

Alle Rechte vorbehalten.

Die Schiffschleuse am Shannon-Kraftwerk in Irland.

Von Regierungsbaurat Friedrich Wiener, Siemensstadt.

Das Kraftwerk am Shannon, das Ende 1929 die Stromlieferung für das Überlandnetz des irischen Freistaates aufgenommen hat, nutzt das Gefälle des Flusses zwischen seinem Austritt aus dem letzten der drei großen Seen und seinem Eintritt in das Ebbe- und Flutgebiet bei der Stadt Limerick aus. Diese Flußstrecke wird durch einen 12 km langen Oberkanal und den 1200 m langen Unterkanal abgeschnitten, so daß das auf mehrere Stromschnellen verteilte Flußgefälle am neuen Kraftwerk in einer Stufe von rd. 30 m Höhe zusammengefaßt wird. Die Binnenschifffahrt, die Limerick als Endpunkt des Seehafenverkehrs mit dem Gebiet am Oberlauf des Shannon verbindet, benutzte bisher teils den durch kleine, feste Wehre aufgestauten Shannon oder umging die Strom-

beschränkt worden wäre. Diese Vorteile würden den Nachteil, daß das Schiffshebwerk ein größeres Anlagekapital erfordert hätte, nahezu aufgehoben haben, besonders bei regem Schiffsverkehr. Die irische Regierung entschied sich jedoch nach Anhören der Schifffahrtskreise für den Bau einer Schleusenanlage, da der Schiffsverkehr zur Zeit sehr gering ist und ein schnelles Steigen nicht zu erwarten ist, so daß die Vorteile, die ein Hebwerk hätte bieten können, nur in geringem Maße zur Geltung gekommen wären. Es ist deshalb auch bei der Schleusenanlage auf Sparbecken, die hier hohe Baukosten bedingt hätten, verzichtet worden. Dazu kam, daß bei einer Schleusenanlage die Schwierigkeiten, die in der starken Schwankung der Ober- und Unterwasserspiegel für das Schiffshebwerk gelegen hätten, nicht bestanden. Bei der größeren Empfindlichkeit eines Hebwerks und der weiten Entfernung von den Lieferwerken war ferner zu befürchten, daß etwaige Beschädigungen durch ungeübtes Bedienungs- und Schiffspersonal größere Betriebsunterbrechungen zur Folge haben könnten.

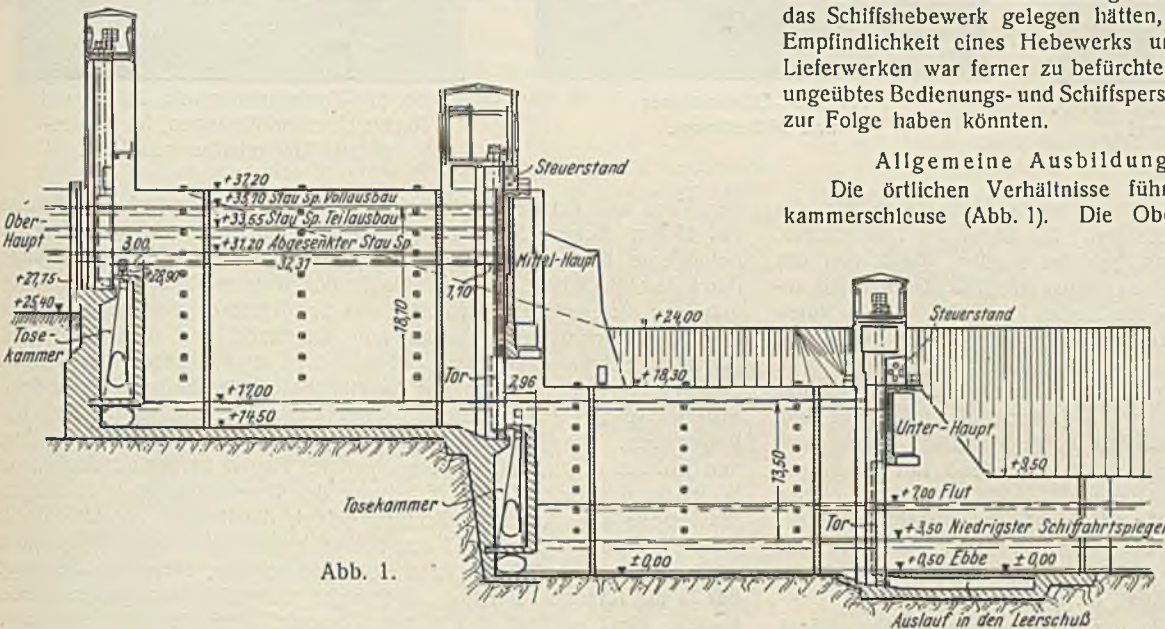


Abb. 1.

Allgemeine Ausbildung der Schleusenanlage.

Die örtlichen Verhältnisse führten zur Verwendung einer Zweikammerschleuse (Abb. 1). Die Oberfläche des tragfähigen Kalkstein-

felsens liegt in der Oberkammer etwa auf der Höhe + 14 und fällt in der Schleusenachse bis auf rd. + 10 am Unterhaupt ab. Das Oberhaupt und die Seitenmauern der oberen Kammer konnten daher unmittelbar auf den Felsen aufgesetzt werden, während die Unterkammer und das Unterhaupt durch Aussprengung geschaffen werden mußten. Der Ausgleichspiegel zwischen beiden Kammern wurde auf + 17,0 gelegt, da hierbei die Baukosten ihren kleinsten Wert erreichten. Der Wasserspiegelunterschied in der oberen Kammer schwankt demnach zwi-

schellen in einem besonderen Schifffahrtkanal. Die zehn Schleusen, die auf der Strecke von Limerick bis zu dem untersten der drei Seen durchfahren werden mußten, erlaubten nur den Verkehr von Schiffen von 40 bis 60 t Tragfähigkeit, während die neueren Schleusen im Oberlauf bereits größere Abmessungen aufweisen. Der Entwurf der Siemens-Schuckertwerke für die Ausnutzung der Wasserkraft sah deshalb von vornherein vor, die Schifffahrt in Zukunft auf den neuen Kraftwasserkanal, der für einen größten Abfluß von 600 m³/sek berechnet ist, zu übernehmen und das am Krafthaus zusammengefaßte Gefälle in einer einzigen Stufe zu überwinden, die an Stelle der veralteten zehn Schleusen treten sollte. Für den neuen Schifffahrtweg wurde ein 150-t-Schiff mit den Abmessungen 31 × 5,1 × 1,5 m zugrunde gelegt, für das auch die Abmessungen der Schleusen im Oberlauf genügen.

Schleuse oder Hebwerk?

Der Oberwasserspiegel am Kraftause liegt am Endausbau auf + 35,70 und geht bei entleertem Speicherbecken auf + 31,20 herunter; der Unterwasserspiegel ist von Ebbe und Flut abhängig und schwankt zwischen + 0,5 und + 7. Da bei Ebbe im Unterwasserkanal und der anschließenden Shannon-Strecke zu große Geschwindigkeiten auftreten, wurde der niedrigste Schifffahrtspiegel im Unterwasser auf + 3,50, entsprechend etwa dem Mittel zwischen Ebbe und Flut, festgelegt, so daß das Gesamtgefälle, das die Schiffe zu überwinden haben, zwischen 32,20 und 24,20 m schwankt.

Es war anfangs geplant, dieses Gefälle durch ein Schiffshebwerk mit senkrechter Trogförderung, ähnlich dem in Niederfinow in Ausführung befindlichen, jedoch in vereinfachter Form zu überwinden. Ein solches Hebwerk hätte den Vorteil gehabt, daß das Heben oder Senken in 1/3 der Zeit hätte geschehen können, die für die Durchschleusung einer Zweikammerschleuse erforderlich ist, d. h. daß die Leistungsfähigkeit das Dreifache betragen würde. Dazu wäre noch ein Kraftgewinn getreten, da der Verbrauch an Schleusenwasser, der bei der Schleusenanlage für die Kraftausnutzung verlorengeht, auf die geringfügigen Sickerwasserverluste

zwischen 18,70 m bei späterem Vollstau und 14,20 m bei abgesenktem Beckenspiegel, während in der unteren Kammer ein solcher von 13,50 m bei niedrigstem Schifffahrtspiegel und 10 m bei höchster Flut auftritt. Die obere Kammer hat daher stets einen größeren Wasserinhalt als die untere, so daß durch Anlage eines Überlaufes, der nach dem neben der Schleuse liegenden Leerschuß zu ausgießt, dafür gesorgt werden mußte, daß die Seitenmauern der unteren Kammer nicht überflutet werden können. Der Überfall ist für 18 m³/sek bemessen; sein Einlauf ist so tief gelegt, daß keine für die Schiffe schädliche Seitenströmung eintritt.

Das Füllwasser strömt den Kammern bzw. dem Schleusenunterkanal unter großen Druckhöhen zu, die am Oberhaupt bis zu 18,70 m, am Unterhaupt bis zu 13,50 m und am Mittelhaupt bis zu 32,20 m betragen. Da die Kammern mit einer Länge von 32,31 m und einer Breite von 6,1 m im Verhältnis zu den Druckhöhen klein sind, mußte befürchtet werden, daß bei der hohen Geschwindigkeit, mit der das Füllwasser in die Kammern eingetreten wäre (am Mittelhaupt 20 m/sek), die ruhige Lage der Schiffe während der Schleusung gefährdet sein würde. Abgesehen davon hätten aber auch die Umlaufverschlüsse für derartige Druckhöhen eine außergewöhnliche Ausbildung erfahren müssen. Es wurde daher eine sog. „umlauflose Schleuse“ nach dem Patent Dr. Burkhardt¹⁾ gewählt, bei der das Füllwasser nicht durch seitliche Umläufe, sondern durch die Tore selbst eintritt und durch besondere, hinter den Toren angeordnete Toskammern so abgebremst wird, daß es mit einer kleinen und über den ganzen Eintrittquerschnitt möglichst gleichmäßig verteilten Geschwindigkeit in die Kammern eintritt. Trotz der guten Erfahrungen, die bei der Schleuse Ladenburg der Neckarkanalisation mit einer nach diesen Grundsätzen ausgebildeten Schleusenanlage gemacht worden waren, wurden für die Irlandschleuse besondere Modellversuche für erforderlich gehalten und im Maßstabe 1:25 von Dr. Burkhardt ausgeführt.²⁾ Abweichend von Ladenburg sind hier entsprechend den be-

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1927, Heft 3; 1928, Heft 31.

²⁾ S. Bautechn. 1930, Heft 15.



Abb. 2. Schleusenanlage während des Baues, im Vordergrund Ablaufkanal nach dem Leerschuß.

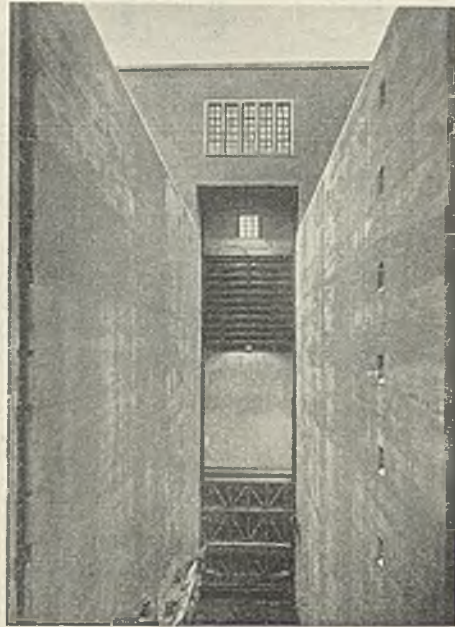


Abb. 3. Oberkammer und Mittelhaupt.

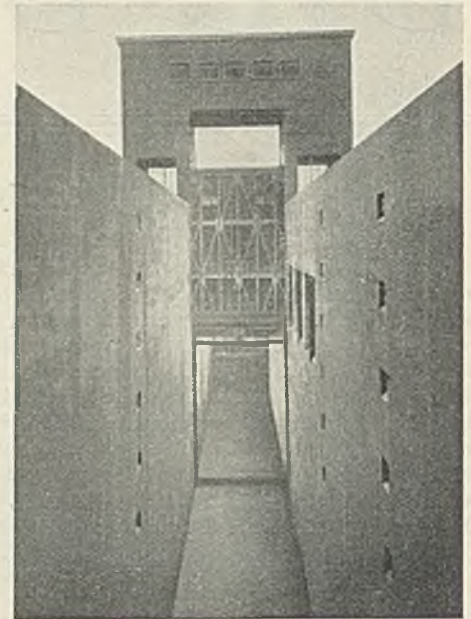


Abb. 4. Unterkammer und Unterhaupt. Rechts Überlauföffnungen, im Hintergrunde Dammbalkenverschluß.

sonders ungünstigen Verhältnissen weitergehende Maßnahmen für die Energieumsetzung getroffen worden als dort. Die Böden der Toskammern, die dort nur durch einen Tragerrost gebildet werden, durch den das Wasser austritt, sind durch eine teilweise gepanzerte Eisenbetondecke abgeschlossen; aus dem so entstehenden Kasten fließt das Wasser durch kurze, abschlußlose Seitenumläufe in den Raum unter dieser Decke und tritt von dort in der Längsrichtung der Schleuse in die Kammern ein. Als Abschlüsse haben die drei Häupter Hubtore erhalten, in die für das Einlassen des Schleusungswassers je zwei Segmentschütze eingebaut sind, so daß die Tore selbst nur bei nahezu ausgespiegeltem Wasserstand bewegt werden. Die Füllwassermenge wird, beginnend mit $4,3 \text{ m}^3/\text{sek}$ am Mittelhaupt und $2,9 \text{ m}^3/\text{sek}$ am Oberhaupt, nach Verlauf der halben Füllungszeit auf $8,5 \text{ m}^3/\text{sek}$ gesteigert und nimmt dann allmählich mit der kleiner werdenden Druckhöhe ab. Die gesamte Füllzeit beträgt für die $18,70 \text{ m}$ hohe Oberkammer rd. 14 min und für die Unterkammer bis Höhe $+17,00$ wo der Überlauf beginnt, rd. 9 min .

Unterhalb des Unterhauptes, an das der Schleusenunterkanal anschließt, hätte eine ähnliche Bremskammer in die Sohle eingebaut werden können, bzw. die Energieumsetzung durch andere Vorrichtungen, wie z. B. Zahnschwelle, versucht werden können, wie dies in Ladenburg geschehen ist. Da man hierdurch die Strömung in dem Schleusenunterkanal, wo die auf die Schleusung wartenden Schiffe liegen, zwar herabsetzen, aber nicht ganz hätte verhindern können, ist das aus der Unterkammer abfließende Wasser durch einen besonderen, unter der Sohle des Unterkanals liegenden Kanal nach dem Tosbecken des neben der Schleuse liegenden Leerschusses abgeleitet. Hierdurch erübrigt sich eine besondere Maßnahme für die Energieumsetzung, und die Entleerungsgeschwindigkeit der Unterkammer ist nur noch von der zulässigen Senkgeschwindigkeit des Wasserspiegels abhängig, während der Schleusenunterkanal selbst ganz strömungsfrei ist. Diese Maßnahme, deren Ausbildung im einzelnen ebenfalls durch Modellversuche gefunden wurde, hat sich gut bewährt und wird auch in ähnlichen Fällen, wo z. B. neben der Schleuse das Tosbecken eines Wehres für die Energieumsetzung zur Verfügung steht, mit Vorteil verwendet werden können.

Die Ausführung der Schleuse, baulicher Teil (Abb. 2).

Die $22,70 \text{ m}$ hohen Seitenmauern der Oberkammer sind als Schwergewichtmauern in Gußbeton auf den Fels aufgesetzt, dessen Klüfte durch Zementeinspritzungen gedichtet wurden. Die Sohle zwischen diesen beiden Mauern ist mit einer 1 m starken Betondecke verkleidet. Die Seitenböschungen der 12 bis 14 m tiefen Felsausschachtung für die Unterkammer sind durch eine von 1 m Stärke am Boden auf 4 m Stärke in Höhe der Felsoberfläche zunehmende und im Fels verankerte Betonverkleidung gesichert, auf die die 4 bis 5 m hohen Seitenmauern aufgesetzt sind. Besondere Aufmerksamkeit erforderte die Herstellung der Toskammern am Ober- und Mittelhaupt, wo besonders die Abschlußwände nach den Schleusenkammern zu, sowie die Sohlen gegen Angriffe des mit großer Geschwindigkeit durch die Torschützen austretenden Wasserstrahles geschützt werden mußten. Wände und Sohlen sind aus Eisenbeton unter Verwendung von Basaltschotter und Sonderzement mit einer Stärke von 1 m bzw. $0,75 \text{ m}$ ausgeführt. Die Stellen, an denen der Wasserstrahl an

der Wand und auf der Sohle aufprallt, haben eine besondere Panzerung aus 45 mm dickem Sonderhartgußeisen erhalten. Auch für die Eisenbetondecke des Ablaufkanals am Unterhaupt, deren Beanspruchungen durch den Druck bzw. Sog des ablaufenden Wassers durch Modellversuche gefunden waren, ist Basaltschotter und Sonderzement verwendet worden. Die Schleusenkammern werden auf den nach dem Unterwasser hin liegenden Schmalseiten durch Betongewölbe abgeschlossen, deren Unterkanten genügend hoch über dem Gleichspiegel bzw. über dem höchsten Schiffsahrtspiegel liegen, um die lichten Durchfahröffnungen für die Schiffe freizugeben. Das Gewölbe, das am Mittelhaupt einen größten Wasserdruck von $14,70 \text{ m}$ erhält, ist als eingespannter Bogen berechnet und in den Widerlagern verankert. Zur Erhöhung der Wasserdichtigkeit ist auf der Wasserseite eine Kaltelastikdichtung gelegt, die ihrerseits durch eine bewehrte Betonauflage von 15 cm Stärke gegen Beschädigung geschützt wird. Als weiterer Schutz gegen Stöße von Schiffen, die vom Oberwasser her in die Kammer einfahren und nicht rechtzeitig abgebremst werden sollten, dient ein auf den äußeren Betonschutzmantel gelegter, starker Holzrost (Abb. 3). Bevor ein Schiff diesen Rost erreicht, müßte es außerdem einen 2 m davor liegenden, bewehrten Schwimmbalken durchbrechen, dessen elastisches Arbeitsvermögen genügt, um ein mit $0,60 \text{ m}/\text{sek}$ Ge-

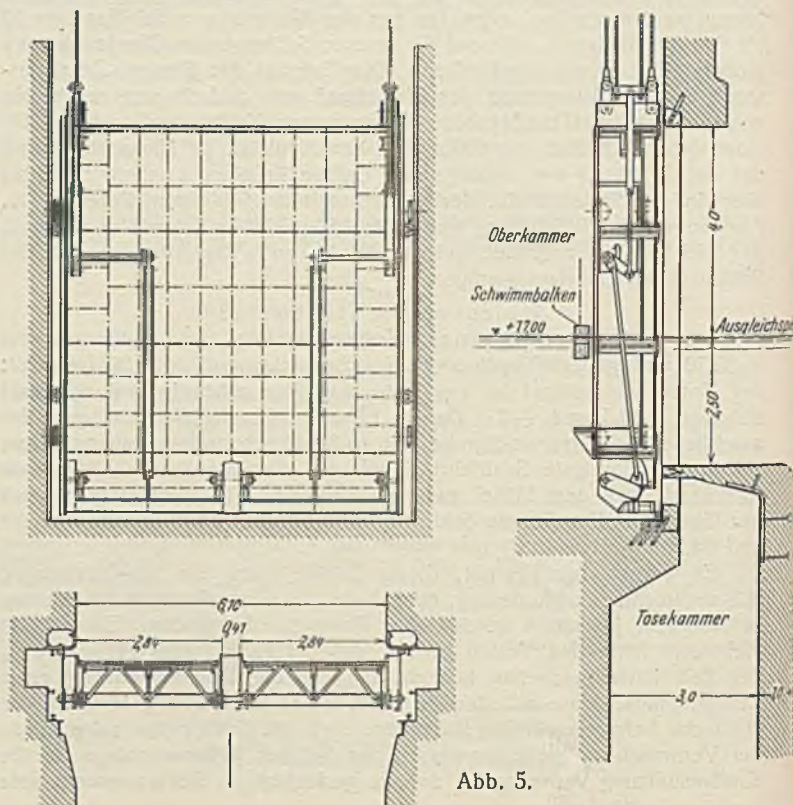


Abb. 5.

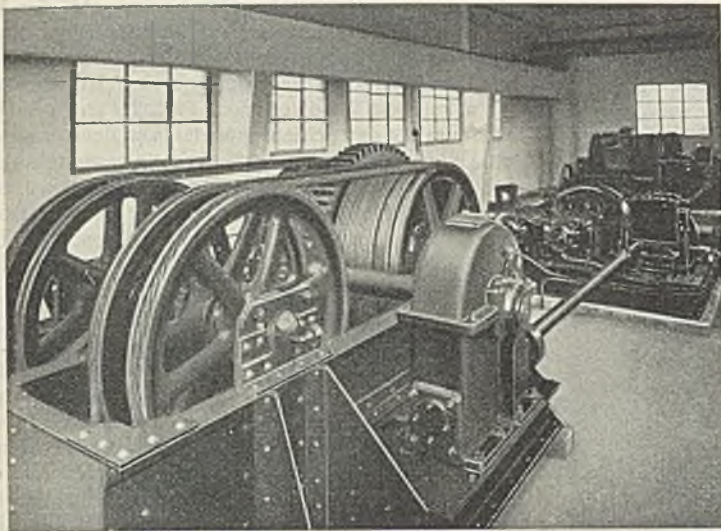


Abb. 6. Windwerk für Torantrieb.

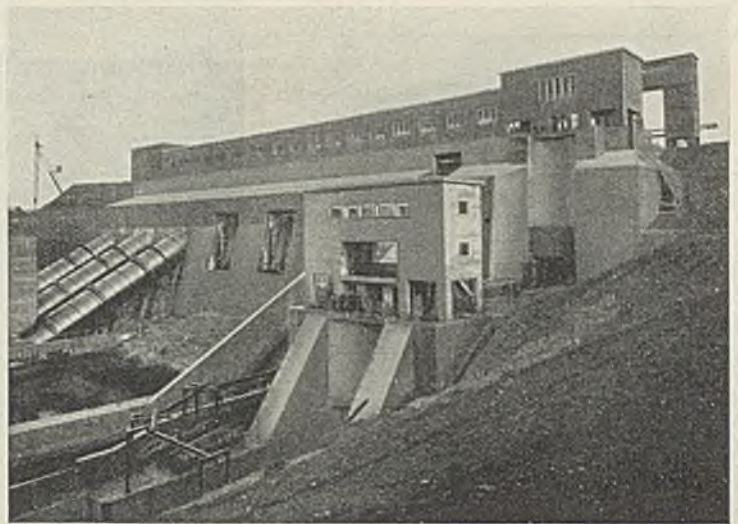


Abb. 9. Schleuse mit Wasserschloß und Druckrohrleitung.

schwindigkeit fahrendes, vollbeladenes Schiff aufzufangen. Die Windwerke der Torantriebe sind in Eisenbetontürmen gelagert, die durch gedeckte Brücken miteinander verbunden sind (Abb. 4).

Die Tore.

Die drei Haupttore der Schleuse sind als Riegeltore mit 1 m hohen, waagerechten, vollwandigen Blechträgern gebaut, die auf der Unterwasserseite mit einer 14 mm starken Blechhaut bekleidet sind (Abb. 5). Die seitliche Dichtung geschieht durch Holzleisten, die den Wasserdruck vom Tor auf den im Betonmauerwerk vergossenen gußeisernen Anschlagrahmen übertragen, die obere und untere Dichtung wird durch Federbleche erzielt, so daß das den oberen Abschluß bildende Betongewölbe keinen Auflagerdruck erhält und für das Tor selbst klare statische Verhältnisse geschaffen sind. Aus demselben Grunde sind die senkrechten Stiele aus I-Eisen möglichst leicht gehalten. Die Tore werden sowohl in Richtung der Schleusenachse, als auch senkrecht dazu auf Rollen geführt, von denen die ersteren mit dem Tor federnd verbunden sind; sobald der Wasserüberdruck unter 0,6 m sinkt, drücken die Federn das Tor von der Dichtung ab, so daß die hölzernen Dichtungsleisten beim Hochfahren nicht schleifen können. Die mit dem Mauerwerk fest verbundenen Toranschlagrahmen sind als vollkommen geschlossene Rahmen aus Sondergußeisen hergestellt, die an den Stellen, wo die Dichtungsleisten zur Auflage kommen, bearbeitet sind. Diese Ausführung sichert gute Übertragung des Wasserdruckes auf das Mauerwerk sowie gute Dichtung und hat die Montage wesentlich erleichtert.

In jedes Tor sind unten zwei Segmentschützen von 0,30 m Höhe und 2,75 m Breite eingebaut, nachdem die ursprüngliche Absicht, die Füllung durch unmittelbares Anheben des ganzen Tores vorzunehmen, sich als teurer erwiesen hatte. Da die Gefahr bestand, daß diese verhältnismäßig kleinen Schützen bei den hohen Durchströmungsgeschwindigkeiten in Schwingungen geraten würden, mußten sie ein hohes Eigengewicht erhalten und sind deshalb fast ganz aus Stahlguß hergestellt. Erschwerend kam dazu, daß ihr Antrieb nicht auf dem Tor untergebracht werden konnte, da dieses beim Mittel- und Unterhaupt ganz ins Wasser eintaucht, sondern mit dem Torantrieb über dem Wasserspiegel aufgestellt werden mußte, so daß eine starre Verbindung zwischen Segmentschützen und Antrieb nicht möglich war. Trotzdem ist durch das hohe Eigengewicht der Schützen erreicht worden, daß sie auch bei Teilöffnung vollkommen schwingungsfrei sind. Die Dichtung zwischen den Segmentschützen und den in die Tore eingesetzten Anschlagrahmen geschieht an der Seite durch Federbleche mit Bronzeleisten und oben durch einen kräftigen Gummistreifen.

Die Antriebe.

Die Antriebe für die Segmentschützen sind mit den Torantrieben (Abb. 6) vereinigt und in gedeckten Räumen über den Toren aufgestellt. Jedes Tor hängt in acht Seilen, von denen je vier an jeder Seite in der Tornische liegen. Die äußeren dieser vier Seile, die unmittelbar am Tor angreifen, laufen über lose Rollen und tragen am anderen Ende ein Gegengewicht aus Gußeisenplatten, das das Torgewicht (ohne Segmentschützen) nahezu ausgleicht. Die beiden inneren Seile greifen an den Hubstangen der Segmentschützen an und sind mit dem freien Ende fest mit einer Windtrommel verbunden, an der in entgegengesetzter Drehrichtung zwei weitere Seile angreifen, die ein zweites kleineres Gegengewicht tragen. Beim Öffnen der Tore werden zunächst durch Drehung der von einem gemeinsamen Mitteltrieb angetriebenen Windtrommel die Segmentschützen durch die inneren Triebseile angehoben, bis besondere, an ihren Zugstangen angebrachte Knaggen an der eigentlichen Tor-

konstruktion zum Anschlag kommen und diese mitnehmen. Da die Seile am Tor oder an den Gegengewichten über Ausgleichhebel angreifen, ist eine paarweise, gleichmäßige Belastung gewährleistet. Die Gegengewichte sind übereinander in seitlichen Schächten untergebracht, die mit Drahtgeflecht umkleidet sind.

Für die Ausbildung der Torantriebe, die der Firma Fried. Krupp, Grusonwerk, gesetzlich geschützt ist, war maßgebend, daß mit ihnen sowohl die Segmentschützen allein gehoben bzw. gesenkt werden, als auch die gesamte Torkonstruktion bewegt werden sollte. Da nach den Modellversuchen das Öffnen der Torschützen zur Erzielung eines ruhigen Füllvorganges nur absatzweise um 5 bzw. 10 cm vorgenommen werden durfte, mußte für ihren Hub eine verhältnismäßig kleine Geschwindigkeit gewählt werden, die für das Verfahren des gesamten Tores bei den großen Hubwegen einen unzulässig großen Zeitaufwand erfordern hätte. Man mußte daher die unmittelbar aufeinander folgenden Bewegungen der Torschützen und des Tores selbst mit verschiedenen Geschwindigkeiten durchführen. Eine Herabsetzung der Drehzahl ist bei Drehstrommotoren in einfacher Weise nur durch Einschaltung eines Widerstandes im Läuferkreis möglich. Der hierdurch erzielte Drehzahlabfall ist dann proportional der Belastung des Motors. Im vorliegenden Falle ist jedoch gerade bei Beginn des Schützenhubes die erforderliche Leistung sehr gering. Es wäre also keine wesentliche Verringerung der Motordrehzahl erreicht worden. Es war daher erforderlich, für den Mitteltrieb eines jeden der drei Tore zwei getrennte Motoren zu verwenden, die über ein Planetengetriebe mit der Antriebwelle für die Seitenwinden gekuppelt sind. Beim Öffnen der Segmentschützen erhält zunächst nur der kleinere der Motoren Strom und hebt, unterstützt durch das Gegengewicht, die beiden Füllschützen an, bis bei vollkommener Öffnung ein Endschalter den Motor stillsetzt. Zum Torheben werden nun beide Motoren eingeschaltet, wobei sich in dem Planetengetriebe die Antriebskräfte und die Geschwindigkeiten beider Motoren addieren. Beim Schließen spielt sich der Vorgang etwas anders ab: Das Tor fährt zunächst mit beiden Motoren herunter, bis es sich auf die Torpuffer aufsetzt. Das Schließen der Segmentschütze geschieht ebenfalls mit der großen Geschwindigkeit, da keine Notwendigkeit zu ihrer Herabsetzung, wie beim Füllen, besteht und andererseits ein schnelles Schließen in Gefahrfällen von Vorteil sein kann. Zwischen den Seitenwänden und der gemeinsamen Triebachse sind selbstsperrende Schnecken angeordnet, die sowohl das Tor als auch die Segmentschützen in jeder Zwischenstellung, auch bei Stromloswerden der Motoren sicher festhalten. In der höchsten Torstellung fällt außerdem eine selbsttätige Verriegelung ein.

Die Steuerung.

Der elektrische Schaltungsplan ist so gewählt, daß Fehlschaltungen der Motoren unmöglich gemacht sind. In der Endstellung werden die Antriebe von Segmentschützen und Tor durch Endschalter abgeschaltet; für die Zwischenstellung der Segmentschützen von 5 cm bzw. 10 cm Öffnungsweite, wie sie beim Füllvorgang erforderlich sind, ist auf selbsttätige Abschaltung verzichtet und nur dafür gesorgt, daß diese Stellungen dem Wärter am Steuerstand durch verschiedenfarbige Lampen angezeigt werden. Die Steuerstände sind hier im Gegensatz zu der neuerdings häufig verwendeten zentralen Steuerung für die einzelnen Tore getrennt und in ihrer unmittelbaren Nähe so angeordnet, daß der Schaltwärter das betreffende Tor und die Vorgänge im Ober- und Unterwasser bzw. in den anschließenden Schleusenammern stets vollkommen überblicken kann. Diese Anordnung hat, da hier mit starkem Verkehr nicht zu rechnen ist, den Vorteil, daß die gesamte Schleusenanlage von einem Mann bedient werden kann. Bei den kurzen Entfernungen von Haupt

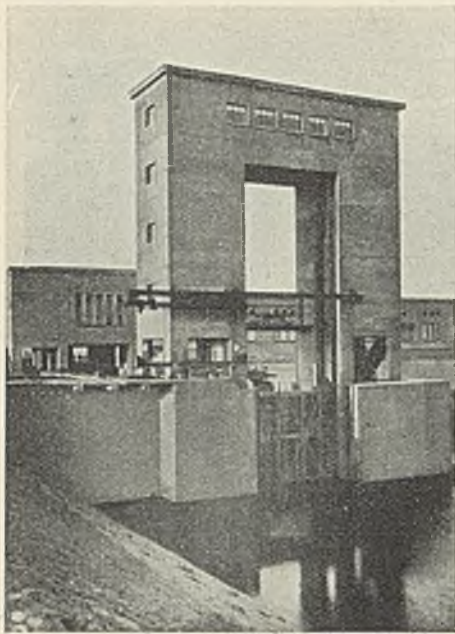


Abb. 7. Oberhaupt mit Tor und Dammbalkenversetzkran.



Abb. 8. Unterhaupt und Leerschluß.

schlossenen Räumen untergebracht sind. Da der Aufbau des Mittelhauptes aus architektonischen Rücksichten in der Breite des neben der Schleuse liegenden Wasserschloßhauses durchgeführt ist, entstand hier neben dem Windwerk noch Platz für einen Aufenthaltsraum für den Schleusenwärter, von dem er gleichzeitig einen guten Überblick über die gesamte Anlage und die Vorhäfen hat. Neben der üblichen Ausrüstung mit Pollern, Haltekreuzen und Leitern sind im Ober- und Unterwasser Dammbalken vorgesehen, die durch Handlaufkrane eingesetzt werden, die auf festen, über die Schleuse gespannten eisernen Laufbahnen laufen (Abb. 7 u. 8).

Die Ausführung der gesamten Anlage (Abb. 9) hat einschließlich Erstellung des maschinellen und elektrischen Teiles etwa 1 1/2 Jahre in Anspruch genommen. Der Entwurf ist von den Siemensfirmen auf Grund der von Dr. Burkhardt vorgenommenen Modellversuche in steter Fühlungnahme mit der irischen Regierung und deren Sachberater Prof. Meyer-Peter aufgestellt. Der bauliche Teil ist von der Siemens-Bauunion ausgeführt, die maschinelle Ausrüstung von der Fa. Fried. Krupp, Grusonwerk, entworfen und geliefert, die die Eisenkonstruktion der Tore durch die Firma Louis Eilers, Hannover, anfertigen ließ. Den elektrischen Teil lieferten die Siemens-Schuckertwerke.

zu Haupt von 35 m spielt der Zeitverlust, der durch den Weg des Schleusenwärters entsteht, keine Rolle, für die Überwindung des Höhenunterschiedes zwischen den Plattformen der Ober- und der Unterkammer ist neben einer Treppe ein Schacht für den späteren Einbau eines Fahrstuhles vorgesehen worden. Der Steuerstand am Oberhaupt ist seitlich im Sockelgeschoß des linken Antriebturmes untergebracht, während die Steuerstände für das Mittel- und Unterhaupt über den Toren auf besonderen Stegen angeordnet sind, die gleichzeitig dem Wärter den Übergang zwischen den Kammermauern ohne Benutzung der Treppen in den Antriebtürmen ermöglichen. Die Steuerstände sind offen, aber überdacht, während die Windwerke selbst, getrennt davon, in ge-

Betriebe übergeben worden. In vollkommener Übereinstimmung mit den Modellversuchen liegen die Wasserspiegel in den beiden Schleusen-kammern in jedem Zeitpunkte der Füllung außerordentlich ruhig, so daß das hier angewandte System der „umlauflosen Schleuse“ auch für so ungünstige Verhältnisse, wie sie hier bei den hohen Gefällen und kurzen Kammern vorlagen, als hervorragend geeignet bezeichnet werden muß. Sobald das Schleusen- und Schiffpersonal, das bisher nur die vorhandenen alten Schleusen mit wenigen Metern Gefälle kannte, mit der neuen Anlage vertrauter geworden ist, dürfte einer Verkürzung der Füllungs- und der Entleerungszeit und damit einer Verringerung der Gesamt-Schleusungs-dauer nichts mehr im Wege stehen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Warthebruchbrücke bei Fichtwerder.

Von Dr.-Ing. e. h. r. Karl Bernhard, Berlin.
(Schluß aus Heft 21.)

V. Unterbauten. a) Strompfeiler.

Auf Grund der Bohrungen hatte sich ergeben, daß Sand und Kies von genügender Festigkeit als tragfähiger Baugrund für die Strompfeiler II bei + 6,00 NN und bei III bei + 1,80 NN vorhanden war (vgl. Abb. 2).

Hierfür kam eine Druckluftgründung in Frage, derart, daß die Absenkung der Kasten auch auf der linken Stromseite mittels einer Insel-schüttung vom Lande aus stattfinden konnte. Dadurch ließ sich die Senkrüstung im Strom ersparen und die Mehrkosten des Überbaus für die reichlich weite Mittelöffnung konnten gut ausgeglichen werden. Die Pfeilerdicke (Abbildung. 18) beträgt im Schaft 2,5 m. Die Bausohle ist gegen aggressive Wasser durch Ziegelfläch-schicht in Asphalt gesichert. Die Strompfeiler sind im übrigen aus Stampfbeton ausgeführt, im Erdreich mit doppeltem Inertolanstrich isoliert, in

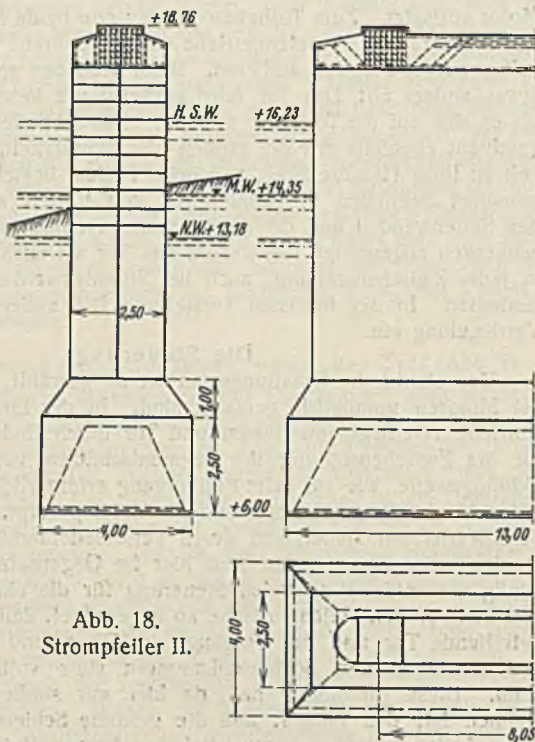


Abb. 18. Strompfeiler II.

der Abdeckschicht mit umschnürenden Eiseneinlagen bewehrt und die Auflager platteneinheitlich aus Eisenbeton gebildet. Nur die stromauf gelegenen Vorköpfe sind mit Granit verblendet, alle übrigen Teile aber der Ersparnis wegen mit Klinkern, beides jedoch nur über NW.

b) Flutpfeiler.

Auf dem Vorlande liegt der gute Baugrund in verschiedener Höhe (siehe Höhenplan, Abb. 2). Er liegt also 2 bis 5 m unter dem Gelände. Um jegliche Wasserhaltung bei wasserfreiem Vorland zu ersparen und eine schnelle Ausführung der Flutpfeiler zu ermöglichen, ist eine Rammung von Betonpfählen von 40 cm Durchm. in Blechhülsen (nach der Bauart Mast) gewählt worden. Diese wurde 2 m tief in den guten Baugrund eingerammt derart, daß bei 1,2 t Bär-gewicht und 1 m Fallhöhe in der letzten Hitz (10 Schläge) das Einsinken 20 mm nicht überschritt. Die Blechhülsen sind vor dem Betonieren mit einem inneren Isolieranstrich versehen worden (vgl. Bautechn. 1923, Heft 46, und 1926, Heft 55). Die Tragfähigkeit eines solchen Pfahles ist zu 45 t angenommen. Die Flutpfeiler haben je 12 Pfähle erhalten. Über den Pfahlköpfen ist eine Betongrundplatte verlegt mit Eiseneinlagen, die mit den Eiseneinlagen der Pfähle verbunden sind. Auf dieser Platte wurde der wegen Eisstoß 1,6 m dick vorgeschriebene Flutpfeiler errichtet. Auch hier sind nur die Vorköpfe stromauf mit Granit verkleidet. Alle übrigen sichtbaren Flächen sind schalungsrau und in den Ansichtsflächen geschlämmt.

c) Die Endpfeiler.

Die Pfeiler I und IV der Strombrücke sind ähnlich ausgebildet. Sie sind mit ausgekragten und eisenbewehrten Flügelmauern versehen (s. Abb. 19).

Die Pfeiler V und XXVI sind als Endpfeiler der Flutbrücke in obiger Weise ausgeführt.

VI. Ausführung.

In 13 Arbeitsmonaten, die durch den harten Winter 1928/29 unterbrochen waren, ist das ganze Bauwerk hergestellt. Im ersten Baujahre konnte die Gründung und Ausführung der Strompfeiler sowie etwa die Hälfte der Flutbrücke und im spät beginnenden zweiten Baujahre der Rest der Arbeiten vollendet werden. Die Arbeiten für die Strombrücke waren an die Christoph & Unmack AG., Niesky, und für die Flut-

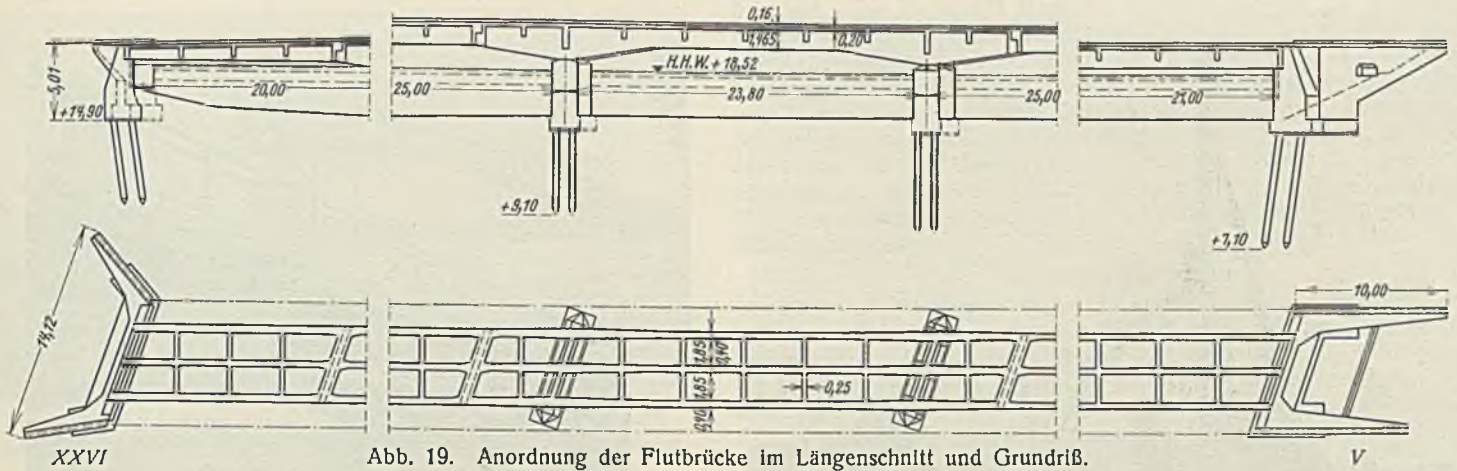


Abb. 19. Anordnung der Flutbrücke im Längenschnitt und Grundriß.

brücke an die Windschild & Langelott AG., Berlin, vergeben. Abb. 20 zeigt das Senkkastengerippe, wie es für die von der Christoph & Unmack Tiefbaugesellschaft, Berlin, ausgeführte Strompfeilerfundierung zur Verwendung gekommen ist, Abb. 21 die Druckluftausrüstung des in der Absenkung begriffenen rechten Strompfeilers II; vom linken Strompfeiler III

dargestellte Betonierungsanlage für die Flutpfeiler von einer fahrbaren Gießturmanlage aus, gestalteten sich dank dem trockenen und ebenen Vorlande äußerst einfach und zweckmäßig. Abb. 26 zeigt die Einschalung des Überbaues der Flutbrücke. Dieser ist etappenweise unter Wiederbenutzung der Rüstungen so durchgeführt, daß von den 21 Öffnungen, bei der Insel beginnend, je sechs Öffnungen gleichzeitig eingeschalt und, wie im Hintergrund auf Abb. 26 zu erkennen, fertiggestellt worden sind. Abb. 27 u. 28 zeigen Teilansicht und das Gesamtbild der fertigen Flutbrücke, letztere mit dem Überbau der Hauptöffnung der Strombrücke. Dieser konnte erst nach Ablauf des Hochwassers im Frühling 1929 begonnen werden und setzte eine größere Durchfahröffnung voraus, die am rechten Strompfeiler sich ergab und ohne Rüstung durch Freimontage der ersten sechs Felder, wie sie Abb. 29 verdeutlicht, überspannt worden ist. Abb. 30 zeigt, wie die Bogen auf dem Aufstellungsgerüst mittels besonderer Rüstpfeiler an den Kragenden gestützt worden sind und die weitere Montage vor sich gegangen ist. Durch die teilweise Freimontage sind weitgespannte Hilfsträger über der Schiffsöffnung gespart. Das

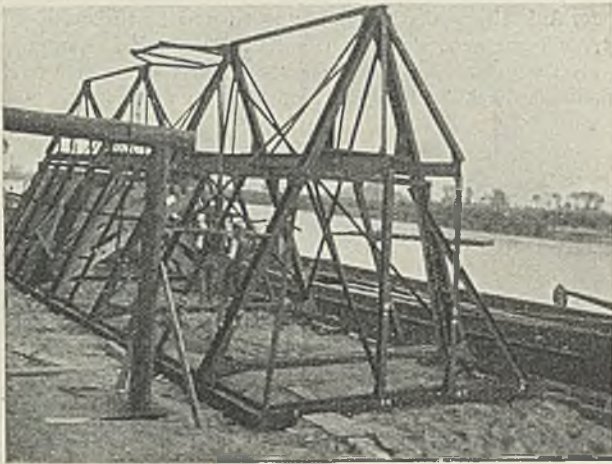


Abb. 20. Senkkastengerippe des rechten Strompfeilers.



Abb. 24. Pfeilerfundierung der Flutbrücke; Pfahlköpfe und Isolierflachschicht.

erkennt man in Abb. 21 die von einer Spundwand umschlossene Insel, von der aus die Absenkung für III geschah. Besonders anschaulich zeigt Abb. 22 die Rammarbeiten für die Mastpfähle an den Flutpfeilern, Abb. 23 deren Füllung mit Beton und Abb. 24 die Pfahlköpfe und Isolierung nebst Einschalung der Fundamentbankette. Diese Arbeiten, sowie die in Abb. 25



Abb. 21. Absenkung des rechten Strompfeilers II und Insel für den linken Strompfeiler III.

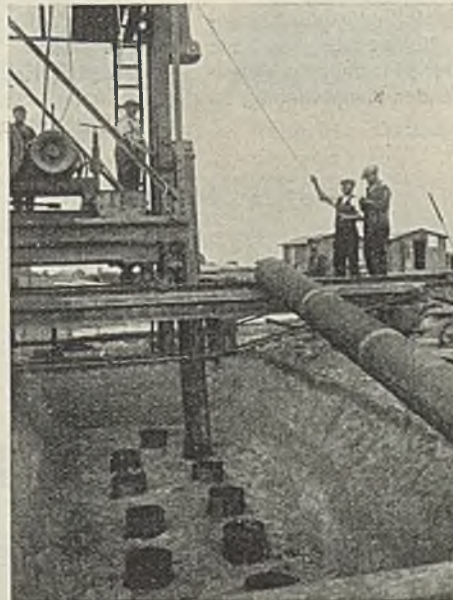


Abb. 22. Pfeilerfundierung der Flutbrücke. Rammen der Mastpfähle.



Abb. 23. Pfeilerfundierung der Flutbrücke. Füllung der Pfahlhülsen mit Beton.

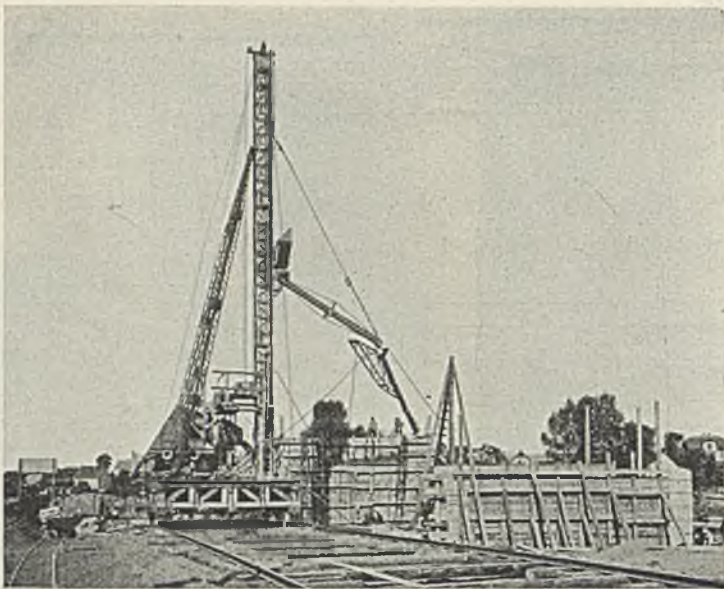


Abb. 25. Betonieren der Flutbrückenpfeiler (Gießturmanlage).

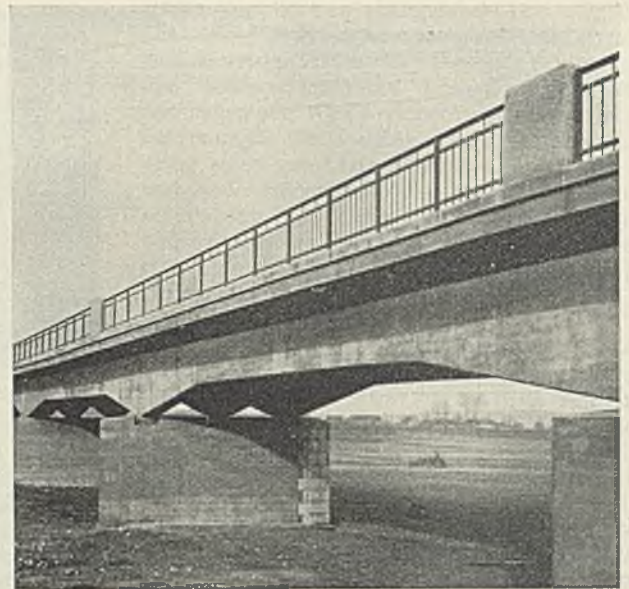


Abb. 27. Teilansicht der Flutbrücke.

Material wurde vom rechten Ufer aus zugeführt, wodurch sich der Arbeitsbeginn von rechts her ergab. Abb. 31 u. 32 zeigen die fertige Strombrücke von der Ober- und Unterstromseite, Abb. 33 eine Unteransicht von der linken Seitenöffnung her mit den beweglichen Lagern und der

Zu der Aufstellung der Hauptöffnung ist noch, wie bereits unter IVa erläutert, zu bemerken, daß der Überbau für die Belastung aus Eigengewicht als Dreigelenkbogen mit Zugband und Kragarmen berechnet ist und deshalb für die Aufstellung ein Montagegelenk im Scheitel vorgesehen

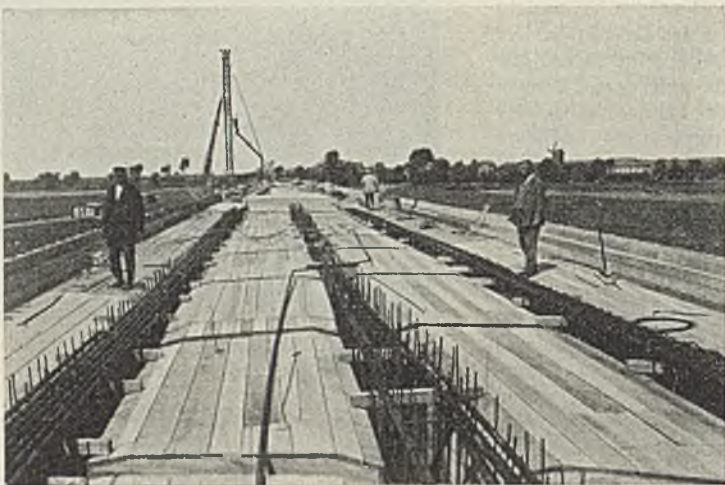
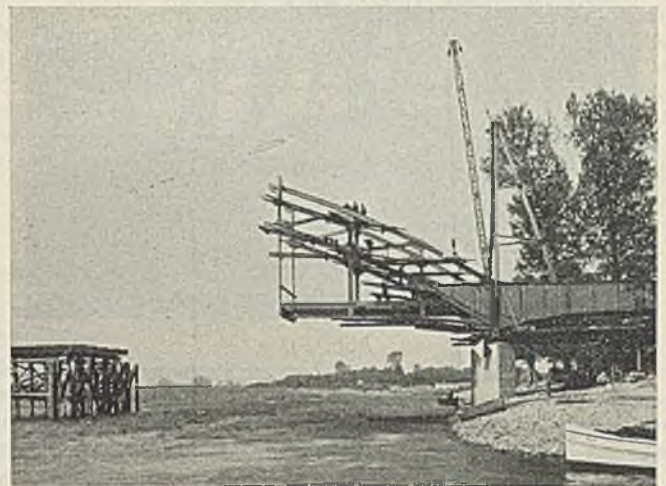
Abb. 26.
Einschalung der Flutbrücke in der Nähe des linken Deiches.

Abb. 29. Aufstellung des Überbaues für die Strombrücke durch Freimontage über der Schiffsdurchfahrt.

Windverbandanordnung. In Abb. 34 ist die Hauptöffnung der Strombrücke mit dem festen Lager auf Pfeiler II und die wesentlichen Teile der Konstruktion, besonders auch der Übergang der einwandigen Hauptträgerteile der Seitenöffnung in die doppelwandige der Hauptöffnung, zu erkennen (s. unter IVa).

war, und daß die Seitenüberbauten frei kragend wirken mußten. Das Gelenk ist, wie Abb. 35, Zustand I, zeigt, so gebildet, daß die vorhandene waagerechte Kraft durch die fest vernieteten Kopfplatten der Gurtungen gehen kann, während die Stege vor dem Absenken nicht fest verbunden sind. Die Stoßblasen waren nur verschraubt, und zwar mit etwas größerem

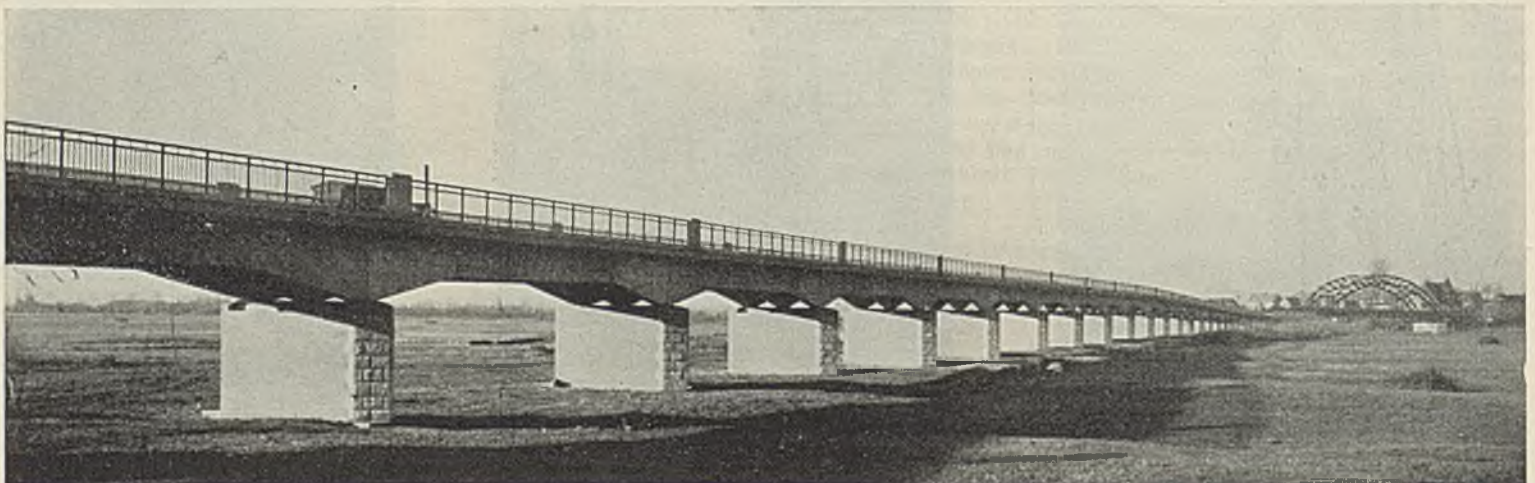


Abb. 28. Gesamtansicht.



Abb. 30. Aufstellung des Überbaues für die Strombrücke nach Abstützung des freimontierten Bogenteils über der Schiffsdurchfahrt.

6 t Stahl. Der Zustand II zeigt die Konstruktion und die Einzelheiten der Verbindung nach dem Absenken. Gegenüber der für Eigengewicht (abzügl. Pfastersteine) errechneten Durchbiegung des Dreigelenkbogens in der Mitte um 143 mm wurde die Brücke schon nach einer Senkung von 72 mm frei. In diesem Zustande wurde dann die Vernietung im Scheitel des Bogens nach II, Abb. 35, ausgeführt, und dann der Einbau der Lager auf den Landpfeilern unter den durch die Senkung in der Hauptöffnung gehobenen und frei gewordenen Hauptträgern, d. h. die Umwandlung der Hauptträger in ihren endgültigen Zustand war damit durchgeführt.

VII. Belastungsprobe.

Nach völliger Fertigstellung der Brückenfahrbahn folgte eine Probebelastung mit einer Dampfwalze, einem Daimler- und einem NAG-Lastkraftwagenzug, deren Achsdrücke usw. Abb. 36 zeigen. Die Durchbiegung der Mittelloffnung der Strombrücke betrug 20,6 mm bzw. 19 mm gegenüber der berechneten von 40 mm nach der stärker und minder belasteten Fahrbahnseite. Die Längenänderung der Stützweite betrug dabei 3 mm.



Abb. 31. Ansicht der Strombrücke (Oberstromseite).



Abb. 32. Ansicht der Strombrücke (Unterstromseite).

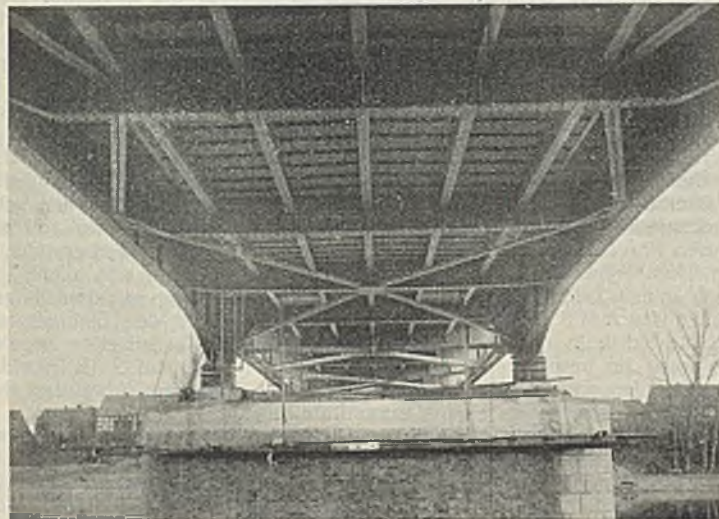


Abb. 33. Strompfeiler III und Unteransicht der Seitenöffnung der Strombrücke (Windverband).

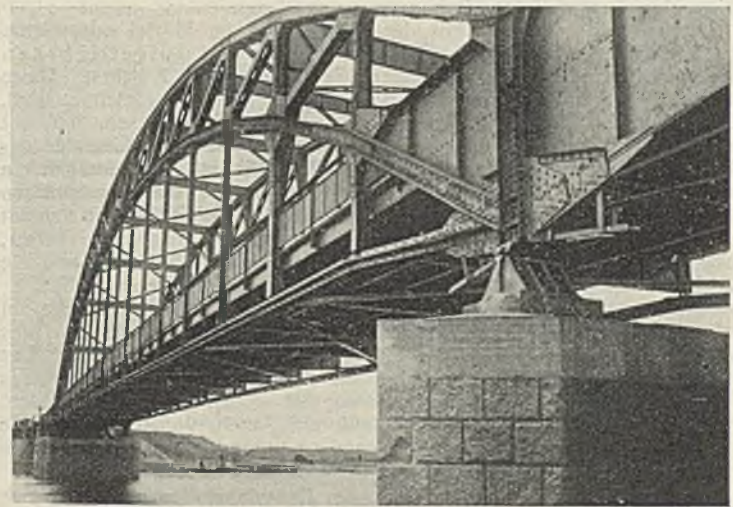
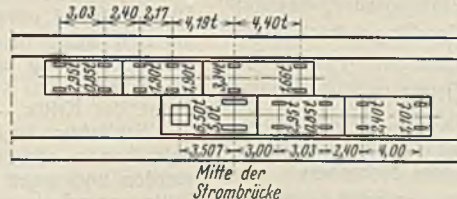


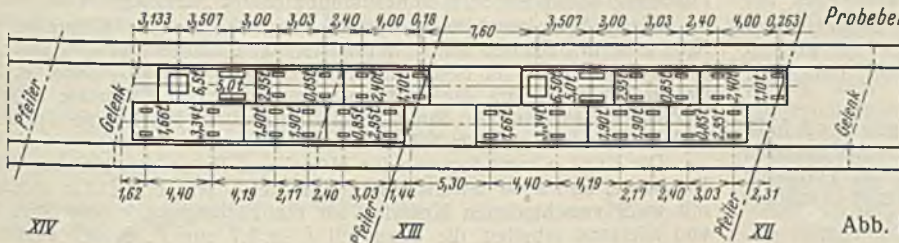
Abb. 34. Teilansicht der Strombrücke vom rechten Ufer aus. Stützung auf Pfeiler II.

Lochdurchmesser in den Laschen, so daß eine kleine Bewegung möglich war. Der Untergurt war vollständig unterbrochen und der Mittelständer aus zwei unabhängigen Teilen hergestellt. Dieses Montagegelenk ist oben angeordnet wegen der besseren seitlichen Aussteifung und einer Gewichtsersparnis von rd.

Probebelastung der Strombrücke



Nach der Entlastung zeigte sich als bleibende Durchbiegung 1,4 bzw. 1 mm und als bleibende Stützweitenänderung 1 mm. Für die Flutbrücke zeigte bei der ähnlichen Probebelastung a) der mittlere Schlepplträger zwischen Pfeiler V und VI 1,9 mm Durchbiegung bei einer bleibenden von 0,2 mm gegenüber einer



Probebelastung der Flutbrücke

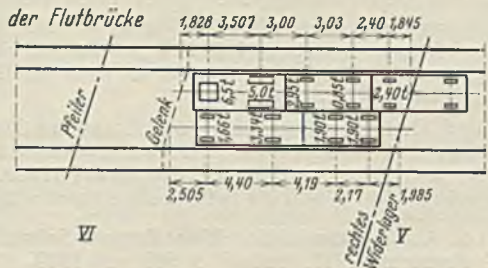


Abb. 36.

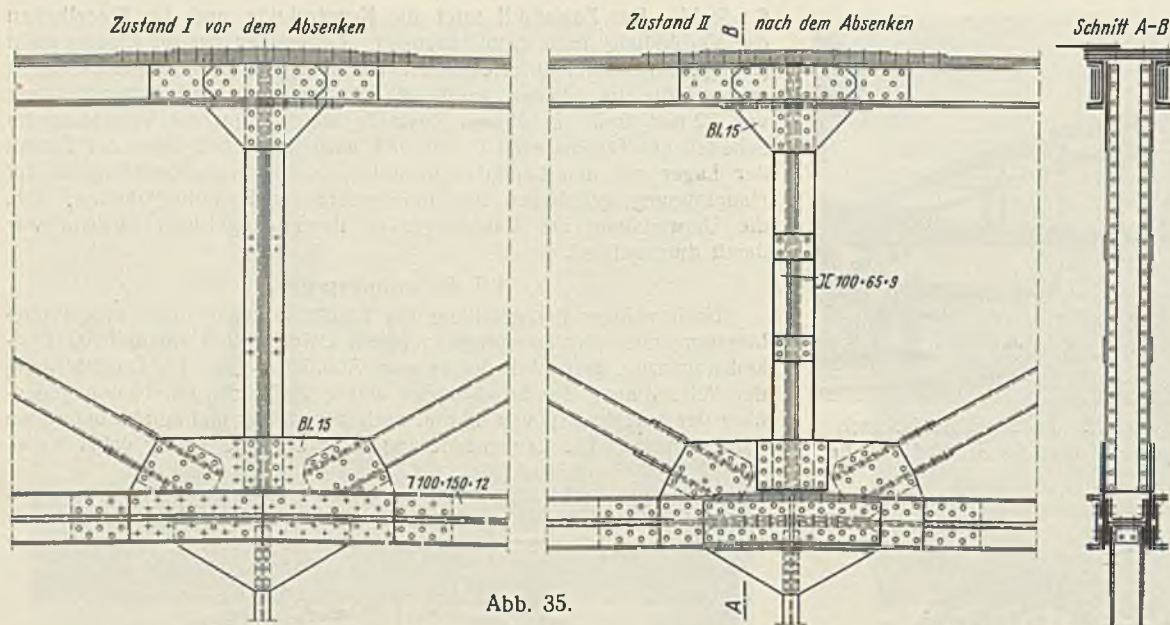


Abb. 35.

rechnerischen Durchbiegung von 4,43 mm, b) der Kragträger zwischen Pfeiler XII und XIII 3,6 mm (rechnerisch 10,97 mm) bei einer bleibenden von 0,1 mm und einer Hebung des Koppelträgers von 0,9 mm. Dies bezog sich auf den Mittelträger; der stärker belastete Randträger zeigte

Fichtwerder besonders reizvollen landschaftlichen Umgebung anpassen. Möge die Brücke den Warthebruch aus den Zeiten der Not herausführen und den schwergeprüften Osten des Vaterlandes einer segensreichen Zukunft entgegenbringen.

4,19 mm bei 0,19 mm bleibend und 0,23 mm Hebung des Koppelträgers, c) der Koppelträger zwischen Pfeiler XIII und XIV zeigte im Randträger eine Durchbiegung von 3,22 mm (rechnerisch 6,04 mm) und eine Hebung von 1,38 mm im benachbarten Kragträger.

Diese Ergebnisse und die fast vollkommene Elastizität der Tragwerke zeigte, daß die Ausführungen allen Vorschriften bestens entsprochen haben.

Die Gesamterscheinung der durch ihre ungewöhnliche Länge beachtenswerten Warthebruchbrücke ist, wie man aus den verschiedenen Abbildungen erkennen kann, durch das äußerste Maß an Einfachheit und Sachlichkeit gekennzeichnet. Sie soll jedoch durch gefällige Linienführung besonders in der Strombrücke sich der schlichten, bei

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Frage der Wasserundurchlässigkeit von Beton.

Von Reichsbahnrat Vogeler, Berlin.

Die „Anweisung für Mörtel und Beton“ (A M B)¹⁾ der Deutschen Reichsbahn übernahm das den Lesern dieser Zeitschrift bekannte Verfahren des Herrn Regierungs- und Baurates Dr.-Ing. Ostendorf²⁾, auf dem Wege der Rechnung einen möglichst zuverlässigen Anhalt für wasserundurchlässige Mörtel- und Betonmischungen zu gewinnen.

Danach soll das Verhältnis der „Kittmasse“ im Mörtel oder Beton zum natürlichen, durch die Kittmasse noch nicht aufgetriebenen Hohlraum der Zuschlagstoffe einen Wert von etwa 1,7 haben. Diese Verhältniszahl 1,7, die in der A M B als „Füllungsgrad“ bezeichnet wird, hat sich durch praktische Versuche als notwendig erwiesen, um mit Sicherheit alle durch eine Rechnung nicht zu erfassenden Umstände gebührend zu berücksichtigen (A M B, S. 19). Sie ist also lediglich ein „Kriterium“ für die Wahl eines Mischungsverhältnisses, das im endgültigen Zustande dichten Mörtel oder Beton ergeben soll. Die Zahl stützt sich auf die bei der Herstellung der Mischung leicht bestimmbar Größen, wie die Ausbeute der Bindemittel, des Wassers und des Sandes sowie die Hohlräume des noch nicht mit Kittmasse vermengten Zuschlagstoffes.

Auf das Verhältnis der Kittmasse zu den Zwischenräumen, die im fertigen Mörtel oder Beton zwischen den Körnern des Sandes bzw. des Groben vorhanden sind, darf das Kriterium nicht bezogen werden. Das wäre eine irrtümliche Auslegung des Begriffes „Füllungsgrad des Hohlraumes des Zuschlagstoffes“. Diese Auffassung ist unbedingt zu vermeiden. Beim fertigen Mörtel oder Beton kann nicht mehr vom Füllungsgrade des Hohlraumes des Zuschlagstoffes, sondern nur noch vom „Dichtigkeitsgrad des fertigen Baukörpers“ gesprochen werden.

Die Ausfüllung des Hohlraumes des Zuschlagstoffes muß man sich wie folgt vorstellen:

1. Der Kriteriums-Füllungsgrad f_k des feststellbaren, nicht durch Kittmasse aufgetriebenen Hohlraumes der natürlich gelagerten Zuschlagstoffe, der den Wert $\geq 1,7$ hat, verwandelt sich nach der Vermengung der Kittmasse mit dem Zuschlagstoff in einen Füllungsgrad f_a des aufgetriebenen, nicht meßbaren Hohlraumes der Zuschlagstoffe. Es ist zu beachten, daß dieses Gemenge noch nicht verdichtet ist. f_a kann ≥ 1 sein. f_a ist < 1 , wenn im losen Gemenge die Kittmasse die Körnung des Zuschlagstoffes nicht völlig umschließt. Dennoch wird, wenn $f_k \geq 1,7$ war, das verdichtete Gemenge im endgültigen Zustande wasserundurchlässig sein. $f_a > 1$ bietet in dieser Hinsicht besondere Sicherheit.

2. Aus dem Füllungsgrade f_a des losen Gemenges wird nach der Verdichtungsarbeit der „Dichtigkeitsgrad d “ des fertigen Mörtels oder Betons. Dieser ist stets ≤ 1 (A M B S. 16 u. 19), aber unter der Voraussetzung, daß $f_k \geq 1,7$ war, liegt d so nahe an 1, daß der Baukörper praktisch wasserundurchlässig wird.

Diese Gedankengänge ergeben sich aus den Darlegungen der A M B. Allerdings sind sie dort nicht in dieser zusammenhängenden Art gegeben worden, und darin möchte ich den Grund sehen, wenn das Verfahren gelegentlich nicht gleich als zuverlässig erkannt wird. Das mag besonders

dann der Fall sein, wenn ein Leser gewöhnt war, das gleiche Ziel, den wasserundurchlässigen Beton, auf einem anderen Wege zu erreichen. Ich darf wohl annehmen, daß es ähnlich Herrn Regierungs- und Baurat Marx, Breslau, ergangen ist, so daß er sich in der Bautechn. 1929, Heft 55 zu einer Äußerung über das A M B-Verfahren veranlaßt fühlte. Seine Ausführungen dürfen aber nicht unwidersprochen bleiben, da sie mehrfachen Irrtümern in bezug auf Angaben oder Absichten der A M B unterliegen. Dazu ist folgendes zu sagen.

Die A M B ist nicht richtig gewürdigt, wenn gesagt wird, sie berücksichtige keineswegs die besondere Art des Bindemittels, das richtige Verhältnis von Bindemittel zu hydraulischen Zuschlägen, das richtige Verhältnis der feinen und groben Bestandteile der Zuschlagstoffe und den Wasserzusatz. Alle diese Fragen sind in den dazu in Betracht kommenden Abschnitten ausreichend behandelt. Der Benutzer der A M B soll mit diesen Fragen bereits vertraut sein, wenn er das Kapitel „Wasserundurchlässigkeit“ anwenden will. Dieses Kapitel darf nicht für sich allein, nur nach seinen Zahlenbeispielen und ohne Zusammenhang mit den übrigen Teilen der A M B beurteilt werden. Es erweckt nicht den Eindruck, als ob die Kritik in dieser Weise verfahren wäre, da festzustellen ist, daß sie sogar im besprochenen Kapitel die Ausführungen auf S. 19 über das Auseinandertreiben der Hohlräume durch die Kittmasse übersehen hat und diese Tatsache als eigene Erkenntnis hinstellt.

Es ist ferner irrig anzunehmen, daß das Berechnungsverfahren auch auf der Baustelle die Trennung von Sand und Grobem erfordere, daß es also die Verwendung von natürlichem Kiessand ausschließe. Auf S. 21 ist im Gegenteil auf die Anwendung von Kiessand einschließlich Verbesserungstoff ausdrücklich hingewiesen. Wohl aber ist die Trennung von Sand und Grobem bei der Voruntersuchung des Zuschlagstoffes als unbedingt notwendig erachtet, um Klarheit darüber zu schaffen, ob auch der Mörtel, der die Hohlräume des Groben im Beton füllen soll, an sich dicht ist. (Hierüber gibt die Zahlentafel der Kritik z. B. keine Auskunft.) Dieser Mörtel oder die „Kittmasse des Groben“ wird selbstverständlich am Bau nicht besonders bereit, er entsteht vielmehr in jedem Falle erst gleichzeitig mit dem Gesamtbetongemenge in der Mischmaschine. Es ist kein Fall bekannt, wo bei Anwendung der A M B anders — im Sinne der Kritik — verfahren worden wäre.

Schließlich ist es unrichtig, wenn durch willkürliche Begriffsänderungen entstehende andere Zahlenergebnisse mit denen der A M B verglichen werden und wenn nach diesen unterschiedlichen Ergebnissen der A M B-Füllungsgrad als ein sehr unbestimmter Faktor bezeichnet wird.

Die A M B kennt zwei verschiedene Begriffe für Kittmasse. Die Kittmasse des Sandes im Mörtel besteht aus Bindemittel + Wasser, diejenige des Groben im Beton aus Bindemittel + Wasser + Sand, d. h. es ist der Mörtel selbst. Durch diese Bestimmung der Kittmasse kennt die A M B nur ein Kriterium für den Füllungsgrad der Hohlräume des Sandes und des Groben mit $f \geq 1,7$.

Die Kritik nimmt dagegen für Mörtel und Beton den gleichen Begriff Kittmasse, und zwar jeweils als Bindemittel + Wasser. Dafür müßte sie mit zwei verschiedenen Kriterien für die Füllungsgrade von Sand bzw. von Kiessand arbeiten, die etwa mit $f_s \geq 1,7$ und f_{ks} etwa 1 anzusetzen wären. Diese Folgerung zieht sie allerdings nicht. Infolgedessen wird nicht

¹⁾ 2. Aufl., Berlin 1929. Wilh. Ernst & Sohn.

²⁾ Bautechn. 1927, Heft 39, S. 569 und 1929, Heft 28, S. 435.

erkannt, daß die ermittelten Werte $f_{ks} < 1$ durchaus dichte Mischungen gewährleisten. Ich verweise hierzu auf die einleitenden Entwicklungen.

Es ist also gleichgültig, wohin der Sand beim Betongemenge gezählt wird, ob zur Kittmasse des Groben oder zum Zuschlagstoff, sofern nur die richtigen Werte für die Kriterien in Ansatz gebracht werden. Da in beiden Fällen dieselben Stoffmengen verwendet werden, führen beide Wege zu demselben praktischen Ergebnis, d. h. zu dem Dichtigkeitsgrad d des fertigen Baukörpers.

Die Kritik, die als einzig gangbaren Weg den des Versuches angibt, hat aber offenbar das AMB-Verfahren selbst noch nicht im Wasserdurchlässigkeitsprüfer auf seine Richtigkeit hin untersucht, sondern sich nur mit an sich richtigen, aber falsch ausgewerteten Zahlen beschäftigt. Wie solche Versuche ausfallen würden, zeigt z. B. der Beton des nebenstehenden Bildes.³⁾ Dieser Beton hat das Mischungsverhältnis 1 Zement + 0,5 Traß : 2,9 Kiessand + 1,7 Splitt bei einem Gesamtverhältnis von Sand : Grobem = 1 : 1,33 und einem Wasserzusatz von 10,2%. Die Füllungsgrade — im Sinne der AMB — sind für den Mörtel $f_m = 2,15$, für den Beton $f_b = 2,2$. Ein Wasserdruck bis zu 7 at hat nach 21 Tagen noch keinerlei Durchfeuchtung des Betons bewirken können. Bis jetzt hat das Verfahren der AMB noch jedesmal zu ebenso guten Ergebnissen geführt.

Darum ist es vom Standpunkte der Reichsbahn aus wohl zulässig gewesen, nur für besonders wichtige Fälle eine Nachprüfung der Berechnung durch einen Wasserdurchlässigkeitsversuch vorzusehen. Für die Überzahl der weniger wichtigen Baufälle genügt die Berechnung. Es stehen bis heute gerade in diesen Fällen im allgemeinen weder Laboratorien noch im Versuchswesen ausreichend erfahrene Betontechniker zur Verfügung. Dann muß jeder Weg willkommen sein, der auch ohne Versuch zu dem gewünschten Ziele zu führen verspricht.

Schließlich muß jeder Weg, auch der des Versuches, mit irgendwelchen Zahlen und Erfahrungen beginnen. Es wäre dankenswert, wenn Herr Regierungs- und Baurat Marx, statt des bloßen Hinweises auf den Versuchsweg, der Fachwelt noch darüber eingehende Angaben machen würde, welche Zahlen und Erfahrungen seinen Versuchen zugrunde gelegt werden. Diese Angaben müßten allerdings, wenn sie der AMB überlegen sein sollen, so ausfallen, daß jedermann damit noch schneller, einfacher und sicherer den dichten Baukörper erzielen kann, als mit der AMB.

Bis aber ein wirklich besserer Weg — ganz gleich von welcher Seite — eindeutig nachgewiesen ist, halte ich dafür: weiter mit Ostendorf-AMB zum wasserundurchlässigen Beton!

In Ergänzung zu den vorstehenden Ausführungen und im Einverständnis mit deren Verfasser teilt uns Herr Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Ostendorf, Münster, noch folgendes mit:

Der Beton für die Schleusen des Lippeseitenkanals im Mischungsverhältnis 1 Zement, 0,6 Traß, 3 Sand und 4,5 Kies hat sich sowohl im Wasserdurchlässigkeitsprüfer als auch im Bauwerk als zuverlässig dicht erwiesen. Der Füllungsgrad des Mörtels ergibt sich nach der in der AMB angegebenen Berechnung zu $f_m = 1,7$; der Füllungsgrad des Betons berechnet sich zu $f_b = 2,10$. Dieselben Werte erhält man, sofern man das Rechnungsverfahren anwendet, das in meinem Aufsatz in der Bautechn. 1927, Heft 39, empfohlen wird:

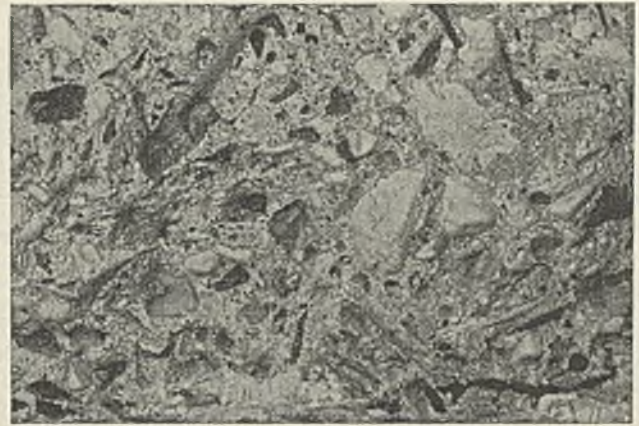
Mischungsverhältnis in R.-T.	Kittmasse	Hohlräume im Sand	Füllungsgrad des Mörtels f_m	Mörtelmengen	Hohlräume im Kies	Füllungsgrad des Betons f_b
1,00 Zement	1·0,43=0,43			0,43		
0,60 Traß	0,6·0,43=0,26			0,26		
3,00 Sand		3·0,337	1,89	1,87		3,76
1,20 Wasser rd. 9% nach Gewt.	1,20·1=1,20		1,13	1,20		1,80
4,50 Kies					4,5	
					0,40	
		1,89	1,13	1,7	3,76	1,80
						2,1

Nach der AMB ist diese Betonmischung als dicht bzw. wasserundurchlässig zu bezeichnen. Weil dieser Beton im Wasserdurchlässigkeitsprüfer sich als wasserundurchlässig erwiesen hat, stimmt das Ergebnis der Berechnung der AMB mit dem Ergebnis der Wasserdurchlässigkeitsprüfung überein. Es muß hervorgehoben werden, daß Kies und Sand, obwohl getrennt zugesetzt, in der Betonmischmaschine zusammen mit den Bindemitteln und Wasser zu Gußbeton gemischt wurden.

Sofern man nun den Füllungsgrad des Betons berechnet nach dem Verfahren, das in der Bautechn. 1929, Heft 55, S. 863 als die Rechnungsart bezeichnet wird, die mit dem Mischvorgang übereinstimmt, so ergibt sich folgendes:

³⁾ Vgl. auch Der Bautenschutz 1930, Heft 1 (Beilage zu Beton u. Eisen 1930, Heft 6).

Mischungsverhältnis in R.-T.	Kittmasse	Hohlräume im Kiessand	Füllungsgrad des Betons f_b	Bemerkungen
1,00 Zement	1·0,43 = 0,43	3·2,6·0,626 ¹⁾ = 4,859		1) durch Versuche ermittelt
0,60 Traß	0,6·0,43 = 0,26	4,5·2,6·0,600 ²⁾ = 7,020		2) wie vor
		11,879		
6,53 Kiessand		2,6·0,7 = 1,82	1,89	3) wie vor
1,20 Wasser	1,20·1 = 1,20	6,53·0,3 = 1,96		
	1,89	1,96	0,96	



Das Ergebnis dieser letzten Berechnung besagt, daß die Hohlräume im reinen Kiessandgemenge nicht vollständig ausgefüllt sein können mit Kittmasse. Wenn man nun im Sinne der Ausführungen in der Bautechn. 1929, Heft 55 schließen würde, daß der Beton im Mischungsverhältnis 1:0,6:5,63 bzw. 1:0,6:3:4,5 nicht dicht werden würde, dann stände dieser Schluß im Widerspruch zu dem Ergebnis der Wasserdurchlässigkeitsprüfung.

Untersucht man nach beiden Rechnungsverfahren die Betonmischung, die beim Bau der Schleusen des Rhein-Herne-Kanals im Mischungsverhältnis 1 Zement : 1,25 hydr. Kalkpulver : 2,00 Traß : 6,75 Sand und 13,5 Kies angewendet wurde, so ergeben sich nach der Berechnungsweise der AMB die Werte $f_m = 1,7$ und $f_b = 1,76$; d. h. der Beton wird dicht. Die Probe im Wasserdurchlässigkeitsprüfer hat das gleiche Ergebnis. Das Schleusenmauerwerk hat sich auch in der Praxis als wasserundurchlässig erwiesen. Die AMB-Berechnungsweise zur Beurteilung der Dichtigkeit dieses Betons stimmt also auch in dem zweiten Beispiel überein mit dem Ergebnis der Wasserdurchlässigkeitsprüfung und mit dem der Praxis. Wenn man aber das Ergebnis der Berechnung nach dem Verfahren, das in der Bautechn. 1929, Heft 55 angegeben ist, mit dem Ergebnis der Wasserdurchlässigkeitsprüfung und dem der Praxis vergleicht, ergibt sich der gleiche Widerspruch wie im ersten Beispiel. Der Füllungsgrad des Betons errechnet sich kleiner als 1,00; d. h. der Beton wird nicht dicht. Bei der Durchrechnung anderer Beispiele kommt man ebenfalls zu denselben Widersprüchen.

Wenn man nun schon durch Berechnung einen Anhalt zur Beurteilung des Füllungsgrades des Betons haben will und auch praktisch haben muß, weil nicht immer ein Wasserdurchlässigkeitsprüfer zur Verfügung stehen kann, dann verdient doch die Berechnungsweise den Vorzug, die sich möglichst in allen Fällen mit dem Ergebnis des Wasserdurchlässigkeitsprüfers deckt. Das ist die Berechnungsweise, die in der AMB und in meiner Veröffentlichung in der Bautechn. 1927, Heft 39, empfohlen wird.

Weil in der Mischmaschine Sand, Kies und die Bindemittel zugleich gemischt werden, mag es auf den ersten Blick scheinen, daß man zur Beurteilung der Dichtigkeit des Betons untersuchen muß, wieviel mal mehr Kittmasse im Beton enthalten ist als Hohlräume in dem reinen Gemisch von Kies und Sand. Sieht man sich aber den fertig gemischten Beton genau an, so wird man feststellen, daß die Bindemittel sich mit dem Sande vermischt haben, und daß die groben Stücke (Kiesel bzw. Schottersteine) umgeben sind mit einer Schicht, die aus Mörtel — nicht aber aus Bindemittel und Wasser — besteht. Die Zwischenräume zwischen den Kieseln sind ausgefüllt mit Mörtel. Es besteht also zwischen der Berechnungsweise in der AMB und dem Mischvorgang kein Widerspruch. Das ist auch der Grund, warum die Berechnungsweise der AMB mit der Wasserdurchlässigkeitsprüfung auch dann übereinstimmt, wenn Kies und Sand zugleich mit den Bindemitteln gemischt werden.

Die in der AMB angegebene Berechnungsweise darf somit angesehen werden als ein brauchbarer Anhalt für die rechnerische Untersuchung eines Betons auf Dichtigkeit bzw. auf Wasserundurchlässigkeit.

Alle Rechte vorbehalten.

Regelung der Wasserstände der großen Seen Nordamerikas.

Von Oberregierungsbaurat Bökemann, Berlin.

(Schluß aus Heft 21.)

Die Entwürfe für die Schleusen sehen Zylinderschützen zum Füllen und Entleeren vor, und auf Vorschlag der Herren Dr. Krey und Professor de Thierry wird Oberwasser mit geringer Geschwindigkeit ausgelassen durch Anordnung einer großen Anzahl von Öffnungen (Düsen) in unter der Schleusenwelle vorgesehenen Wänden statt durch Kanäle in den Seitenwänden.

Das Gerinne zeigt eine Neuheit in den auf dem Grunde verteilten Klötzen, die den Ablauf aufhalten und auf der Sohle eine Strömung nach den Seiten und von dort und der Oberfläche eine solche nach der Mitte zu hervorrufen, so daß Eisschollen und Schiffe von den Seitenmauern abgewiesen werden.

später die Senkung des Wasserspiegels bei zukünftiger stärkerer Entnahme für Wasserkraftanlagen ausgleichen. Die beweglichen Wehre entsprechen also besser sowohl den Anforderungen der Schifffahrt wie der Wasserkraftanlagen als feste Wehre.

Betriebsführung.

Für die Bedienung der beweglichen Wehre an allen großen Seen wird eine internationale — U. S. und Canada — Aufsicht gefordert. Die Leitung soll in einem kleinen Ausschuß bestehen, um schnell handeln zu können, so daß über das Wasser des Superior-Sees fast unmittelbar zugunsten eines etwaigen Wassermangels im Erie-See verfügt werden kann.

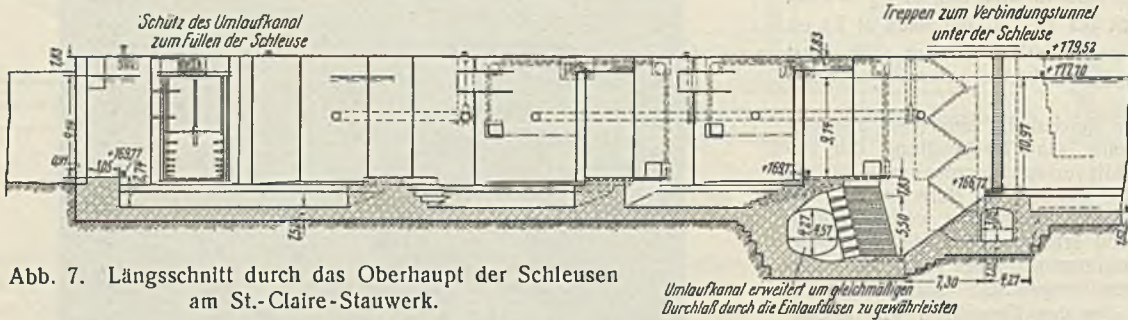


Abb. 7. Längsschnitt durch das Oberhaupt der Schleusen am St.-Claire-Stauwerk.

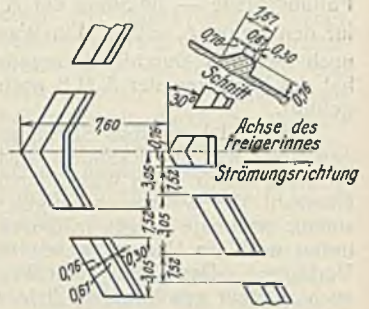


Abb. 8. Einzelheiten der Klötze im Freigerinne zum Ablenken der Grundströmung nach den Seiten.

Das Füllen der Schleuse durch Einlaufdüsen soll ein ruhiges Liegen der Schiffe in der Schleuse gewährleisten. Die Anordnung ist nach Versuchen von Dr. Krey und Prof. de Thierry für eine holländische Schleuse von 300 m Länge, 33 m Breite und 10 m Tiefe gewählt.

Durch die Stauwerke wird eine Vertiefung der Fahrrinne und der Häfen um etwa 2', für den größten Teil des Jahres sogar von 3' gewonnen über die durchschnittliche Tiefe während der Schifffahrtzeit in den regenärmsten der letzten 25 Jahre. Der niedrigste Wasserstand für die Schifffahrt kann um 2' und die mittlere Tiefe um etwa 3' größer gewählt werden, als die durchschnittliche Tiefe vor Eröffnung des Chicagoer Spülkanals betrug. Außer diesem Gewinn für die Schifffahrt wird der geringste tägliche Abfluß des Niagara-Stromes um 12 1/2 % von 160 000 cbft/sek (4500 m³/sek) auf 180 000 cbft/sek (5100 m³/sek) erhöht, und ein gleichmäßiger Abfluß von etwa 200 000 cbft/sek (5700 m³/sek) während der Schifffahrt bzw. im Sommer und etwa 180 000 cbft/sek = 5100 m³/sek im Winter erreicht.

Schnelligkeit in der Bedienung der Stauwerke kann auch beim Auftreten außerordentlicher Fluten in einem der Seen bedeutungsvoll werden oder zum Ausgleich von Unterschieden sowohl der Regenmengen wie der Zuflußgebiete der einzelnen Seen.

Wasserspiegelhebung oder Baggerung?

Bezüglich der abweichenden Ansicht, die vorhandenen Schifffahrtsstraßen durch Baggern zu vertiefen, anstatt ihre zeitige geringe Tiefe durch Hebung des Wasserspiegels mittels Stauwerke zu vermehren, spricht sich der Bericht dahin aus, daß es nicht eilig sei, die mittleren Hochwasserstände für jeden See festzulegen, also die Wasserstände, die nur in besonderen dringenden Fällen überschritten werden dürfen. Das Anwachsen der Wasserstände kann allmählich erprobt werden. Die vorgeschlagene Mittelhochwasserhöhe kann vielleicht Bauten am Strande oder Entwässerungsanlagen schaden, die um die großen Seen herum während der letzten Jahre tiefen Wasserstandes erbaut sein könnten. In solchen Fällen könnte dieselbe wirksame Spanne von 2,5' oder 2' schon zwischen MHW und MNW hergestellt werden durch Senken der in Aussicht genommenen Hoch- und Niedrig-Wasserstände und durch Vertiefen zu flacher Schifffahrtsstraßen. Die angegebene Wasserstandspanne muß innegehalten werden, um die in regenreichen und regenarmen Jahren verschieden groß ausfallenden Zuflüsse ausgleichen und den Abfluß für die Wasserkraftanlagen und für das Bild des Niagara-falles gleichmäßig gestalten zu können.

Einfluß der Verdunstung.

Über die Verdunstung sind wunderbarerweise an keinem der großen Seen bisher unmittelbare Messungen ausgeführt worden. Es bestehen nur spärliche Kenntnisse davon, wieviel die Verdunstung in einem Jahr größer ist als in einem anderen. Dabei ist diese Frage für den Seewasserspiegel von Bedeutung. Das wird klar, wenn man bedenkt, daß in jedem Jahre lange Zeiträume auftreten, in denen mehr Wasser aus den Seen verdunstet als durch den Niagara- oder den St.-Lawrence-Strom abfließt. Es ist nicht unwahrscheinlich, daß die Verdunstung an einem regenlosen Tage zwei- bis viermal so groß ist als an einem anderen regenlosen Tage derselben Woche. Die im Verhältnis zu dem Niederschlagsgebiet großen Wasserspiegelflächen der Seen sind die Ursachen, daß die Verdunstung einen ungewöhnlich großen Einfluß auf die Abflußmenge der Seen ausübt. Zum Glück wirken klimatische Einflüsse, besonders die geringe Wasserwärme in den nördlichen Teilen diesem Wasserverlust entgegen.

Das Anstauen der Seen über die vorgeschlagene NW-Höhe sollte sobald als möglich geschehen. Die Regelung des Abflusses wird aber erst im Laufe vieler Jahre notwendig werden, nachdem nämlich eine erhebliche Steigerung des Wasserkraftbedarfs eingetreten sein wird. Aus diesem Grunde kann die endgültige Entscheidung über die Festlegung der Seespiegelhöhen, die als MHW oder MNW gehalten werden sollen, und der schließliche Ausgleich zwischen kostspieligen Baggerungen und den Schäden durch Überflutungen um etwa 20 Jahre vertagt werden.

Die Bedingungen der Verdunstung auf den großen Seen weichen von denen anderer Seen erheblich ab. Im Winter frieren die großen Seen nicht zu, sie bieten also große Wasserflächen dar, die auch bei 0° noch viel wärmer sind als die Luft und daher stärker verdunsten als eine Eis- oder Schneefläche. Im Sommer dagegen ist das Wasser der Seen, besonders des Superior-Sees, ungewöhnlich kalt und lange Zeit kälter als die Luft. Dadurch wird die Verdunstung verzögert, in derselben Richtung wirkt der dichte Nebel auf den nördlichen Seen.

Bewegliche oder feste Wehre?

In den früheren Vorschlägen für den Abfluß des Huron- und des Erie-Sees finden sich nur Ergänzungsanlagen, d. h. feste Wehre, die den Abfluß aufhalten und dadurch den Wasserspiegel auf den früheren Stand heben. Eine weitere Hebung und damit eine Sammlung eines Vorrates waren nicht möglich.

Das Hauptergebnis ist, daß die Verdunstung auf dem Superior-See und auf dem nördlichen Teile des Huron- und des Michigan-Sees wahrscheinlich am größten ist im Mittwinter und am geringsten im Frühsommer, also das Gegenteil von der üblichen Erscheinung. Weitere Beobachtungen sind erforderlich, um die Tatsachen mit größerer Genauigkeit im einzelnen festzustellen.

Diese Vorschläge werden verworfen und bewegliche Wehre gefordert, mit denen der Abfluß dauernd geregelt und die Seewasserspiegel in beliebig erwünschter Höhe gehalten werden können. Die Bauten werden schon jetzt so vorgeschlagen, daß sie auch in absehbarer Zukunft genügen. Die Kosten dieser auf weite Sicht bestellten Anlagen werden als unerheblich höher nachgewiesen, als sie für vorübergehend wirksame Bauwerke entstehen. Mit diesen beweglichen Wehren lassen sich die größten zulässigen Wasserstandshöhen erreichen, und durch Baggerungen läßt sich

Die größte Wasserschicht, die im Laufe eines Jahres auf dem Superior-See verdunstet, beträgt wahrscheinlich 2' = 60 cm und etwas mehr als 3' = 90 cm auf dem Erie-See.

Die Bedeutung der Verdunstung auf den Wasserstand der großen Seen ergibt sich auch durch die Tatsache, daß der Superior-See im Mittwinter eine Unterbilanz an Wasser hat, weil die Verdunstung den gesamten Zufluß der einmündenden Ströme und die Niederschlagsmengen des Sees selbst übersteigt. Durch den trotzdem vorhandenen Ausfluß aus dem See senkt sich der Wasserspiegel im See.

Der im wärmeren Klima gelegene und seichtere Erie-See dagegen zeigt eine Unterbilanz im Spätsommer. Einige Monate in jedem Jahre fließt aus dem Erie-See weniger Wasser, als ihm vom Huron-See durch den St.-Claire-Strom zufließt, weil die Verdunstung von seiner großen Fläche den Zufluß aller einmündenden Gewässer übersteigt.

Bei dem so ungewöhnlichen und bedeutungsvollen Einfluß der Verdunstung ist diese Frage in dem Bericht eingehend behandelt worden. Die üblichen Arten, die Verdunstung nach der Temperatur usw. zu schätzen, versagen hier infolge der großen Oberflächen, der offenen Stellen im Winter, der außerordentlichen Kälte des Wassers in den tieferen Teilen

der großen Seen. Es sind zwei vollständig voneinander unabhängige Schätzungen über die Größe der Verdunstung aufgestellt worden. Die erste fand statt nach hydrographischen Verfahren durch eine Analyse der Messungen der Aus- und Zuflüsse jedes Sees. Die zweite Schätzung beruht auf meteorologischen Angaben und auf Schätzung der Verdunstung nach der Temperatur des Taupunktes der Luft, nach der des Wassers und nach den erreichbaren Angaben über Windgeschwindigkeiten.

Diese beiden Schätzungsverfahren sind möglichst genau durchgeführt worden, und die Ergebnisse stimmten gut überein, wenn man in Rücksicht zieht die Ungenauigkeit der Abflußmessungen im Winter, das Fehlen sicherer Angaben über die Wasserwärme und die unregelmäßige Ausdehnung der Nebelbänke über den Seen. Mehr Angaben wären erwünscht über Wind, Nebel, Wasserwärme und Eisbedeckung.

Die angewendeten Verfahren und Schätzungsergebnisse sind mit größerer Ausführlichkeit dargestellt in der Erwartung, daß die Angaben der vorhandenen und der fehlenden Unterlagen zu weiteren ergänzenden Messungen anregen möchten, zum mindesten für den Superior-See und Erie-See. Denn für diese beiden haben die wahrscheinlichen Verdunstungsmengen Monat für Monat auf indirektem Wege ermittelt werden müssen.

Die Bodenbewegungen.

Für den Seewasserspiegel und die Erhaltung der Schiffahrtiefen hat sich die Bodenbewegung als von großer Bedeutung herausgestellt. Ihre Beobachtung ist bisher stark vernachlässigt.

Geologen und andere, die sich mit der Lage der nördlichen Ufer der großen Seen beschäftigt haben, sind seit langem der übereinstimmenden Meinung, daß eine Hebung bis zu einigen hundert Fuß in der Nähe der Enge von Mackinac und an der Georgian-Bay seit der Eiszeit stattgefunden hat. Mehrere Beobachter haben auf die unterschiedlichen Erscheinungsformen an den Einmündungen der Ströme in den Superior-See auf der Nord- und auf der Südseite aufmerksam gemacht. Die Ströme an der Nordküste zeigen ein scharfes Gefälle, während die Ströme im Süden träge münden. Das legt nahe, eine fortdauernde aufwärts gerichtete Bodenbewegung am Nordufer und eine abwärts gerichtete am Südufer anzunehmen.

Einer der größten amerikanischen Geologen, der verstorbene Dr. Grove Karl Gilbert, sprach vor 30 Jahren die Überzeugung aus, daß die Bodenbewegung noch heute stattfindet. Ohne Erfolg hat er die zuständigen Behörden gebeten, sorgfältige Untersuchungen anzustellen. Er hat dann selbst beschränkte, aber sehr sorgfältige Untersuchungen auf eigene Rechnung ausgeführt, indem er die Wassertiefe vor 20 Jahren mit neuen Messungen verglich. Er fand ein wahrscheinliches Kippen von etwa 0,4' für je 100 Meilen Abstand von der Drehachse und je Jahrhundert.

Andere Geologen bezweifeln die Ergebnisse Gilberts. Ein sorgfältiger und zuverlässiger Beobachter der Geologie des Gebietes stellt in einem Bericht fest, daß keinerlei Bewegungen in historischer Zeit stattgefunden hätten. Ein maßgebender Ingenieur, der sich mit den Fragen an den großen Seen lange beschäftigt hatte, verwarf ebenfalls Gilberts Ergebnisse, weil sie zu wenig begründet seien. Dagegen hat der verstorbene Professor Hayford noch kurz vor seinem Tode gefordert, die Wasserspiegel genauer einzumessen, um die Frage zu ergründen.

Ingenieur Freeman nahm den Gegenstand von neuem auf mit dem Vorteil, daß ihm inzwischen 30jährige Beobachtung mehr zur Verfügung standen. Er fand alsbald, daß die Ergebnisse Dr. Gilberts vollständig gerechtfertigt und bemerkenswert genau waren. Die weitere Behandlung geschah unter Zuziehung der staatlichen Küstenaufsicht, der Geologischen Anstalt und der Seenwarte. Es fand sich, daß die Frage neuerdings von Hilfsingenieur Sherman Moore aufgegriffen war, der einige auffallende Änderungen in seinen sorgfältig ausgeführten Messungen gefunden hatte. Seine Feststellung auf Grund von ausgedehnten Vergleichsreihen stimmten ebenfalls genau mit den 30 Jahre vorher durch Dr. Gilbert bekannt-

gegebenen Ergebnissen überein. Diese verschiedenen Beobachtungen werden im Bericht ausführlich wiedergegeben und beweisen das Vorhandensein einer Kippachse südlich von Chicago und Cleveland etwa 18,5° nach Nordwesten geneigt, und ein fast gleichmäßiges Aufsteigen der Nordufer der Seen in einem an den einzelnen Orten verschiedenem Maße, im allgemeinen etwa 0,5' (15 cm) für 100 Meilen Abstand von der Achse und je Jahrhundert.

Zieht man durch die Ausflüsse eines jeden Sees parallele Linien zu dieser Achse und mißt die Entfernungen verschiedener wichtiger Punkte an den Seehäfen, so findet sich, daß die Tiefe über den unteren Schleusen-schwellen in St. Marie aus dem angegebenen Grunde allein etwa 1' in 100 Jahren abgenommen hat und daß die Tiefen in den Häfen von Port Arthur und um die Georgian-Bay um etwa ebensoviel geringer geworden sind. Dies ist eine Tatsache, die weitere Untersuchungen erfordert. Gleichzeitig sind die Tiefen der Häfen von Chicago und Cleveland durch die Bodenbewegung wahrscheinlich um etwa 1' in 100 Jahren vertieft worden, dadurch müssen aber andererseits die Aufgaben der Entwässerung von Chicago und die Aufnahme der Abwässer in die Seen für viele Orte in steigendem Maße schwieriger werden.

Die Bodenbewegung erklärt zum größten Teil die bemerkenswerte Abnahme in dem Falle vom Huron- zum Erie-See, die jetzt etwa 1' beträgt und seit 30 Jahren die Beobachter in Staunen setzte und zu den verschiedensten Mutmaßungen verleitete. Einige glaubten, daß der Vertiefung der Schiffahrtiefe im Ausfluß des Huron-Sees und in dem St.-Claire-Strom durch Baggerungen der Regierung gefolgt sei eine weitere natürliche Auswaschung und Vertiefung durch den Strom selbst. Wobei angenommen wurde, daß durch die Baggerungen eine schützende Kies-schicht beseitigt worden sei. Andere Fachmänner, besonders die mit diesen Stromvertiefungen beschäftigten Ingenieure, waren dagegen der festen Ansicht, daß die Verbesserung durch Baggerungen nur einen unbedeutenden Anteil, höchstens 2 bis 3", an der Abnahme des Falles hätten.

Die Bodenbewegung muß als eine seit der Eiszeit, also seit mehr als 200 Jahrhunderten, vor sich gehende allmähliche Bewegung nach dem Eisdruck aufgefaßt werden. Sie wird sich vielleicht noch weitere 1000 Jahre fortsetzen. Dadurch könnte die Frage, wie das Wasser, das jetzt durch den St.-Lawrence-Strom abfließt, von Chicago fernzuhalten ist, ernst werden, wenn es nicht möglich wäre, den St.-Claire- und den Detroit-Strom zu vertiefen. Auch ein tiefer breiter Abfluß im Haupt des Niagara-Stromes würde den Erie-See entlasten. Ein ernstlicher Wasserverlust für die Niagara- und St.-Lawrence-Wasserkraftanlagen braucht bei dem heutigen Maße der Bewegung auch für spätere Zeit nicht befürchtet zu werden.

Einfluß der Pflanzenwelt.

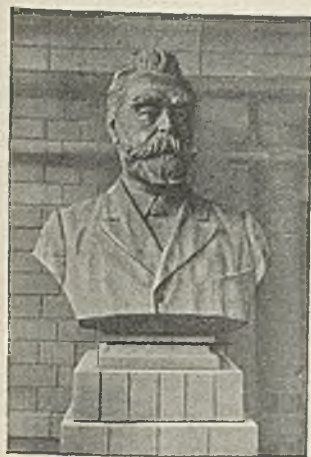
Ein möglicher Einfluß auf die Wasserspiegelsenkung in den Seen durch das Abholzen der großen Wälder, die früher weite Flächen im nördlichen Teil der Staaten Michigan, Wisconsin und Minnesota bedeckten, deren Abfluß zu den großen Seen geht, wurde sorgfältig untersucht. Die genaue Durchprüfung der jährlichen Veränderungen der Wasserspeicherungen und der Wasserverluste ergaben keinen greifbaren Anhalt für einen solchen Einfluß. Der gesamte Verlust durch die Verdunstung und durch die Ausdünstungen der Pflanzenwelt ergaben sich auffällig gleichmäßig für die je 5-Jahr-Abschnitte von 1860 bis 1924.

Stand der Arbeiten.

Nach kürzlich eingetretener Auskunft sind die vorgeschlagenen Bauten bisher nicht in Angriff genommen worden. Es scheint, daß zunächst abgewartet werden soll, ob die unter dem Abschnitt „Wasserstände“ angeführte klimatische Änderung, besonders die wieder zu erwartenden größeren Regenmengen, von selbst den ungünstigen Tiefstand der Wasserspiegel in den großen Seen beseitigen werden.

Vermischtes.

E. A. Dircksen zum 100. Geburtstag. Am 31. Mai 1930 würde der verstorbene Oberbaurat Ernst August Dircksen hundert Jahre alt geworden sein. Dircksen hat sich bekanntlich durch die Erbauung der Berliner Stadtbahn in den Jahren 1874 bis 1882 um den Ausbau der Berliner Bahnanlagen unvergeßliche Verdienste erworben. Sein Werk, das nicht weniger als 67 Mill. Mark erforderte, gilt noch heute in der Fachwelt als mustergültig. Das Andenken an Dircksen hat man durch die Aufstellung seiner Bronzebüste an der Südseite des Bahnhofs Friedrichstraße verewigt. Die Stadt Berlin hat der von der Jannowitzbrücke sich nördlich der Stadtbahn zur Börse hinziehenden Parallelstraße den Namen „Dircksenstraße“ gegeben.



Die 61. Hauptversammlung des Zentral-Vereins für deutsche Binnenschiffahrt, e. V., fand im Zusammenhang mit dem Mitteleuropäischen Binnenschiffahrtstag am 15. Mai 1930 in Stuttgart statt. Der Hauptgeschäftsführer, Syndikus Schreiber, Berlin, umriß in seinem Geschäftsbericht die großen Verkehrsprobleme der Gegenwart und ihre Lösungsmöglichkeiten. Immer mehr ringe sich die Erkenntnis durch, daß eine Synthese der Verkehrsfunktionen gefunden werden müsse, die eine freie Entfaltung der Verkehrsträger gewährleiste. Die Verkehrsbedürfnisse der Wirtschaft seien viel zu mannigfaltig, viel zu impulsiv, als daß sie die Zwangsjacke einer lediglich von Verkehrsseite orientierten Bevormundung vertragen. Immer mehr werde aber auch die Überzeugung zum Gemeingut volks- und verkehrswirtschaftlicher Erkenntnis, daß die gegenwärtige Krise der Verkehrswirtschaft nicht allein durch eine Bereinigung des Verhältnisses zwischen Schiene und Wasserstraße, sondern nur durch eine gesunde Einordnung des neuen Verkehrsmittels „Kraftwagen“ in den Wirtschaftsprozess bereinigt werden könne. Der Fortschritt des Kraftwagens werde ebensowenig zu einem Anachronismus der Eisenbahn führen, wie die Entwicklung der Eisenbahnen zu einem Anachronismus der Kanalbauten geführt habe. Im übrigen warnte der Vortragende vor einer Überspannung des Kanalgedankens und betonte die Notwendigkeit strenger Prüfung der technischen und wirtschaftlichen Voraussetzungen vor Inangriffnahme neuer Wasserstraßenbauten. Die wirtschaftlichen Leistungen der Binnenschiffahrt müssen als Prüfstellen für die Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit des Wasserbaues gelten.

Technische Hochschule Aachen. Der Direktor des Eisenportlandzement-Forschungsinstituts in Düsseldorf Dr. phil. Arthur Guttmann ist zum Honorarprofessor bei der Fakultät für Stoffwirtschaft ernannt worden.

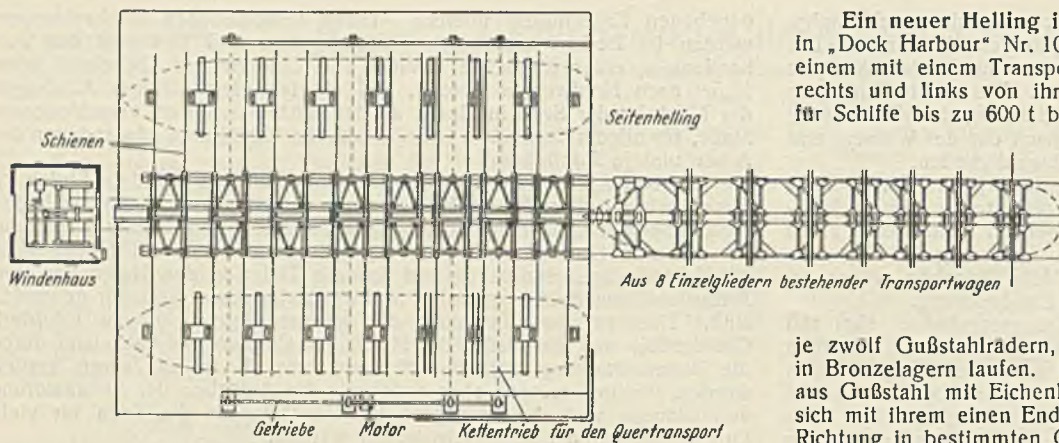


Abb. 1.

Besondere Beachtung verdienen noch die Ausführungen Schreibers über die unbedingte Notwendigkeit einer durchgreifenden Vereinheitlichung der Reichswasserstraßenverwaltung. Der gegenwärtige Zwitterzustand sei unbefriedigend und werde vor allem von der praktischen Binnenschiffahrt als unhaltbar bezeichnet.

An Stelle des vom Vorsitz zurückgetretenen verdienten Generaldirektors Dr. h. c. Ott, Köln, wurde Generaldirektor Dr. phil. h. c. J. Welker, Duisburg, als 1. Vorsitzender des Zentral-Vereins gewählt.

Die Festsitzung der Preußischen Akademie des Bauwesens anlässlich ihres 50jährigen Bestehens hat am 7. Mai in der Aula der Berliner Universität stattgefunden. Der derzeitige Präsident der Akademie, Ministerialdirektor Gährs, gab einen Überblick über die bisherige Tätigkeit der Körperschaft, der als ordentliche und außerordentliche Mitglieder hervorragende Architekten und Ingenieure aus ganz Deutschland angehören. Die ihr durch Königl. Erlaß vom 7. Mai 1880 zugewiesenen Aufgaben hat die Akademie in ihrer 50jährigen Tätigkeit voll erfüllt. Von dem Rechte zur Verleihung einer goldenen Medaille an hervorragende deutsche Techniker hat sie bisher in 21 Fällen Gebrauch gemacht. Anlässlich der Jubelfeier wurden vier Medaillen verliehen, und zwar an den Geh. Baurat Dr.-Ing. Ludwig Hoffmann, Berlin, den Meister der Baukunst, der das Stadtbild Berlins durch hervorragende Bauten bereichert hat, den Oberbaudirektor Dr.-Ing. Schumacher, Hamburg, den vielseitigen Baukünstler und Forscher auf allen Gebieten baulichen Schaffens, den Wirkl. Geh. Oberbaurat Dr.-Ing. Zimmermann, Berlin, den Altmeister der Ingenieurwissenschaften, den Erforscher des Eisenbahnoberbaues und der Knickvorgänge,¹⁾ und den Direktor Dr.-Ing. Hellmich, Berlin, den Gestalter der technischen Gemeinschaftsarbeit und erfolgreichen Organisator der Normung.

Darauf verkündete der Präsident das Ergebnis der beiden von der Akademie erlassenen Preisausschreiben.

Auf dem Gebiete des Hochbaues war ein Ideenwettbewerb ausgeschrieben zur Erlangung von Vorentwurfsskizzen zum Neubau eines Justizgebäudes für die Zivilabteilungen der Berliner Landgerichte I, II und III, für das Amtsgericht Berlin-Mitte, für das Arbeitsgericht Berlin und das Landesarbeitsgericht auf dem justizfiskalischen Gelände des Zellengefängnisses an der Invalidenstraße in Berlin-Moabit. Es waren 447 Entwürfe eingegangen.

Den ersten Preis von 8000 RM erhielt der Entwurf des Dipl.-Ing. W. Zschimmer, Charlottenburg, den zweiten Preis von 6000 RM der Entwurf des Prof. Dr.-Ing. Heinrich Straumer, den dritten Preis von 4000 RM der Entwurf des Architekten Karl Lüdeke, Berlin.

Die Ingenieurabteilung der Akademie hatte eine Preisaufgabe aus dem Gebiete des Eisenbetonbaues gestellt mit dem Wortlaut:

„Der Eisenbeton kann in der Konstruktion und Formgebung noch vervollkommen werden. Es ist zu untersuchen, wie eine Vervollkommenung zu erreichen ist, insbesondere auch, ob sie durch erweiterte Anwendung von Schalen und Platten aus Eisenbeton und ob sie durch Zusammenbau fabrikmäßig hergestellter Eisenbetonteile zu erzielen ist. Die Bearbeitung kann sich auf eins oder mehrere dieser Teilgebiete erstrecken. Die bisherigen Verwendungsarten und die Entwicklungsmöglichkeiten sind in Theorie und Praxis darzustellen.“

Es gingen 19 Arbeiten ein, von denen vier preisgekrönt worden sind, und zwar erhielt den ersten Preis (5000 RM) Dr.-Ing. Franz Dischinger, Wiesbaden, den zweiten Preis (3000 RM) Dipl.-Ing. Ulrich Finsterwalder, Wiesbaden; zwei weitere Preise von je 1000 RM entfielen auf Dr.-Ing. Helmut Frieseke, Berlin-Steglitz, und auf Dipl.-Ing. Alwin Weiß, Berlin-Spandau. — Schließlich verkündete der Präsident noch die Neuaufnahme von 10 Mitgliedern, und zwar wurden ernannt in der Abteilung für Hochbau zu ordentlichen Mitgliedern die Professoren Dernburg, Pölzig, Rüster und Dr. Peter Behrens, zu außerordentlichen die Professoren Schmidt-Henner, Stuttgart, Dr. Wilhelm Kreis, Düsseldorf, und Gruber, Danzig. Von der Abteilung für das Ingenieurwesen wurden zu außerordentlichen Mitgliedern ernannt: Prof. Dr. Junkers, Dessau, Vizepräsident Niemann von der Reichsbahndirektion Magdeburg und Prof. Dr. Spangenberg, München. — Den Abschluß der Veranstaltung bildete ein eindrucksvoller Vortrag des Ministerialdirektors Martin Kießling über „Staatsgedanke und Baukunst“.

¹⁾ Vgl. die im Verlage Wilh. Ernst & Sohn, Berlin, erschienenen Werke.

Ein neuer Helling im Hafen von Fleetwood. Nach einem Bericht in „Dock Harbour“ Nr. 10 vom Dezember 1929 besteht der Helling aus einem mit einem Transportwagen versehenen Haupthelling und zwei je rechts und links von ihr liegenden Seitenhelling. Die Hellinge sind für Schiffe bis zu 600 t bestimmt. Die Schienen für die Transportwagen sind auf einem alten Hellingbett, teils auf Holzschwellen, teils auf Pfählen, teils im Betonfundament mit einer größten Neigung von 1:12 verlegt (Abb. 1).

Der Transportwagen besteht aus acht beweglich und abkuppelbar miteinander verbundenen Einzelgliedern in Stahlkonstruktion. Jedes der acht Glieder besitzt je zwei Kiel- und zwei Stapelklötze und ruht auf

je zwölf Gußstahlrädern, deren aus Schmiedestahl hergestellte Achsen, in Bronzelagern laufen. Die Räder haben 30 cm ϕ . Die Kielklötze sind aus Gußstahl mit Eichenkappen hergestellt und derart befestigt, daß sie sich mit ihrem einen Ende gegenüber dem anderen Ende, in senkrechter Richtung in bestimmten Grenzen bewegen können. Sie ruhen mit ihren freien Enden auf Lagerstützen auf, die an einer am Transportwagen angeordneten, durch Druckwasser betriebenen Hebevorrichtung sitzen. Jeder Transportwagen besitzt eine Druckpumpe, die die zwei Hebevorrichtungen für jeden Kielklotz bedient und mit der an jedem Kielklotz ein Druck von 70 t ausgeübt werden kann. Die Stapelklötze der Transportwagen sind mit einstellbaren dreiteiligen Treibkeilen versehen. Das vorderste Wagenglied besitzt ein Stützisen für den Vorderstevan und das zweite eine zusammenklappbare Zentriervorrichtung zur richtigen Einstellung des Schiffes. Der Transportwagen wird über eine senkrecht zu seiner Bewegungsrichtung auf Schienen bewegliche Transportvorrichtung gebracht, die ebenfalls aus acht fahrbaren Einzelgliedern besteht, die genau so wie die des Transportwagens ausgebildet sind. Sie sind ebenfalls in Stahl konstruiert, besitzen aber 16 Gußstahlräder, die im übrigen denen des Hellingtransportwagens entsprechen. Die einzelnen Glieder besitzen Verriegelungsstangen, um sie mit den entsprechenden Einzelgliedern des Transportwagens fest verbinden zu können. Jedes Einzelglied des Quertransportes läuft auf zwei Schienen, die unterhalb der Schienen des Transportwagens des Haupthellings liegen. Vier der Einzelglieder des Quertransportes besitzen einstellbare Anschlüsse für die vier von einem gemeinsamen Antrieb bewegten, über Kettenräder geführten Transportketten, deren unteres Trum in Röhren läuft, die im Betonfundament verlegt sind (Abb. 2).

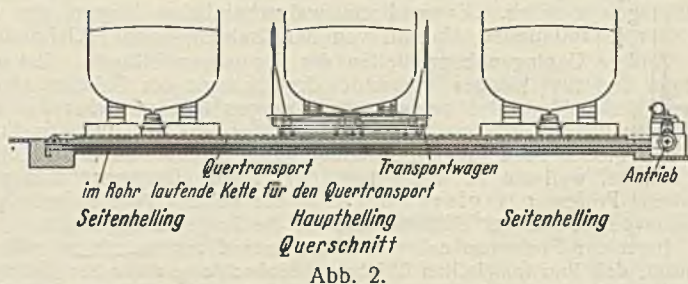


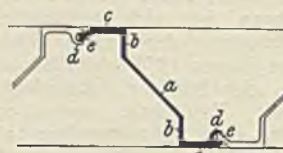
Abb. 2.

Die Hauptwinde, zum Hochziehen des Transportwagens des Haupthellings, zieht mit einem größten Zug von 90 t, gemessen am Angriffspunkte, am Transportwagen. Sie bewegt diesen mit 30 bzw. 100 cm/min Geschwindigkeit über ein Rädervorgelege und eine Hauptantriebskupplung. Der Quertransport besitzt eine Geschwindigkeit von 30 cm/min und wird von einem besonderen Motor über eine Reibkupplung angetrieben. Schm.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Eiserne Z-Spundbohle. (Kl. 84c, Nr. 480 027 vom 25. 11. 1926 von Mathias Mambourg in Luxemburg.) Um die Bohle leichter walzen zu können und um ihr beim Rammen größere Steifigkeit zu verleihen, werden die Stegenden abgeknickt. Die Z-Bohle besitzt einen Steg a und zueinander gleichlaufende Flanschen c, die mit der Stegachse einen stumpfen Winkel bilden. Die beiden Enden b des Steges sind senkrecht zu den Flanschen c abgebogen. Die Flanschen laufen an den Enden in die Klauen d oder die Wulste e des Verbindungsschlusses aus; die Wulste sind gabelartig elastisch gestaltet, so daß



bei völliger Dichtigkeit der Spundwand ein leichtes Rammen möglich ist. Die Kalibrierung der Walze ist sehr einfach, und der Werkstoff kann bis in die äußersten Fasern ausgewalzt werden, ohne daß schädliche Spannungen auftreten.

INHALT: Die Schiffschleuse am Shannon-Kraftwerk in Irland. — Die Warthebrückbrücke bei Pichtwerder. (Schluß.) — Zur Frage der Wasserundurchlässigkeit von Beton. — Regelung der Wasserstände der großen Seen Nordamerikas. (Schluß.) — Vermischtes: E. A. Dirksen zum 100. Geburtstag. — Technische Hochschule Aachen. — 61. Hauptversammlung des Zentral-Vereins für deutsche Binnenschiffahrt e. V. — Festsitzung der Preußischen Akademie des Bauwesens anlässlich ihres 50jährigen Bestehens. — Neuer Helling im Hafen von Fleetwood. — Patentschau.