

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER
ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

19. JAHRGANG.

BERLIN, DEN 27. MAI 1922.

No. 9.

Werft- und Wasserbauten in Holland.

Von Oberingenieur Piel der Firma Heinrich Butzer, Dortmund.

Nach dem Vortrag, gehalten auf der 25. Hauptversammlung des „Deutschen Betonvereins“.



Vor dem Kriege besaß das von altersher Schiffahrt und Handel treibende Holland außer dem Schiffbau und den diesem verwandten Zweigen wenig bedeutende Erzeugungsstätten industrieller Art. Man kann wohl sagen, daß den Holländern im allgemeinen eine starke Neigung zu industrieller Betätigung fehlt.

Die Note des Krieges haben jedoch auch hierin, wie in so manchem, Wandel geschaffen. Holland, als vorwiegendes Einfuhrland, lernte die ganze Abhängigkeit vom Auslande kennen. Was das heißt, weiß der Deutsche am besten zu beurteilen. Kein Wunder, daß sich aus der Not heraus das Bestreben bemerkbar machte, diesen hilflosen Zuständen in Zukunft möglichst zu begegnen. Dieses Bestreben, eine unabhängige Industrie zu schaffen, machte sich allenthalben geltend. Wie stark es war, zeigt unter Anderem die im Jahr 1917 mit staatlicher Beihilfe und Beteiligung der Stadt Amsterdam gegründete Gesellschaft zum Bau eines Hochofenwerkes, eine mutige Tat angesichts des Fehlens des Hauptrohstoffes, des Erzes, und geeigneter Arbeitskräfte und nur gerechtfertigt aus einem besonderen Grunde.

Da es während des Krieges aus Mangel an Rohstoffen zur Ausführung der vielen Pläne nicht kam, setzte nach Friedensschluß dann gleich eine ungewöhn-

lich rege Bautätigkeit ein, zumal es an flüssigen Mitteln hierfür keineswegs gebrach. Bestehende Anlagen erfuhr weitgehende Vergrößerungen, und zahlreiche Neugründungen wurden vorgenommen. Die Seehäfen, plötzlich zu größter Bedeutung gelangt, sollten in großzügiger Weise erweitert werden. Der Wasserstaat, die Städte, Eisenbahnen, alle gingen daran, ältere und neue Pläne zu verwirklichen. Dazu kam der zurückgebliebene Wohnungsbau. Wir sehen also die holländische Bauindustrie nach Friedensschluß im Zeichen höchster Konjunktur.

Daß dem Eisenbetonbau hier ein weites Feld offenstand, war bei der lebhaften Entwicklung und den Erfolgen, die ihm die Kriegsaufgaben ermöglicht hatten, naheliegend. Zwar waren die Anwendungsgebiete in Holland noch lange nicht so ausgebreitet wie bei uns, jedoch erleichterten der damals noch herrschende Eisenmangel und die schnelle Bauweise die Wahl dieses Baustoffes.

Es soll nicht bestritten werden, daß schon manches bedeutsame Eisenbetonbauwerk in Holland bestand; um so weniger ist es verständlich, daß die Vorurteile, zumal bei den Ratgebern der Bauherren, noch lange nicht überwunden waren.

Die Beschwerden, die von diesen und auch von seiten gewisser Bauunternehmer über schlechte Erfahrungen im Betonbau dem Minister für Handel und Industrie vorgebracht wurden, veranlaßten diesen, im



Abb. 12. Eisenbeton-Kaimauer der Königlich-Niederl. Hochofen- und Stahlfabriken, Ymuiden.

Jahr 1917 einen Ausschuß zu berufen, dem die Prüfung dieser Beschwerden oblag. Dieser Ausschuß, bestehend aus Fachprofessoren, Staats-, Eisenbahn-Ingenieuren und Unternehmern, hat zunächst einen Fragebogen an alle Baubehörden, Industrielle, Architekten und Unternehmer versandt, worauf etwa 1000 Antworten mit 100 Beschwerden eingingen. Diese Beschwerden sind von dem Ausschuß an Ort und Stelle im Lauf der Jahre geprüft worden. Das Ergebnis wird demnächst veröffentlicht. Soviel mir bekannt wurde, wird es zunächst zu Ergänzungen der bestehenden holländischen Eisenbetonvorschriften führen, und zwar unter anderem zur Forderung von: Dehnungsfugen möglichst in Abständen nicht über 35 m, kleinstem Abstand der Eisen von Außenkante Beton 2 cm und Anordnung von abnehmbaren Brettern unten an den Schalungskästen für Eisenbetonstützen, um vor dem Betonieren reinigen zu können.

Auch Betonbauwerke in Seewasser wurden bei dieser Gelegenheit von dem Ausschuß untersucht und im Allgemeinen gut erhalten angetroffen; unter anderem eine auf Eisenbeton-Brunnen gegründete Verladerrampe, die bereits 27 Jahre alt ist und sich im besten Zustand befindet.

Eine dauernde Beobachtung von Eisenbetonbauten, insbesondere der im Seewasser, ist meines Erachtens sehr angebracht. Insofern schon hilft der holländische Betonausschuß Aufgaben erfüllen, die der Verbundbauweise nur zum besten dienen können. Der Vorwurf der Voreingenommenheit kann diesem Ausschuß nicht gemacht werden, da ihm auch Mitglieder angehören, die nicht unbedingte Anhänger der Betonbauweise sind.

Zu den ersten Ausführungen, die der Firma Heinrich Butzer übertragen wurden, gehören die Bauarbeiten für die neue Schiffswerft in Papendrecht an der Merwede, der Firma W. v. Driel, Schifffahrt und Transport-Unternehmung zu Rotterdam gehörig. Die Werft sollte Rhein- und Seeschiffe bis zu 12 000 Tonnengehalt bauen können.

Neben den Gründungsarbeiten für die Schiffsbauhallen usw. sind besonders drei Eisenbeton-Hellinge (Abb. 1, S. 67) nebst zwei dazwischen liegenden Kranbahnen zu erwähnen. Die Bauherrschaft hatte einen Entwurf ausarbeiten lassen, der die Gründung auf Holzpählen und den Aufbau teils in Stampfbeton, teils in aufgelöster Eisenbetonbauweise vorsah. Ein von der Firma H. Butzer aufgestellter Gegenentwurf ganz in Eisenbeton einschließlich der Pfahlgründung wurde, insbesondere auch des großen Kostenunterschiedes wegen, zur Ausführung bestimmt.

Der Vorzug der Eisenbetonpfahl-Gründung liegt vor allen Dingen darin, daß man die Fundamenttiefen in beliebiger Höhe über Wasserspiegel anordnen kann, während bei Holzpfehl-Gründungen mit Rücksicht auf das Abfaulen der Pfahlköpfe die Fundamenttiefen mindestens in Wasserspiegelhöhe liegen müssen. Ein weiterer Vorteil liegt in der festen Verbindung der Betonpfähle mit dem Aufbau zu einem Ganzen, was besonders im Hinblick auf die beim Ablauf eines Schiffes auftretende Bremskräfte von Bedeutung ist.

Die Hellinge und Kranbahnen haben eine Länge von 140 m, das Kielaufleger eine Breite von 1,50 m. Der tragfähige Baugrund liegt in etwa — 8,0 m NAP, das Gelände, hochwasserfrei, auf + 4,25 NAP. Die Unterkanten der Hellinge beginnen in ± 0 NAP mit einer Steigung 1 : 16, sodaß der oberste Punkt in + 8,75 NAP zu liegen kommt. Die Kranbahnen gehen wagrecht in Geländehöhe durch.

Das Schiffskyllager liegt nicht unmittelbar auf der Betonbahn auf. Es kommen erst noch hölzerne Quer- und Längsbalken, die den hölzernen Ablaufschlitten tragen. Diese Holzunterlager zusammen bilden eine willkommene elastische Zwischenlage zwischen Schiffskyll und Betonbahn.

Die Nasendrucke, die beim Ablauf eines Schiffes auftreten, sind bekanntlich sehr verschieden. In diesem Falle tritt der Großwert mit 1100 t in etwa 70 m von dem unteren Ende der Hellinge auf, um während des

Ablaufens bis zum Ende auf 70 t zu fallen. Die Verteilung der Pfähle sowohl als auch die Höhe des Aufbaues sind hiernach bestimmt. Der Hellingteil, der aus dem Gelände herausragt (Abb. 2, S. 68), konnte mit Rücksicht auf die geringeren Lasten von nur etwa 20 t/m², in aufgelöster Betonbauweise zur Ausführung kommen. Die einzelnen Beton-Querschnitte zeigen T-förmige Ausbildung als wirtschaftlichste Form. Die Pfähle mit 12 m größter Länge haben einen Querschnitt von 28·28 cm und eine Belastung von 30 t. Die senkrecht zu den Hellingungen angeordneten Bankette und Platten dienen als Stützpunkte für die Rüstungen des über die Hellingbahn ausladenden Schiffskörpers während des Baues. In Abständen von etwa 40 m sind Dehnungsfugen angeordnet.

Jede Kranbahn besteht aus zwei Eisenbetonbalken, die unmittelbar auf den 5 m voneinander entfernten Betonpfählen aufliegen und in kurzen Abständen durch Querbalken miteinander verbunden sind. Die Krangleise wurden lose auf kurzen Holzschwellen in Kies in die muldenförmigen Tröge des Betonbalkens eingebettet.

Die Ausführung der unter Hochwasser liegenden Teile der Hellinge und Kranbahnen geschah hinter der mit einem Kleidamm zwischen Holzpundwänden abgeschlossenen Merwede im Trockenem.

In Holland gibt es meines Wissens keine Ausführung dieser Art, und ich bin der Überzeugung, daß der Eisenbeton für Schiffshellinge auch bei anderen Ausführungen die gegebene Bauweise ist. —

Die Firma Wilton's Maschinenfabrik und Schiffswerft gründete neben ihrer bestehenden Werft in Rotterdam eine Neuanlage in Schiedam an der neuen Maas, dem sogenannten Rivier. Diese Werft soll den höchsten Anforderungen entsprechen und Schiffe bis zu 50 000 Tonnengehalt bauen. Zu den hierfür benötigten Einrichtungen und Bauwerken gehörten auch eine Schiffsbauhalle, in der die für den Bau eines Schiffes erforderlichen Bleche, Spanten usw. bearbeitet werden. Die Firma Wilton entschloß sich, dieses Bauwerk aus wirtschaftlichen Gründen in Beton auszuführen.

Der Plan der Bauherrschaft umfaßte außer Angaben über die Gruppierung der einzelnen Hallen in den Systemachsen auch solche über Krane und Belichtung der Hallen. Zwischen zwei Kopfhallen von je 25 m Spannweite und je 130 m Länge liegen fünf Mittelhallen, wovon vier 25 m und eine 30 m Spannweite bei 115 m Länge haben. Dies ergibt die Außenmaße von 165 : 130 m gleich einer Gesamtgrundfläche in den Achsen von 21 450 qm. Bei einer durchschnittlichen Höhe von 15 m ergibt das einen umbauten Raum von 325 000 cbm.

In jeder der Kopf- und Mittelhallen sind Laufkrane vorgesehen (vgl. den Schnitt Abb. 3, S. 67). Die Laufkrane der Mittelhallen müssen 3,50 m in die Kopfhallen hineinfahren können, damit von den Kranen der Kopfhallen aus die bearbeiteten Teile über die Außenkranbahnen zu den Docks geleitet werden können. Zu diesem Zweck fahren die Krane durch verschließbare Öffnungen aus den Giebeln der Kopfhallen heraus. Die Höhe der Kranbahnschienen der Mittelhallen liegt auf 9,20 m, die der Kopfhallen auf 12,40 m. Über der Kranbahn der hafenseitigen Kopfhalle liegt der Schnür- oder Reißboden zum Aufreißen der Schiffslinien und Anfertigen der Holzschablonen. Dieser Schnürboden hat ebenfalls eine Spannweite von 25 m bei einer Länge von 130 m.

Die Belichtung der Halle durch Fenster und Oberlichter hat eine Gesamtfläche von über 10 000 qm gleich der halben Gebäudegrundfläche, wovon auf Fenster 15 v. H. und auf Oberlichter 35 v. H. entfallen. Das ganze Gebäude hat keine Zwischenwände im Innern; es sind nur die Außenwände einen Stein stark ausgefacht.

Bei der Wahl des statischen Systems haben wir uns von dem Gedanken leiten lassen, mit Rücksicht auf die schlechten Bodenverhältnisse die statische Unbestimmtheit tunlichst auszuschalten. Das ganze Bauwerk wurde durch je vier durchlaufende Dehnungsfugen in der Längs- und Querrichtung in 25 vollständig voneinander getrennte Teile zerlegt. Wenn auch in Holland im allgemeinen bezüglich Gebäudegründungen auf genügend langen und starken und nicht zu hoch belasteten

Holzpfählen nur in den seltensten Fällen Senkungen wahrgenommen wurden, war die Vorsicht der Trennung mit Rücksicht auf mögliche kleinere Senkungen und daraus sich ergebende Rißbildungen am Platze.

Die landseitige Kopfhalle erhielt Dreiecksbinder mit Zugstangen, die hafenseitige Kopfhalle, in der der Schnürboden als Zwischendecke angeordnet ist, einen liegenden zweistieligen Rahmen mit dem Dachbinder als entlastendem Bogen darüber.

Die Binderlasten der Kopfhallen werden an den Gebäudeaußenseiten von gleichfalls im Gerbersystem geteilten Langsbalken getragen, die auf Stützen in 12 m Abstand ruhen. Da wo die Kopfhallen an die Mittelhallen stoßen, mußten die Balken zur Aufnahme der Dachbinder der Kopfhallen mit Rücksicht auf die Durchfahrt der Krane über die Spannweiten von 25 bzw. 30 m geführt werden. Auch hier kam das Gerbersystem zur Anwendung und die Gelenke sind

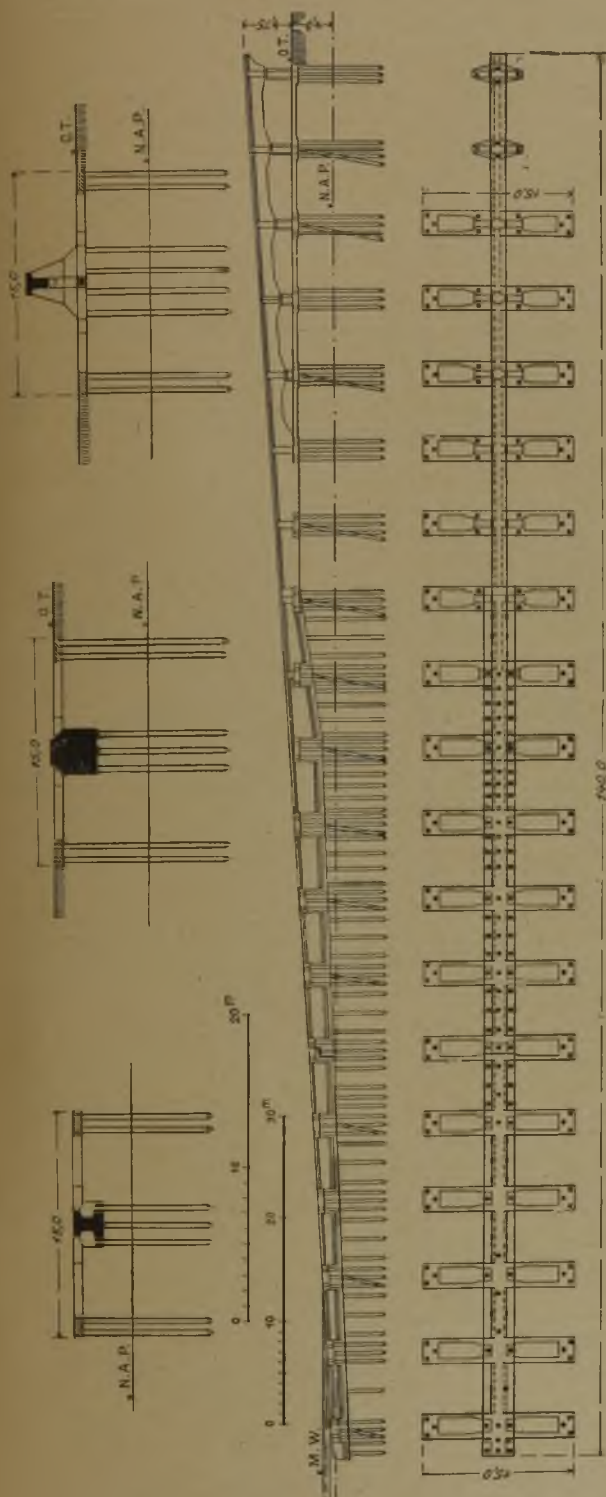
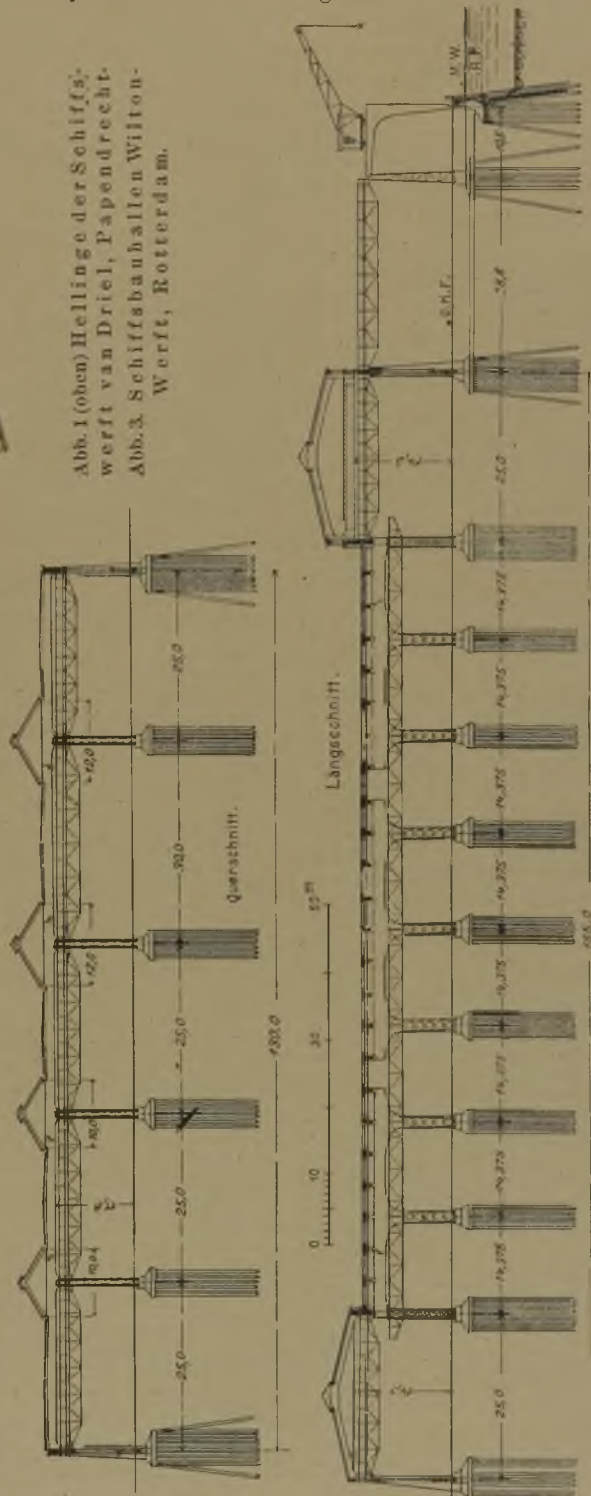


Abb. 1 (oben) Hellinge der Schiffswerft van Driel, Papendrecht.
Abb. 2 Schiffsbauhallen Wilton-Werft, Rotterdam.



Für die 115 m langen, über die fünf Mittelhallen laufenden Dachbalkenzüge wurde das Gerbersystem mit den einseitig überkragenden Endbalken, dem doppelt auskragenden Mittelbalken und zwei dazwischen liegenden eingehängten Balken gewählt. Diese Dachbalkenzüge ruhen im Innern auf vier Tragwerksreihen, die aus je zwei zweistieligen Rahmen an den Enden und einem dreistieligen Rahmen in der Mitte bestehen. In den Außenwänden gehen die Dachbalken in einen hohen Längsträger über, der von Stützen in 14,50 m Abstand getragen ist.

wie bei den Dachbalkenzügen der Mittelhallen angeordnet. Der mittlere doppelt auskragende Balkenteil hat bei einer Länge von etwa 41 m eine Höhe von 5,0 m und eine Stärke von gemittelt 80 cm.

Sämtliche Gerbergelenke (vgl. Abb. 4, S. 68, die auch die Bewehrung des eingehängten Trägers zeigt) bestehen aus zwei aufeinander liegenden Stahlplatten, von denen die untere gerade, die obere flach gebogen ist. Infolge der hohen Auflagerdrucke und Schubkräfte wurde eine Verdickung der Betonbalken an der Gelenkstelle unerlässlich.

Die auftretenden Windkräfte sind von den mit Anzug ausgebildeten Säulen in den Außenwänden aufgenommen, sodaß die inneren Säulen der Halle hiervon frei bleiben.

Wo die Mittelhallen in die Kopfhallen münden, waren mit Rücksicht auf die bis zu 800^t gehenden



Abb. 2. Eisenbeton-Schiffshelling. Schiffbau-Werft van Driel, Papenrecht.



Abb. 4. Gerbergelenk und Bewehrung des eingehängten Trägers der Schiffbauhalle Wilton-Werft, Rotterdam.

Lasten, die sich dort auf einer Säule vereinigen, der großen Abmessungen wegen Eisenbetonsäulen nicht erwünscht. Es kamen dort Eisensäulen, die später ausbetoniert wurden, zur Verwendung.

Um möglichst wenig tote Eigengewichte zu bekommen, mußte zunächst die Dachdicke auf das kleinste zulässige Maß beschränkt werden. Dies war 7^{cm} bei etwa 4,0^m Spw. Pfetten wurden der unruhigen Wirkung

und des Gewichtes wegen vermieden und die Dachplatte mit weit ausladenden Vouten an die Dachbalken angeschlossen. Diese Vouten gaben zugleich ein brauchbares Druckglied für die Dachbalken.

Die vier 12 und 10^m weiten Oberlichter über den Mittelhallen sind aus zwei Gründen über den Tragwerken und nicht in Feldmitte angeordnet. Erstens hätte das schwere Oberlicht in Feldmitte viel größere schwer wirkende Dachbalken ergeben und zweitens wäre das Oberlicht in den Endhallen zu nahe an die Fenster der Außenwände gekommen, die ohnedies genügend Licht in die ersten Hallen bringen. Diese Anordnung hat sich vollkommen bewährt.

Die Krane der Kopfhallen laufen über an der Unterseite der Eisenbeton-Längsbalken auskragende Platten. Die Kranschiene liegt auf einbetonierten Hartholzschwel len in 50^{cm} Abstand. Die Krane der Mittelhallen laufen auf eisernen Kranträgern, die, auf von den Tragwerkstielen getrennt stehenden, leichten eisernen Säulen ruhen. Dies geschah mit Rücksicht auf die Befestigung der vielen, zum Teil etwa 6^m auskragenden Schwenkkrane, die an diesen eisernen Säulen und Kranträgern erfolgen sollte, ohne die hierbei auftretenden großen Momente in die Tragwerke zu führen.

Die Gründung war mit Rücksicht auf die kurze Bauzeit nur auf Holzpfählen möglich. Diese haben eine Länge von 18^m und eine zulässige Belastung von 10^t erhalten. Das Gebäude ruht auf 80 einzelnen Fundamenten, die nur in den Außenreihen durch Eisenbetonbankette, die die Außenmauern tragen, miteinander verbunden sind. Die 3·25^m großen Öffnungsverschlüsse für die Durchfahrt der Krane nach Außen bestehen aus Eisen mit Holzverschalung und sind bequem um den oberen Aufhängepunkt mittels Handwinden, im Innern der Halle angebracht, zu betätigen. Aus Eisen bestehen auch die 6·10^m großen zweiteiligen Werfttore, die unten auf Schienen laufend, ebenfalls mittels Handwinden bequem zur Seite geschoben werden können.

Die für den Bau verbrauchten Baustoffmengen halten sich trotz der ungewöhnlichen Abmessungen in mäßigen Grenzen. Es waren erforderlich: rund 3600 Pfähle, 2500^{cbm} Beton der Fundamente und Bankette und 6800^{cbm} Beton des ganzen Aufbaues von Geländeoberfläche ab, mit insgesamt 940^t Rundeisen bewehrt.

Besondere Schwierigkeiten ergaben sich bei der Ausführung nicht. Die Unterstützung der Dachschalung geschah auf die übliche Weise mit schweren Rundholzern, die der geringen Tragkraft des Bodens wegen in sehr kurzen Abständen voneinander gestellt werden mußten.

Die vorgesehene Bauzeit von 1 Jahr für den Rohbau hätte sich erreichen lassen, wenn nicht bis auf heute noch ungeklärte Weise kurz vor Beendigung des Betonierens ein kleinerer Teil der Halle eingestürzt wäre.

Da die Behörde den endgültigen Bericht noch nicht veröffentlicht hat, möchte ich mich darauf beschränken, zu sagen, daß der Unfall nicht auf Ursachen zurückgeführt werden kann, die der Eisenbetonbauweise Abbruch tun könnten. Nach Erscheinen des endgültigen behördlichen Ergebnisses liegt keine Veranlassung mehr vor, die angestellten eingehenden Untersuchungen zu veröffentlichen.

Vier und einhalb Monate nach dem Unfall war das Gebäude unverändert im Rohbau fertiggestellt und in weiteren zwei Monaten konnte es der Bauherrschaft zum Einbau der Maschinen zur Verfügung gestellt werden.

Das fertige Bauwerk, von dem die Abb. 5 und 6, S. 69, zwei Einblicke wiedergegeben, macht auf Jeden, der es zuerst betritt, einen starken Eindruck. Es wirkt äußerst ruhig. An jeder Stelle im Innern herrscht Tageshelle und starke Schatten sind selbst bei grellestem Sonnenlicht nicht wahr zu nehmen. Die Halle ist im Innern im Sommer verhältnismäßig kühl und bleibt im Winter verhältnismäßig warm.

Etwa 40^m von der Halle entfernt, parallel zu ihr verlaufend wurde die erste etwa 300^m lange Kaimauer der Werftanlage Wilton gebaut. (Abb. 7.)

Kaimauern sind im allgemeinen auf Werften ein notwendiges Übel, da immer große Längen, z. B. auf

dieser Werft über 3 km, erforderlich sind, was einen ganz bedeutenden Kostenaufwand bedingt. In früheren Zeiten, als die Anforderungen an Hafentiefen noch nicht so groß waren, kam man mit verhältnismäßig billigen Holz- und Ziegelbauten gut aus. Die Forderung nach großen Hafentiefen ist jedoch heute ganz allgemein, wie sich auch weiter die Belastungen auf und hinter der Mauer im Laufe der Zeit wesentlich erhöht haben.

Zum Entwerfen von Kaimauern gehören mehr als bei anderen Bauwerken Erfahrungen. Schon die Ungleichheit der Bodenverhältnisse zwingt zu immer neuen Überlegungen. Die uns bekannten Berechnungsmethoden zeigen wohl brauchbare Wege, schließen jedoch Überraschungen nicht aus. Die Firma H. Butzer hat bei den in Holland ausgeführten Kaimauern hauptsächlich die von Prof. Möller, Braunschweig, aufgestellten Berechnungsweisen und Erfahrungswerte zur Grundlage ihrer Arbeiten genommen.

Die 9 m hohe Kaimauer dient zum Anlegen von Seeschiffen. Die Hafentiefe bei Niedrigwasser ist 5 m, bei Hochwasser 6,5 m, der Kaimauer aufbau 4 m. Der Boden besteht bis auf die gewachsene Sandlage in — 17 m aus blauem Ton mit Sandbänken und Torf durchsetzt. Die Mauer war anfangs auf Eisenbetonpfählen geplant; der Planentwurf mußte jedoch fallen gelassen werden, weil sich die ausführende Firma über die Höhe der zulässigen Belastung dieser Pfähle mit dem beratenden Ingenieur der Bauherrschaft nicht einigen konnte. Es sind deshalb Holzpfähle von 17 m mit 10 t Belastung, und zwar 32 auf ein Feld von 6 m mit einer Neigung 1 : 8 gerammt worden. Die Spundwand vorne, ebenfalls 1 : 8 geneigt, kam jedoch in Eisenbeton zur Ausführung und hat bei einer Länge von 8,5 m eine Stärke von 22 cm. Sie sitzt mit ihrem unteren Ende etwa 1 m in einer sehr festen Sandbank. Von Zugpfählen konnte abgesehen werden, da die Möglichkeit vorhanden war, die Kaimauer in Abständen von 12 m rückwärts an die Gründung einer Kranbahn zu verankern. Hierdurch wurde der größere Teil des Erddruckes aufgenommen. Der Aufbau der Mauer zeigt die übliche Winkelbauweise mit Rippen in 6 m Abstand. Die Kaimauer wird von schweren Halbportalkranen mit Radrücken von 19 t befahren. Die Berechnung ist ferner eine Nutzlast von 4 t/m² hinter der Mauer zu Grunde gelegt. Das Krangleis liegt, wie bei den Hellingen von Driel, auf großen Hartholzschwelen in Kies gebettet in einer Mulde des Kaimauerkopfes.

Anfänglich war geplant, die rückwärtige Verankerung noch bis zu den Hallenfundamenten durchzuführen, was jedoch später aufgegeben wurde. An Stelle dessen wurden etwa 30 m hinter der Kaimauer Holzpfahlböcke, bestehend aus Zug- und Druckpfählen, 1 : 3 geneigt, gerammt, die oben durch Eisenbetonköpfe zusammengehalten werden, in welche die Verankerung einbindet.

Mit dem Anbringen dieser zweiten rückwärtigen Verankerung wurde ge-

wartet, bis der Boden vor der Mauer auf Hafentiefe weggebaggert war. Die Ausführung der Mauer fand in offener Baugrube statt im Zeitraum von 6 Monaten. —

(Schluß folgt.)

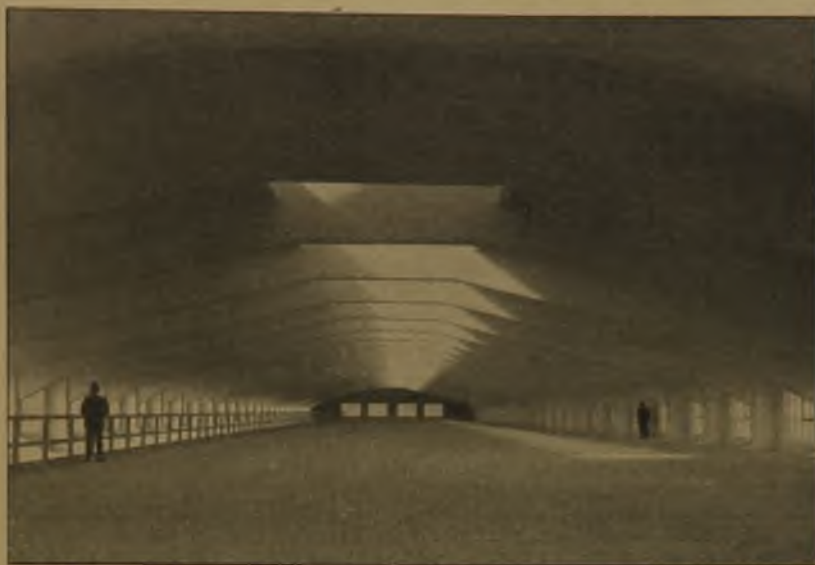


Abb. 6. Einblick in die Werfthalle über dem Schnürboden.



Abb. 5. Blick in die Werfthalle.



Abb. 7. Kaimauer längs der Werfthalle.

Bau von Leitungsmasten mit Hilfe von Betonformsteinen.



Beim Leitungsbau gelangten bisher Maste aus Eisen, Eisenbeton und Holz zur Anwendung. Während Holzmaste sich hauptsächlich für vorübergehende Anlagen oder leichte Nebelinien eignen, dürfen Eisen und Eisenbetonmaste als gleichwertig angesprochen werden, und zwar entscheidet in erster Linie der Kostenpunkt über die Wahl. Hierbei sind für den Preis des an und für sich billigeren Betonmastes die Transportkosten maßgebend, da er bisher fabrikmäßig erzeugt wurde und daher im ganzen Stück an die Verwendungsstelle gebracht werden muß. Die Betonmaschinen-Industrie suchte nun diesen Schwierigkeiten, die naturgemäß mit der Masthöhe und den größeren Seilkräften wachsen, durch möglichste Verringerung des Gewichtes zu begegnen, indem sie die Maste als dünnwandige Röhren ausbildete (Schleudermaste, Siegwart-Maste) oder als Winkelmaste herstellte, oder durch Gitterform (Visintini, Saxonia) an Masse sparte, wobei allerdings der Eisenbedarf bedeutend größer wird. Man kann daher sagen, daß die fabrikmäßig hergestellten Eisenbeton-Maste dort das Feld behaupten, wo eine Massenherstellung möglich ist und die Transportverhältnisse günstig sind, daß dagegen der Eisenmast dann vorteilhafter ist, wenn es sich um unwegbares Gelände oder um außergewöhnliche Größe und Form handelt. Das in der Folge beschriebene, von Dr. Emperger erdachte Verfahren, mit Hilfe von Formsteinen Maste an Ort und Stelle auszuführen, gestattet dem Eisenbetonbau auch in diese bisher unbestrittenen Domäne zu dringen, es erscheint aber auch den älteren Bauweisen durch seine Anpassungsfähigkeit und vor allen durch seine Wirtschaftlichkeit überlegen.

Dem Verfahren liegt der gesunde Gedanke zu Grunde, durch Benutzung fertiger Teile an Schalungskosten zu sparen, ein Grundsatz, der in der jüngsten Zeit auf den verschiedensten Anwendungsgebieten immer mehr Platz greift. So werden auf diese Art Schornsteine, Silos nach Bauweise Monoyer usw. ausgeführt. Es sei dabei auch auf einige Ausführungen der Mixed-Stone-Gesellschaft in Genf hingewiesen, nämlich Telephonmaste und die im Zuge der Linie Pries—Motiers errichteten 15 m hohen Stützen zwischen denen eine Kraftleitung auf 400 m frei durchhängt. In ähnlicher Weise wurden Guillet-Steine zur Herstellung von Telegraphenmasten in Brüssel benutzt.

Wenn von mancher Seite Bedenken bezgl. des Zusammenwirkens von Beton verschiedenen Alters geltend gemacht werden, so sind derartige Befürchtungen durch die von Prof. Schüle in Zürich an einem Mixed-Stone-Mast durchgeführten Versuche zerstreut worden. Hierbei zeigte es sich, daß die Bruchfuge quer durch Mörtel und Formsteine ging, was auf ein vollkommenes Zusammenarbeiten der Betongattungen schließen läßt. Die rechnermäßigen Bruchspannungen haben 174 kg/cm² bzw. 3580 kg/cm² entsprechend einer 4,94- bzw. 3,58fachen Sicherheit betragen.

Beim Emperger-Mast wird der typische Querschnitt von 4 winkelförmigen Betondecksteinen eingeschlossen, die eine Schalung ersetzend mit dem während des Baufortschrittes eingebrachten Beton einen einheitlichen Verbundkörper bilden. Je nachdem die Decksteine näher oder weniger weit auseinander gezogen werden, wird auch der Mastquerschnitt verändert. Dadurch wird an Stelle der bei gewöhnlichen Hohlsteinen unvermeidlichen Absätze eine sich stetig verjüngende Linienführung erzielt und es kann mit einer einzigen Steinform das Auslangen gefunden werden. Es entfällt ferner eine Kröpfung der Eisen und der bei der stufenförmigen Ausbildung unvermeidliche überflüssige Baustoff. Die Steine gestatten die Herstellung quadratischer oder rechteckiger Querschnitte von 25 · 25 bis 70 · 70 cm und mehr, sowie von 25 · 70 cm mit allen Zwischenabstufungen und eine Verbreiterung am Mastfuß bis zu den Abmessungen des Fundamentblockes. Sie gestatten ferner die Anordnung eines Mastes mit einem Unterbau auf 2, 3 oder mehr konisch zulaufenden Füßen, oder eine vier- oder mehrteilige turmartige Ausbildung. Daraus geht hervor, daß nach diesem Verfahren sämtliche Leitungsmaste, welcher Art sie immer sein mögen, wie sie bei ein und derselben Kraftleitung vorkommen, ausgeführt werden können. Der Konstrukteur ist natürlich an diese eine Winkelform der Decksteine nicht gebunden. Für eine größere Anlage können besondere Steinformen gewählt werden, da bei der Presse nur die Form ausgewechselt zu werden braucht. So lassen sich auch Querschnitte in Form eines gleichseitigen Dreiecks bilden, wenn der Querschnitt nur von zwei Decksteinen eingeschlossen wird, wobei allerdings zugunsten der vereinfachten Ausführung auf die Beweglichkeit nach einer

Seite verzichtet werden muß. Die Handpressen für die Herstellung der Steine werden von der Inzersdorfer Baumaschinenfabrik (Inzersdorf bei Wien, oder Berlin, Kurfürstendamm) geliefert. Die Maschine kann in unmittelbarer Nähe der Baustelle untergebracht werden; die dort erzeugten Formsteine bleiben dann so lange liegen, bis sie genügend ausgereift sind, um verbaut werden zu können.

Die Eisenanlagen werden zweckmäßigerweise auf einem Werkplatz hergerichtet und in Stücken von 3—5 m Länge abgebunden, sodaß an der Baustelle selbst nur noch ihre Aufstellung stattzufinden hat. Bezüglich der Stoßdeckung beim Übergreifen von Längseisen haben die Versuche Dr. Empergers sowie des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ wertvolle Aufklarungen gebracht, sodaß wir heute in der Lage sind, nicht nur Maste, sondern auch Tragwerke aus beliebig zusammen gesetzten Zugeisen herzustellen, ohne daß diese Unterteilung der Verlässlichkeit der Tragfähigkeit Abbruch tut. Wir sind also nicht mehr gezwungen, bei 10—20 m hohen Masten die Bewehrung aus einem Stück herzustellen, ein Umstand, der die Ausführung wesentlich vereinfacht und eine Vorbedingung für den Bau der Maste im Felde draußen ist.

Die Decksteine sowie auch der Beton der Mastwandung müssen entsprechend ihrer Beanspruchung aus einem fetteren Beton hergestellt werden, während der innere Kern hohl gelassen werden kann, oder aber, was für die Ausbildung gewöhnlicher einfacher ist, mit Hilfe eines hochziehbaren kurzen Blechrohres, mit dem Umfange des Kerns angepaßtem Durchmesser, mit Sand angefüllt wird.

Bei dieser Ausführungsweise ist man ferner nicht an jene schlanken Abmessungen gebunden, wie sie die bisherigen Eisenbetonmaste kennzeichnen. Deren große Schlankheit erscheint nur mit Rücksicht auf Transportfähigkeit sowie auf ihre leichtere Herstellungsfähigkeit gegeben und steht im engen Zusammenhange mit den Kosten. Bei der vorliegenden Ausbildungsweise wird man dagegen dem Mast in der Richtung seiner Hauptbeanspruchung eine größere Breite geben können, weil dadurch die sonstigen Kosten nur unwesentlich erhöht werden, während die Herstellung vereinfacht wird und, was besonders wichtig ist, dabei an Eisen gespart werden kann. Man wird dem Mast also eine solche Breite geben können, daß mit der Mindestmenge an Eisen auszukommen ist, die aus konstruktiven Gründen unvermeidlich ist. Der zweifüßige Mast dürfte daher eine besonders geeignete Form dieser Emperger-Maste darstellen. Die Mastfüße selbst erhalten die Form eines Pyramidenstumpfes und werden ohne Zuhilfenahme von Formsteinen zwischen Schalungen gestampft. Sie schützen auch den eigentlichen Mast gegen Stöße, Anfahren von Fuhrwerken u. dgl. und bilden einen guten Übergang zum Fundament. Damit ist auch der bei den fabrikmäßig hergestellten Masten schwierige Anschluß an den Fundamentklotz vermieden, der einer besonderen Sorgfalt bedarf und trotzdem der schwächste Punkt der ganzen Konstruktion bleibt. Die Befestigung der Leitung geschieht an einem besonderen Aufsatz, der für die ganze Kraftleitung einheitlich hergestellt wird und ausgebildete Anschlußstellen an den Bewehrungen besitzt. Dieser Aufsatz ruht auf der obersten Steinschar oder auf einem besonderen Abschlußstein.

Der Baufortschritt in der Herstellung einer Leitung mit Masten dieser Art hängt in erster Linie von einer guten Organisation der Arbeit ab, die für die regelmäßige Beförderung der Baustoffe zu den Baustellen sorgt und die Arbeiter richtig verteilt. Von diesen ist die erste Kolonne mit der Formsteinherstellung beschäftigt; sie eilt den übrigen um etwa zwei Wochen voraus. Weitere Arbeiter sind mit Herstellung von Gerüsten und mit der eigentlichen Bauausführung beschäftigt. Der Baufortschritt ist so zu regeln, daß die Arbeiter in ständiger Tätigkeit das Fertiggestellte zu umkleiden und den Mastkopf aufzusetzen. Drei Mann können im Tag 6 m Mastlänge fertig stellen. Das frisch betonierte Stück wird gegen den Boden verspreizt. Bei starken Winden ist während des Erhärtens außerdem noch eine Versteifung anzubringen. Nach 10 bis 14 Tagen kann der Mast in Spannung versetzt werden. Die Formsteine sind 16 cm hoch, sodaß 6 Schichten einschließlich Fugen auf 1 m Masthöhe kommen. Ihr Gewicht ist so gering, daß sie leicht trag- und versetzbar sind.

Diese Maste gestatten auch spätere Ausbesserungen, was namentlich in Gebirgsgegenden wichtig ist, wo die Leitungen durch Lawinen oft beschädigt werden können, ferner Verlängerungen und Ortswechsel. Ihre Herstellung erfordert allerdings auch eine besonders sorgfältige Ausführung —

Di. R. in Wien.

Über die Ausführung großer Stau Mauern in Amerika.



um Studium der Ausführung der großen amerikanischen Staudämme, vor allem der eigentlichen Stau Mauern, hatte die französische Eisenbahn-Gesellschaft P. L. M. eine Kommission im Vorjahre nach Nordamerika gesandt, deren Bericht in den „Annales des ponts et chaussées“, Heft I. 1922, abgedruckt ist. In der amerikanischen Fachliteratur ist ja nun gerade über dieses Gebiet Vieles veröffentlicht, sodaß der Bericht nicht allzuviel Neues bringen kann. In seiner Zusammenfassung gibt er aber doch eine gute Übersicht über die Grundsätze, die sich beim Stau mauerbau in Amerika herausgebildet haben, sodaß ein Hinweis auf den Inhalt, namentlich soweit er sich auf den Betonbau bezieht, hier doch wohl von Interesse sein dürfte, da auf diesem Gebiet, sowohl was die Größe der Stau mauern, wie die Methoden der Ausführungen betrifft, von den Amerikanern ganz besonderes geleistet worden ist.

Der Bericht verbreitet sich zunächst über die allgemeine Ausgestaltung und Berechnung der Stau mauern. In ersterer Beziehung ist zu unterscheiden zwischen den Mauern, die ausschließlich durch ihr Gewicht dem Wasserdruck widerstehen, und den als Gewölbe wirkenden, die wohl zuerst in Nordamerika angewendet worden sind. Die Grenze für die Anwendung der Gewölbeform findet der Bericht i. allg. bei einer Kronenlänge gleich dem Dreifachen der Höhe. Die nur durch die Schwere wirkenden Stau mauern werden, wie bei uns, meist im Grundriß gekrümmt, sodaß bei geringerer Länge und guten Widerlagern an den Talhängen auch noch eine gewisse bogenartige Verspannung vorhanden ist, die in der Berechnung nicht berücksichtigt, die Sicherheit erhöht. Sehr lange Stau mauern, wie der 560 m lange Kensico-Damm, zum New Yorker System gehörig, oder solche mit sehr unzuverlässigen Talhängen, wie der Elephant Butte-Damm in Neumexiko, sind dagegen ganz gradlinig im Grundriß gestaltet. Als ein Nachteil der gekrümmten Form ist zu erwähnen, daß diese die Anwendung von Kabeln bei der Ausführung erschwert. Der Zentriwinkel der Krümmung wird meist ziemlich groß gewählt; er geht z. B. bei Arrowrock-Damm, Idaho und anderen bis 90°.

Bei der Berechnung wird Eisdruck, wenn überhaupt, nur bei den ganz geraden Dämmen berücksichtigt, namentlich bei den Sperrmauern des Ostens in der Nähe großer Städte und mit harten Wintern. In Höhe des Oberlaufes ist bei den zum New Yorker Versorgungsgebiet gehörigen Dämmen auf 1 m Länge ein Eisdruck eingeführt, der bei dem Croton-Damm nur 37 t, beim Kensico-Damm dagegen 70 t beträgt.

Unterdruck auf die Sohle der Mauern wird ebenfalls nur bei den geraden Mauern berücksichtigt, und zwar wird die Druckfläche als Trapez betrachtet, dessen Höhe an der Oberseite $a \cdot H$, an der Unterseite $a \cdot h$ beträgt, wobei H bzw. h die betreffenden Wasserdruckhöhen sind. Der Koeffizient a ist beim Kensico-Damm zu $\frac{2}{3}$, beim Elephant Butte-Damm zu $\frac{1}{2}$ gewählt. Wo längs der Oberseite der Mauern Entwässerungsröhren eingelegt sind, wird die Trapezform der Unterdruckfläche nur bis zum Sammelstollen beibehalten, von dort bis zur Hinterfläche wird der Druck dagegen konstant mit $a : h$ angenommen. (In Frankreich wird bekanntlich nach den Formeln von Maurice Levy gerechnet.)

In den nur durch ihr Gewicht wirkenden Mauern soll die Drucklinie im inneren Drittel bleiben, man begnügt sich aber mit sehr geringer positiver Fressung an der Oberseite. Beim Arrowrock-Damm war außerdem ein Höchstdruck von 30 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ vorgeschrieben. Beim Elephant Butte-Damm ist für den ganz unter Wasser des Flusses liegenden Mauerteil das Gewicht um das des verdrängten Wassers verringert angenommen. Bei den gewölbeartig wirkenden Mauern wird eine Berechnung in wagerechten Ringen vorgenommen, wobei die Ringe als Zylinder gleicher Dicke und als einem, dem hydrostatischen Druck entsprechenden, radialen Druck ausgesetzt betrachtet werden. Es wird die Formel
$$\frac{h}{100K}$$
 angewendet, worin e

die Dicke in Metern, h den hydrostatischen Druck in Metern, r den Halbmesser der Oberseite der Mauern in Metern, K die Druckfestigkeit in $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ bedeutet. Man läßt dabei den Halbmesser r und den Zentriwinkel derart wechseln, daß ein Mindestmaß an Mauerwerkmasse entsteht. K wird entweder konstant angenommen, oder man läßt es mit der Höhe der Mauer wachsen, da deren obere Teile stärker als Gewölbe wirken als die unteren. Bei den bestehenden Stau mauern schwankt K zwischen 10 und 60 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$.

Was die verwendeten Baustoffe anbetrifft, so wird regelrechtes Mauerwerk nur noch für die Stirnen, um das Aussehen zu verbessern, um den Widerstand gegen

Eisangriff zu erhöhen, oder um an Schalung zu sparen, verwendet. Um eine sichere Verbindung zwischen Schale und Kern zu erzielen, wird im Allgemeinen vorgeschrieben, daß ein Viertel der Fläche der Verkleidung aus Bindern bestehen muß. Mit der Betonsteinverkleidung hat man in Amerika im Allgemeinen keine besondere Erfahrung gemacht. Der Kern der Mauer wird aus Beton oder einem Zyklopen-Mauerwerk hergestellt. Bei dem Beton wird dessen richtige Konsistenz in folgender Weise ermittelt: Man füllt einen Metallzylinder ohne Boden von 15 cm Durchmesser und 30 cm Höhe auf einer wagerechten Fläche stehend mit dem nassen Beton. Dann wird der Zylinder abgehoben und der Beton sinkt zu einem abgestumpften Kegel zusammen. Die Verringerung der Höhe gegenüber dem Zylinder gilt als Maßstab für die Beschaffenheit des Betons. Das Maß soll bei Sperrmauern rd. 10 cm betragen, dann besitzt der Beton einen solchen Feuchtigkeitsgehalt, daß er sich in metallischen Schuttrinnen von 20° Neigung leicht fortbewegt, ohne sich in seine Bestandteile zu zersetzen. Im Laboratorium von Denver wird zur Erprobung des Betons ein abgestumpfter Kegel von 15 cm Höhe, 22,5 cm oberem, 30 cm unterem Durchmesser benutzt. Man entformt den Beton, hebt die Platte, auf der er ruht, um 25 mm an und läßt sie 10mal in etwa 1 Sekunde Zeitabstand fallen. Man mißt dann den mittleren Durchm. der ausgebreiteten Masse D in Zentimetern. Dann soll der Ausdruck $\frac{100 \cdot D}{30}$ bei Sperrmauerbeton zwischen 170 und 180 liegen.

Die Mischung des Betons erfolgt nach Raumeinheiten, das Verhältnis des Mörtels zum Zuschlag wird i. allg. so gewählt, daß alle Hohlräume satt gefüllt werden und noch ein Mörtelüberschuß von 10–15 v. H. zugegeben wird. Es wird dabei ein gemischtkörniger Zuschlag mit möglichst geringem Hohlraum hergestellt, um an Mörtel und Zement zu sparen. Das Mischungsverhältnis ist natürlich, je nach der Beanspruchung, die dem Material zugemutet werden soll, sehr verschieden. Beim Arrowrock-Damm z. B. kamen auf 1 Raumteil Zement 2 Rt. Sand, $\frac{1}{2}$ Rt. Kies. Der Kies bestand dabei zu 5 Teilen aus Korngrößen zwischen 9 mm und 6 cm und zu 3 Rt. aus Korngrößen von 6–10 cm; beim Barrett-Damm war die Mischung 1 Zement zu 4 Sand zu 2 Kies, wobei letzterer im Verhältnis 2:2:3 in Größe von 6 mm bis 3 cm, 3–6 cm, 6–20 cm zusammengesetzt war.

Eine weitere Verbilligung wird durch Einbettung von großen Steinblöcken in den Beton erzielt, sodaß, wie schon erwähnt, eine Art Zyklopenmauerwerk entsteht, weiter durch teilweisen Ersatz des Zementes durch billigere Stoffe, namentlich durch „Sandzement“. Das Verhältnis der beigegebenen Steinblöcke zur Betonmasse wird so gewählt, daß ein möglichst billiger Mauerkörper entsteht, d. h. i. allg. 1:5. Da die Einbettung der Steine den Arbeitsfortschritt verlangsamt, vielfach die Steinbrüche auch nicht rasch genug liefern können (Wilson-Damm), so ist man neuerdings von dieser Bauweise mehr abgegangen und bevorzugt einen Beton mit starker Kiesbeimischung. Die Größe der eingebetteten Blöcke ist lediglich abhängig von den zum Versetzen vorhandenen Hilfsmitteln. Beim Wilson-Damm z. B. werden Blöcke von 2–3 t Gewicht verwendet, die in Abständen von 25 cm eingebettet werden; beim Elephant Butte-, Pathfinder-, Kensico-, Ashokan-Damm in Größe von 4 t i. M. und in Abständen von 15–20 cm.

Als „Sandzement“ wird ein Gemisch aus Zement und gemahlenem Gestein bezeichnet. Der aus den Brüchen kommende Stein wird zunächst auf 2–3 cm Größe gequetscht, dann mit dem Zement zusammen fein vermahlen. Beim Arrowrock-Damm durfte dieses Pulver auf dem 6400-Maschensieb auf 1 cm² nur weniger als 10 v. H. Rückstand hinterlassen. Der Bericht stellt fest, daß die Entwicklung der Anwendung des Sandzementes in Amerika durch den Zementtrust wieder unterbunden zu sein scheint, der die Konstrukteure, die ihn verwenden wollten, auf die schwarze Liste setzte. Es ist übrigens nicht jedes Gestein zur Herstellung des Sandzementes zu verwenden, vielmehr muß es ein puzzolanartiges Gestein sein. Durch Druckversuche an Mörtel der Mischung 1 Sandzement : 3 Sand wird die Höhe des zulässigen Sandzusatzes des gebrochenen Steinmaterials im Zement bestimmt. Bei dem Arrowrock-Damm wurde Granit zur Herstellung des Sandzementes verwendet, und zwar im Verhältnis von 50 v. H.; die Festigkeit ging dann gegenüber dem gewöhnlichen Zementmörtel um 30 v. H. zurück. Wie weit Sandzement die sonstigen Eigenschaften des Mörtels beeinflusst, ist durch Versuche noch nicht genügend nachgewiesen. Es scheint aber, daß der Mörtel mit Sandzement nicht durchlässiger ist, daß er weniger schwindet, langsamer bindet, sich aber an der Oberfläche leichter

in seine Bestandteile zersetzt und länger feucht gehalten werden muß.

Bezüglich der Ausführung verbreitet sich der Bericht über die Feststellung der Eigenschaften des Untergrundes, die Ermittlung des Verlaufes von Spalten durch Einpressen gefärbten Wassers, über die Ableitung des Wassers während der Bauausführung, die Gründung der Mauer und die Schließung vorhandener Spalten durch Einpressen von Zement. Beim Arrowrock-Damm sind im Granit zu letzterem Zweck Bohrlöcher bis 9 m Tiefe unter Sohle herabgeführt, beim Elephant Butte-Damm im Sandstein und spaltenreichem Schiefer bis 15 m Tiefe. In diese Bohrlöcher werden Metallröhren eingesetzt, auf die das Zuführungsrohr des Zementmörtels aufgeschraubt werden kann. Ehe sie jedoch unter Druck gefüllt werden, wird im Fundament eine etwa 2 m dicke Betonschicht eingebracht, damit sich nicht etwa unter dem Drucke der Einpressung neue Spalten öffnen. Soweit möglich, werden dann die unteren Öffnungen der Spalten geschlossen und diese selbst gut ausgespült. Dann wird flüssiger reiner Zementmörtel zunächst ohne Druck, dann mit steigendem Druck in die Bohrlöcher eingepreßt, bis nichts mehr abfließt. Der Zementmörtel war am Elephant Butte-Damm im Verhältnis von 1 Teil Zement auf 7 T. Wasser gemischt, bei Arrowrock-Damm im Verhältnis 1:5. Wenn man die Spalten geschlossen zu haben glaubt, wird mit reinem Wasserdruck nachgeprüft, der die spätere Druckhöhe an der Mauer etwas überschreitet. Beim Elephant Butte-Damm z. B., wo der höchste Wasserstand später 60 m ist, wurde mit 70 m Druck geprüft. Die zulässige Durchlässigkeit wurde dort für 1 Bohrloch auf 13 ¹/_{St.} festgelegt.

Die Mischung des Betons erfolgt meist in rotierenden Mischern, wobei die Mischdauer etwa 1 Minute beträgt, z. T. werden aber noch Schwerkraftmischer bevorzugt, die bei vierfacher Mischung etwa 20 Sek. beanspruchen. Für den Transport des Betons ist bei sehr langen Steinmauern, z. B. dem Wilson-Damm, eine Transportbrücke nicht zu entbehren, auf der die Betonkasten auf Laufwagen herangefahren werden, um dann an der Verwendungsstelle von Derricks abgehoben und ausgeschüttet zu werden. Bei längeren Mauern (z. B. Arrowrock-, Elephant Butte-Damm) sind zum Transport Kabelbahnen verwendet worden, an denen die Kasten entlang laufen, um sich an der Verwendungsstelle in Schüttrinnen zu entleeren. In sehr engen Schluchten (z. B. Shoshone-Damm) genügen Derricks allein zum Transport von der Misch- zur Verwendungsstelle. An anderen, ebenfalls kürzeren Mauern (z. B. Barrett-Damm) wird der Beton durch Schüttrinnen dem Fuße eines Heberturmes zugeführt und von hier aus wieder mit Schüttrinnen in der Mauer verteilt. Bei dem stark gekrümmten Arrowrock-Damm konnten die Kabelbahnen nur im unteren Teil erfolgreich arbeiten. Im oberen mußte ein Transportgleis angeordnet werden. Die Einbringung des Betons erfolgt mit Vorliebe mittels Schüttrinnen. Beim Barrett-Damm sind damit bessere Erfahrungen gemacht worden, als bei dem Transport in besonderen Gefäßen, wie beim Wilson-Damm. Beim ersteren ergab sich an der Verwendungsstelle ein gut homogener Beton, bei letzterem hatte er sich zersetzt. Die Neigung der Schüttrinnen bei den Sperrmauern ist i. allg. 20° (1 m Höhe auf 3 m Länge); am Auslauf fällt der Beton etwa 2 m hoch herab. Die Schichtdicke, in der der Beton eingebracht wird, schwankt zwischen 1,2 und 1,8 m. Der Beton wird nicht gestampft, sondern nur mit Gabeln ausgebreitet. Wo sich zuviel Wasser ansammelt, wird der Überschuß ausgeschöpft. Auf senkrechte Lage der Schichten zur Druckrichtung kann keine Rücksicht genommen werden, da bei einer stärkeren Neigung nach der Oberseite der Mauer die Gefahr besteht, daß das Bindemittel von der Hinterseite, die den Hauptdruck aufzunehmen hat, nach vorn abfließt. Beim Elephant Butte-Damm hat man allerdings die Betonschichten in einer geringen Neigung verlegt.

Die Mauern werden in von einander durch Ausdehnungsfugen getrennten Abschnitten hergestellt, wobei mitunter Asphalt in die Fugen eingelegt wird, um ein Aneinanderbinden zu verhindern. Wo man auch im Winter betonieren kann (z. B. Elephant Butte-Damm) ist es vorteilhaft, zunächst nur jeden zweiten Abschnitt im Sommer, die dazwischen liegenden dann erst im Winter auszubetonieren. Nahe der Stirn wird eine größere Mörtelmenge ausgegossen, oder man nimmt mit einem Haken die größeren Kiessteine fort, sodaß die Stirnfläche mehr Mörtel enthält. Durch sorgfältiges Abbürsten und Reinigen sowie durch vorheriges Aufbringen einer dünnen Zementschicht wird das Aneinanderbinden der Schichten beim Fortschritt der Arbeit gefördert. Der Beton wird lange feucht gehalten, besonders wenn Sandzement verwendet wird.

Wo man große Steine in die Mauer einbettet, werden diese erst gründlich abgespült, dann mit Derricks entweder

regelmäßig versetzt, oder man läßt sie aus diesen auf den Mörtel aus 1 m Höhe herabfallen. Sie sollen über die betreffende Betonschicht herausragen, sodaß sie in die nächstfolgende noch einbinden.

Die Einschaltungen werden sorgfältig und kräftig hergestellt, da sie dem Druck der sehr wasserhaltigen bis 1,8 m starken Betonschicht zu widerstehen haben. Die Bohlen werden gehobelt und mit Feder und Nut ineinandergefügt. Sie werden geölt oder mit Eisenblech beschlagen, das eingefettet oder eingeseift werden muß, um ein Anbinden des Betons zu verhindern. Mitunter werden auch eiserne Schalungen verwendet. Die Tafeln werden möglichst groß gewählt und durch Derricks versetzt. Auf diese Weise werden mörtelreiche und glatte Sichtflächen der Mauern hergestellt, die keiner Nacharbeit bedürfen. Bei dem Kensico- und Pathfinder-Damm hat man die Stirnen in Werkstein hergestellt, um die Schalungen zu ersparen.

Um Unterdruck von der Sohle der Mauer abzuhalten, wird das Fundament mittels Röhren entwässert, die von einer begehbaren Galerie ausgehen und manchmal bis 15 m Tiefe in das Fundament hinab reichen. Diese Leitungen haben 3 m Abstand und Durchmesser von 15–30 cm. Sie müssen von der Galerie aus gereinigt und entleert werden können. Bei den gewölbartigen Sperrern werden nur in den Ausdehnungsfugen solche Drainröhren eingelegt. Die Ausdehnungsfugen haben entweder Rillen oder es sind in ihnen 1 oder 2 Schächte zur Drainage hinuntergetrieben. Zwischen diesen und der Stirn werden öfter noch quer zur Fuge Kupferstreifen in gerader oder gebogener Form eingebettet, deren eines Ende in dem einen Mauerabschnitt fest eingemauert ist, während das andere, mit Paraffin gestrichene sich bewegen kann. Die Entfernung der Ausdehnungsfugen wird etwa gleich der mittleren Mauerstärke, aber meist nicht unter 12 m bemessen. Von diesen Fugen läßt man öfter nur jede zweite durch die ganze Höhe bis zum Fundament hindurchgehen, die dazwischen liegenden von der Krone nur etwa bis zur halben Höhe (Elephant Butte-Damm).

Dichtigkeit der Stirnfläche wird auf verschiedene Weise erreicht. So hat man die sogenannte Mischung Sylvester verwendet, d. h. einen ersten Anstrich mit Seifenlauge (75 g auf 1 l Wasser) und 24 Stunden später einen zweiten mit Alaun (12,5 g auf 1 l Wasser). Dieser Anstrich hat sich bei einigen Dämmen bewährt und soll auch beim Barrett-Damm zur Verwendung kommen. Bei Verkleidung mit Werkstein hat man die Fugen 5 cm tief ausgekratzt und mit reichem Mörtel 1:1 gefüllt. Am New Croton- und Pathfinder-Damm hat das aber Durchschwitzen nicht verhindert, bei anderen hat sich das Verfahren bewährt. Bei Staubecken ohne Eisbildung hat man auch die Oberfläche des Betons zunächst mittels Sandstrahl gereinigt, dann 6 mm stark einen Putz mit der Zementkanone aufgebracht. Stärkere Schichten können nicht auf einmal hergestellt werden, weil sonst der flüssige Mörtel an der Front herabläuft. Am Elephant Butte-Damm sind 4 solcher Schichten nacheinander, jedes Mal vor völligem Abbinden der darunter liegenden Schicht aufgetragen worden. Verwendet wurde dort eine Mischung 1:2 mit einer größten Korngröße von 6 mm.

Der Bericht verbreitet sich ferner über Unfälle an Staumauern. Solche sind darnach bisher nicht vorgekommen bei gewölbartigen Mauern, trotzdem diese z. T. sehr geringe Dicken haben. An den nur mit dem Gewicht widerstehenden Mauern sind 17 Unfälle zu verzeichnen, davon entfallen 15 auf gerade, 2 auf gekrümmte Mauern. Von den 17 Unfällen sind 12 mangelhafter Gründung zuzuschreiben. Viele der aufgeführten Mauern waren nach ihrer Fertigstellung durchlässig, das hat aber nach und nach durch allmählichen Porenschluß von selbst aufgehört. Bei der Mehrzahl der Mauern ist aber festzustellen, daß Wasser an den Talhängen durchdringt, an denen man die Spalten nicht so sorgfältig geschlossen hat wie in der Gründung. Beim Arrowrock-Damm, bei dem man auch hier entsprechende Vorsicht gebraucht hat, ist keinerlei Durchsickerung zu merken.

Der Bericht macht dann noch einige kurze Angaben über Staumauern, die in eine Reihe von Gewölben aufgelöst sind, über geschüttete Stein- und Erddämme, über die verschiedenen Einrichtungen zur Abzapfung des Wassers, die hier übergangen seien. — (Schluß folgt.)

Inhalt: Werft- und Wasserbauten in Holland. — Bau von Leitungsmasten mit Hilfe von Betonformsteinen. — Über die Ausführung großer Staumauern in Amerika. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H. in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
W. Büxenstein Druckereigesellschaft, Berlin SW.