aba“ kurz, den anderen Strompfeiler in Angriff zu nehmen. Dieser ist dann in einem Zuge in der Zeit vom 26. April bis 2. Mai bis etwa 30 cm über MW betoniert worden. Am 28. April mußten die Arbeiten wegen Strommangels 8 Stunden unterbrochen werden. Als der Beton etwa 80 bis 90 cm über Oberkante Fundament, also bis etwa  $-6,60$  NN gewachsen war, wurde rings um den Schalungsmantel herum in den Raum zwischen Spundwand und Schalung Kies bis zu 1,0 bis 1,2 m Höhe eingeschaufelt, der aus einem seitlich vom Spundwandkasten liegenden Prahm entnommen wurde. Hierdurch sollte vermieden werden, daß beim weiteren Betonieren der flüssige Beton unter dem Schalungsmantel hindurch in den Raum zwischen Schalung und Spundwand quoll, was man ja damals noch am stadtseitigen Pfeiler festgestellt zu haben glaubte. Das Einschütten der rd.  $40$  m<sup>3</sup> Kies hat etwa 5 bis 6 Stunden gedauert.

Bald nachdem der Kies eingebracht war — der Beton im Pfeiler war bis etwa  $-5,3$  NN gewachsen —, stellte sich heraus, daß die Längsspundwände in der Mitte seitlich nach außen gingen. Das machte sich dadurch bemerkbar, daß der große Schüttwagen plötzlich aus dem Gleis lief, weil die Arbeitsbühne, die an der Spundwand hing, sich mit dieser nach außen bog und mit ihr wiederum die Schienen. Da diese Ausbiegung nicht aufhörte, wurden die beiden Längsspundwände durch vier eiserne Zuganker von 20 mm  $\phi$  miteinander verankert, die durch die am Kopf der Spundbohlen befindlichen Löcher gesteckt und mit Muttern festgeschraubt wurden.

Am 7. und 8. Mai wurde der über Wasser liegende Teil des wiesenseitigen Strompfeilers gegossen.

Die Betonierung der Brückenträger: Im Laufe des Sommers sind dann nacheinander die Lehrgerüste für die drei Brückenbogen (Abb. 33) aufgestellt und die Eisenbetonkonstruktion mittels der Gießanlage gegossen worden (Abb. 34). Die gesamten Betonierungsarbeiten waren Ende August 1926 beendet. Bis zum 10. September waren alle drei Brückenträger ausgeschalt und die Lehrgerüste entfernt.

Nunmehr blieb nur noch übrig an den Strompfeilern den oberen Teil der Spundwände, soweit sie über Oberkante des Fundamentsockels lagen, zu entfernen. Diese Arbeit wurde in der Weise bewerkstelligt, daß ein Taucher die eisernen Spundbohlen etwa in Höhe der Flußsohle mit einem Unterwasserschneideapparat abbrannte. Die Bohlen wurden dann nacheinander — zum Teil in aus mehreren Bohlen bestehenden Tafeln — mit einem Hebeprahm auseinandergezogen und an Land gebracht. Diese Arbeit ist beim Gartzter Strompfeiler ohne Schwierigkeiten vonstattengegangen. Beim Ziehen der eisernen Spundwände des wiesenseitigen Strompfeilers ereignete sich der Einsturz.

Bemerkenswerte zeitliche Umstände während der Bauarbeiten: Ende Juni bis Anfang Juli führte die Oder ein Sommerhochwasser, das bis 1,44 m über MW stieg und die noch nicht fertig eingedeichten Wiesen gegenüber von Gartz überflutete. Bei einem Polder, der mehrere Kilometer oberhalb von Gartz liegt, brachen die Deiche. Auf der Oder wurden damals zahlreiche dunkle kugelige Haufen gesehen, die sich bei näherer Betrachtung als Ameisenhaufen erwiesen, die durch das Hochwasser hochgeschwemmt waren. Die Tiere hatten eine hohle Halbkugel gebildet und schwammen so auf dem Wasser.

Im Laufe des Frühjahrs und Sommers 1926 wurden die Arbeiten der Oderregulierung im Bereich der Westoder bei Gartz fortgesetzt. Es war beabsichtigt, die gesamten zwischen West- und Ostoder gelegenen Wiesen einzudeichen. Der unterhalb der Gartzter Brücke teils im Fluß-

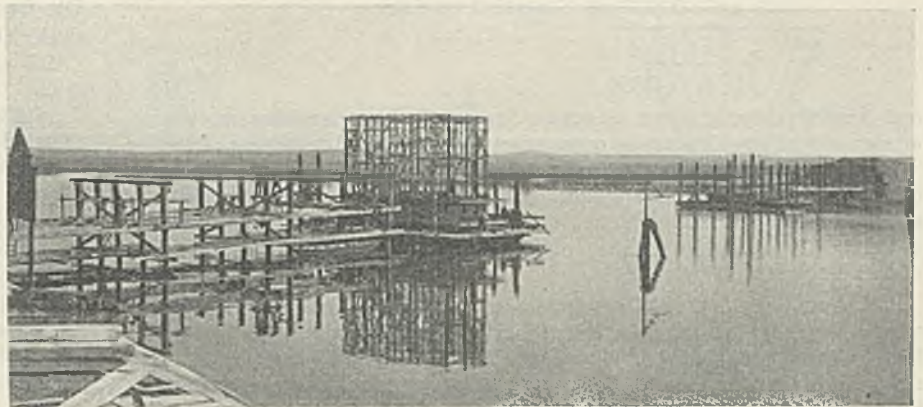


Abb. 32. Schalungsgerüst für das aufgehende Pfeilermauerwerk vor dem Absenken.

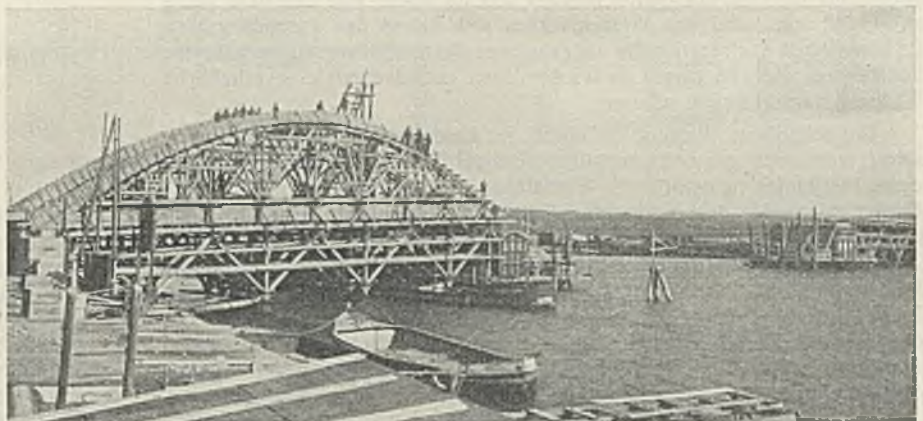


Abb. 33. Lehrgerüst für den stadtseitigen Brückenbogen.

bett, teils in den anliegenden Wiesen gebaggerte Boden (rd. 210 000 m<sup>3</sup>), der nach Feststellungen der Moorversuchstation Bremen zum Teil pflanzenschädliche Stoffe enthielt, wurde in der Zeit vom 26. März bis 25. September größtenteils auf die oberhalb von Gartz gelegenen niedrigen Wiesen aufgespült. Mit dem Rest wurden die am Ostufer der Westoder einmündenden Altarme geschlossen, und zwar in der Zeit vom 10. Mai bis 22. Juni.

Bald nach der Schließung der Altarme trat nach Abfluß des Sommerhochwassers von den Wiesen — etwa Mitte Juli — in dem Gartz gegenüberliegenden neuen Polder, der nunmehr keine Verbindung mehr mit der West- bzw. Ostoder hatte, ein großes Fischsterben auf. Von der Landesanstalt für Fischerei wurde hierüber ein Gutachten eingeholt, das im Auszug etwa folgendermaßen lautet:

„Dagegen ließ das Verhalten der noch lebenden Fische wie der üble Geruch des dunkeltrüben Wassers auf einen durch Zersetzung organischer im Wasser gelöster Substanzen veranlaßten Sauerstoffmangel schließen. Die chemische Untersuchung des Wassers an verschiedenen Stellen der Poldergewässer ergab folgende Zahlen:

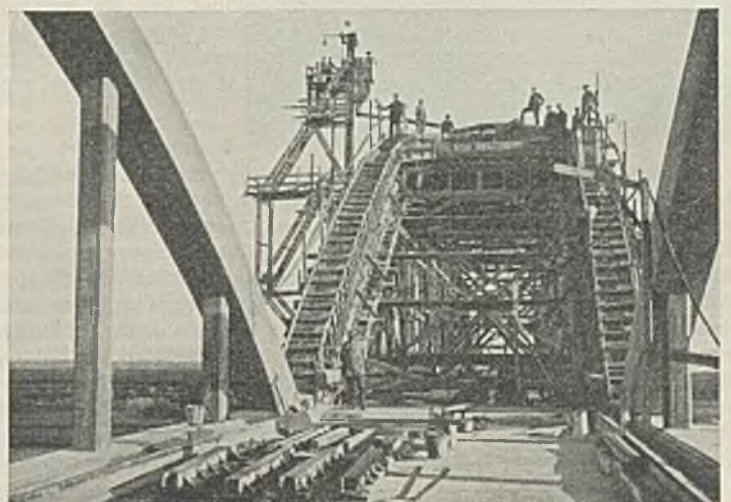


Abb. 34. Betonieren des mittleren Bogens mittels der Betongießanlage.



1. 0,2737 mg Sauerstoff im Liter
2. 0,0 " " " "
3. 0,0 " " " "
4. 0,4233 " " " "

und bestätigte damit einen niedrigen Sauerstoffgehalt des Wassers, wie er nur infolge von Zersetzung organischer Stoffe eintritt, denn ganz reines Wasser enthält bei der zur Zeit vorhandenen Temperatur von 22,5° 8,9 mg Sauerstoff im Liter gelöst. Die gefundenen Sauerstoffmengen sind andererseits für ein Fischleben nicht mehr zureichend, da schon eine Abnahme des Sauerstoffgehaltes auf 3,4 mg/l auf die Fische störend zu wirken beginnt.

Wodurch die sauerstoffzehrende Zersetzung im Wasser verursacht worden ist, liegt bei Lage der Umstände klar auf der Hand. Das Wasser hatte, während es über den Wiesen zur Zeit der Überschwemmung stagnierte, reichlich organische Stoffe aus diesen gelöst, die nun in den Gräben in Zersetzung übergingen. Diese üble Nachwirkung wurde durch die seiner Zeit herrschende hohe Temperatur noch besonders gefördert und mußte besonders dadurch in voller Stärke an Ort und Stelle vor sich gehen, als ein Zustrom reinen Wassers aus der Oder von oberhalb völlig gedrosselt war. Auf den Wiesen finden sich neben den frischen grünen Pflanzenteilen auch stets viele abgestorbene Reste oder sonstige organische Substanzen, die sich zuerst im Wasser lösen und dadurch eine erhebliche Wirkung hervorbringen können.

Die schädliche Wirkung ist durch die Eindeichung des Gebietes verstärkt, wenn nicht gar erst ermöglicht worden. Bei den Überschwemmungen eines Flußlaufes in natürlichen Verhältnissen bleibt das überschwemmte Gebiet ganz oder doch an vielen Stellen mit dem eigentlichen Flußlauf in Verbindung, in dem zufolge der starken Wasserführung auch zu diesen Zeiten kein Sauerstoffmangel eintreten kann; hierher können sich aber bei ungünstigen Verhältnissen auf den Wiesen die Fische auf kurzem Wege hinziehen, denn auch schon in der Nähe des Flusses macht sich der bessere Sauerstoffgehalt bemerkbar. Noch heute gilt das im beschränkten Maße für die wenigen Schleusen, in deren Nähe im Poldergewässer ich z. B. schon einen Sauerstoffgehalt des Wassers von 2,39 mg/l fand. Zweitens findet sich das Wasser auf den natürlich überschwemmten Wiesen viel mehr in Bewegung, indem es mit dem Stand des Flusses fällt und steigt, und sich vor allem vielerorts fließende Wasseradern bilden, die, da mit dem Fluß in Verbindung, ebenfalls neues Wasser zu- und altes abführen. Durch Schließung aller oberen Schleusen sind in den Poldergewässern unnatürliche, besonders ungünstige Verhältnisse geschaffen worden, indem die besonders organisch geschwängerten Wassermengen die Poldergewässer zwangswise restlos füllten und fast nur dort ihrer Zersetzung ausgeliefert waren.“

#### Die Gieß- und Unterwasser-Schütтарbeiten.

Nachdem so der Bauvorgang und die äußeren Umstände bei der Ausführung der Strompfeiler zeitlich geschildert sind, soll nunmehr näher auf die eigentlichen Betonierungsarbeiten eingegangen werden.

1. Schwimmende Gießanlage (Abb. 35 u. 36). Der Gießturm war auf einem Schwimmprahm aufgestellt, der zwecks Stabilisierung mit drei Rohrschwimmern durch Querbalken so verbunden war, daß dazwischen ein Kieskahn eingefahren werden konnte. Die Mischmaschine System „Kaiser-Schlaudecker“ war so auf dem Schwimmprahm aufgestellt, daß ihr Aufzugkasten unmittelbar in den Kieskahn abgelassen werden konnte. Aus der Mischmaschine lief das Mischgut durch eine kurze Rinne in den Aufzugkübel des Gießturms. Dieser wurde mit etwa 1 m/sek Geschwindigkeit hochgefördert und in einen Turmsilo ausgekippt, von wo der Gußbeton durch zwei geschlossene Schrägrohre von 28 cm Durchm., die durch ein Drehgelenk miteinander verbunden waren, hinabfloß. Am Ende des unteren Schrägrohres war ein Knie angebracht, so daß der Beton nach unten abgelenkt wurde.

Am Turmsilo fehlte ein Verschuß.

2. Schüttanlage (Abb. 37 u. 38). Um den Gußbeton als Unterwasser-Schüttbeton einbringen zu können, war an den Spundwänden oben ein 1,5 m breites Arbeitsgerüst angebracht; an den beiden Längsseiten des Spundwandkastens waren hier Feldbahnschienen auf Kantenholzern verlegt, auf denen der längs und quer verfahrbare Doppelschüttwagen lief. Auf dem kleinen quer verfahrbaren Wagen war eine Winde aufgestellt. In der Mitte dieses Wagens hing ein 32 cm im Lichten weites Schüttrohr, das etwa 1,75 m unter Oberkante Plattform des Wagens durch einen Ring geführt wurde. Am unteren Ende dieses Rohres — etwa 50 cm von Unterkante entfernt — war eine Schelle angebracht, von der zu beiden Seiten des Rohres Drahtseile zu der oben angeordneten Winde führten. Das Schüttrohr konnte also nicht nur quer und längs verfahren, sondern auch jederzeit angehoben werden. Am oberen Ende trug das Schüttrohr einen 50 cm hohen Trichter, der oben 80 cm Durchm. hatte. In diesem lag das untere Schrägrohr mit dem nach unten gerichteten Knie.

- Die Bauanweisungen an die Poliere und Arbeiter lauteten:
- a) Der Gußbeton ist in der Mischmaschine nur so flüssig anzumachen, daß er gerade in den Schrägrohren herabrutscht,
  - b) das untere Ende des Schüttrohres soll möglichst im bereits geschütteten Beton stecken, zum mindesten auf ihm stehen,
  - c) das Schüttrohr soll stets bis zu einer gewissen Höhe gefüllt sein,
  - d) das Schüttrohr darf höchstens 20 bis 30 cm gehoben werden, jedoch unter allen Umständen nur soviel, daß der Beton niemals ganz aus dem Rohr herausrutschen kann.

Die Betonierungsarbeiten an den Strompfeilern wurden Tag und Nacht im Dreischichtenbetrieb durchgeführt. Die wichtigen Arbeitsposten waren folgendermaßen besetzt:

Die Mischmaschine wurde in einer, wenn nicht in zwei Schichten von Arbeitern bedient, die noch nie an einer Mischmaschine tätig gewesen waren.

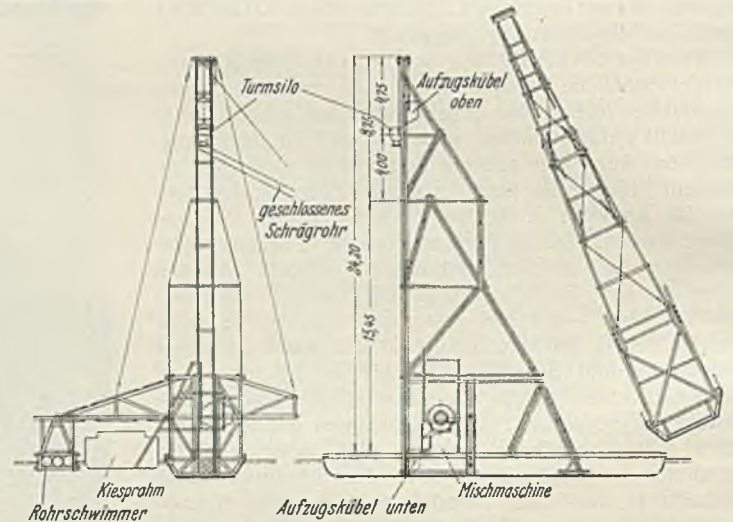


Abb. 35. Schwimmende Beton-Gießanlage.

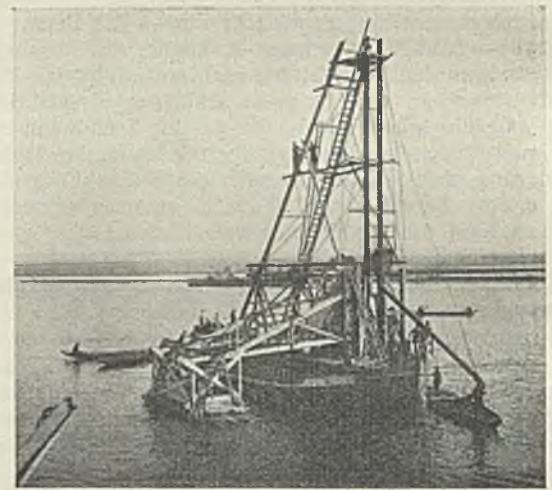


Abb. 36. Schwimmende Beton-Gießanlage.

Am Schüttrohr, das zum Ablassen des Betons angehoben wurde, waren zwei Hilfspolier tätig, und zwar nacheinander 12 Stunden. Die Tagschicht hatte der Hilfspolier R., ein im Gußbetonbau erfahrener Mann, die Nachtschicht der Gartzter Zimmermann T., der bis zu seiner Tätigkeit beim Gartzter Brückenbau noch nie bei Betonarbeiten tätig gewesen war.

Von den übrigen am Schüttrohr beschäftigt gewesen 12 Arbeitern waren höchstens drei Bauarbeiter, die schon im Betonfach gearbeitet hatten, und nur einer gelernter Maurer. — Die übrigen waren Erwerbslose aus Stettin: Mechaniker, Tischler, Fabrikarbeiter und ungelernete Arbeiter.

Die örtliche Bauleitung übte der Betonmeister R. aus, ein durchaus erfahrener und gewissenhafter Polier, der schon größere Baustellen im Auftrage der „Aba“ selbständig geleitet hatte und mit Gußbetonarbeiten vertraut war.

Für die Nachtschichten war ihm der Betonmeister F. zur Unterstützung beigegeben, der ebenfalls längere Zeit bei der „Aba“ tätig gewesen war und auch selbständige Bauleitungen gehabt hatte. Auch dieser hatte schon Gußbetonarbeiten ausgeführt, jedoch war keiner der Betonmeister und Poliere bei einer Unterwasserschüttung tätig gewesen.

Wie gestaltete sich nun der Betonierungsvorgang mit den vorher beschriebenen Geräten, nach den gegebenen Bauanweisungen, mit diesen Arbeitskräften?



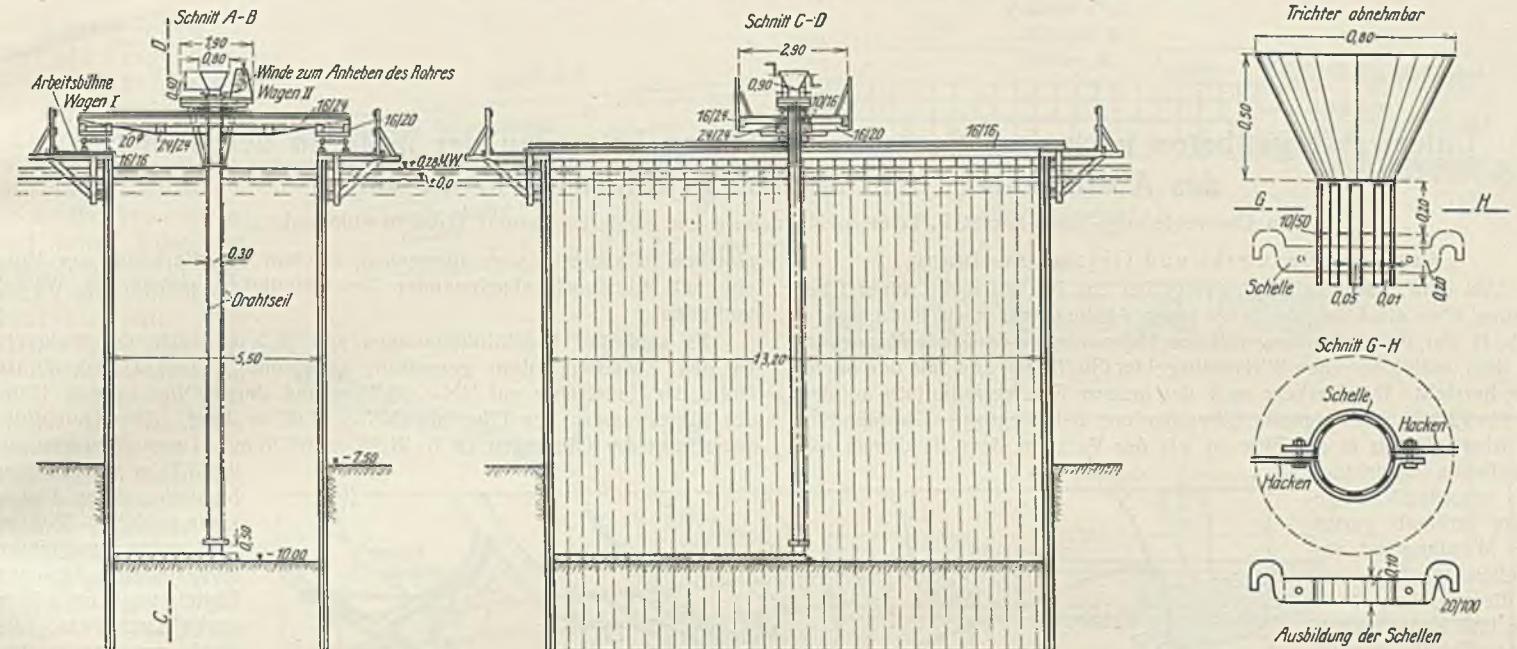
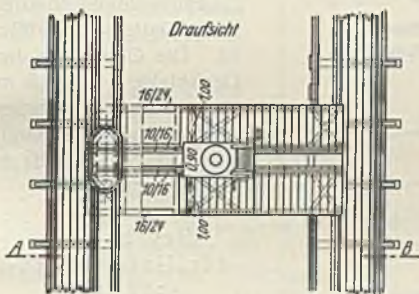


Abb. 37. Schütтанlage für das Einbringen des Unterwasserbetons.



Faßt man die Zeugenaussagen zusammen, so ergibt sich etwa folgendes Bild:

Die Betonmischung lief aus der Mischmaschine in den Aufzugkübel. In diesem wurde sie hochgezogen und in den Turmsilo geschüttet. Da dieser keinen Verschuß hatte, so liefen die 300 l Beton verhältnismäßig schnell ab.

In den geschlossenen Schrägrohren war infolge der allseitigen Reibung die Gefahr der Verstopfung groß, die Mischungen mußten daher reichlich flüssig angesetzt werden. Trotzdem sind häufiger Verstopfungen, besonders im Kniegelenk, vorgekommen, da die Mischungen zum Teil ungleichmäßig ausfelen, was mit auf mangelhafte Bedienung durch die ungeübten Arbeiter zurückzuführen sein mag. Diese Verstopfungen wurden durch Klopfen und Stochern mit langen Stangen beseitigt oder, wenn das nicht half, durch Nachgießen von Wasser. Um die nächste Mischung flüssiger zu erhalten, wurde zur Mischmaschine gerufen: dünner!

Damit die in den Schrägrohren schnell herabkommenden 300 l Beton von dem 32 cm im Lichten messenden senkrechten Schüttrohr aufgenommen werden konnten, mußte dieses auf etwa 4 m Länge geleert sein. Zu Beginn der Betonierungsarbeiten war es häufiger vorgekommen, daß der flüssige Beton aus dem am Kopf des Schüttrohres aufgesetzten Trichter überquoll oder überspritzte. Man hatte daher diesen Trichter mit einem Holzdeckel abgedeckt. Außerdem hat man in gewissen Arbeitsschichten das Schüttrohr mittels der Winde schon angehoben, sobald eine Mischung in den Schrägrohren herunterkam.

Im allgemeinen sind in das auf oder in dem bereits eingebrachten Beton stehende Schüttrohr so viel Mischungen eingebracht worden, bis es gefüllt war.

Damit nun der Beton aus dem Schüttrohr abließ, wurde dieses mittels der Winde angehoben. Das zu Beginn der Betonierung im wiesenseitigen Strompfeiler rd. 14 m lange Rohr wog mit dem Betoninhalt nach Abzug des Auftriebes rd. 1550 kg; bei 10 m Länge war das Gewicht noch 1070 kg, bei 6 m Länge 750 kg. Die drei Arbeiter an der Winde hatten trotz der Übersetzung sehr schwer zu arbeiten, um dieses Gewicht anheben zu können. Solange das Schüttrohr noch lang war, mußte der jeweilige Hilfspolier an der Winde mitanfassen. Sobald infolge des Anhebens des Rohres die Reibung zwischen Beton und Eisenrohr überwunden war, geriet der gesamte Inhalt des Rohres ins Rutschen, was sich durch starkes „Rütteln“ und „Hopsen“ des Schüttrohres — das sich sogar auf den Wagen übertrug — bemerkbar machte.

Sobald das Rohr leichter wurde und das „Rütteln“ aufhörte — damit auch die Kraftanstrengung an der Winde — wurde das Rohr durch Rückwärtsdrehen der Kurbel schnell gesenkt, bis es aufsaß, damit der Beton nicht vollständig herauslief. Solange die Last an der Winde noch groß war, war das Zurückdrehen der Kurbel nicht möglich, da diese dann

heftig zurückgeschlagen wäre. Die Leute mußten nach ihrer Angabe hierbei vollständig „nach Gefühl“ arbeiten. Eine Nachprüfung, wieviel Beton aus dem Rohr abließ, ist — wenn überhaupt — einwandfrei nie festgestellt worden.

Sobald an einer Stelle eine Anzahl von Mischungen auf diese Weise eingebracht war — im allgemeinen 6 bis 8, an den Ecken 20 bis 25 —,

wurde der Schüttrwagen entweder quer oder längs verfahren. Das war nur möglich, wenn das Schüttrrohr ziemlich entleert, also „leicht“ war; mit dem vollen Rohr konnte der Wagen nicht bewegt werden. Einige Zeugen haben bekundet, daß das Schüttrrohr beim Verfahren des Wagens sich schief gestellt habe — dann mag das untere Ende im Beton geschleppt haben, andere Zeugen haben ein Schiefstellen des Rohres nicht bemerkt, dann wird es frei gehangen haben. Das Schiefstellen des Rohres wurde entweder durch Rückwärtsfahren des Wagens oder durch Einbringen einer Betonmischung, wobei das Rohr sich wieder senkrecht stellte, behoben.

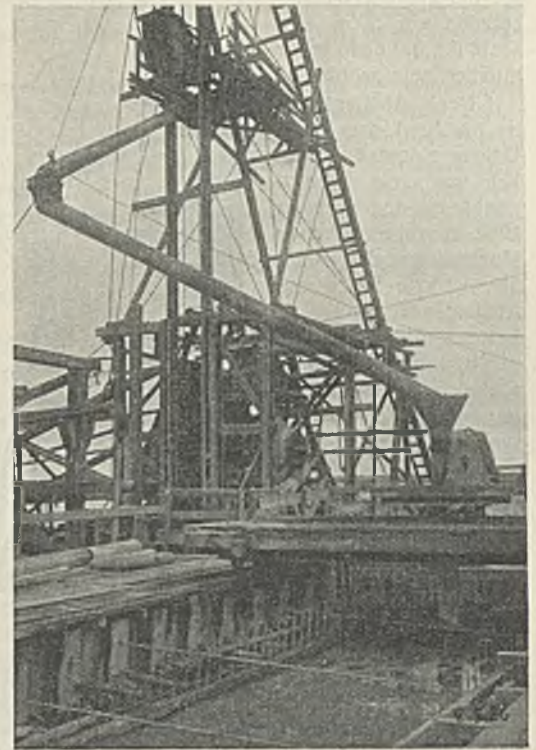


Abb. 38. Gießgerüst und Trichterwagen am gerade bis zum Wasserspiegel geschütteten wiesenseitigen Strompfeiler.

Sobald der Beton innerhalb der Spundwände bzw. innerhalb des Schalungsmantels auf diese Weise um 1 m gewachsen war, wurde das Schüttrrohr am oberen Ende durch Abschweißen entsprechend gekürzt.

Wenn man beim Verfahren des Wagens in der Längsrichtung an die vorher beschriebenen vier Zuganker kam, wurden diese anfangs ausgewechselt; später, als der Pfeiler höher gewachsen war, hat man das Schüttrrohr einfach über sie hinweggehoben. (II. Teil folgt.)



## Unterwassergußbeton nach dem Contractorverfahren beim Bau der Mole an der Mündung des Abstiegkanals bei Magdeburg-Rothensee in die Elbe.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungs- und -baurat F. Trier in Magdeburg und Regierungsaurat Tode in Glindenberg.

### Lage des Bauwerks und Gesamtanordnung.

Von dem Mittellandkanal zweigt bei km 146, kurz vor seiner Überführung über die Elbe, der 5 km lange Abstiegskanal nach Rothensee ab (Abb. 1), der die Verbindung mit den Hafenanlagen der Stadt Magdeburg, mit dem mitteldeutschen Wirtschaftsgebiet (Südflügel) und mit der oberen Elbe herstellt. Den Verkehr nach der unteren Elbe vermittelt die auf dem rechten Elbufer abzweigende Elbverbindung bei Niegripp. Die Mündung des Abstiegkanals in die Elbe ist wie der Verkehr, dem sie dienen soll, elbaufwärts gerichtet. Die ursprünglich geplante stromab gerichtete Mündung ist aufgegeben worden, weil sie die zwischen oberer Elbe und Kanal verkehrenden Schiffe gezwungen hätte, auf der Elbe herumzuschwojen, was für 1000-t-Schiffe unter den jetzigen Verhältnissen schon sehr schwierig und nach Durchführung der verschärften Niedrigwasserregulierung der Elbe, die das Fahrwasser bei kleinen Wasserständen auf 50 m einschränkt, gar nicht mehr möglich sein würde.

Der Abstiegskanal ist durch rd. 4 m hohe Deiche eingefäßt. Südlich von dem Schnittpunkte mit dem nach der Elbe zu vorgeschobenen Hochwasserdeich dient der östliche Deich des Abstiegkanals nur als Leitdeich für Hochwasser und Eis. Den Abschluß dieses Leitdeiches an seinem elbsseitigen Ende bildet eine Mole (Abb. 2), die nach der Bauart in zwei Abschnitte unterteilt ist. Abschnitt I, die eigentliche Mole, die mit lotrechten Wänden die gefahrlose Einfahrt der Schiffe in die bei Niedrigwasser 50 m in der Sohle breite Mündung gewährleisten soll, ist mit Rücksicht auf die Schiffstöße, denen sie ausgesetzt sein kann, und die starken Eisschleibungen als massives Betonbauwerk ausgeführt. Abschnitt II, die Molenwurzel, an der die Böschungen des Leitdeiches auslaufen, besteht aus einem durch Quercanker verbundenen Spundwandkasten, der mit Kiessand ausgefüllt wird.

Die Elbwasserstände am Molenkopf sind:

NNW	= NN + 38,43 m
MNW	= NN + 39,50 "
MW	= NN + 41,00 "
H schb W	= NN + 44,42 "
HHW	= NN + 45,27 "

Die Mole ist kein vollkommen geschlossenes Massivbauwerk. Modellversuche in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin haben erwiesen, daß die die Einfahrt der Schiffe erschwerenden Querströmungen am Molenkopf ebenso wie die Bildung von Sandbarren und Auskolkungen durch zweckmäßig über die Mole verteilte Durchflußöffnungen vermindert werden. Außerdem wird die Einfahrt der Schiffe dadurch erleichtert, daß sie vom Strom nicht

plötzlich in stauendes Wasser übergehen, sondern auf die Länge der Mole ein mit allmählich abnehmender Geschwindigkeit strömendes Wasser vorfinden.

Es sind fünf Durchflußöffnungen von je 5 m Lichtweite, senkrecht zu den Zwischenpfeilern gemessen, angeordnet, deren Unterkante in Höhe der Kanalsohle auf NN + 36,75 m und deren Oberkante in Höhe des Mittelwassers der Elbe auf NN + 41,00 m liegt. Der Durchflußquerschnitt der Öffnungen ist  $5 \cdot 21,25 = 106,25 \text{ m}^2$ . Demnach waren auf der 3,75 m starken Sohlenplatte, deren Unterkante auf NN + 33,00 m liegt, sechs Einzelpfeiler herzustellen. Auf den Pfeilern liegt eine 3,92 m starke Deckplatte, die durch zwei senkrechte Trennungsfugen in drei Einzelplatten unterteilt ist. Die Oberkante der Deckplatte ist 0,5 m über den höchsten schiffbaren Wasserstand, also auf NN + 44,92 m gelegt worden.

### Begründung der Unterwasserschüttung.

Der Beton der Mole war zwischen eisernen Spundwänden herzustellen, deren Unterkante 3 m unter die Gründungssohle reichte. Der Untergrund besteht aus stark wasserführendem Elbsand. Eine Gründung mit offener Wasserhaltung war deshalb ausgeschlossen. Es kam nur eine Grundwasser-senkung in Frage oder eine Betonierung unter Wasser, die als die wirtschaftlichere Ausführung gewählt wurde. Dabei sollte aber der Beton nicht in der bisher in Deutschland üblichen Weise in einzelnen waagerechten Lagen

mittels nach zwei Richtungen waagrecht verfahrbarer Trichter unter Wasser geschüttet, sondern nach dem schwedischen Contractor-Verfahren eingebracht werden<sup>1)</sup>. Gerade das vorliegende Bauwerk erschien besonders geeignet, dieses Verfahren in Deutschland einzuführen und seine Zweckmäßigkeit zu erproben. Es wäre allerdings das einfachste und billigste gewesen, nach dem Guß und nach genügender Erhärtung der Sohlenplatte die Baugrube zwischen den Spundwänden leer zu pumpen und die Pfeiler im Trockenen zu gießen. Trotzdem wurde nicht nur die Sohlenplatte, sondern es wurden noch drei Pfeiler nach dem Contractor-Verfahren unter Wasser gegossen, um die Anwendbarkeit des Verfahrens auch für freistehende Mauerkörper zu zeigen, deren Betonierung unter Wasser mit den bisher in Deutschland bekannten Bauverfahren nicht möglich war. Ferner konnte nach Trockenlegung der Baugrube ein Vergleich zwischen den unter Wasser gegossenen und den drei anderen, nach dem üblichen Gußbetonverfahren hergestellten Pfeilern gezogen werden.

<sup>1)</sup> Die Verwendung von Unterwassergußbeton in Schweden. Von Oberregierungs- und -baurat Trier. Bautechn. 1930, Heft 8 u. 10.

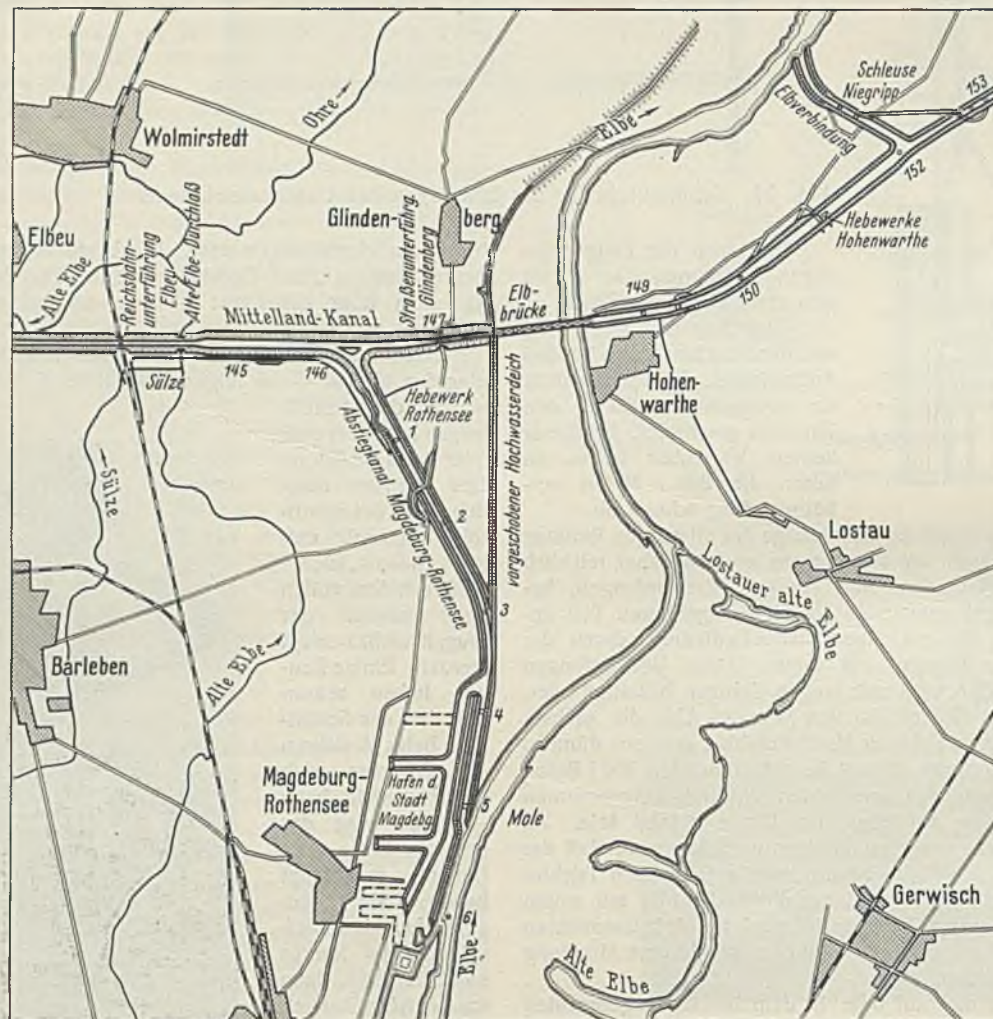


Abb. 1. Lageplan. M. 1:75000.



**Bedingungen für die Vergebung der Arbeiten.**

Die Ausführung der Unterwassergußbetonarbeiten soll im folgenden in allen Einzelheiten so beschrieben werden, daß danach jeder, der außerdem den in Fußnote<sup>1)</sup> angeführten Bericht des ersten Verfassers kennt, das Verfahren anwenden kann, ohne daß er ein Mißlingen zu befürchten braucht. Zu der vorliegenden Bauausführung waren ein von der Firma Contractor in Stockholm zur Verfügung gestellter Zivil-Ingenieur und ein Werkmeister zugezogen, um die reichen Erfahrungen zu nutzen, die die Firma auf diesem Gebiete besitzt.

Von der Firma Contractor waren folgende Zeichnungen angefertigt worden:

- a) Bauzeichnung für die Rahmen zur Befestigung der Rundisen unter Wasser,
- b) Bauzeichnung für die Zwischenschalung der Sohlenplatte einschließlich statischer Berechnung,
- c) Bauzeichnung für die Pfeilerschalung einschließlich statischer Berechnung,
- d) Zeichnung für die Gießrohre mit Trichter und Aufhängebügel sowie für die Verschlussklappe, ferner für das Gerüst zum Aufhängen des Trichters und für die Winde.

Für die Ausführung selbst waren folgende Sonderbestimmungen erlassen worden:

1. Das Gießen des Betons muß ohne jede Unterbrechung geschehen; Arbeitspausen dürfen nicht gemacht werden. Alle Teile, die versagen können, müssen eine Reserve haben, die sofort einspringen kann.
2. Die Gießrohre sollen 265 mm Durchm. haben. Die Flanschen sind sauber abzdrehen und zu dichten. Die Flanschbohrungen müssen alle gleich sein, so daß die einzelnen Rohrschüsse ohne weiteres aufeinander passen und gegeneinander ausgewechselt werden können. Eine Reserve an Rohren von mindestens 20% ist bereitzuhalten.
3. Der Betonkörper der Sohlenplatte wird in sechs Abschnitte eingeteilt. Zuerst sind die Abschnitte a, c und e (Abb. 2) zu gießen. Zu diesem Zwecke ist zwischen diesen und den Nachbarabschnitten eine über Wasser zusammengezimmerte Schalung zwischen den Spundwänden abzusenken und gegen diese und die Sohle durch Taucher abzudichten. Die Schalwände sind genügend abzusteißen, so daß sie beim Betonieren nicht ausweichen können.
4. In der halben Höhe der zuerst zu gießenden Blöcke sind dreieckförmige waagerechte Nuten herzustellen, in die der Beton der Nachbarblöcke eingreift, um eine einheitliche Wirkung der ganzen Grundplatte zu erreichen. Die zur Verbindung der Pfeiler mit der Sohlenplatte dienenden Rundisen sind vor dem Beginn des Gusses der Sohle an Holzrahmen befestigt in ihre zeichnungsgemäße Stellung zu bringen und festzulegen.
5. Nachdem die zuerst gegossenen Blöcke zwei Tage erhärtet sind, ist die Oberfläche der Platte unter den Pfeilern a und c von nicht genügend festem Beton durch Taucher zu reinigen und hierauf die Schalung für diese Pfeiler, die vorher über Wasser zusammengezimmert ist, auf die Sohlenplatte abzusenken und gegen die Sohlenplatte durch Taucher abzudichten.
6. Sodann sind die Pfeiler a und c bis zur Höhe NN + 41,00 m zu gießen. Weiter sind die Schalungen beiderseits des Abschnittes b durch Taucher zu beseitigen; alsdann ist der Abschnitt b in gleicher Weise herzustellen wie die vorhergehenden Abschnitte. Nach zweitägiger Erhärtung des Abschnittes b folgt die Herstellung des Pfeilers b und nach Entfernen der Zwischenschalungen der Guß der Abschnitte d und f. Alsdann ist mit dem Weiterbetonieren so lange zu warten, bis der Beton genügend erhärtet ist, um das Auspumpen des ganzen Molenabschnittes I zu ermöglichen. Hierauf ist die Baugrube zwischen den Spundwänden

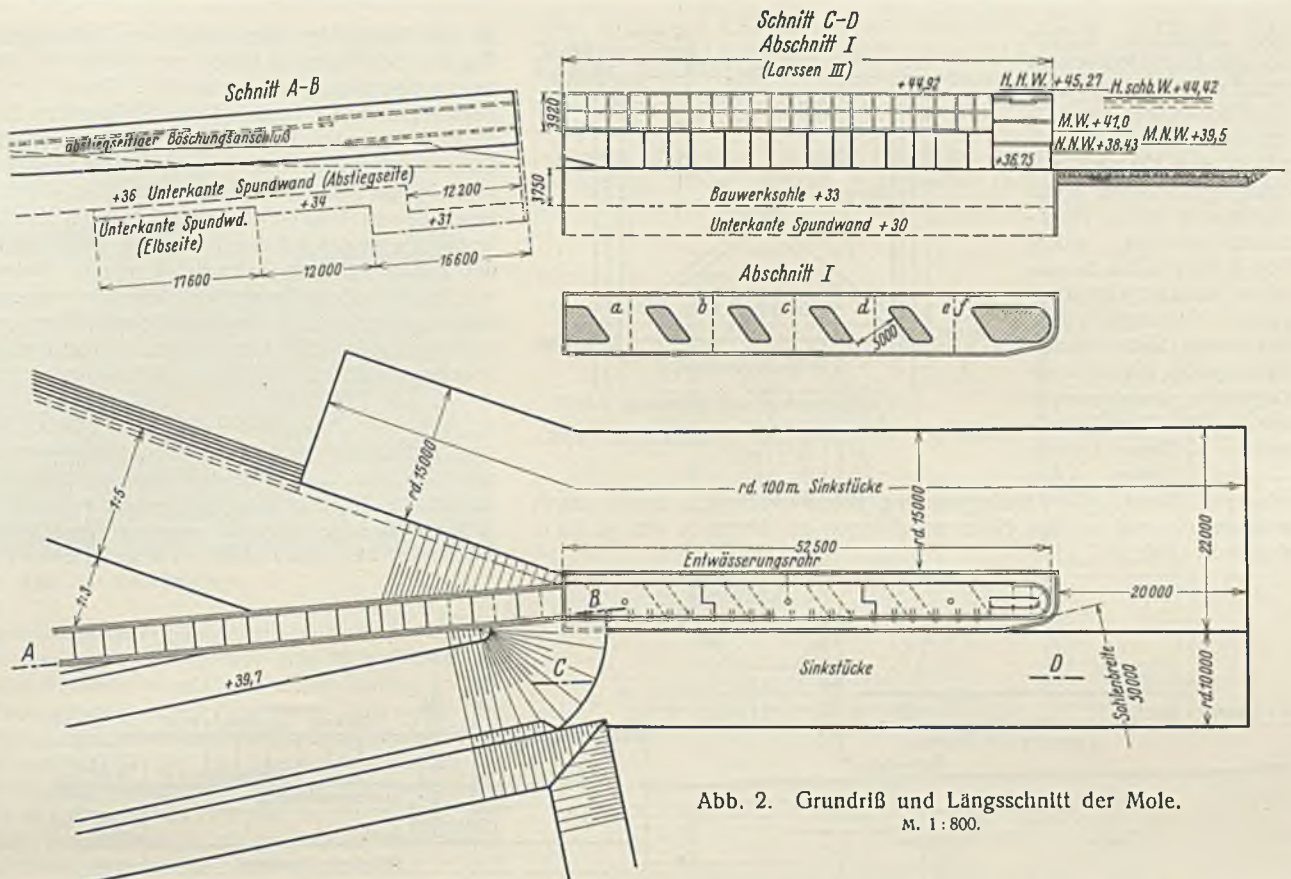


Abb. 2. Grundriß und Längsschnitt der Mole.  
M. 1 : 800.

trockenzulegen und nach Reinigung der Sohlenplatte unter den Pfeilern d, e und f der Guß dieser Pfeiler im Trockenem in der üblichen Weise zu bewirken. Schließlich ist der Beton oberhalb NN + 41,00 m im Trockenem herzustellen.

7. Vor dem Beginn des Unterwassergusses sind in die Spundwände etwa 10 cm oberhalb des Außenwasserstandes genügend große Löcher einzuschneiden, die verhindern, daß das Wasser innerhalb der Spundwände beim Betonieren erheblich über den Außenwasserstand ansteigen kann. Bei fallendem Außenwasserstand sind neue Löcher entsprechend tiefer einzuschneiden, so daß das Wasser im Spundwandkasten auf den Außenwasserstand herabfallen kann.

8. Der Unterwasserguß der einzelnen Abschnitte der Grundplatte ist je mit zwei Rohren gleichzeitig durchzuführen.

**Rammung, Dichtung und Abstiefung des Spundwandkastens.**

Die in Beton auszuführende, rd. 54 m lange und 6 m breite Mole wurde zunächst mit 14,00 m langen eisernen Spundwänden — Bauart Larssen Profil III — umrammt. Die Einzelbohlen waren gleich im Werk zu Doppelbohlen zusammengepreßt worden. Für die Ecken und Abzweigungen nach dem Molenabschnitt II waren besondere Bohlen vorhanden, ebenso wurden für die Wölbung der Molenspitze besonders geknickte Einzelbohlen geliefert. Paß- und Keilbohlen wurden auf der Baustelle nach Bedarf hergestellt. Das zusammengepreßte Schloß der Doppelbohlen war auf Bestellung im Werk mit einem Gemisch von Goudron und Teer ausgegossen worden, um von vornherein einen möglichst dicht schließenden Spundwandkasten zu erzielen. Die übrigen Schlösser wurden vor dem Rammen auf der Baustelle mit einer Dichtungsmasse von neutralem Asphalt-Goudron ausgegossen. Die Masse war von der Firma Kührmeyer, Franke & Co., Dachpappen- und Teererzeugnisse-Werke in Magdeburg, hierfür besonders unter dem Gesichtspunkte zusammengesetzt worden, daß sie möglichst zähflüssig sein sollte. Die Dichtungsmaßnahmen haben sich gut bewährt. Nur an wenigen Stellen wurde beim Auspumpen eine nachträgliche Kalfaterung mit Bleiwolle erforderlich. An jeder sechsten Bohle ist 5 m über dem unteren Ende ein Z-förmig gebogenes, 500 mm hohes, 10 mm dickes Eisenblech angeordnet, das als Verbindungsanker zwischen der Spundwand und dem Betongrundwerk dienen sollte. Die Anker wurden während des Rammens nach Möglichkeit unterhalb der unteren Führungszangen angeietet, nachdem die Bohle entsprechend tief gerammt war. War aber infolge Steigens des Elbwasserstandes nicht mehr genügend Arbeitsraum zwischen Wasserspiegel und Unterkante Zange, so mußten sie oberhalb der Zange angeietet werden. Zwischen den Zangen wurde dann eine entsprechende Lücke ausgespart, die durch eine höher liegende Ersatzzange überbrückt wurde. Die Bohlen wurden bis zur Ordinate NN + 30 m herunter gerammt, so daß die Oberkante der Spundwand auf NN + 44,00 m stand. Entsprechend der Geländeoberfläche gingen sie 8 bis 10 m durch Kiessand. Ein Ausweichen



oder schlechtes Ziehen der mit Eisenblechankern versehenen Bohlen wurde nicht beobachtet, obgleich die Anker selbst 3 bis 5 m tief in den Kiessand mit eindringen mußten. Auch mußte eine Bühne durchrammt werden, wobei sich jedoch keine besonderen Schwierigkeiten ergaben. Gerammt wurde von einem feststehenden Rammgerüst, das mit einer Zugamme vorgerammt war. Die Spundwandramme — Bauart Lakour — hatte einen 3,5 t schweren Bären. Der fertiggerammte Spundwandkasten wurde durch waagerechte und schräge Holzverstrebrungen im Abstände von je 3,2 m abgesteift (Abb. 3).

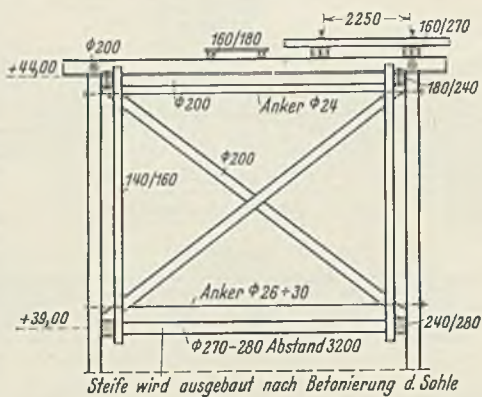


Abb. 3. Absteifung des Spundwandkastens.  
M. 1:150.

in den Tälern der Spundwandisen haften geblieben waren, durch den Taucher beseitigen zu lassen, um überall den dichten Anschluß des Betons an die Spundwand sicherzustellen. Durch den Taucher wurde aber festgestellt, daß die Spundwände vollkommen frei von anhaftendem Kies waren; der reine Kies war demnach durch das Arbeiten des Baggers, Übertragung der Erschütterungen auf die Spundwand und Wasserbewegung beim Fallen und Heben des Greifkorbes, abgefallen. Auch von einer Ablagerung von feinen Schlammteilchen auf der Baggersohle war nichts zu bemerken, so daß auf eine besondere Säuberung der Sohle durch Absaugen des Schlammes verzichtet werden konnte. Selbstverständlich war es nicht möglich, mit dem Bagger von vornherein eine gleichmäßig waagerechte Sohle zu erzielen. Unregelmäßigkeiten wurden durch den Taucher ausgeglichen. An einzelnen Stellen wurde nachträglich am Anschluß der Schalungstafeln an die Sohle wieder Kies eingebracht.

Baustelleneinrichtung. Mischanlage.

Gleichzeitig mit dem Beginn der Baggerarbeiten war die Betonierungsanlage aufgestellt worden, damit im unmittelbaren Anschluß an den Bodenaushub das Betonieren vor sich gehen konnte. Infolge Fehlens geeigneter Arbeits- und Lagerplätze war es am zweckmäßigsten, die ganze Betonierungsanlage auf dem Molenabschnitt II aufzubauen (Abb. 4 u. 5). Soweit es erforderlich war, wurden über die Spundwände schwere Querträger gelegt und auf diesen die Anlage errichtet. Ihr Umfang war von der Hauptbedingung abhängig, daß unter allen Umständen jeder Block in einem ununterbrochenen Arbeitsgang hergestellt werden mußte. Bei einer längeren Unterbrechung müßte das Gießrohr herausgezogen werden, weil es sonst in dem schon gegossenen Beton nicht mehr bewegt werden könnte, und der weitere Guß könnte nur unter Bildung einer Arbeitsfuge und nach Reinigung der Oberfläche des schon gegossenen Körpers von

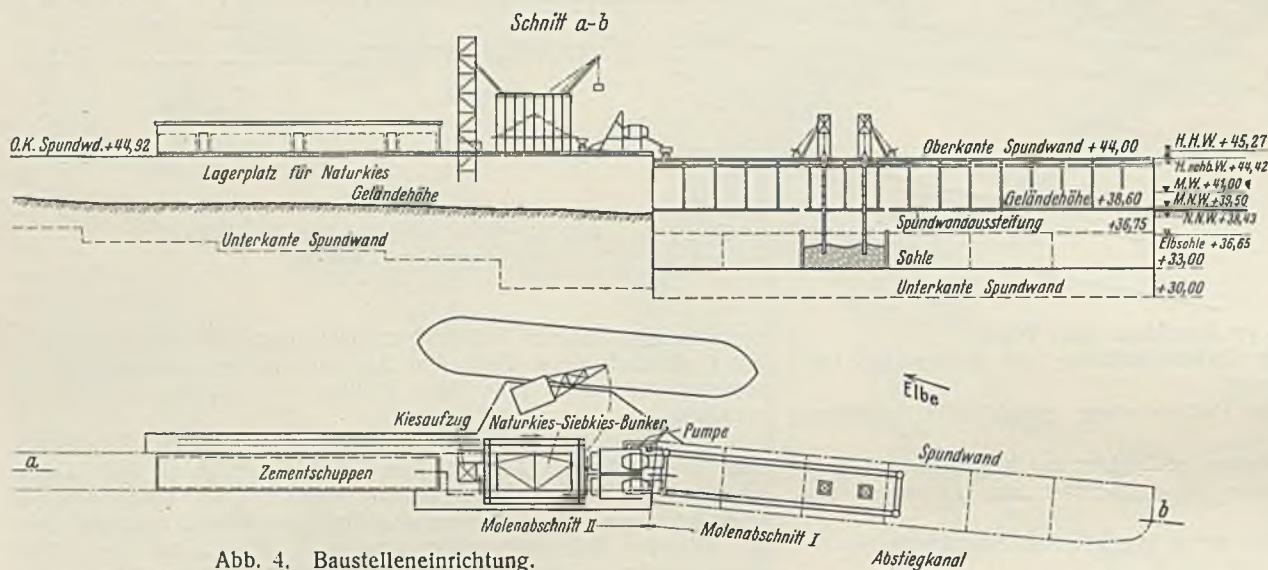


Abb. 4. Baustelleneinrichtung.  
M. 1:800.

Ausbaggerung der Baugrube.

Nach Schließung des Spundwandkastens wurde mit dem Ausbaggern des Bodens bis zur Sohlenhöhe NN + 33,00 m begonnen. Auf der Oberkante der Spundwand wurden quer zur Längsachse der Mole I-Träger gelegt, auf denen ein Dampf-Greifbagger aufgestellt wurde. Mit dem Baggern wurde am Molenkopf angefangen. Der gebaggerte Boden wurde

losen Teilen und nicht einwandfreiem Beton stattfinden. Es mußte daher der größte Wert darauf gelegt werden, daß bei Erholungspausen der Arbeiter genügend Ersatzleute vorhanden waren, und daß für jede Hauptmaschine eine von einer zweiten Kraftquelle angetriebene Ersatzmaschine in Tätigkeit gesetzt werden konnte. Es waren also zunächst zwei Betonmischmaschinen von 750 l Inhalt aufzustellen (Abb. 6). Eine Maschine

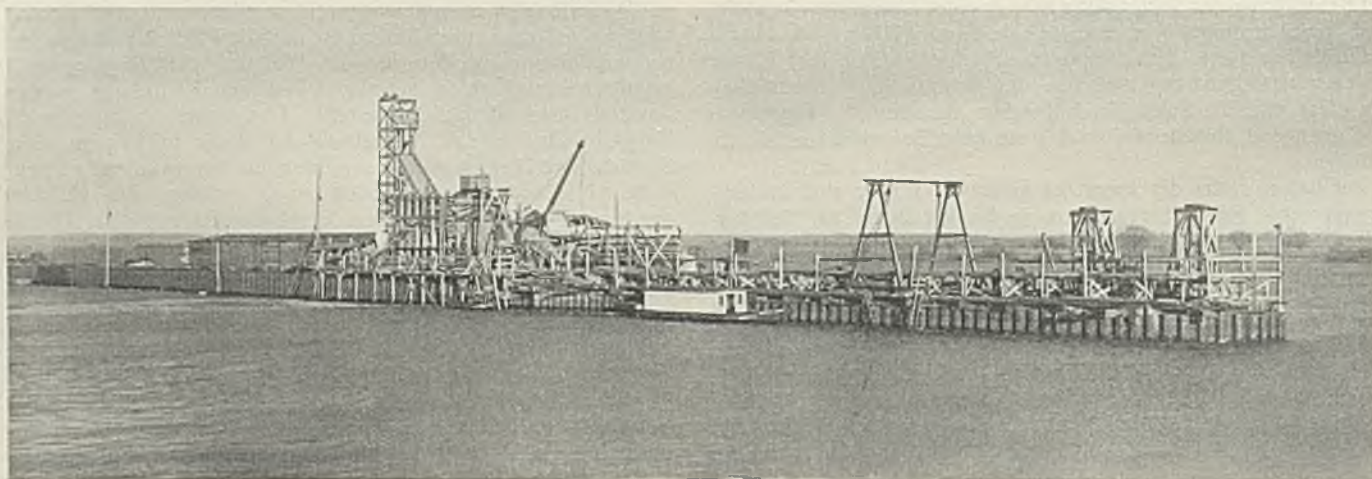


Abb. 5. Gesamtansicht der Molenbaustelle.

in Muldenkipper von 1,0 m<sup>3</sup> Inhalt geladen und nach dem Molenabschnitt II verfahren. Soweit das Baggergut aus reinem Kiessand bestand, wurde es in den Spundwandkasten II gekippt, um beim späteren Betonieren als Feinkieszusatz wiedergewonnen zu werden. Nicht brauchbarer, d. h. mit Schlackklinsen oder Strauchwerk durchsetzter Kies wurde elbseitig abgekippt und diente gleichzeitig als Verfüllungsboden für das später anzulegende Deckwerk. Ursprünglich war beabsichtigt, Kiesreste, die beim Baggern

wurde durch elektrischen Strom, die zweite durch einen Benzinmotor angetrieben. Das Betonanmachwasser wurde in Hochbehälter durch eine elektrische Pumpe gepumpt, als deren Ersatz eine Handpumpe diente.

Kiesbunker und Zementschuppen.

Hinter den Betonmischmaschinen stand ein Kiesbunker, der in zwei Abteilungen von je 50 m<sup>3</sup> Fassungsvermögen unterteilt war. Er diente



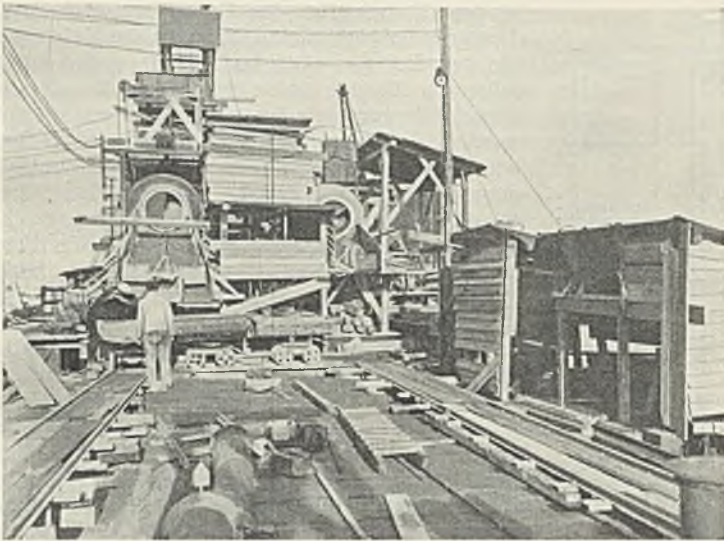


Abb. 6. Mischanlage.

zur Aufnahme des im Molenabschnitt I gebaggerten und im Abschnitt II untergebrachten Feinkieses und des in Korngrößen von 10 bis 70 mm angelieferten Siebkieses. Der Feinkies wurde mit einem Aufzug in den für ihn bestimmten Bunker gebracht. Eine besondere Reserve für den elektrisch betriebenen Aufzug war nicht erforderlich, da der Feinkies im Molenabschnitt II so hoch lag, daß die für den Unterwassergußbeton gebrauchte Menge auch unmittelbar in Kippwagen geladen und angefahren werden konnte. Seitlich des Kiesbunkers war der zu einem Kran umgebaute Bagger auf einem besonderen Gerüst aufgestellt, der den in Kähnen anschwimmenden Siebkies und Sackzement unmittelbar in den Bunker und auf Plattformwagen beförderte, die ihn zum Zementschuppen brachten. Beim Versagen des Kranes sollte der Siebkies von Hand hochgewunden und unmittelbar in die Zufuhrwagen geladen werden. Der Betonierungsbetrieb wäre hierdurch allerdings verlangsamt worden. Dies wurde aber unbedenklich in Kauf genommen, da erhebliche Störungen an dem Dampfkran nicht zu erwarten waren und eine vorübergehende Verlangsamung nicht wie ein Stillstand das Mißlingen des Gusses zur Folge haben konnte.

Für die Beförderung des Zementes brauchte kein Ersatzgerät vorgesehen zu werden, da im Zementschuppen stets ein genügender Vorrat vorhanden war; denn der an dem Kiesbunker anschließende Zementschuppen war mit einer Flächengröße von  $30 \cdot 4 = 120 \text{ m}^2$  so groß bemessen, daß bei Beginn des Betonierens jedes Blockes stets die für ihn erforderliche, nach der 7-Tage-Probe freigegebene Zementmenge lagerte.

#### Einrichtung der An- und Abfahrt. Muldenkipper, Betonrundkipper.

Zementschuppen, Kiesbunker und Mischmaschinen waren durch Patentgleis und Schiebebühnen miteinander verbunden (s. Abb. 4), so daß die Beschickung der leeren Wagen mit Zement und Zuschlagstoffen, ihre Entleerung an den Mischmaschinen und die Rückfahrt sich in einem Kreislauf vollzog. Zur Aufnahme des Zementes und der Zuschlagstoffe dienten Muldenkipper von  $0,75 \text{ m}^3$  Inhalt, die durch waagerechte Halbrundeisen nach dem bestimmten Maß an Fein- und Siebkies eingeteilt waren. Von einer senkrechten Einteilung war Abstand genommen worden, weil die Wagen dann infolge der teilweise einseitigen Belastung beim Antreffen von Hindernissen leicht aus den Schienen sprangen. Die Zuschlagstoffe wurden eingefüllt in der Reihenfolge Feinkies, Zement, Siebkies. Der Zement wurde selbstverständlich nach Gewicht zugesetzt. Da die Aufstellung eines Gießturmes nur schwer möglich und unwirtschaftlich war, da ferner eine ursprünglich vorgesehene Betonpumpe nicht verwendet werden konnte, weil sie nur Korngrößen bis zu 40 mm zuläßt, während auf grobe Zuschlagstoffe besonderer Wert gelegt wurde, wurde das fertige Betongemisch in besonderen Betonrundkippern verfahren. Sie hatten einen Inhalt von 350 l, so daß zur Aufnahme einer Mischung stets zwei Wagen erforderlich waren. Auch das Gleis, das von den Betonmischmaschinen zu den Verwendungstellen führte, war durch Drehscheiben verbunden, so daß auch die Anfuhr des fertigen Gemisches und der Rücklauf der leeren Wagen sich in einem Kreislauf vollzog.

#### Trichtergerüst.

Zur weiteren Einrichtung der Betonierungsanlage gehörte der durch den Unterwassergußbeton bedingte Aufbau von zwei Trichtergerüsten, ferner das Anbringen der Trichter und der erforderlichen Rohre, sowie die Aufstellung der zur Trichterbedienung erforderlichen Bauwinden. Die Trichtergerüste (Abb. 7 u. 8) waren aus Holz hergestellt. Sie hatten eine

lichte Weite von  $1,22 \cdot 1,22 \text{ m}$  und Höhe von 4,20 m. Oben auf dem Gerüst lagen zwei kräftige Kanthölzer mit einer Vorrichtung zur zentrischen Aufhängung des Trichters. Eine Schrägverstrebung hatten nur drei Seiten in der oberen Hälfte des Gerüsts. Die vierte Seite war mit höher sitzenden Kopfbändern abgesteift, damit von dieser Seite aus auch bei höherem Stande des Trichters der Beton eingebracht werden konnte, gleichgültig, ob er, wie im vorliegenden Falle, mit Betonrundkippern oder ob er durch Gießrinnen befördert wurde. Die untere Hälfte mußte

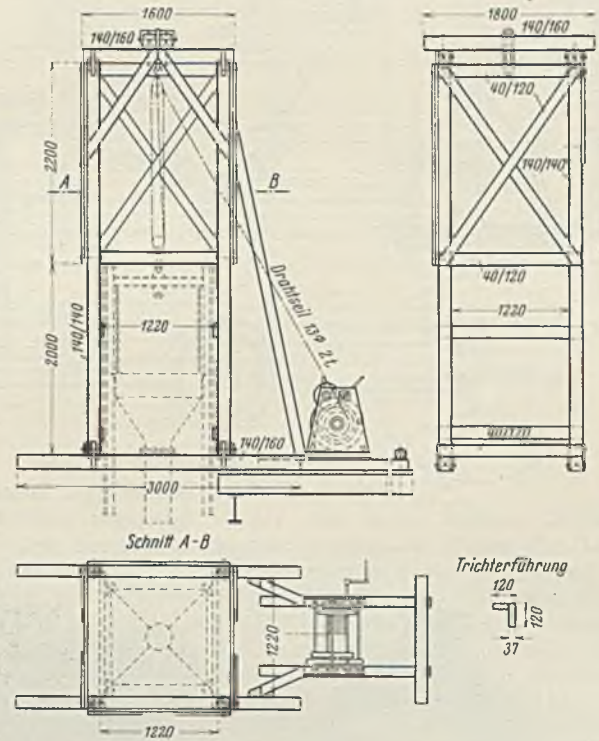


Abb. 7. Trichtergerüst. M. 1 : 80.



Abb. 8. Trichtergerüst, Bauwinde, Betonrundkipper. Im Hintergrunde mit Nut versehene Schalttafel im Portalkran hängend.

von Verstreibungen frei bleiben, um den Trichter und die Rohre einbauen und um jederzeit von allen Seiten so dicht an den Trichter herantreten zu können, daß der Stand des Betons im Rohre und die Dichtigkeit der Flansche nachgeprüft werden konnten. Es waren hier nur an zwei gegenüberliegenden Seiten je zwei waagerechte Bohlen angebracht zum Anheften in allen vier Ecken angeordneten Trichterführungen. Jede Trichterführung bestand aus zwei rechtwinklig zusammengefügt Brettern, deren Länge und Anbringung so bemessen war, daß sie den Trichter in der tiefsten und höchsten Lage lotrecht führen konnten. Die Trichtergerüste standen auf zwei Längsschwellen, deren überstehende Enden mit Schraubenbolzen an dem als Baugrubenabdeckung dienenden Bohlenbelag befestigt wurden.

#### Trichter und Bodenklappe.

Der Trichter (Abb. 9 u. 10) bestand aus 3 mm starkem Eisenblech. Der obere, 25 cm hohe Teil war viereckig und hatte eine Grundfläche



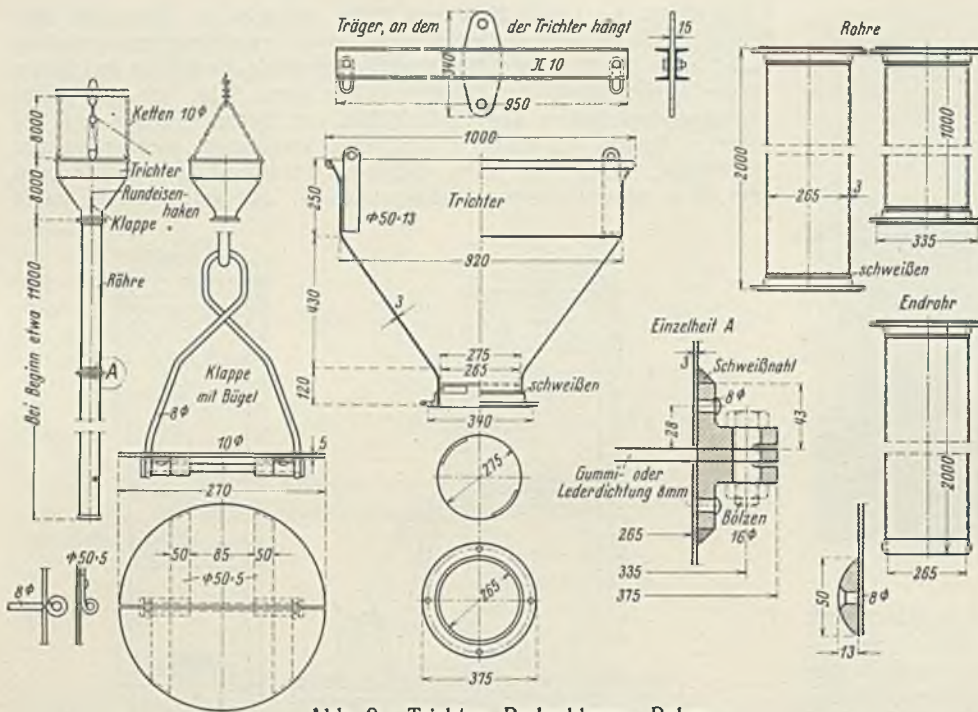


Abb. 9. Trichter, Bodenklappe, Röhre.

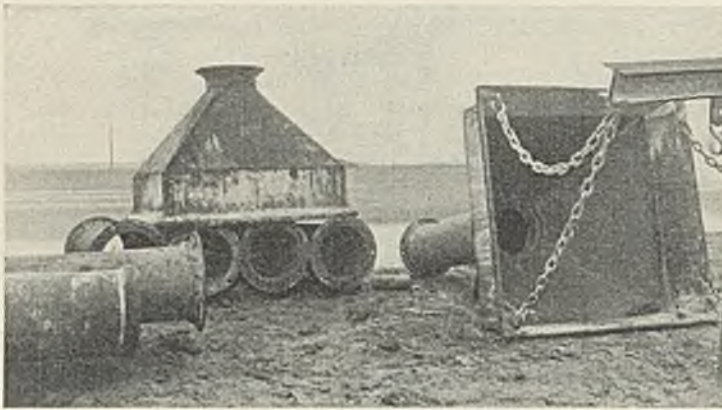


Abb. 10. Trichter mit Aufhängevorrichtung, Röhre, links Schlußrohr mit Wulstisen.

von 92·92 cm. In den vier Ecken waren mit einem Loch versehene Flacheisen zur Befestigung der Tragketten angenietet. Die Ketten wurden an den beiden Enden eines waagerechten, 95 cm langen Trägers aus zwei U-Eisen zusammengeführt, der mit einem einfachen Flaschenzug am Gerüst aufgehängt war. Der oberste Rand des viereckigen Trichterteils war zu einer Grundfläche von 100·100 cm auseinandergebogen. Außen um diesen Rand waren Halbrundeisen angenietet, um ein Anecken in den hölzernen Trichterführungen zu vermeiden. Der Trichter verjüngte sich nach unten auf eine Länge von 43 cm zu einer Kreisform von 275 mm Durchm. Den unteren Teil des Trichters bildete ein Rohrstück von 12 cm Länge, so daß der ganze Trichter eine Höhe von 80 cm hatte. An diesem Rohrstück, das sich von 275 mm auf 265 mm Durchm. verjüngte, war außen ein Winkel als Flansch angenietet. Zur Erzielung vollkommener Wasserdurchlässigkeit wurde die Naht zwischen Winkel und Rohr verschweißt. Im inneren Teile des Rohrstützens waren zwei gegenüberliegende Flacheisen als Stütze für die Bodenklappe angebracht. Die Bodenklappe bestand aus zwei halbkreisförmigen, 5 mm starken Eisenblechen, die in der Achse scharnierartig verbunden waren. An dem Scharnier war ein Bügel angebracht, an dem die Bodenklappe mit einem hakenförmigen Rundeisen hochgezogen werden konnte, wobei die beiden Hälften zusammenklappten und die Öffnung freigaben.

#### Trichterrohre.

Die Trichter wurden so aufgehängt, daß ihre Unterkante in der tiefsten Stellung auf NN + 43,00 m etwa 2,30 m über dem Wasserspiegel lag. Die Baugrube war ausgehoben bis NN + 33,00 m. Demnach waren für jeden Trichter 10 m oder bei einer Reserve von 20% 12 m Rohr erforderlich. Jeder Rohrsatz bestand aus zwei Rohrschüssen von je 1 m Länge und fünf Rohrschüssen von je 2 m Länge. Die 1 m langen Röhre wurden unmittelbar unter dem Trichter angeschlossen, um durch ihr Herausnehmen das Gießrohr um jedesmal 1 m verkürzen zu können, wenn

es dem Fortschreiten des Gusses entsprechend um 1 m gehoben war, weil andernfalls die Zufuhrleise für den Beton unnötig hoch hätten gelegt werden müssen. Alsdann sollte gegebenenfalls ein 2 m langes Rohr gegen ein 1 m langes Rohr ausgewechselt werden. Von einer weiteren Teilung der 2-m-Röhre wurde aus Ersparnisgründen und aus der Erwägung abgesehen, daß die Gefahr undichter Flansche um so größer ist, je mehr Flanschverbindungen hergestellt werden. Die Röhre, deren Wandstärke 3 mm betrug, waren an beiden Enden in der gleichen Form mit wasserdicht verschweißten Flanschen versehen wie das Rohrstück des Trichters. Es war besonders darauf zu achten, daß die Schraubenlöcher in den beiden Flanschen jedes Rohrstücks genau in Parallelen zur Rohrachse lagen. Andernfalls würde, da der viereckige Trichter nicht gedreht werden kann, ein Drehen des im Beton steckenden Rohres notwendig, um die neue Flanschverbindung nach Ausbau eines Rohres herstellen zu können, was mit Schwierigkeiten und Zeitverlusten verbunden wäre. Ferner war darauf zu achten, daß die Flansche vollkommen parallel und eben abgedreht waren, weil sonst zu leicht undichte Stellen entstehen, durch die das Außenwasser in das Rohr eindringen kann. Dies würde eine Entmischung des Betons im Rohr zur Folge haben, besonders wenn der Beton einmal unter die Höhe des undichten Flansches abgesunken ist. Andererseits kann durch jede Undichtigkeit Wasser aus dem im Trichter oder Rohr oberhalb der Wasserspiegellinie befindlichen Beton nach außen abziehen, wodurch die Fließfähigkeit des Betons vermindert und zu Verstopfungen Anlaß gegeben wird. Als Dichtung zwischen den Flanschen wurden 8 mm starke Gummrings verwendet. Der unterste Rohrschuß war nur an einem Ende mit einem Flansch versehen. Das andere Ende, das im Beton steckte, mußte glatt sein, um die Auf- und Abbewegungen im Beton zu ermöglichen. Um die Abnutzung zu verringern, wurde es durch ein ringsum angenietetes Wulstisen verstärkt.

#### Bauwinde, Rohrlampe, Portalkran.

Neben dem Trichtergerüst stand eine gewöhnliche Bauwinde mit Bandbremse. Sie mußte so aufgestellt werden, daß der Bedienungsmann jederzeit und bei jeder Trichterstellung den Trichterboden übersehen konnte. Die Winde hatte ein Übersetzungsverhältnis von 1:36. Die Auswirkung auf die Trichterbewegung betrug 1:72, weil zwischen dem Trichter und dem Seil der Winde noch ein einfacher Flaschenzug zwischengeschaltet war. Mit einer Kurbeldrehung hob oder senkte sich der Trichter um 3 mm. Der Seilzug am Umfang der Windentrommel war im Höchstfalle 2000 kg. Beim Fallenlassen, das mit größter Beschleunigung geschehen mußte, konnte die Kurbelwelle nicht festgehalten werden. Durch die schnellen Umdrehungen gefährdete sie den Bedienungsmann. Es empfiehlt sich, künftig nur Winden mit ausrückbarer Kurbelwelle zu verwenden.

Zur Prüfung der Flanschdichtungen in den Röhren wurde eine elektrische Lampe an einem langen Drahtkabel griffbereit am Trichtergerüst aufgehängt.

Das Versetzen der Trichter sowie das Bewegen anderer schwerer Lasten geschah durch einen fahrbaren Portalkran, der über die ganze Baugrubenbreite reichte.

#### Schalttafeln der Sohlenplatte.

Für die Betonierung der in einzelne Blöcke unterteilten Sohlenplatte wurden zwei Schalttafeln angefertigt. Von der Firma Contractor war vorgeschlagen worden, sie in drei Einzelfaßeln mit senkrecht stehenden Schalbrettern aufzulösen (Abb. 11). Der bauausführenden Firma wurde jedoch auf ihren Vorschlag gestattet, die Schalttafel in einem Stück anzufertigen (Abb. 12). Die Tafel hatte eine Höhe von 4,00 m und eine durchschnittliche Breite von 6,50 m. Sie hatte als untere Begrenzung ein I 34 und als obere Begrenzung ein I 26. Zwischen den I-Eisen waren sechs senkrechte Stiele aus Kantholz 24·24 cm angeordnet. Ferner wurden die beiden I-Eisen durch zwei Rundeisenanker zusammengehalten. Die Stiele 2 bis 4 wurden mit Keilen gegen den vorderen Trägerflansch festgekeilt. Stiel 1 und 6 wurden nicht festgekeilt. Sie standen zwischen dem vorderen Trägerflansch und einem Winkel, der am Ende des Steges angeschraubt war, nachdem ein Teil des hinteren Flansches und des Steges abgetrennt worden war. Eine feste Verbindung zwischen den I-Eisen und den Stielen wurde nur beim zweiten und fünften Stiel durch Flacheisen vorgesehen, die beim oberen I-Eisen als Schlaufen ausgebildet waren, um an diesen die Seile zum Bewegen der Tafel anbringen zu können. Auch am ersten und sechsten Stiel waren oben noch Schlaufen



angebracht worden, die aber nur benutzt werden sollten, wenn beim Herausziehen der Tafel die am Stiel 2 und 5 angesetzten Kräfte nicht ausreichen sollten. Die I-Eisen waren an ihren Enden, außen am Flansch, noch mit je zwei kleinen eisernen Winkeln versehen, die als Halt für eine seitliche Abspreizung dienen sollten. Die Tafel wurde mit waagrecht liegenden, gehobelten und gespundeten Brettern verschalt, die in der unteren Hälfte 4 cm, in der oberen Hälfte 3 cm Stärke hatten. Der Übergang zwischen beiden Brettstärken wurde glatt abgehobelt. Ferner war in halber Höhe der Schalttafel die oben erwähnte waagerechte dreieckförmige Nut herzustellen. Die Nutschalung durfte natürlich nur leicht angeheftet werden, um beim Herausziehen der Schalttafel nach beendeter Betonierung keinen zu großen Widerstand zu leisten. An der Rückseite der Schalwand waren ein Flach- und ein Winkeleisen als Schrägverstrebung angeordnet. Die mit dem Beton in Berührung kommende Seite der Schalttafel wurde mit reinem Maschinenöl angestrichen. Besondere Aufmerksamkeit war der seitlichen Abdichtung zu widmen, da die gerammten Spundwände unmöglich vollkommen senkrecht stehen konnten. Infolgedessen war der für die Stiele 1 und 6 bestimmte Winkel nicht angenietet, sondern so angeordnet worden, daß er in der Längsrichtung verschoben werden konnte. Dadurch wurde es möglich, ungleiche Entfernungen zwischen den beiden Spundwandseiten, die vorher durch einen Taucher ausgemessen worden waren, auszugleichen. Auf den beiden Stielen mußte dann als Ausgleich für die fehlenden Schalbretter eine entsprechend breite Längsbohle in Stärke der Schalbretter aufgenagelt werden. Auf dieser Längsbohle wurde ein besonderes Dichtungsbrett befestigt, das sich an die Seitenwange des Spundwandseisens anlehnte. An der Rückseite wurde die Tafel durch oben und unten in Höhe der I-Eisen angeordnete Keile und seitliche Spreizen festgelegt.

**Absenken, Dichten und Festkeilen der Schalttafeln.**

Die über der abgedeckten Baugrube fertiggestellte Schalttafel war rd. 1,7 t schwer. Sie wurde mittels des fahrbaren Portalkranes, dessen Flaschenzüge an den Schlaufen der Stiele 2 und 5 anfaßten, an Ort und Stelle gefahren und dort abgesenkt. Um die Gewähr für ein festes Anpressen der Schalttafel auf die Sohle zu haben, wurde die Tafel nach dem Absenken noch durch Schienen beschwert, die mit einem Ende über den Wasserspiegel herausragten und daher beim Hochziehen der Tafel leicht vorher entfernt werden konnten. Besonders zu achten war darauf, daß die Schalttafel stets gleichmäßig senkrecht herunter kam, um ein Anecken und Festklemmen an der Spundwand zu vermeiden. Solange die Tafel noch über Wasser war, wurde ihre Stellung mit Hilfe einer Wasserwaage, und sobald sie ganz untergetaucht war, mit zwei angebrachten Pegellatten nachgeprüft. Die Keile und Spreizen mußten unter Wasser durch den Taucher angebracht werden. Dieser mußte auch den vollkommen dichten Anschluß der Tafel an die Baugrubensohle nachprüfen und im Bedarfsfalle durch außen vorgepackte Sandsäcke eine ausreichende Dichtung herstellen. Nach der Betonierung mußte der Taucher die Keile, Spreizen und Sandsäcke zunächst entfernen. Dann konnte die Tafel hochgewunden werden. Während sich beim Absenken der Schalttafel keine Schwierigkeiten ergaben, traten beim Hochwinden doch erhebliche Stockungen ein, so daß außer den beiden Flaschenzügen an den Stielen 2 und 5 noch zwei Fußwinden an den Stielen 1 und 6 angesetzt werden mußten. Daß die Stockungen auf Grattbildungen von Beton zwischen den einzelnen Schalbrettern zurückzuführen waren, war nicht anzunehmen, da nach Aussage des Tauchers sich die Schalttafel nach Lösen der Keile und Spreizen sofort vom Beton etwa 2 cm losgelöst hatte. Wahrscheinlich war das Holz ziemlich stark gequollen und hatte den Zwischenraum zwischen der Schalttafel und den Spundwänden auf ein Mindestmaß verringert. Dadurch wurde ein Anecken und Festklemmen bei der geringsten Schiefstellung der Tafel begünstigt. Ein Vergleich, ob die Stockungen vermieden worden wären, wenn nach dem schwedischen Vorschlage die Schalttafel in drei Einzelfafeln aufgelöst worden wäre, konnte mit Rücksicht auf den zeitraubenden und kostspieligen Umbau nicht angestellt werden.

**Pfeilerschalung.**

Für die Pfeilerschalung (Abb. 13 u. 14) waren zunächst aus Bohlen 8 · 16 cm ein-

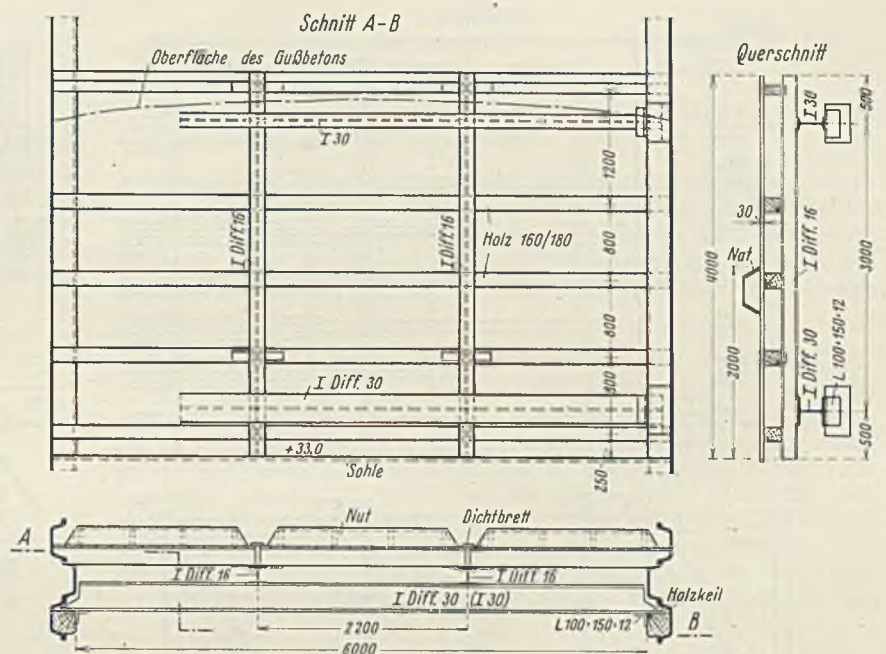


Abb. 11. Dreiteilige Schalttafel. M. 1:80.

zelne Rahmen angefertigt worden, die an der kürzeren Querseite aus zwei Bohlen bestanden, zwischen welche die Bohlen der Längsseite geschoben wurden. Zur Vermeidung von Zimmermannsarbeit wurden die Bohlen an den Überschneidungsstellen nicht angeblattet, sondern es wurden an den Auflagerstellen Bulldogbleche eingelegt<sup>2)</sup>. Die feste Verbindung geschah dann durch Schraubenbolzen. Die Rahmen wurden in Abständen von 0,50 m angeordnet. Nur zwischen dem obersten ersten und dem zweiten Rahmen war ein Zwischenraum von 0,70 m. Zu jeder Pfeilerschalung gehörten demnach bei einer durchschnittlichen Höhe von 4,00 m insgesamt acht Rahmen. Der zweite Rahmen von oben und von unten war an beiden Querseiten zu rechtwinkligen Dreieckverbindungen ausgebaut worden, um ein Verschieben der Pfeilerschalung in sich zu verhindern. An den spitzen Ecken wurden noch als Halt für die schmalen Schalbretter besondere, nach der Lehre zugearbeitete Bohlenstücke angebracht. Die Längsseiten wurden ferner durch zehn Eisenanker, von denen je zwei in einer Höhe lagen, gegen ein Herausdrücken der Schalwand gesichert. Die 30 mm starken, gehobelten und gespundeten Schalbretter wurden senkrecht stehend angenagelt und vor dem Versenken der ganzen Pfeilerschalung innen mit reinem Maschinenöl gestrichen. Entsprechend der Oberfläche der Grundplatte mußte der unterste Rand der Schalung ausgeschnitten werden (Abb. 15). Deswegen war eine ganz genaue Abpeilung der Grundplatte im Umfange des Pfeilers erforderlich. Das Gewicht der gesamten Pfeilerschalung betrug etwa 4 t. Als Auflagerfläche für die beim Absenken verwendeten Ballaststeine dienten die

<sup>2)</sup> Holzverbindungen mit dem Bulldogblech. Von Oberingenieur C. Kersten. Fachzeitung „Der deutsche Zimmermeister“ 1927, Nr 11.

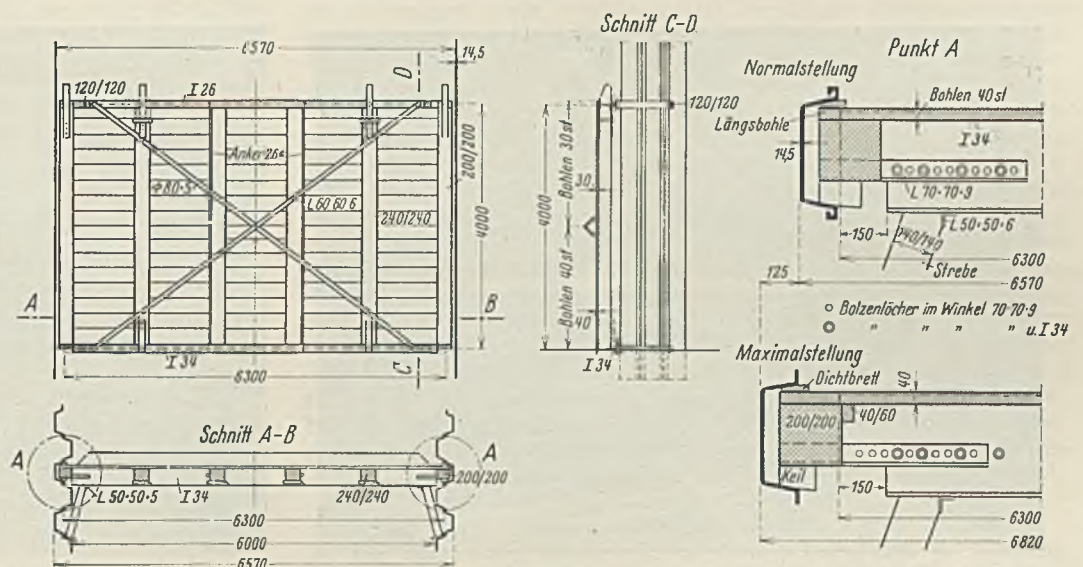


Abb. 12. Ausgeführte Schalttafel mit Einzelheiten. M. 1:125.



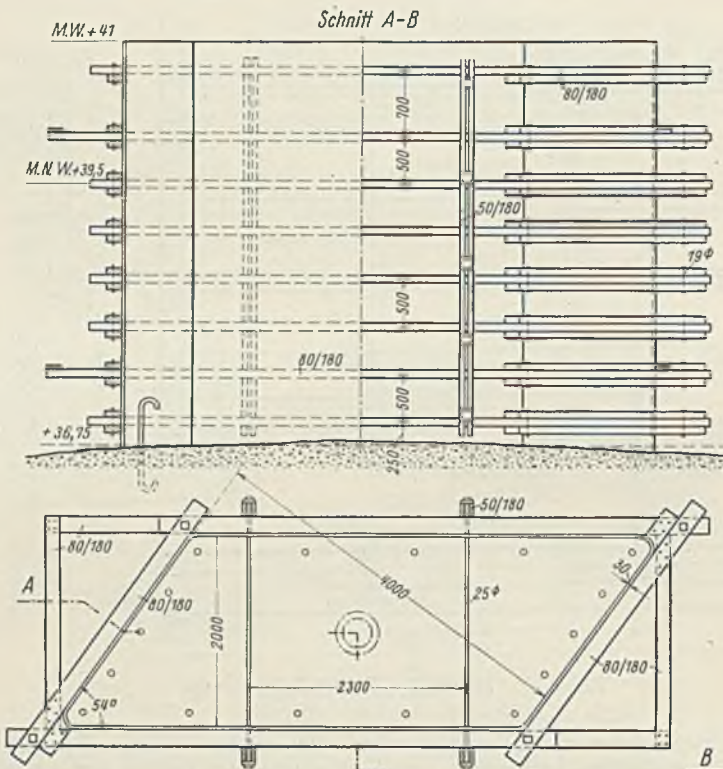


Abb. 13. Pfeilerschalung. M. 1 : 80, Einzelheiten 1 : 40.

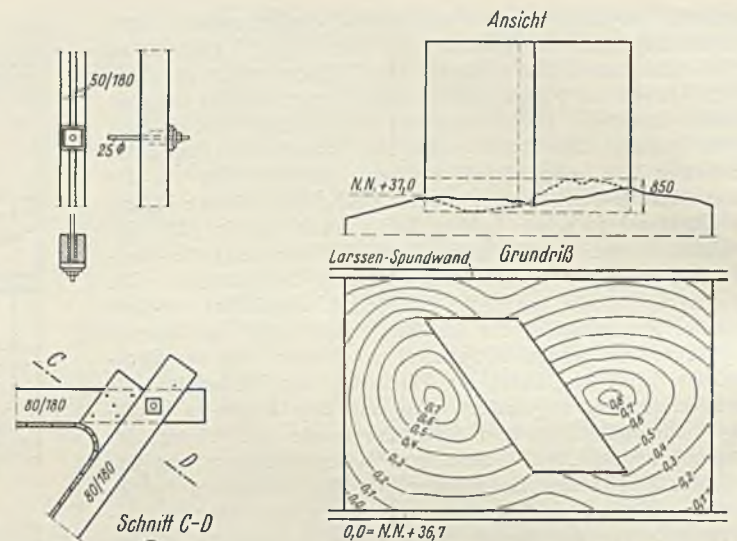


Abb. 15. Abgepeelte Grundfläche für eine Pfeilerschalung. M. 1 : 200.

Bohlenrahmen, an die zu diesem Zweck noch schräg stehende Bretter angenagelt wurden (Abb. 16).

**Absenken, Dichten und Festkeilen der Pfeilerschalung.**

Das Absenken der auch auf der abgedeckten Baugrube hergestellten Schalung geschah wie bei den Schalfeln der Grundplatte durch den Portalkran. Um ein Abheben der Pfeilerschalung von der Grundplatte mit Sicherheit zu verhindern, wurden innerhalb der Pfeilerschalung senkrechte Eisenanker angeordnet. Diese waren unten an den in der Grundplatte einbetonierten, umgebogenen Rundeseisen und oben an Holmen befestigt, die quer über den obersten Rahmen der Pfeilerschalung gelegt waren. Nach beendeter Absenkung mußte die Schalung ausgerichtet, senkrecht gestellt, an den Spundwänden abgesteift und gegen die Grundplatte abgedichtet werden. Das Ausrichten geschah ohne den Taucher mittels senkrechter Latten, die an den Rahmen der Schalung angenagelt waren und über das Wasser herausragten. Je nach der Stellung dieser Latten zu den oberhalb des Wasserspiegels gezogenen Schnürleinen konnten entsprechende Umstellungen vorgenommen werden. Es blieb allerdings nicht aus, daß sich kleine Stellungsfehler bis zu 5 cm ergaben. Die senkrechte Stellung wurde durch Wasserwaagen nachgeprüft, die an den vorerwähnten Latten angehalten wurden. Zur Sicherheit waren aber auch noch zwei Lote an den Längsseiten der Schalung angebracht worden, deren Ausschlag durch den Taucher nachgeprüft wurde. Schiefstellungen wurden durch Anbringen von Holzfüßen unter dem untersten Rahmen ausgeglichen. War die Pfeilerschalung ausgerichtet und senkrecht gestellt, mußte sie durch den Taucher gegen die Spundwand abgesteift werden. Dann wurde die Dichtung der Schalung gegen die Grundplatte vorgenommen. Da es beim Senkrechtstellen der Schalung nicht ausbleiben konnte, daß zwischen ihrer Unterkante und der Grundplatte klaffende

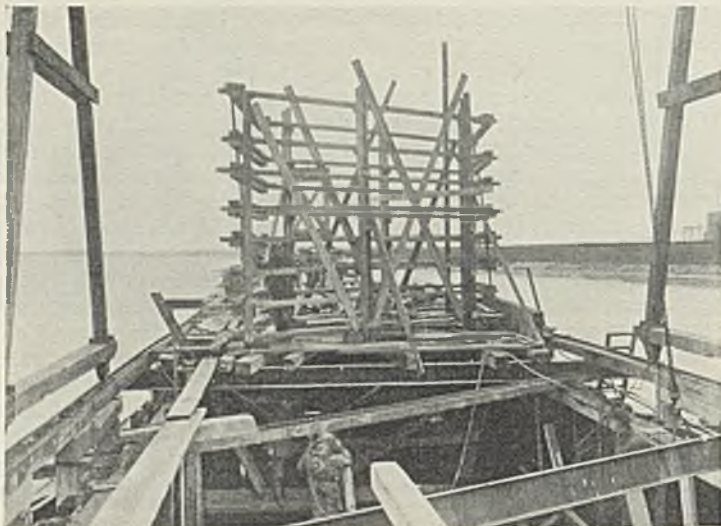


Abb. 14. Rahmen der Pfeilerschalung.

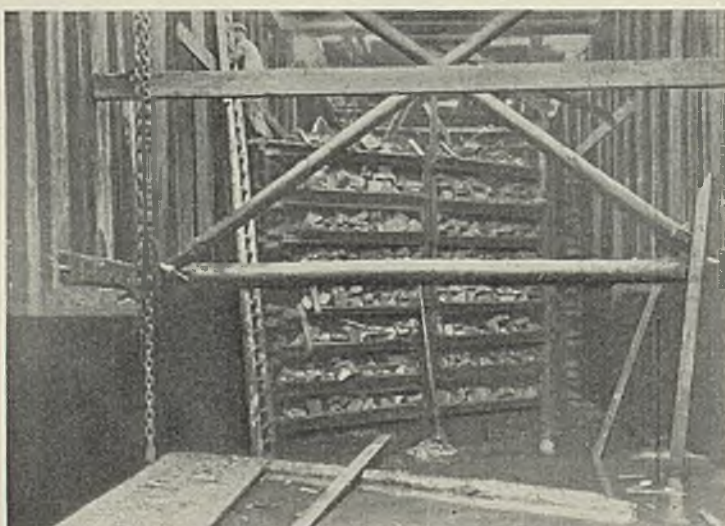


Abb. 16. Pfeilerschalung mit Ballaststeinen nach dem Leerpumpen der Baugrube.



Abb. 17. Sandsackdichtung an der Pfeilerschalung nach dem Leerpumpen der Baugrube.



Fugen entstanden, erforderte die Dichtungsarbeit mit Sandsäcken eine ganz besonders sorgfältige Arbeit des Tauchers (Abb. 17, die nach Beendigung des Gusses und Trockenlegung der Baugrube aufgenommen ist).

**Verbindung der Pfeiler mit den Platten.**

Zur Verbindung der Pfeiler mit der Sohlenplatte und mit der Abdeckplatte dienten 1 m lange, an den Enden mit Haken versehene Rundisen von 50 mm Durchm. Sie mußten vor Beginn des Betonierens in den eingeschalteten Grundblock und in die Pfeilerschalung eingehängt werden. Zu diesem Zwecke wurden Holzrahmen in ähnlicher, aber einfacherer Form wie die Rahmen der Pfeilerschalung angefertigt (Abb. 18), an denen

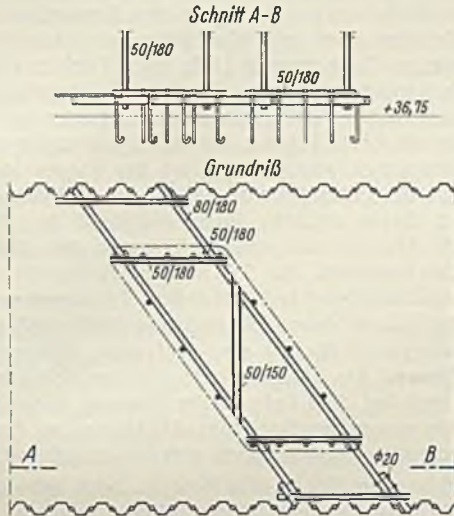


Abb. 18. Rahmen zum Aufhängen der Rundisen. M. 1:60.

die Eisen mit je zwei Krampen befestigt wurden. Der Rahmen wurde dann versenkt und an einem zweiten Rahmen, der oberhalb des Wasserspiegels an den eisernen Trägern der Baugrubenabdeckung befestigt war, mit an beiden Enden mit Haken versehenen Rundisen aufgehängt. Die Festlegung des unteren Rahmens an der eisernen Spundwand sowie die spätere Loslösung der Krampen besorgte selbstverständlich der Taucher. Die Rundisen wurden zum Teil durch den Beton etwas schief gedrückt, was für den vorliegenden Zweck ohne Bedeutung war. Wo Rundisen einlagen einzubetonieren sind, deren genaue Lage im fertigen Bauwerk von Bedeutung ist, müssen sie natürlich besser festgelegt werden. Ein Beispiel dafür ist in dem Aufsätze des ersten Verfassers (Bautechn. 1930, Heft 8 u. 10) über die Verwendung von Unterwassergußbeton in Schweden enthalten.

**Statische Berechnung der Schalungen.**

Bei der statischen Berechnung der Schalungen hatte die Firma Contractor nach ihren Erfahrungen mit Schalungsdrücken gerechnet, die von der Oberkante Beton 1,5 m tief gleichmäßig von 0 bis auf 2 t/m<sup>2</sup> zunehmen und dann bis zur Sohle gleichbleiben. Die bauausführende Firma hatte dagegen die statische Berechnung nach Noack<sup>3)</sup> aufgestellt. Unter Berücksichtigung des gegenseitigen Wasserdrucks war dabei für den Beton ein spezifisches Gewicht von 1,3 t/m<sup>3</sup> eingesetzt. Ferner wurde mit einem Böschungswinkel  $\operatorname{tg} \varphi = 0,27$  bei einer stündlichen Leistung von 10 m<sup>3</sup>, einer Temperatur des Wassers von 12° C und einer Abbindezeit von 20 Stunden gerechnet. Es ergaben sich dann in den verschiedenen Tiefen folgende Schalungsdrücke:

Tiefe 1,50 m	Schalungsdruck 1,60 t/m <sup>2</sup>
" 2,00 "	" 2,00 "
" 3,00 "	" 2,75 "
" 3,75 "	" 3,20 "

**Ermittelte Schalungsdrücke.**

Um die tatsächlich auftretenden Schalungsdrücke feststellen zu können, wurden von der Bauverwaltung durch Einbau von Meßdosen an zwei Schaltafeln der Grundplatte und an zwei Pfeilerschalungen Druckmessungen vorgenommen, die folgende Höchstwerte ergaben:

1. Schaltafel.	
Tiefe unter Solllhöhe des Betons 1,42 m	Schalungsdruck 1,52 t/m <sup>2</sup>
" " " " " 3,00 "	" 1,42 "
" " " " " 3,00 "	" 1,58 "
2. Schaltafel.	
Tiefe unter Solllhöhe des Betons 2,70 m	Schalungsdruck 1,21 t/m <sup>2</sup>
" " " " " 2,70 "	" 1,95 "

<sup>3)</sup> B. u. E. 1923, S. 220.

1. Pfeiler.	
Tiefe unter Solllhöhe des Betons 3,50 m	Schalungsdruck 2,40 t/m <sup>2</sup>
2. Pfeiler.	
Tiefe unter Solllhöhe des Betons 2,30 m	Schalungsdruck 1,49 t/m <sup>2</sup>
" " " " " 2,80 "	" 2,22 "

Die verschiedenartigen Ergebnisse bei der zweiten Schaltafel waren darauf zurückzuführen, daß infolge der Schiefstellung des Trichterrohrs der Beton an der zweiten Meßdose schneller anstieg als an der ersten Meßdose. Auch der Unterschied in den Schalungsdrücken des ersten und zweiten Pfeilers wurde durch das schnellere Hochbetonieren des ersten Pfeilers bedingt.

**Zement und Zuschlagstoffe. Prüfung der Baustoffe.**

Für das Betongemisch wurde Hochofenzement aus Westerode am Harz verwendet. Die Zuschlagstoffe bestanden aus dem feinen Elbkies, der in der Molenbaugrube gewonnen wurde, und aus dem Grubenkies, der in der Grube Gerwisch-Welsleben in der Korngröße 10 bis 70 mm ausgesiebt wurde. Die Siebkurven der Zuschlagstoffe sollten sich nach Möglichkeit der Fullerkurve angleichen. Auf die größeren Zuschlagstoffe von 10 bis 70 mm wurde besonderer Wert gelegt, da diese nach den Erfahrungen in Schweden dem Betongemisch die für den Unterwassergußbeton erwünschte Konsistenz geben. Wenn auch der Gruben-

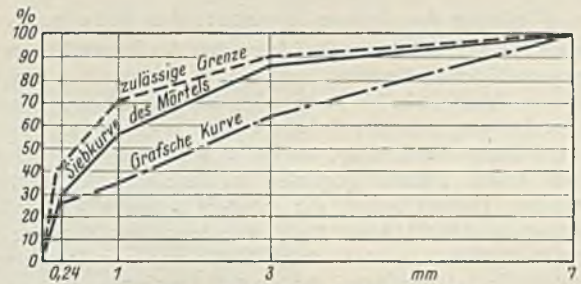
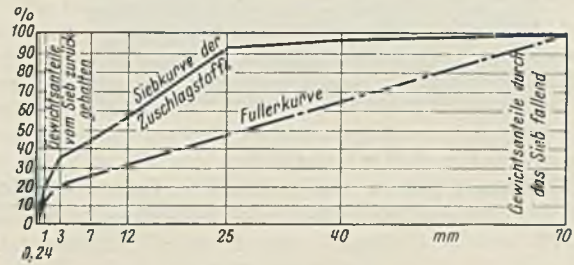


Abb. 19. Tabelle zur Baukontrolle.

kies verhältnismäßig wenig Bestandteile über 30 mm Korngröße hatte, so hat sich doch das Betongemisch in der verwendeten Zusammensetzung gut bewährt. Die Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe wurde auf der Baustelle dauernd durch Siebproben mit dem Grafschen Siebsatz überwacht. Die Ergebnisse wurden in eine Tabelle (Abb. 19) eingetragen, in der auch gleichzeitig der Lehmgehalt der Zuschlagstoffe, das Mischungsverhältnis des Betons, der Wasserzusatz, der Säuregehalt des Anmachewassers, die Druckfestigkeit und Dichtigkeit der Probewürfel, das Ergebnis der Ausbreitprobe, die Mischdauer und die Art der Mischmaschine aufgenommen wurden. Der Lehmgehalt der Zuschlagstoffe schwankte zwischen 4 und 9 %.

**Mischungsverhältnisse.**

Beim Beginn des Betonierens setzte sich 1 m<sup>3</sup> feste Betonmasse zusammen aus 400 kg Zement, 825 kg feinem Elbkies und 910 kg Siebkies. Das entspricht einem Mischungsverhältnis in Raumteilen von 1:1,8:1,8. Nach etwa 20 Mischungen wurde der Zementzusatz auf 300 kg verringert, entsprechend einem Mischungsverhältnis in Raumteilen von 1:2,4:2,4. Bei längeren Pausen, die an und für sich zu vermeiden waren, aber doch bis zu 15 min vorkamen, wurden zunächst wieder 400 kg Zement bei den ersten fünf bis sechs Mischungen zugesetzt. Der Wasserzusatz betrug durchschnittlich 8 bis 10 Gew.-%. Er mußte während des Betonierens häufig gewechselt werden, da Regenschauer und der teilweise aus dem Wasser gewonnene Elbkies den Gehalt an Porenwasser stark wechselnd beeinflussen. Der so angemachte Beton hatte eine zähe Beschaffenheit. Beim Anfahren in den Rundkippern schied sich kein Wasser an der Oberfläche ab. Durch Prüfung mit Lackmuspapier wurde Säuregehalt des Anmachewassers nicht festgestellt.

**Probewürfel.**

Die Mischdauer betrug bei der Grundplatte 2 min je Mischung, während sie bei den Pfeilern auf 3 min verlängert wurde, da ein schnelleres Arbeiten bei der verhältnismäßig kleinen Pfeilergrundfläche unzulässig



Schalungsdrücke infolge zu großer Steiggeschwindigkeit des Betons in der Schalung ergeben hätte. Von je 100 m<sup>3</sup> Beton wurden drei Probewürfel hergestellt, die normenmäßig gelagert und nach 28 Tagen abgedrückt wurden. Die Festigkeiten betragen durchschnittlich 160 bis 220 kg/cm<sup>2</sup>. Außerdem wurden einzelne Probekörper in der Elbe gelagert, um die gleichen Abbindeverhältnisse wie bei dem Beton des Bauwerks zu schaffen. Infolge des Eintritts von Hochwasser konnten diese Würfel erst nach 38 Tagen wieder gewonnen werden. Die dann vorgenommenen Druckversuche ergaben eine durchschnittliche Festigkeit von 240 kg/cm<sup>2</sup>. Die Dichtigkeit des Betons war sehr gut. An den Pfeilerschalungen waren insgesamt drei Konsolen von 30 cm Kantenlänge eingeschalt worden, die im Vergleich zu den normenmäßig hergestellten Probekörpern einen Aufschluß darüber geben sollten, welche Druckfestigkeit der Beton des Bauwerks selbst erreichte. Auch diese Konsolen konnten wegen des Hochwassers erst nach 38 Tagen abgestemmt und, nachdem sie auf Würfel von 20 cm Kantenlänge zugeschnitten waren, abgedrückt werden. Hierbei ergaben sich Druckfestigkeiten von 170 bis 210 kg/cm<sup>2</sup>.

#### Blockeinteilung der Grundplatte.

Beim Betonieren mußte sich naturgemäß der Beton an den Trichterhöhen höher einstellen als an den Schalungen. Da der Höhenunterschied in erträglichen Grenzen bleiben, die Grundplatte also möglichst eben ausfallen sollte, wurde auf Vorschlag der schwedischen Firma jedem Trichter eine Grundfläche von 25 bis 30 m<sup>2</sup> zugeteilt. Für die Grundplatte war eine möglichst große Blockeinteilung wünschenswert, um die Zahl der Fugen und der unter Wasser zu stellenden Schalungen klein zu halten. Andererseits schien es mit Rücksicht auf die Ungeübtheit der an der Ausführung Beteiligten nicht angezogen, mit mehr als zwei Trichtern gleichzeitig zu betonieren. Deshalb wurde die Grundplatte in sechs Einzelblöcke von je etwa 9 m Länge unterteilt, die bei einer Breite zwischen den Spundwänden von 6,30 m Grundflächen von 56,7 m<sup>2</sup> hatten und noch mit zwei Trichtern gegossen werden konnten. Jeder Block der Grundplatte faßte bei einer durchschnittlichen Betonierungshöhe von 3,75 m etwa 210 m<sup>3</sup> Beton.

#### Stellung der Rohre innerhalb der Blöcke.

Die beiden Trichter wurden in der Längsachse des Bauwerks symmetrisch in einer gegenseitigen Entfernung von 4,50 m aufgestellt. Die weiteste Entfernung vom Trichterrohr bis zu einer Schalungsecke betrug etwa 3,90 m. Geringe Verschiebungen in der Rohrstellung, die durch die Absteifungshölzer in der Baugrube bedingt waren, waren belanglos. Die Pfeiler konnten mit einem Trichter gegossen werden, der in der Mitte angeordnet wurde. Hierbei betrug die größte Fließweite 3,20 m. Bei der Trichterstellung in der Pfeilerschalung war besonders darauf zu achten, daß das Rohr möglichst an einer tiefen Stelle und nicht auf eine Kuppe der Grundplatte zu stehen kam, weil sonst die Gefahr vorlag, daß der zuerst eingebrachte Beton sich zu schnell vom Rohr weg ausbreitete, und dadurch das Wasser beim ersten Füllen von unten wieder in das Rohr eindringen konnte.

#### Falten und Einbringen des Sackpfropfens.

Kurz vor Beginn des Betonierens wurde in den Trichterhals ein Sackpfropfen aus alten Jutesäcken eingebracht. Es waren dazu je nach Stärke des Gewebes drei bis fünf Säcke nötig. Sie wurden genau aufeinandergelegt und dann in der Längsrichtung je nach ihrer Länge zwei- bis dreimal zu einer quadratischen Form zusammengefaltet. Die vier Ecken wurden nach oben umgeschlagen. Der Pfropfen wurde nun in den Trichterhals fest eingedrückt, und zwar so, daß er unmittelbar unter die Bodenklappe zu liegen kam. Darauf wurde die Bodenklappe eingelegt, wobei zu beachten war, daß die Ränder sich nicht festklemmten. Der Griff der Bodenklappe wurde mit einem an dem hakenförmigen Rundisen angebrachten Seil über eine Rolle lose hochgehalten. Der Trichter wurde mit der Winde so weit abgesenkt, bis das untere Rohrende fest auf der Sohle aufstand.

#### Die erste Füllung des Trichters und des Rohres, Beobachtungen während des Gusses.

Um ein Verschieben der Bodenklappe beim Einfüllen des Betons zu verhindern, wurden zunächst einige Schaufeln Beton vorsichtig auf die Klappe heruntergelassen. Dann wurden die ersten Wagen Beton in den Trichter entleert, bis dieser gefüllt war. Nun wurden vier weitere Wagen mit Beton auf dem Gleis zum Trichter kippbereit aufgestellt. Als dann wurde die Bodenklappe möglichst schnell herausgezogen und beiseitegelegt. Gleichzeitig wurde der Trichter 5 bis 10 cm hochgewunden, um am Rohrende eine Öffnung zu schaffen für das Entweichen der im Rohre befindlichen Wasser- und Luftsäule. Bei der Grundplatte, bei der das Rohrende im Kies der Baugrubensohle steckte, mußte das Rohr etwas höher gehoben werden als beim Pfeiler, bei dem das Rohr auf dem Beton der Grundplatte stand. Mit Beginn des Auslaufens der ersten

Trichterfüllung wurden sofort die bereitgestellten Mischungen in den Trichter nachgekippt. Gleichzeitig wurde das Rohr gesenkt und im Bedarfsfalle, d. h. sobald der nachgefüllte Beton durch den Trichter nicht nachsackte, wieder gehoben. Nach Einfüllung des vierten Wagens wurde das Rohr wieder ganz abgelassen. War bis jetzt kein Wasser von unten in das Rohr eingeströmt, so war der Gefährzustand behoben. Nunmehr konnte gleichmäßig weiter betoniert werden, wobei das Rohr immer nur so weit gehoben zu werden brauchte, daß der Beton aus dem Trichter auszulaufen begann. Das Maß der Hebung und Senkung schwankte zwischen 1 und 5 cm. Von jetzt an wurde das Rohr, sobald der Beton in Bewegung kam, mit größter Beschleunigung fallengelassen, um ihn im Rohr nicht zu weit absacken zu lassen, und vor allen Dingen auch, um durch das harte Aufsetzen des Rohres das Ausbreiten des Betons zu unterstützen. Nachdem etwa zehn Mischungen eingebracht waren, wurde der zweite Trichter in Gang gesetzt. Der erste Trichter erhielt dann nur noch so viel Mischungen, daß beide Trichter gleichzeitig auf den Stand von je 20 Mischungen mit 400 kg Zementzusatz kamen, und der Zementzusatz gleichzeitig für beide Trichter auf 300 kg verringert werden konnte. Während des Betonierens wurde der Stand des Rohres im Beton durch Peilungen nachgeprüft. Dabei wurde festgestellt, daß das Rohr teilweise bis zu 2,90 m im Beton steckte. Auch der Stand des Betons an den Schalungen wurde dauernd nachgeprüft. Es ergab sich, daß der Beton in der Längsachse des Bauwerks, also 2,25 m vom Trichterrohr entfernt, bis zu 40 cm und in den Schalungsecken, 3,90 m vom Trichterrohr entfernt, bis zu 85 cm tiefer stand als am Rohr. Die Betonoberfläche stellte sich demnach in einem Gefälle von 1:6 bis 1:5 ein. Auf diese Wölbung, deren Maß von der Beschaffenheit der Zuschlagstoffe und der Konsistenz des Betons abhängen wird, muß bei dem Entwurf der Schalung Rücksicht genommen werden, damit die entwurfsmäßige Höhe des Gusses an den vom Trichter am weitesten entfernten Punkten auch wirklich erreicht werden kann.

War mit steigendem Beton das Rohr so hoch gekommen, daß die Betonwagen nicht mehr in den Trichter kippen konnten, so mußte ein Rohrschub ausgebaut werden. Der Ausbau nahm eine Zeit von höchstens 8 min in Anspruch. Es wurde wiederholt beobachtet, daß das Rohr durch den Beton nach verschiedenen Richtungen etwas aus der Lotrechten Stellung gedrückt wurde. Es kam aber auch vor, daß das Rohr in einer schiefen Lage stehen blieb, wenn es zu tief im Beton steckte. Dann mußten zunächst etwas trockenere Mischungen eingebracht werden, damit das Rohrende höher gehoben werden konnte. Gleichzeitig wurde der Trichter nach der entgegengesetzten Seite schief aufgehängt, damit das Gewicht des gefüllten Rohres das Geraderichten unterstützen sollte. In einzelnen Fällen wurde am Rohr ein Seil angebracht, das stramm angespannt wurde, um das Rohr bei den Auf- und Abwärtsbewegungen wieder in die gerade Stellung zu ziehen. Nach Beendigung des Betonierens mußte das Rohr sofort aus dem Beton herausgezogen werden. Zunächst wurden der Trichter und dann die anschließenden Rohrschüsse abgebaut. Hierbei mußte das Innere des Rohres stets im Auge behalten werden, denn sobald das untere Rohrende sich der Oberfläche des Betons näherte und das Wasser von außen einzudringen begann, mußte das Rohr mit größter Beschleunigung etwa 30 cm hochgezogen werden, um eine genügend große Durchflußöffnung zu schaffen. Dadurch wurde das Auswaschen des Betons am Rohrende und die Bildung eines Kiestrichters vermieden.

#### Dauer des Betonierens.

Die Fertigstellung eines Blockes der Grundplatte dauerte bei 3,75 m Betonierungshöhe 16 bis 19 Stunden, die der Pfeiler bei 4 m Betonierungshöhe 5 bis 7 Stunden. Bei den Blöcken der Grundplatte wurde demnach stündlich 20 bis 23 cm, bei den Pfeilern 60 bis 80 cm Betonhöhe eingebracht.

#### Wasserstände während der Bauzeit.

##### Regelung des Wasserstandes im Spundkasten.

Beim Betonierungsbeginn des ersten Blockes der Grundplatte war in der Elbe und der Baugrube ein ausgeglichener Wasserstand von NN + 40,70 m. Der Wasserspiegel lag also 7,70 m über der Baugrubensohle. Nachdem der eingebrachte Beton eine Höhe von 1,30 m erreicht hatte, wurde durch Nachpeilungen festgestellt, daß das Wasser in der Baugrube infolge der dichten, einen schnellen Wasserausgleich hindernden Spundwand um 20 cm angestiegen war. Deshalb wurden, um keinen zu hohen inneren Wasserdruck aufkommen zu lassen, unmittelbar oberhalb des Baugrubenwasserspiegels zwei Löcher von je 100 cm<sup>2</sup> Größe in die Spundwand eingebracht, durch die ein weiteres Ansteigen des Wassers verhindert wurde. Beim Betonieren der weiteren Blöcke fand durch diese Löcher stets ein Ausgleich statt. Tiefere Löcher brauchten nicht eingebracht zu werden, da der Elbwasserstand während der ganzen Betonierungsdauer nicht unter den Wasserstand von NN + 40,70 m absank. Der höchste Elbwasserstand mit NN + 43,30 m, also 10,30 m über der Baugrubensohle, trat beim Betonieren des fünften Blockes ein. Die Pfeiler wurden bei einer Wassertiefe von durchschnittlich 4,85 m betoniert.



**Gießen mit im Beton steckenden Rohr in trockener Baugrube.**

Da der Elbwasserstand während des Gusses der Pfeiler nicht unter NN + 41,00 m absank, war das Wachsen des Betons in den Pfeilerschalungen nicht unmittelbar zu sehen. Nach dem Auspumpen der Baugrube wurde aber ein Pfeiler im Trockenen nach dem Contractorverfahren hergestellt. Die Zusammensetzung des Betons war die gleiche wie bei dem Unterwasserbeton. Beim Beginn des Betonierens zeigte sich, daß der Beton zunächst bei bis oben gefülltem Rohr außen am Rohrende stehenblieb und dieses vollkommen abdichtete. Das weitere Ausbreiten des Betons nach den Schalungen ging dann so vor sich, daß der frisch eingebrachte Beton zunächst zum größten Teil am Rohr entlang über den alten Beton hinwegquoll und ihn nur zum geringen Teil beiseite drückte. Mit zunehmender Stärke des Betons aber und entsprechend tieferem Stande des Rohres im Beton wurde das Aufquellen des frischen Betons am Rohr immer weniger sichtbar. Dafür konnte aber genau ein langsames Hochdrücken der alten Betonoberfläche bis zu den Schalwänden hin beobachtet werden. Es wurde somit der Beweis gebracht, daß beim Gießen unter Wasser nur der erste Beton mit dem Wasser in Berührung kommen konnte. Daß aber auch hierbei der Zement nicht aus dem Beton ausgewaschen wird, mußte ohne weiteres einleuchten, wenn man das ruhige Hochquellen der zähflüssigen Masse beobachtete.

**Ausschalungsfristen bei der Grundplatte.**

Um einen Anhalt zu gewinnen, wann die Schalungen von den Blöcken der Grundplatte abgenommen werden konnten, wurden beim Betonieren des ersten Blockes zwei größere Probekörper angefertigt und im Wasser versenkt. Beim Ausschalen dieser Körper nach zwei Tagen zeigte sich, daß der Beton soweit festgeworden war, daß die Schaltafeln unbedenklich entfernt werden konnten. Die Wassertemperatur betrug hierbei 10° C. Sie sank allmählich bis auf 4° C beim Betonieren des dritten Pfeilers herunter.

**Ausschalungsfristen bei den Pfeilern.**

Die Pfeiler sollten mit Rücksicht auf die niedrige Wassertemperatur länger eingeschalt bleiben und auch, um Taucherarbeiten zu sparen, in trockener Baugrube ausgeschalt werden. Die Verlängerung der Ausschaltungsfristen wurde aber schon durch das Hochwasser erzwungen, das kurz nach Fertigstellung des dritten Pfeilers anließ und eine Höhe von NN + 43,96 m erreichte. Das Wasser mußte erst wieder auf NN + 42,00 m zurückgehen, bevor an das Auspumpen der Baugrube herangegangen werden konnte, weil nicht zugelassen werden sollte, daß ein das Gewicht der Grundplatte übersteigender Wasserdruck auf deren Unterfläche wirken konnte. Der Befund beim Auspumpen hat aber gezeigt, daß eine so weitgehende Vorsicht nicht nötig gewesen wäre. Es wäre zulässig gewesen, die erhebliche Festigkeit der Grundplatte mit in Rechnung zu stellen.

Das Auspumpen begann 14 Tage nach Fertigstellung des dritten Pfeilers. In einem Tage war die Baugrube leer. Zunächst war der Wasserandrang durch die zum Wasserausgleich und für die Holmanker eingebrannten Löcher ziemlich stark. Die Löcher konnten jedoch schnell durch Sandsäcke, die von außen vorgehängt wurden, und dann durch von innen eingeschlagene Holzkeile gedichtet werden.

**Beobachtungen nach dem Auspumpen.**

Infolge des über die Baugrube hinweggegangenen Hochwassers hatte sich in ihr eine etwa 2 cm starke Schluckschicht abgelagert, die zunächst entfernt werden mußte, bevor an die Untersuchung des Betons herangegangen werden konnte. Schon rein äußerlich machte der Beton einen hervorragenden Eindruck. Die Oberfläche der Grundplatte und der Pfeiler zeigte überhaupt keine ausgewaschenen Stellen. Auch abgesetzter Zementschlamm konnte nur an ganz wenigen tieferen Stellen, und zwar an den Kanten der Einzelblöcke und an der Naht, in der der Beton von den beiden Trichtern innerhalb eines Blockes zusammengetroffen war, bis zu einer Stärke von 2 mm nachgewiesen werden. Nach Wegkratzen des Zementschlammes trat das vollkommen gleichmäßig mit Kiesel durchsetzte Betongemisch zutage. Allein schon durch dieses Ergebnis war die Gewißheit gegeben, daß der gesamte Zementzusatz auch tatsächlich im Beton gleichmäßig verteilt enthalten und nicht ausgewaschen war.

Die Fugen zwischen den einzelnen Blöcken waren kaum wiederzufinden. Insbesondere die Seitenflächen der Pfeiler, und zwar nicht nur die drei im Unterwassergußbetonverfahren hergestellten, sondern auch der im gleichen Verfahren, aber in trockener Baugrube gegossene Pfeiler zeigten

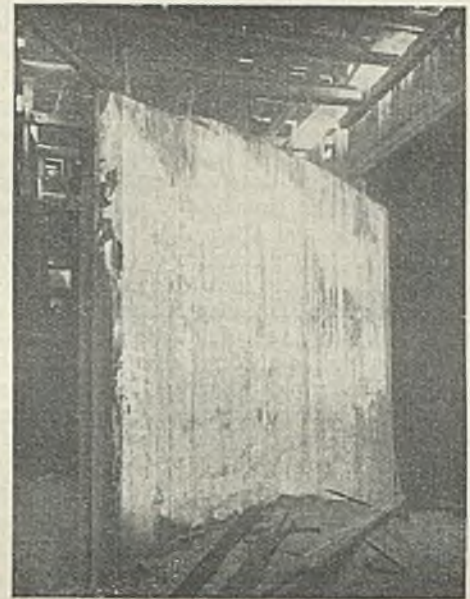


Abb. 20. Ansicht eines ausgeschalteten Pfeilers.

ein überraschend glattes Aussehen, wie es bei normalem Gußbeton in trockener Baugrube niemals besser hätte erreicht werden können (Abb. 20). Nicht ein einziges Kiesnest konnte festgestellt werden. Die Stellen, an denen die Konsolen gegessen hatten und an denen nach Abstemmen der Konsolen das innere Gefüge des Betons sichtbar wurde, zeigten die einwandfreie Einbettung der Kiesel im Zement und einen vollkommen gleichmäßigen Beton ohne jede Schichtenbildung oder Entmischung (Abb. 21). Die Fuge zwischen den Pfeilern und der Grundplatte war vollkommen dicht und ohne Kiesnester, wie sie sich sonst bei Arbeitsfugen leicht finden. Versuche, mit einem spitzen Eisen lockeres Gefüge aus der Fuge herauszukratzen, hatten keinen Erfolg. Es konnte somit festgestellt werden, daß trotz genauester Untersuchung nirgends irgendwelche Fehlstellen aufzufinden waren.

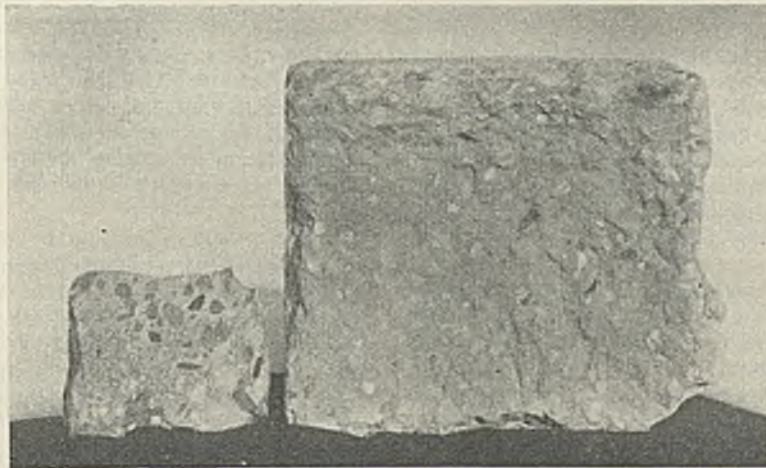


Abb. 21. Schleifprobe und Ansichtfläche einer abgestemmtten Konsole.

**Art und Zahl der beschäftigten Leute.**

Während des Betonierens der Grundplatte waren auf der Baustelle bei durchschnittlich 16stündigem Betrieb etwa 75 Mann beschäftigt, und zwar 3 Poliere und Vorarbeiter, 20 Zimmerleute, 5 Maschinisten und Schlosser sowie 47 Tiefbauarbeiter. Davon waren in jeder Schicht durchschnittlich 2 Poliere als Aufsicht tätig, 1 Arbeiter an der Mischmaschine, 10 Arbeiter beim Einfüllen der Zuschlagstoffe und Abwiegen sowie Einfüllen des Zementes, 8 Arbeiter an der Zufuhr des Betons zu den Trichtern, 2 Arbeiter an der Trichterbedienung und 15 Arbeiter beim Ausladen der Baustoffe und bei sonstigen Arbeiten. Beim Betonieren von gleichzeitig zwei Pfeilern, deren Herstellung nur 5 Stunden dauerte, betrug die Belegschaft durchschnittlich 23 Mann, die sich aus 2 Polieren und Vorarbeitern, 5 Maschinisten und Schlossern und 16 Tiefbauarbeitern zusammensetzte. Hiervon entfielen durchschnittlich 2 Poliere auf die Bauaufsicht, 1 Arbeiter auf die Bedienung der Mischmaschine, 5 Arbeiter auf das Einfüllen der Zuschlagstoffe sowie Abwiegen und Einfüllen des Zementes, 4 Arbeiter auf die Zufuhr des Betons zu den Trichtern, 2 Arbeiter auf die Trichterbedienung und 9 Arbeiter auf das Ausladen der Baustoffe und auf sonstige Arbeiten. Beim Betonieren von nur einem Pfeiler waren 5 Arbeiter weniger beschäftigt. Wie schon erwähnt, wurden Arbeitspausen nicht gemacht. Während kürzerer Erfrischungspausen traten Ersatzarbeiter ein, und die Ablösung bei zwei Schichten fand im vollen Betriebe statt. Zu der Belegschaft kam noch als wichtige Arbeitskraft der Taucher mit seinem



Hilfsmann. Für ein gutes Gelingen war ein unbedingt zuverlässiger und gewandter Taucher erstes Erfordernis. Er allein trug die Verantwortung dafür, daß die Schaltafeln und die Pfeilerschalungen vollkommen abgedichtet wurden und unverrückbar festgekeilt saßen. Besonders wertvoll war es, daß der schwedische Werkmeister selbst als Taucher ausgebildet war und daher die Arbeiten des vom Wasserbauamt Magdeburg der bauausführenden Firma zur Verfügung gestellten Tauchers nachprüfen konnte. Die Nachprüfungen ergaben, daß die Arbeiten des Tauchers vollkommen einwandfrei waren, ein Ergebnis, das nach dem Auspumpen der Baugrube durch den sichtbaren Befund bestätigt wurde.

#### Kosten des Unterwassergußbetons.

Insgesamt wurden 1400 m<sup>3</sup> Unterwassergußbeton eingebracht. Hier- von entfielen 1274 m<sup>3</sup> auf die Grundplatte, d. h. bei sechs Blöcken 210 bis 215 m<sup>3</sup> auf jeden Block, und 126 m<sup>3</sup> auf die drei Pfeiler, also 42 m<sup>3</sup> auf jeden Pfeiler. Die Herstellungskosten des Betons wurden durch die beiden Hochwasserwellen, die ein mehrmaliges Umstapeln der Baustoffe erforderlich machten, und den stark eingeschränkten Bauplatz auf der abgedeckten Baugrube ungünstig beeinflußt. Unter Außerachtlassung dieser Behinderungen können für die Veranschlagung ähnlicher Bauwerke folgende Kosten ausschließlich der Baustoffe, jedoch einschließlich Beschaffen, Herunterbringen und Umsetzen der Schalung sowie Abschreibung und Verzinsung der Geräte an die Hand gegeben werden. 1 m<sup>3</sup> Beton der Grundplatte wird dann etwa 16 bis 17 RM und 1 m<sup>3</sup> Beton der Pfeiler etwa 32 bis 34 RM kosten. Der in diesen Preisen enthaltene Kostenanteil an Schalung wird für 1 m<sup>3</sup> Beton der Grundplatte etwa 3,50 RM und für 1 m<sup>3</sup> Beton der Pfeiler etwa 14,50 RM betragen.

#### Bauausführung und Bauleitung.

Die Bauausführung war auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung der Firma Carl Brandt, Berlin, übertragen. Die Bauleitung lag in den Händen der zum Kanalbauamt Magdeburg gehörenden Streckenbauleitung Glindenberg unter Oberleitung der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg.

#### Beurteilung des Verfahrens.

Wie schon hervorgehoben, hat sich das Contractorverfahren hervorragend bewährt. Gerade auf dieser Baustelle, an drei Seiten von Wasser

umgeben und vom festen Ufer durch den Abstiegskanal abgeschnitten, traten die Vorzüge besonders hervor, die die Betongründung mit einem an einem festen Platze stehenden, nur in senkrechter Richtung beweglichem Gußrohr vor allen anderen Bauweisen einer Unterwassergründung hatte. Die Arbeitsweise wurde von den dabei beschäftigten ungeübten Arbeitern nach kurzer Anleitung leicht erlernt, und es wurde mit verhältnismäßig einfachen Mitteln ein einwandfreier Beton erzielt. Selbstverständlich mußte eine besonders scharfe Bauaufsicht ausgeübt werden, da schon geringe Unachtsamkeiten das Gelingen in Frage stellen konnten.

Bei den bisher in Deutschland bekannten Arbeitsweisen bei Betonierungen unter Wasser, und zwar sowohl bei der Trichterschüttung mit in zwei Richtungen verfahrbaren Rohren, wie bei der Schüttung mit Kasten muß sich der aus den Rohren oder Kasten ausfließende Beton immer um ein gewisses Maß durch das Wasser bewegen, bis er seine endgültige Lage im Bauwerk einnimmt. Dabei ist eine Entmischung auch bei einwandfreier Ausführung unvermeidlich, die in Verbindung mit der dabei auftretenden Schlamm- bildung einen geschichteten und mit zunehmender Wassertiefe immer weniger zuverlässigen Beton ergibt. Aus diesem Grunde sind diese Arbeitsweisen für die Herstellung frei stehender Mauerkörper unter Wasser ungeeignet. Dagegen verlangt ihre Ausführung ein Maß von Sorgfalt und Erfahrung, das mindestens so hoch einzuschätzen ist, wie das bei Anwendung des Contractorverfahrens erforderliche. Deshalb sollte bei künftigen Bauausführungen von diesen Arbeitsweisen abgesehen und sie sollten durch das Contractorverfahren ersetzt werden, das bei im ganzen einfacherer Handhabung einen sicheren Erfolg auch bei großen Wassertiefen gewährleistet und ohne jedes Bedenken nicht nur für Gründungen zwischen festen Wänden, sondern auch für Herstellung frei stehender Mauerkörper unter Wasser angewendet werden kann.

Besonders diese Verwendbarkeit der neuen Arbeitsweise für die Herstellung frei stehender Baukörper unter Wasser gibt dem entwerfenden Ingenieur neue Möglichkeiten der wirtschaftlichen Gestaltung von Bauaufgaben. Es ist deshalb zu wünschen, daß das Verfahren tunlichst weitgehende Verbreitung findet, wozu die vorstehende eingehende Beschreibung beitragen soll.



Alle Rechte vorbehalten. **Die neuen Eisenbetonbestimmungen und ihre Auswirkung auf die Praxis.**

Von Regierungs- und Baurat a. D. Dr.-Ing. W. Nakonz, Vorstandsmitglied der Beton- und Monierbau AG, Berlin.

Die zur Zeit gültigen Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton wurden im September 1925 in Kraft gesetzt. Ihre wesentlichen Änderungen gegenüber den Eisenbetonbestimmungen von 1916 waren bekanntlich die hundertprozentige Schubbewehrung bei Balken, eingehende Angaben über die Berechnung von kreuzweis bewehrten Platten und Pflzdecken, Einführung der  $\omega$ -Werte bei der Knickberechnung der Stützen, Änderungen der zulässigen Spannungen  $\sigma_b$ , Einführung der Bauwerkfestigkeit  $W_{b28}$  und Bezugnahme der zulässigen Beanspruchungen auf diese Bauwerkfestigkeit. Es war von vornherein klar, daß diese Bestimmungen angesichts der Weiterentwicklung der Eisenbetonbauweise nicht für lange Zeit unabänderlich bleiben konnten; deshalb setzte der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton schon am 24. Juni 1927 einen Sonderausschuß für die Neuberatung der Eisenbetonbestimmungen ein.

Dem Ausschuß gehörten an:

Als Vorsitzender Herr Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck, ferner die Herren Oberregierungs- und Baurat Brauer, Prof. Burchartz, o. Prof. Dr.-Ing. Gehler, o. Prof. Graf, a. o. Prof. Loeser, o. Prof. Dr.-Ing. Morsch, Regierungs- und Baurat a. D. Dr.-Ing. Nakonz, Dr.-Ing. Petry, Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Schaechterle, o. Prof. Dr.-Ing. Ehr. Spangenberg, Regierungs- und Baurat Wedler.

Später traten noch die Herren Reg.-Baumeister a. D. Bornemann, Oberregierungs- und Baurat Dr.-Ing. Herbst und Dr.-Ing. Roll hinzu.

Das vorläufige Ergebnis der langwierigen Arbeit des Ausschusses wurde jetzt der Öffentlichkeit unterbreitet, um zu dem Entwurf Stellung zu nehmen. Eingehende Einsprüche werden von dem Ausschuß erneut beraten; dann erst werden die Bestimmungen endgültig abgefaßt und nach behördlicher Genehmigung in Kraft gesetzt werden.

Bei einer Kritik des vorliegenden Entwurfes ist zu beachten, daß das Ergebnis derartiger Beratungen, bei denen Behörden und Industrie, Bauherren und Unternehmer, Wissenschaft und Praxis einander gegenüberübersitzen, in manchen Fällen nur ein Kompromiß sein kann. Bei fast allen strittigen Punkten konnte indes, wenn auch häufig erst nach langem Meinungsustausch, ein Ausgleich zwischen den oft stark auseinandergehenden Ansichten geschaffen werden, und es spricht für das Endergebnis der Sitzungen, daß es fast immer gelang, zu einer übereinstimmenden Meinung zu kommen, ohne daß eine Überstimmung notwendig wurde.

Überblickt man die Entwicklung des Eisenbetons in den letzten fünf Jahren, so werden die Fortschritte infolge ständiger Verbesserung der Betongüte besonders augenfällig. Sie sind in der Hauptsache durch bessere Auswahl und Zusammensetzung der Zuschlagstoffe, durch genauere Regelung des Wasserzusatzes und durch Verfeinerung der Arbeitsverfahren erreicht worden. Auf die Berücksichtigung dieser Fortschritte lassen sich in den neuen Bestimmungen die wesentlichsten Änderungen gegenüber den bisherigen Bestimmungen zurückführen. So werden die Vorschriften über die Betonbereitung verschärft. Entsprechend dem jetzt besseren Beton werden höhere Anforderungen an seine Festigkeit gestellt; andererseits aber wird der gesteigerten Betongüte dadurch Rechnung getragen, daß die zulässigen Spannungen zum Teil erhöht und daß u. a. dünnere Säulen ermöglicht werden.

Im folgenden sollen die wichtigsten Änderungen kurz besprochen werden:

Rein äußerlich sind die neuen Bestimmungen etwas umfangreicher geworden. Auch die Gliederung ist

- I. Vorbemerkung,
- II. Geltungsbereich und allgemeine baupolizeiliche Vorschriften,
- III. Baustoffe und Bauausführung,
- IV. Grundsätze für die bauliche Ausbildung,
- V. Allgemeine Berechnungsgrundlagen,
- VI. Vorschriften für bestimmte Bauteile,
- VII. Zulässige Spannungen

ist eine andere; der gesamte Stoff ist übersichtlicher gegliedert. Besondere Vorschriften für Brücken sind fortgelassen worden, nachdem inzwischen DIN 1075 „Berechnungsgrundlagen für massive Brücken“ erschienen war.

Bei dem „Geltungsbereich“ der Bestimmungen werden Walz- und Blechträger in Beton, deren Steghöhe einen erheblichen Teil der Balkenhöhe ausmacht, ausdrücklich ausgenommen. Sie dürfen also nicht als Eisenbetonkonstruktionen berechnet werden.

Unerprobte Bauweisen konnten bisher von der Baupolizeibehörde zugelassen werden, wenn befriedigende Probeausführungen und Belastungsversuche nachgewiesen wurden. Hierbei hatten sich Mißstände eingestellt, indem derart Balken, Decken und andere Konstruktionsteile zur Ausführung genehmigt wurden, bei denen eine Berechnung nach den Bestimmungen eine wesentliche Überschreitung der zulässigen Beanspruchungen ergeben hätte. Es wurden also die Bestimmungen durch Belastungsversuche und Probeausführungen zum Teil umgangen. Diesem unerwünschten Zustande soll durch die neuen Bestimmungen dadurch begegnet werden, daß noch nicht genügend erprobte Bauweisen, besonders solche mit fertigen Eisenbetonteilen, nur dann auf Grund von Bruchversuchen zugelassen werden dürfen, „wenn sich nach ihrer baulichen Ausbildung kein zutreffender rechnerischer Festigkeitsnachweis erbringen läßt“. Solange also gerechnet werden kann, gelten die Bestimmungen.

Im Teil III „Baustoffe und Bauausführung“ wird bei den Vorschriften über Zement an Stelle des bisherigen Begriffs „Bindezeit“ der Erstarrungsbeginn eingeführt. Besonders wichtig sind die Änderungen bei den Betonzuschlägen. Die bisherigen Vorschriften besagten über die Körnung: „Sand, Kies, Steingrus oder -splitt und zerkleinerte Hochofenschlacke sollen möglichst gemischtkörnig zusammengesetzt sein“. Das Korn der Zuschläge soll so gehalten sein, „daß die Hohlräume des Gemisches möglichst gering werden“. An Stelle dieser etwas kurzen Vorschriften werden jetzt eingehende Angaben über die erforderliche Körnung der Zuschläge gemacht. Der Sand (0 bis 7 mm) soll mindestens 20% und höchstens 70% Feinsand (0 bis 1 mm) enthalten. Im Gemisch aus Sand und Kies, Splitt oder Steinschlag sollen mindestens 40% und höchstens 80% Sand von 0 bis 7 mm enthalten sein. Nach den neuen Vorschriften muß also die Körnung der Zuschläge durch Siebversuche geprüft werden; dabei wird sich ergeben, daß viele der bisher in Norddeutschland ohne besondere Aufbereitung verwendeten Kiessande durch Zuschläge werden verbessert werden müssen, damit das Gemenge genügend grobe Bestandteile und richtige Körnung aufweist. Als besonders gute Zuschläge werden solche bezeichnet, bei denen der Feinsandgehalt 20 bis 40% des Sandes und der Sandgehalt 40 bis 60% des Gemenges von 0 bis 30 mm beträgt.

Ausführliche Angaben werden über unzulässige und schädliche Beimengungen in den Betonzuschlägen gemacht.

Bei Wahl der Mischungsverhältnisse wird empfohlen, den Zementanteil in Gewicht für 1 m<sup>3</sup> fertigen Beton anzugeben.

Der Mindest-Zementgehalt beträgt nach den jetzigen Bestimmungen 300 kg/m<sup>3</sup> fertig verarbeiteten Beton und bei Hochbauten, die dem Einfluß von Feuchtigkeit nicht ausgesetzt sind, 270 kg/m<sup>3</sup>. Die neuen Bestimmungen bringen eine Herabsetzung bei Hochbauten auf 270 kg/m<sup>3</sup> auch bei solchen Bauteilen, die dem Einfluß von Witterung und Feuchtigkeit ausgesetzt sind, und auf 240 kg/m<sup>3</sup> für die übrigen Bauteile unter der Voraussetzung, daß die oben erwähnte besonders gute Körnung der Zuschläge angewendet und dadurch sichergestellt wird, daß die Zuschläge in zwei getrennten Stoffen bei der Mischung zugegeben werden.

Die besondere Bedeutung des Wasserzusatzes wird hervorgehoben. Als neuer Begriff werden die Steife des Betons und zu ihrer Nachprüfung der bereits bekannte Ausbreitversuch mittels des Rütteltisches eingeführt. Die Wasserabmeßvorrichtungen an den Mischmaschinen müssen so beschaffen sein, daß der Wasserzusatz mit einer Genauigkeit von  $\pm 3\%$  zugegeben werden kann.

Das zulässige Ausbreitmaß für den weichen Beton wird mit 50 cm und für den flüssigen Beton mit 65 cm nach oben begrenzt.

Über die Arbeitsfugen, die Herstellung des erdfeuchten Betons, des weichen Betons und insbesondere des flüssigen Betons sind ausführlichere Angaben gemacht; auch die Nachbehandlung des Betons wird besonders besprochen.

Der richtigen Lage des Eisengeflechtes wird besondere Bedeutung beigegeben. Es wird empfohlen, die unteren Eiseneinlagen durch kleine Betonklötzchen zu unterstützen oder aufzuhängen. Bei Bauten, die Witterungseinflüssen ausgesetzt sind, wird dieses vorgeschrieben.

Der Einfluß des Schwindens wird, wie bisher, durch Annahme eines Temperaturabfalls berücksichtigt. Entgegen den bisherigen Vorschriften wird aber ein Unterschied gemacht zwischen Rahmen und rahmenartigen Tragwerken, sowie Betonbogen und Gewölben mit wenigstens 0,5% Gesamtbewehrung, bei denen der Temperaturabfall wie bisher mit 15° anzusetzen ist, und schwach bewehrten Betonbogen und Gewölben mit weniger als 0,5% Gesamtbewehrung, bei denen ein Temperaturabfall von 20° anzunehmen ist.



Die Vorschriften über die Lastverteilung bei Platten sind geändert worden; sie entsprechen jetzt denen in den „Berechnungsgrundlagen für massive Brücken“. Werden Platten von der Stützweite  $l$  mit oder ohne verteilende Deckschicht von der Höhe  $s$  durch Einzel- oder Streckenlasten auf Biegung beansprucht, so gilt für die Verteilungsbreite  $b$ , wie bisher, die Beziehung  $b = t + 2s$  bzw.  $b = 2/3l$ , wenn  $t$  die Breite der betreffenden Last bedeutet. Aber die Verteilungsbreite ist jetzt nach oben auf das Maß  $t + 2s + 2,0$  (in m) beschränkt. Bei Berechnung von Platten auf Schub ist am Auflager für eine dort wirkende Einzellast nur eine Plattenbreite  $b = t + 2s$  zugrunde zu legen, während bisher auch mit der zulässigen Breite  $b = 1/3l$  gerechnet werden konnte. Bei Hofkellerdecken und Durchfahrten, bei denen rollende Lasten zu berücksichtigen sind, wird namentlich die letztere Bestimmung eine wesentliche Verschärfung gegenüber dem bisherigen Zustande bedeuten. Hinzu kommt noch, daß die Annahmen über die Lastverteilung nur dann zulässig sind, wenn eine ausreichende Querbewehrung vorhanden ist, deren Anteil an der Hauptbewehrung mit  $0,10 + 0,1[b - (t + 2s)]$  vorgeschrieben wird. Will man also mit dem Höchstmaß der lastverteilenden Breite von  $t + 2s + 2,0$  rechnen, so ist eine Querbewehrung im Betrage von  $3/10$  der Hauptbewehrung anzuordnen.

Bezüglich der Schubsicherung lautet die neue Vorschrift ganz allgemein, daß die Schubspannungen in Platten, Rippendecken, Balken, Plattenbalken und Rahmen nachzuweisen sind. Alle Schubspannungen sind durch abgebogene Eisen und durch Bügel aufzunehmen. Nur bei Platten und Eisenbetonrippendecken, bei denen die errechnete Schubspannung kleiner als  $6 \text{ kg/cm}^2$  ist, kann von einem rechnerischen Nachweis der Schubsicherung abgesehen werden, und zwar bei Eisenbetonrippendecken auch nur dann, wenn in jeder Rippe zwei Eisen angeordnet sind und eines davon aufgebogen ist. In den früheren Bestimmungen brauchten die Schubspannungen nur bei Balken nachgewiesen zu werden. In den Bestimmungen 1916 war nur der Teil des Schubdiagramms durch Schrägeisen oder Bügel zu decken, der über  $4,5 \text{ kg/cm}^2$  hinausging. Die Bestimmungen 1925 brachten die Verschärfung, daß in dem Augenblicke, wo die größte Schubspannung über  $4,0 \text{ kg/cm}^2$  bei Handelszement, bzw.  $5,5 \text{ kg/cm}^2$  bei hochwertigem Zement hinausging, alle Schubspannungen durch Eisen zu decken waren. In Zukunft sind unabhängig von ihrer Größe sämtliche Schubspannungen in Balken voll durch Eisen aufzunehmen. Ein Mehrverbrauch an Eisen wird bei Balken durch die neue Bestimmung im allgemeinen nicht entstehen; es soll aber durch sorgfältigere Entwurfsarbeit eine sachgemäßere Verteilung der Aufbiegungen und Bügel gewährleistet werden. In Fundamentplatten können beträchtliche Schubspannungen entstehen; da aber bei diesen die Schubsicherung nicht von so großer Bedeutung ist wie bei Balken, wird die Grenze, von der ab ein Nachweis der Schubsicherung verlangt wird, nach obigem erst mit  $6 \text{ kg/cm}^2$  vorgeschrieben.

Die Mindestdicke von Platten ist wie bisher  $8 \text{ cm}$ ; bei Dachplatten ist sie auf  $6 \text{ cm}$  und bei Platten unter Durchfahrten und befahrbaren Hofkellerdecken auf  $12 \text{ cm}$  festgesetzt worden. Auch für die Auflagertiefe im Mauerwerk sind bestimmte Vorschriften gemacht worden, und zwar für Platten mindestens  $8 \text{ cm}$  und für Eisenbetonrippendecken mindestens  $15 \text{ cm}$ .

Die Bestimmungen über die Nutzhöhe sind günstiger gestaltet worden, und zwar soll diese bei Platten mit Hauptbewehrung nach einer Richtung  $1/35$  (bisher  $1/27$ ) der Stützweite bei beiderseits freier Auflagerung bzw. der größten Entfernung der Momentennullpunkte bei durchlaufenden oder eingespannten Platten betragen. Bei kreuzweis bewehrten Platten waren die bisherigen Bestimmungen über die Nutzhöhe häufig hemmend. Die neuen Bestimmungen schreiben vor, daß die Nutzhöhe, bezogen auf die unteren Eiseneinlagen, bei allseitig frei aufliegenden Einfeldplatten mindestens  $1/30$  der kürzeren Stützweite und bei durchlaufenden oder eingespannten Platten mindestens  $1/40$  der kürzeren Stützweite betragen soll, wohingegen die bisherigen Maße  $1/30$  und  $1/40$  waren. Die neue Vorschrift gilt aber nur solange, wie das Verhältnis der beiden Stützweiten zwischen  $1:1$  und  $5:4$  liegt. Die bisherige Vorschrift über die Nutzhöhe der Balken mit mindestens  $1/20$  der Stützweite ist in Fortfall gekommen.

Die in den letzten Jahren in der Dresdener Versuchsanstalt vorgenommenen Plattenversuche haben gezeigt, daß die drillungssteife bewehrte Platte im allgemeinen keine Vorzüge gegenüber der nach dem Trägerrost- oder Trägerkreuzverfahren berechneten Platte besitzt. Infolgedessen werden in den neuen Bestimmungen zwei Berechnungsarten für kreuzweis bewehrte Platten zugelassen. Das ältere bekannte Verfahren, bei dem zwei Scharen von Längs- und Querstreifen angenommen werden und die Lastverteilung auf diese Scharen unter der Annahme durchgeführt wird, daß der Platten-Mittelpunkt die gleiche Durchbiegung aufweist, wird als Trägerkreuzverfahren bezeichnet. Die derart ermittelten Feldmomente dürfen bei gleicher oder annähernd gleicher Stützweite um  $20\%$  verringert werden, so daß sich für die quadratische freiaufliegende Platte ein größtes Feldmoment von  $\frac{q l^2}{20}$  ergibt. Bei Platten, die nach diesem Verfahren berechnet werden, werden also die Drillungsmomente außer Acht gelassen. Als zweites Verfahren wird das bekannte Näherungsverfahren von Marcus

für die drillungssteife Platte empfohlen. Es ergibt geringere Momente als das Trägerkreuzverfahren; aber die Drillungsmomente müssen bei der Berechnung und Bewehrung berücksichtigt werden.

Für Pflzdecken ist die bisherige Berechnung beibehalten worden, indem zwei sich kreuzende Scharen von Längs- und Querbalken angenommen werden, die als durchlaufende Balken mit elastisch eingespannten Stützen oder als Stockwerkrahmen zu behandeln sind. Die in den alten Bestimmungen angegebenen Näherungsformeln sind fortgelassen worden.

Einschneidende Änderungen haben sich bei den Säulen ergeben. Bei Hochbauten sind häufig von den Architekten die Eisenbetonsäulen als zu stark beanstandet worden. Diesem Nachteil soll durch eine stärkere zulässige Bewehrung und durch höhere zulässige Spannungen begegnet werden. Die Längsbewehrung darf in Zukunft bei Säulen mit einfacher Bügelbewehrung bis zu  $6\%$  des Betonquerschnittes (bisher  $3\%$ ) und bei umschnürten Säulen bis zu  $8\%$  des Kernquerschnittes ansteigen. Die bisherigen Formeln für die Druckbeanspruchung in den Säulen sind in Zukunft nur anzuwenden bei Bewehrung mit Handeisen und bei Verwendung eines Betons mit einer Würfel Festigkeit  $W_{b28} \leq 180 \text{ kg/cm}^2$ . Wird hochwertiger Stahl oder wird hochwertiger Beton mit einer Würfel Festigkeit über  $180 \text{ kg/cm}^2$  verwendet, so berücksichtigen die bisherigen Formeln nicht zutreffend genug die elastischen Verhältnisse der beiden Baustoffe. Für diese Fälle werden jetzt neue Formeln angegeben, die die Quetschgrenze der Längseisen, die Streckgrenze einer etwa vorhandenen Umschnürung und die Würfel Festigkeit des Betons berücksichtigen und so gebaut sind, daß sie bei einer Quetschgrenze von  $2700 \text{ kg/cm}^2$ , einer Streckgrenze von  $3300 \text{ kg/cm}^2$  und einer Würfel Festigkeit von  $180 \text{ kg/cm}^2$  in die bisherigen alten Formeln übergehen.

Die stärker bewehrten Säulen erfordern größte Sorgfalt bei der Herstellung. Es werden daher besondere Anweisungen für die Ausführung von Säulen gegeben, die indessen nur das vorschreiben, was auch bisher bei guten Ausführungen gebräuchlich war. Als besondere Vorschrift bei Säulen mit starker Bewehrung, und zwar mit mehr als  $3\%$  des Betonquerschnittes bei einfacher Bügelbewehrung bzw. mit mehr als  $4\%$  des Kernquerschnittes bei umschnürten Säulen, ist zu erwähnen, daß die Stöße der Längseisen verschweißt werden müssen, wenn nicht die Hälfte der Längseisen ungestoßen durch je zwei Geschosse hindurchgeführt wird, und daß außerdem die Bügel oder Umschnürungseisen mit den Längseisen durch Punktschweißung verbunden werden müssen.

In den bisherigen Bestimmungen wurde ein Unterschied gemacht zwischen der Würfel Festigkeit  $W_{e28}$  des erdfeuchten Betons nach 28 Tagen und der Bauwerkfestigkeit  $W_{b28}$ , die mit Beton von der gleichen Beschaffenheit wie im Bauwerk ermittelt wurde. Die Würfel Festigkeit  $W_{e28}$  ist in den neuen Bestimmungen beseitigt. Es gibt nur noch die Bauwerkfestigkeit  $W_{b28}$ . Sämtliche Probewürfel sind also aus Beton herzustellen von der gleichen Beschaffenheit und der gleichen Steife, wie er im Bauwerk verarbeitet wird.

Die erforderlichen Bauwerkfestigkeiten  $W_{b28}$  sind entsprechend den Fortschritten im Betonbau erhöht worden, und zwar bei Verwendung von Handelszement auf mindestens  $120 \text{ kg/cm}^2$  allgemein bzw. auf mindestens  $150 \text{ kg/cm}^2$  bei Säulen; bei Verwendung von hochwertigem Zement sind die entsprechenden Zahlen  $150 \text{ kg/cm}^2$  und  $180 \text{ kg/cm}^2$ . Wird ein Beton verwendet, der über diese Mindestfestigkeiten hinausgeht, und wird dies besonders nachgewiesen, so werden, wie auch in den bisherigen Bestimmungen, hierfür höhere Spannungen zugelassen, jedoch werden daran noch die folgenden Bedingungen geknüpft:

„Berechnung, Durchbildung und Ausführung müssen den strengsten Anforderungen genügen. Der Bau muß von einem Unternehmer ausgeführt werden, der eine besonders gründliche Erfahrung und Kenntnis im Eisenbetonbau besitzt. Bei der Bauausführung müssen die vom Deutschen Beton-Verein herausgegebenen Leitsätze für die Baukontrolle im Eisenbetonbau in vollem Umfange beachtet und angewandt werden.“

Bei Säulen sind die bisherigen zulässigen Beanspruchungen mit  $35 \text{ kg/cm}^2$  bei Handelszement, mit  $45 \text{ kg/cm}^2$  bei hochwertigem Zement geblieben. Bei dem Nachweis der Würfel Festigkeit wird der Sicherheitsgrad von bisher 3 auf 4 erhöht. Es darf also die zulässige Beanspruchung nur  $1/4$  der nachgewiesenen Würfel Festigkeit  $W_{b28}$  betragen; sie wird nach oben begrenzt auf  $60 \text{ kg/cm}^2$  bei Säulen unter  $40 \text{ cm}$  Stärke und auf  $70 \text{ kg/cm}^2$  bei Säulen über  $40 \text{ cm}$  Stärke. Der letztere Fall ist besonders wichtig.

Bei einfacher Biegung und bei Biegung mit Längskraft beträgt die zulässige Beanspruchung der Eiseneinlagen  $1200 \text{ kg/cm}^2$  und bei Verwendung hochwertigen Stahls  $1500 \text{ kg/cm}^2$ , letzteres jedoch nur in vollen Rechteckquerschnitten bzw. bei Plattenbalken nur dann, wenn die zulässige Betondruckspannung auch ohne Berücksichtigung der Platte nicht überschritten wird. Mit Rücksicht auf die nötige Rißsicherheit sollen also zu hohe Zugspannungen in dem Beton vermieden werden. Die zulässigen Betondruckspannungen sind allgemein vorgeschrieben mit  $40 \text{ kg/cm}^2$  bei Verwendung von Handelszement, mit  $50 \text{ kg/cm}^2$  bei Verwendung von hoch-







von 0,58 m. Das sind bereits Abmessungen, die auch im Eisenbau, wo die Stützen feuersicher ummantelt werden müssen, kaum zu unterschreiten sind.

Die Verringerung der Nutzhöhe bei kreuzweis bewehrten Platten wird das Anwendungsgebiet dieser vorzüglichen Deckenkonstruktion fraglos vergrößern; nach den augenblicklichen Vorschriften über die Nutzhöhe wird die kreuzweis bewehrte Platte für die im Wohnungs- und Siedlungsbau üblichen Spannweiten und Nutzlasten häufig zu schwer.

Die Pilzdecke hat sich in Deutschland nicht in dem Maße eingeführt, wie z. B. in Amerika. Dies wird auch in Zukunft kaum anders werden, da die maßgebenden Vorschriften nicht geändert sind. Die deutschen Bestimmungen erfordern stärkere Decken als die amerikanischen. Hinzu kommt noch, daß die deutschen Baupolizeibehörden bezüglich der Windsteifigkeit bei hohen Gebäuden häufig Forderungen stellen, die gerade bei Pilzdecken schwer zu erfüllen sind. Einen konstruktiven Vorteil haben die Amerikaner noch dadurch, daß sie bei Pilzdecken im allgemeinen runde Säulen und runde Köpfe ausführen. Die Möglichkeit hierzu gewähren ihnen eiserne Schalungen, die leihweise erhältlich sind; hierdurch entfallen die Unbequemlichkeiten, die bei uns mit der Einschalung der Pilzköpfe und ihrem Anschluß an die Säulenschalung verbunden sind.

Bei der Bauausführung werden sich die neuen Vorschriften in Richtung einer schärferen Baukontrolle auswirken. Bei dem Zement ist durch Abbindeversuche festzustellen, daß er normalbindend ist; die Raumbeständigkeit muß durch den Kochversuch wiederholt geprüft werden. Bei den Zuschlägen sind Siebproben unerlässlich geworden, nachdem die neuen Vorschriften an die Kornzusammensetzung ganz bestimmte zahlenmäßige Ansprüche stellen. Zur Kontrolle des Wasserzusatzes wird der Ausbreitversuch vorgeschrieben. Er wird vorwiegend auszuführen sein

- bei der Herstellung von Probekörpern, da deren Druckfestigkeiten ohne Kenntnis des Wasserzusatzes nicht beurteilt werden können,
- bei allen Gußbetonausführungen und
- bei allen Bauteilen, deren Berechnung die höchsten zulässigen Betondruckspannungen bei Nachweis der Würfelfestigkeit zugrunde gelegt sind.

In den beiden letzten Fällen werden vor Beginn der Ausführung durch Eignungsprüfungen die Betonzusammensetzung und der Wasserzusatz ermittelt. Dieser Wasserzusatz liegt also jetzt fest, und durch Ausbreitversuche ist auf der Baustelle nachzuweisen, daß er auch dort eingehalten wird. Ist der dem festgestellten Ausbreitmaß entsprechende Wasserzusatz auf der Baustelle bestimmt, dann sind weitere Ausbreitversuche im allgemeinen entbehrlich. Die neue Vorschrift über die Wasserabmeßvorrichtungen bei den Mischmaschinen, daß der Wasserzusatz mit einer Genauigkeit von mindestens 3% stattfinden muß, wird zu dem Umbau bzw. Ersatz vieler jetzt ungenauen Wasserabmeßvorrichtungen führen und in Zukunft bewirken, daß unabhängig von der Aufmerksamkeit des Bedienungsmannes stets die gleiche Menge Wasser beigegeben wird. Je nach dem natürlichen Feuchtigkeitsgehalt der Zuschläge und der Witterung wird der Wasserzusatz Schwankungen unterworfen sein. Ein aufmerksames Bedienungspersonal und ein erfahrener Poller werden aber schon nach dem Augenschein die einmal festgelegte Betonsteife stets wieder treffen.

Die Ausführung des Ausbreitversuches wird im Teil D „Bestimmungen für Steifeversuche und für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton“ geregelt. Die beabsichtigte neue Fassung dieses Teiles ist inzwischen gleichfalls bekanntgemacht und der öffentlichen Kritik unterbreitet worden. Für die Eisenbetonbestimmungen sind hieraus auch einige neue Vorschriften über die Probewürfel von Belang. Die Würfelversuche werden grundsätzlich in Eignungsprüfungen, Güteprüfungen und Erhärtungsprüfungen eingeteilt. Die Bedeutung der Eignungsprüfungen ist bereits oben gestreift worden. Sie sollen, soweit es erforderlich ist, vor Beginn der Bauausführung Aufschluß über die zu wählende Baustoffzusammensetzung und den Wasserzusatz geben; ihre Ausführung in einer Versuchsanstalt wird empfohlen. Durch die Güteprüfung soll nachgewiesen werden, daß der Beton bei der Bauausführung die in den Bestimmungen geforderten Festigkeiten erreicht. Die Erhärtungsprüfung kommt nur bei ungünstiger Jahreszeit, insbesondere bei Frost in Betracht; sie will durch Probekörper, die auch hinsichtlich der Erhärtung denselben Bedingungen wie das Bauwerk unterworfen werden, feststellen, ob die Erhärtung so weit vorgeschritten ist, daß ausgeschalt werden kann.

Für die Güte- und Erhärtungsprüfungen werden in Zukunft bei weichem und flüssigem Beton auch 10 cm große Würfel zugelassen, wenn die Korngröße der Zuschläge unter 30 mm bleibt. Versuche von Graf, die in dem bereits erwähnten Heft 63 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton veröffentlicht sind, haben ergeben, daß die 10-cm-Würfel kaum größere Streuungen als die 20-cm-Würfel ergeben, dagegen im Mittel etwa 7% höhere Festigkeiten bei weichem Beton und 3% höhere Festigkeiten bei flüssigem Beton liefern. Mit Rücksicht hierauf werden in den Bestimmungen Teil D für 10-cm-Würfel um 15% höhere Werte für die Würfeldruckfestigkeit  $W_{b28}$  vorgeschrieben. Die Einführung der kleineren Würfel bedeutet eine wesentliche Verbilligung der Versuche. Ein 10-cm-Würfel wiegt rd. 2,4 kg, ein 20-cm-Würfel dagegen rd. 19 bis 20 kg. Das Abdrücken der Würfel wird in der Regel in einer Versuchsanstalt vorgenommen werden; der Versand der kleinen 10-cm-Würfel ist billiger und kann schneller stattfinden als der der 20-cm-Würfel, die achtmal schwerer sind. Zum Abdrücken von 10-cm-Würfeln genügt eine 50-t-Presse. Es ist zu wünschen, daß die Prüfmaschinenfabriken in Zukunft diese kleinen Pressen so billig herstellen, daß sie für größere Bauten angeschafft und die Würfel auf der Baustelle selbst abgedrückt werden können.

Die Ausführung von Probekörpern kann von der Baupolizeibehörde gefordert werden, wenn bei kühler Witterung oder Frost eine genügende Erhärtung der aususchalenden Bauteile nachgewiesen werden soll. Probewürfel sind für diesen Zweck angenehmer als Probekörper, da sie leichter den gleichen Temperatur- und Witterungsbedingungen ausgesetzt werden können, denen der betreffende Bauteil unterworfen ist. Sie sind unter allen Umständen vorzuziehen, wenn das Abdrücken der Würfel auf der Baustelle oder in einer in Nähe befindlichen Versuchsanstalt vorgenommen werden kann.

Die neuen Eisenbetonbestimmungen stellen hohe Anforderungen an die Güte des Betons und bedingen Erschwernisse und Verteuerungen, die bei der augenblicklichen Wirtschaftslage besonders wiegen. Trotzdem sollen sie begrüßt werden in der Erwartung, daß die bessere Qualität neue Freunde der Bauweise zuführen möge.