

DIE BAUTECHNIK

Der Bau der Strecke Nordholland—Wieringen des Abschlußdeiches der Zuidersee.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur der Zuiderseewerke van Kuffeler, Scheveningen.

Wiewohl in der „Bautechnik“ 1925, Heft 9, S. 97 schon ein allgemeiner Überblick über die Arbeiten zum Abschluß und zur Trockenlegung der Zuidersee veröffentlicht ist, erscheint es doch wertvoll, noch nähere Auskunft zu erhalten über den Bau des Abschlußdammes im Anschluß zwischen der Festlandküste der Provinz Nordholland und der Insel Wieringen und über die Erfahrungen, die dort gemacht sind.

Zunächst möchte ich folgendes in die Erinnerung zurückrufen. Die gesamte Arbeit des Abschlusses und der Trockenlegung der Zuidersee besteht, wie aus der (aus Heft 9 der „Bautechnik“ übernommenen) Abb. 1 hervorgeht, erstens aus dem Bau des Abschlußdammes von der Festlandküste Nordhollands über die Insel Wieringen nach der Küste der Provinz Friesland und dem Bau von Entwässerungs- und Schiffahrtsschleusen und zweitens aus der Herstellung von vier Poldern innerhalb des abgeschlossenen Teils der Zuidersee, das Ysselmeer genannt, das nicht völlig trockengelegt wird, weil es als Sammelbecken der Vorflut der umliegenden Länder und der Wassermengen der Yssel, die ein Neuntel des Rheinwassers herunterbringt, dienen soll. In dem Aufsatz in Heft 9 ist also die Bedeutung des Ysselmeeres nicht ganz zutreffend gewürdigt, denn es ist dort gesagt, man würde nachher die ganze Oberfläche trockenlegen. Die Entwässerungsschleusen des Ysselmeeres im Abschlußdamme sind geplant mit einer Gesamtbreite von 300 m und einer Tiefe von etwa 4 m unter dem gewöhnlichen N.W., und damit werden die Wasserstände des Ysselmeeres in der Zukunft genügend beherrscht werden, wenn es die jetzt geplante Oberfläche von etwa 100 000 ha behalten wird.

Die Abschließung der Zuidersee ist unbedingt nötig, weil sonst bei Sturmflut, infolge der Beschränkung der Oberfläche des Meeres durch die Herstellung der Polder, im südlichen Teile und in der Nähe der Mündung der Yssel der Wasserstand eine unzulässige Höhe erreichen würde. Die Abschließung bietet weiter so hervorragende Vorteile, daß sie auch an und für sich als wirtschaftlich zweckmäßig anerkannt ist. Der größte Vorteil der Abschließung ist die Bildung eines Süßwasserbeckens, das die Möglichkeit eröffnet, in trockenen Zeiten an Stelle salzigen Wassers reines Wasser in die Kanäle der umliegenden Ländereien einzulassen. Für die Viehzucht und die Milchwirtschaft ist dies von größter Wichtigkeit. Da fortwährend süßes Wasser der Yssel und den das Ysselmeer umgebenden Ländereien zufließt und salziges Wasser durch die Schleusen im Abschluß weggeschafft wird, so ist es klar, daß das Ysselmeer nach kurzer Zeit nur Süßwasser enthalten wird. Weitere Vorteile der Abschließung sind: Schutz gegen Beschädigung der jetzigen Zuiderseedeiche und gegen Überschwemmungen, Verbesserung der Vorflut der umliegenden Ländereien, neue Eisenbahnverbindung und Hauptstraße Nordholland—Friesland und größere Sicherheit der Schiffahrt innerhalb des großen Deiches.

Nach diesen Auseinandersetzungen ist es klar, daß bei der Ausführung der ganzen Arbeit zunächst die Abschließung stattfinden muß. Dabei wird der Wasserstrom, der infolge der sich von der Nordsee aus in die Zuidersee drängenden Gezeitenbewegung an der Stelle der Abschließung hin und zurück bewegt, allmählich eingeengt und

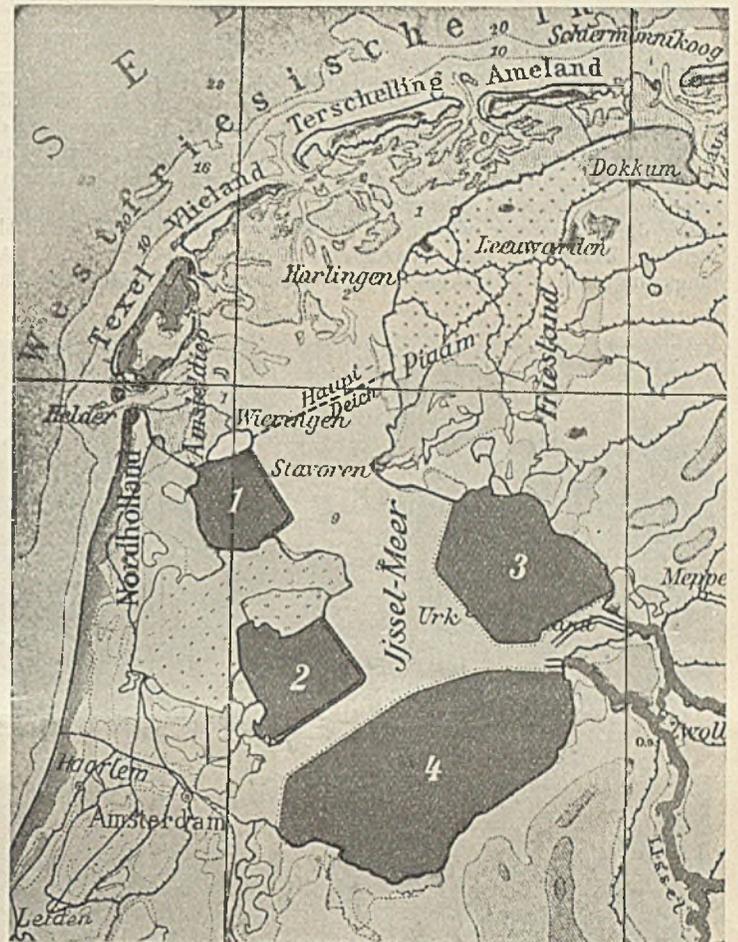


Abb. 1.

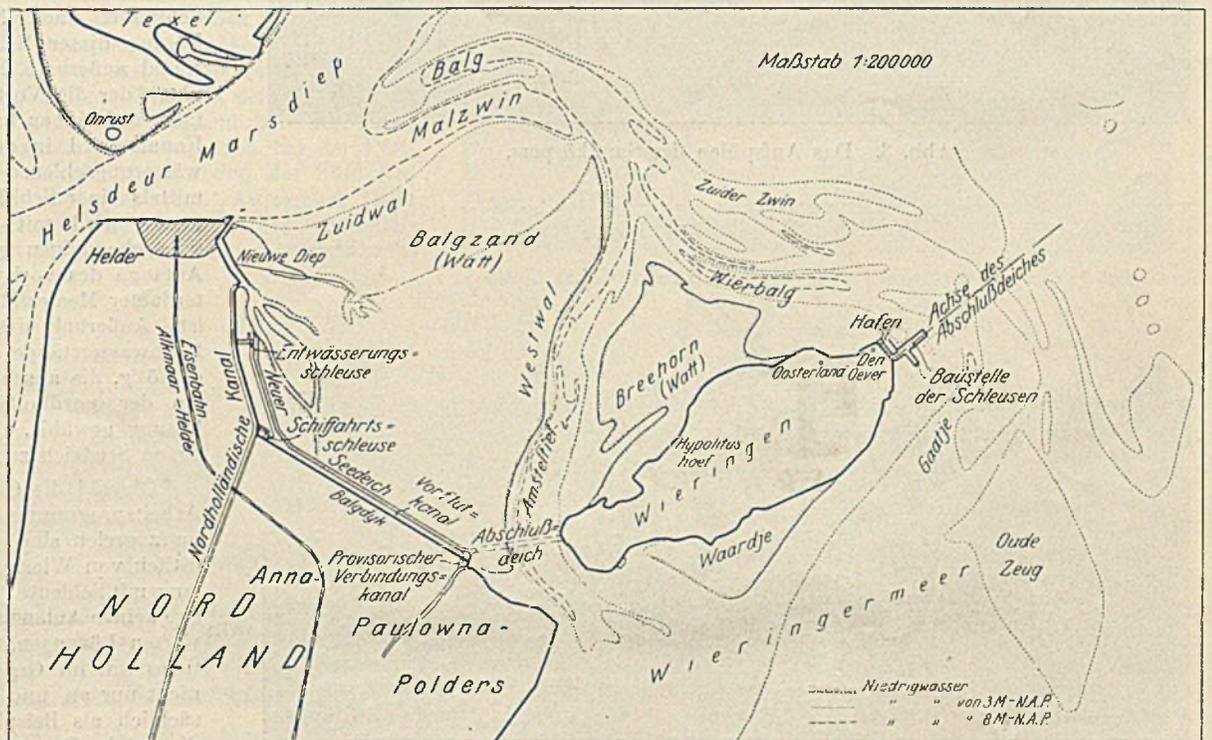


Abb. 2.

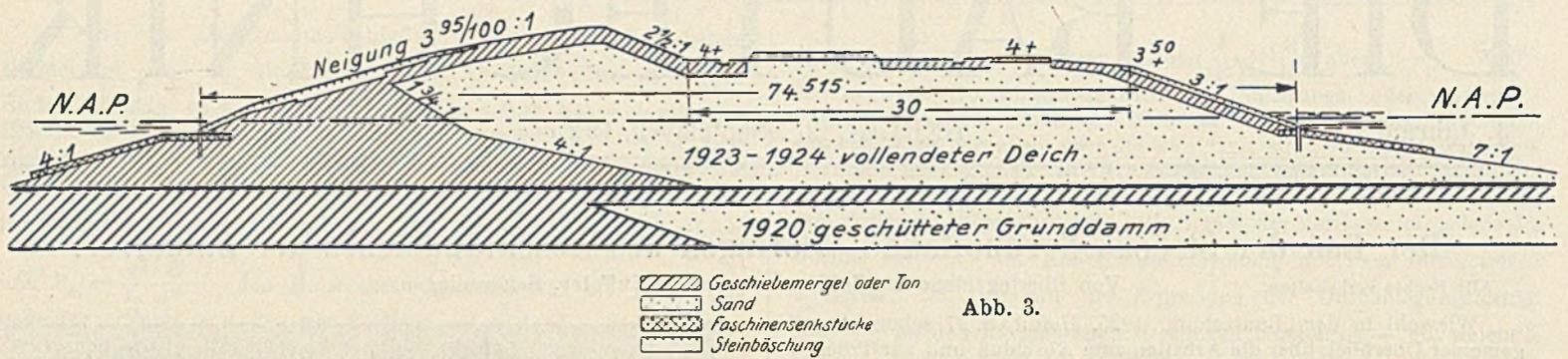


Abb. 3.

schließlich völlig gehemmt. Im Jahre 1920 begann man damit, Grunddämme, die nachher den Unterbau des dortigen Deiches bilden sollen, in den beiden tiefen Rinnen des Amsteltiefs zwischen der Insel Wieringen und der nordholländischen Festlandküste zu bauen, weil dort die größte Tiefe, die durchzudeichen ist, gefunden war und es erwünscht erschien, diese hohen Unterwasserdämme aufzuschütten, bevor die Wassergeschwindigkeit an dieser Stelle erhöht war infolge weiterer Einengung des Querschnitts Nordholland—Friesland. Anfangs hatte man die Absicht, den Ausbau des Deiches zwischen

Nordholland und Wieringen später fortzuführen und an erster Stelle die Teile des großen Dammes herzustellen, die nur geringen Einfluß ausüben würden auf die Wasserbewegung der Zuidersee. Die Grunddämme im Amsteltief, obwohl sie ungefähr ein Drittel des Querschnitts absperrten, üben nämlich nur einen unerheblichen Einfluß von einigen Prozenten aus auf die Wasserbewegung im Amsteltief. Infolge des erwähnten Arbeitsprogrammes wurde im Jahre 1921 an der Ostseite der Insel Wieringen ein neuer Betriebshafen gebaut, mit der Absicht, von dort aus in den folgenden Jahren den Bau des Deiches zwischen Wieringen und Friesland und den Bau der Schleusen zu leiten. Die finanziellen Schwierigkeiten, die sich in der Nachkriegszeit auch in Holland allmählich entwickelten, waren die Ursache für die Zurückstellung der Durchführung dieses Arbeitsprogrammes. Demzufolge wurde für die vierjährige Periode 1922 bis 1925 ein beschränktes Arbeitsprogramm festgestellt; in dieser Zeit konnten nur der Ausbau des Deiches zwischen Nordholland und Wieringen und die notwendig damit verbundenen Arbeiten zur Ausführung kommen, die in Abb. 2 angedeutet sind. Jedes Jahr wurden 4 Mill. Gulden zur Verfügung gestellt.

Die Abschließung der Rinne westlich der Insel Wieringen muß unbedingt dazu führen, daß die Wasserbewegung der Ostseite entlang zunimmt und daß an der Stelle, wo östlich von Wieringen ein Teil der Entwässerungsschleusen und eine Schiffahrtsschleuse geplant sind, unzulässige Bodenvertiefungen entstehen. Deshalb wurde in den Jahren 1922 und 1923 ein 3,2 km langer Ringdeich gebaut rund um die Baustelle der Schleusen östlich der Wieringer Küste.

Wenn das Amsteltief abgedämmt wird, werden die Niedrigwasserstände südlich des Deiches etwas höher und wird die Vorflut des angrenzenden Anna-Paulowna-Polders erschwert, indem die Schiffahrt nach Norden eingestellt wird. Zur Lösung dieser Schwierigkeiten wurde ein neuer Kanal außerhalb der nordholländischen Küste geplant, der die Vorflut des Polders und die Schiffahrt aufnehmen kann. Am nördlichen Ende des Kanals wird in der Nähe von Helder eine Entwässerungsschleuse gebaut, indem der neue Kanal mittels einer Schiffahrtsschleuse in Verbindung gebracht wird mit dem Nordholländischen Kanal, dem ehemaligen großen Schiffahrtskanal, der im Anfang des vorigen Jahrhunderts für die Amsterdamer Meeresfahrt nach Helder gebaut worden ist. Außerhalb des Amsteltiefdammes werden die Hochwasserstände sich erhöhen, und deshalb war es nötig, die anschließenden Deiche zu verbessern. An der nordholländischen Seite hat man die Lösung gewählt, dem neuen Kanal entlang einen neuen Seedeich zu bauen.

Obwohl die Gesamtarbeiten des beschränkten Arbeitsprogrammes der Jahre 1922 bis 1925 ziemlich umfangreich sind, war der Bau des Ringdammes östlich von Wieringen, des Kanals der Küste entlang mit Schleusen usw. ziemlich einfacher Art und gab keinen Anlaß zu technisch besonders bemerkenswerten Lösungen. Die Abschließung des Amsteltiefs war im Gegenteil eine sehr wichtige Arbeit nicht nur an und für sich, sondern auch hauptsächlich als Beispiel für die größeren Leistungen, die bei der Durchführung der völligen Abschließung der Zuidersee östlich von Wieringen zu erwarten



Abb. 5. Wassersprung an der Verschußöffnung.

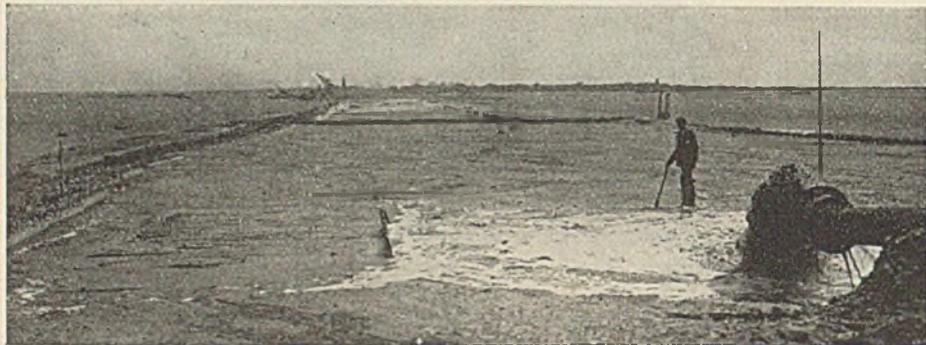


Abb. 8. Das Aufspülen des Sandkörpers.



Abb. 11. Herstellung der Steinböschung.

sind. Deshalb möchte ich über die Arbeiten im Amsteltief nähere Mitteilungen machen.

Der Deichkörper besteht, wie aus der aus Heft 9 entnommenen Abb. 3 ersichtlich, an der Außenseite aus einem Geschiebemergeldamm, der bis Sturmfluthöhe reicht, und weiter aus Sand, abgedeckt mit einer Geschiebemergel- oder Tonschicht, worauf oberhalb Niedrigwasser teilweise eine Steinböschung liegt und weiter eine Grasböschung angelegt wird. Unterhalb Niedrigwasser sind die Böschungen mittels Faschinensenkstücke gegen die Angriffe des Wassers verteidigt. Der Geschiebemergeldamm spielt eine bedeutende Rolle infolge des großen Widerstandes, den dieses Material gegen den Strom und den Wellenschlag leisten kann, erstens während der Bauausführung und zweitens wenn je in der Zukunft bei kräftigem Wellenschlage eine Beschädigung der Steinböschung stattfinden sollte. Wenn auch Beschädigungen der Außenböschung bei Sturmflut nie völlig zu vermeiden sind, so danken wir dem Geschiebemergeldamm doch die feste Überzeugung, daß ein Deichbruch in der Zukunft ausgeschlossen ist. Die mächtigen Geschiebemergelablagerungen, die dem ganzen Abschlußdeich der Zuidersee entlang gefunden sind, liefern ein wertvolles Material, das billig ausgenutzt werden kann beim Deichbau und von größter Bedeutung ist für die Bauausführung und die Sicherheit der Abschließung der Zuidersee. Bezüglich des Querschnitts des Deiches möchte ich noch folgendes bemerken. Die Höhe der Deichkrone ist dadurch bestimmt, daß bei der höchsten Sturmflut, die nach völliger Abschließung der Zuidersee möglich sein wird, kein Wellenüberschlag stattfinden kann. Die Außenseite hat oberhalb Niedrigwasser eine mittlere Böschung von ungefähr 4:1, die von unten nach oben von $2\frac{1}{2}:1$ bis 7:1 zunimmt, und ist auf Sturmfluthöhe dem stärksten Angriff ausgesetzt; die Steinböschung ist dort am dicksten. An der inneren Seite ist eine 30 m breite Berme ausgebaut, auf der eine zweigleisige Eisenbahn und eine Hauptstraße angelegt werden können zur Verbindung der Provinzen Nordholland und Friesland oder mehr im allgemeinen zwischen dem westlichen Teil unseres Landes und dem nordöstlichen bzw. nordwestlichen Deutschland. An der inneren Seite ist die Grasböschung oberhalb der Berme von $2\frac{1}{2}:1$, unterhalb der Berme die Steinböschung von 3:1 bis Niedrigwasser. Unterhalb Niedrigwasser sind die Böschungen bestimmt durch die natürliche Böschung der benutzten Materialien (Geschiebemergel 4:1, Sand 7:1). Wie schon erwähnt, sind die Grunddämme in den beiden tiefen Rinnen des Amsteltiefs schon im Jahre 1920 gebaut; die Ausführung ging glatt vonstatten ohne etwaige Schwierigkeiten.

Die Weiterführung der Abdämmung hat eine sorgfältige Vorbereitung erfordert. Zunächst war es von größter Wichtigkeit, die Änderungen der Wassergeschwindigkeit kennenzulernen in dem während der Bauausführung immer weiter einzuengenden Querschnitt des Amsteltiefs, weil die Bauweise damit eng zusammenhängt. Eine genaue Berechnung der Änderungen der Gezeitenbewegung an der Nord- und Südseite des Deiches, der Gefälle, der überstürzenden Wassermengen und der Geschwindigkeiten bei mehreren Größen der Verschlußöffnung ist für ein Normalgetide durchgeführt worden; die Ergebnisse der Untersuchungen eines Staatsausschusses unter dem Vorsitz des bekannten Physikers Prof. H. A. Lorentz, der damit beauftragt ist, die Erhöhung der Wasserstände außerhalb der Abschließung zu studieren, haben hier zum ersten Male eine Anwendung vom größten praktischen Werte gefunden. Während der Abschließung haben die Ergebnisse der Berechnung sich glänzend bewährt; nicht nur bei dem Deichbau im Amsteltief, sondern auch bei der Festlegung des Bauplanes für die weitere Abschließung der Zuidersee waren diese Ergebnisse von unschätzbarem Wert. An zweiter Stelle war eine genaue Kenntnis des Bodens an der Stelle des Amsteltiefdammes unbedingt nötig. Eine Anzahl Grundbohrungen hat erwiesen,

daß in den tiefen Rinnen des Amsteltiefs ein fester Sand- oder Geschiebemergelboden zur Verfügung stand; auf dem Watt, das die Rinnen an der Westseite begrenzt, wurde aber eine bis 15 m dicke einigermaßen weiche Tonschicht gefunden, die ein bedeutendes Ein-

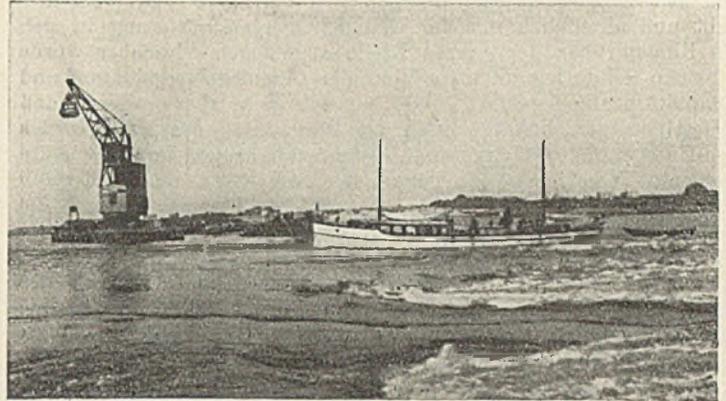


Abb. 6. Verschlußöffnung mit Meßboot einen Tag vor der Schließung.

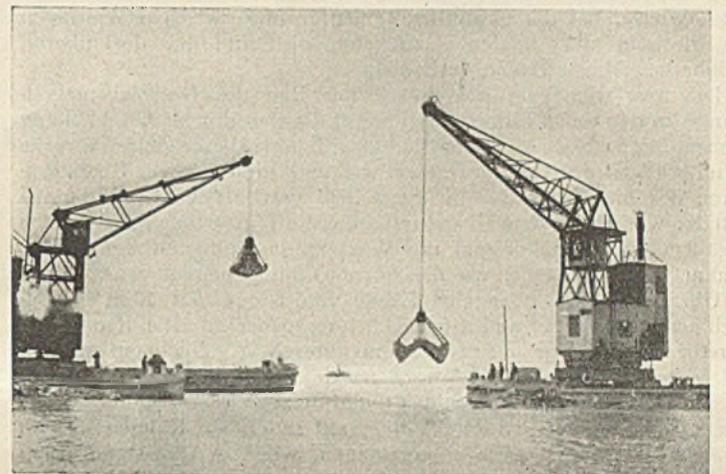


Abb. 7. Die letzten Verschlußarbeiten.

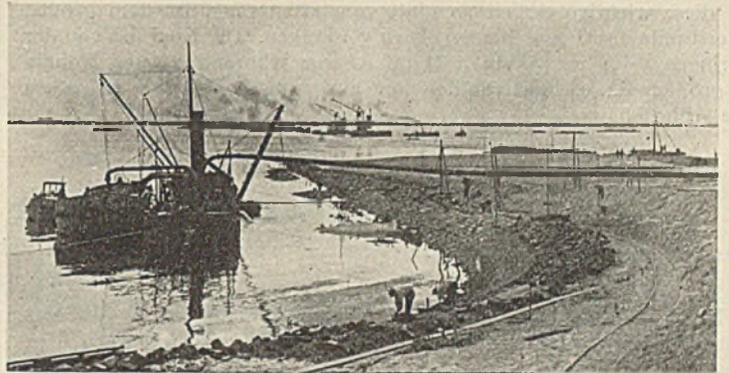


Abb. 9. Anschluß an Wieringen. Preßleitung des Sandes.



Abb. 4. Greifbagger führt den Geschiebemergeldamm hoch. Im Hintergrunde Herstellung des Sandkörpers mittels Spülverfahrens.

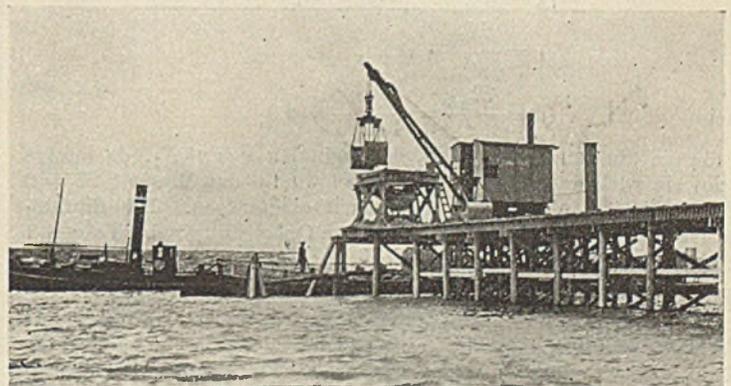


Abb. 10. Ladebrücke des Geschiebemergels für den Ausbau des Dammes auf dem Watt.

dringen des Deichkörpers in den Untergrund erwarten ließ. Die Bohrungen hatten weiter nachgewiesen, daß in der Nähe des Deiches genügende, durch Baggerung leicht erreichbare Ablagerungen von Geschiebemergel, Ton und Sand anwesend sind.

Bei der Bauausführung wurde zuerst ein hochwasserfreier Sanddamm mit leichter Geschiebemergelbekleidung über das Watt hergestellt und allmählich mit der Geschiebemergelschütterung in den tiefen Rinnen über der ganzen Breite angefangen. Nachher wurde von beiden Seiten aus auf dem Watt der Geschiebemergeldamm und der Sandkörper hochgeführt. Bald hat sich dann aber erwiesen, daß der Geschiebemergeldamm durch die Einsenkung des Deichkörpers in den Untergrund und das damit zusammenhängende nach der Seite hingehende Verschieben der Tonschicht mitgerissen und außerhalb des Deichkörpers versetzt wurde. Nach dieser Erfahrung wurde die Bauweise insoweit geändert, daß vorläufig nur der Sandkörper hochgeführt wurde und daß, nachdem dieser zur Ruhe gekommen war, an der Außenseite eine Rinne gegraben wurde zur Herstellung des Geschiebemergeldammes. Die Einsenkung des Deichkörpers in den Untergrund geht an der übelsten Stelle bis zu 6 m, indem das Watt dem Deich entlang emporkam bis über 3 m Höhe. Wiewohl die Einsenkungen schließlich zur Ruhe kommen und dem neuen Deich deshalb keine Gefahr droht, ist doch leicht zu verstehen, daß bei dem Bau dieser Deichstrecke viele Schwierigkeiten zu überwinden waren, die die Weiterführung der Arbeiten verzögerten. Glücklicherweise darf darauf hingewiesen werden, daß eine Bodengestalt, wie sie hier gefunden wurde, bei der gewählten Linienführung zwischen Wieringen und Friesland nicht nochmals auftreten wird und daß dort überall ein sehr tragfähiger Boden vorhanden ist.

Die weit wichtigste Arbeit war der Bau des Geschiebemergeldammes in den tiefen Rinnen, weil damit die wesentliche Abschließung durchgeführt wurde. An erster Stelle wurde über dieser ganzen Strecke der untere Teil des Dammes geschüttet und bildete einen Übersturzdamm, der die Krone der im Jahre 1920 geschütteten Grunddämme schützte, weit hinter dem Übersturzdamm die Wassertiefe um die Höhe dieses Dammes zunahm und die Wassergeschwindigkeit demzufolge abnahm. An der Stelle, wo die letzte Öffnung geplant war, wurde der Übersturzdamm über eine Länge von 300 m mit 16 m breiten Faschinsenkstücken und Steinschüttung gedeckt. Die Krone des Übersturzdammes lag auf etwa 2,5 m unter N.W. Nachdem die Abschließung so weit vorbereitet war, wurde der Geschiebemergeldamm von beiden Seiten aus hochgeführt durch Schüttung und weiter mittels Greifbagger von 2 bis 2,5 m³ Fassung, aufgestellt auf Kähnen, die an der Außenseite den Damm entlangkamen, wie aus Abb. 4 ersichtlich ist. Obwohl die Wassergeschwindigkeit in der Verschlussöffnung bei jeder Getide zweimal bis zu 3, ja 4 m/Sek. anstieg (s. Abb. 5, 6 u. 7), ist die Öffnung ohne irgendwelche Schwierigkeiten geschlossen worden. Daß diese wichtige Arbeit so glatt vonstatten ging, ist dem großen Widerstande des Geschiebemergels zu verdanken. Der Kopf des von der Wieringer Seite ausgebauten Dammes war während zweier Monate den größten Wassergeschwindigkeiten ausgesetzt, blieb aber praktisch ohne Abbruch.

Nachdem der Geschiebemergeldamm wasserfrei geschlossen war, wurde er weiter hochgeführt und der hinterliegende Sandkörper angebracht. Zum Schluß wurden die Geschiebemergel- und Tonabdeckungen und die Steinböschungen fertiggestellt (s. Abb. 8, 9, 10 u. 11).

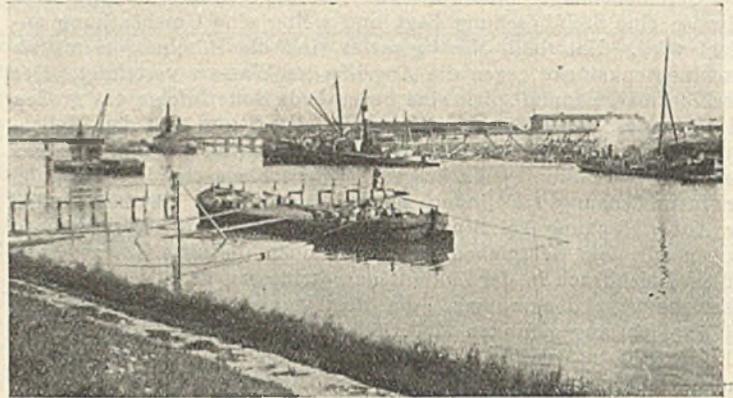


Abb. 12. Blick auf den Vorflutkanal.

Geschiebemergel wurde mittels Eimerbagger an der Nordseite des Deiches gebaggert entweder in Klapp-Prahme, wenn das Material in die Rinnen geschüttet wurde, oder in Prahme mit festem Boden, wenn es für den oberen Teil des Deiches bestimmt war. Der Sand wurde aus einer Tiefe von etwa 20 m durch Pumpenbagger angesaugt und wie der Geschiebemergel in Klapp-Prahme oder Prahme mit festem Boden gebracht. Wie schon erwähnt, wurde der Geschiebemergel in den tiefen Rinnen, soweit er nicht verklappt wurde, mittels auf Kähnen gebauter Greifbagger von 2 oder 2,5 m³ Fassung in den Damm gebracht und für den Damm auf das Watt mit festen Greifbaggern von ungefähr 1 m³ Fassung in Feldbahnen geschüttet und weiter in den Damm gefahren. In die tiefen Rinnen wurde der Sand selbstverständlich so hoch wie möglich verklappt, indem der weitere Sandkörper gespült wurde.

Abb. 12 zeigt einen Blick auf den Vorflutkanal.

Für den Bau des Grunddammes wurden im Jahre 1920 rund 675 000 m³ Grund verklappt und 44 000 m³ Senkstücke abgesenkt, worauf 10 000 t Senkstein geschüttet wurden. Für den weiteren Ausbau des Deiches zwischen der nordholländischen Festlandküste und der Insel Wieringen sind rd. 2 Millionen m³ Sand, Geschiebemergel und Ton nötig nebst 32 000 m³ Senkstücken und 12 000 t Senkstein. Für die Abdeckung sind 67 000 m³ Steinböschung vorgesehen. Die Arbeiten für den Deichbau begannen im Februar 1924 und werden im nächsten Herbst wahrscheinlich zu Ende geführt werden. Der Kostenaufwand des ganzen Deichbaues darf auf 2¼ Millionen Gulden geschätzt werden, ohne Lieferung des Steinmaterials für die Schüttung auf die Senkstücke und für die Böschungen.

Über die lastverteilende Wirkung durchgehender Querverbindungen.

Alle Rechte vorbehalten

Von Prof. Dr.-Ing. Petermann, Charlottenburg.

(Schluß aus Heft 39.)

In Abb. 6 ist als Beispiel die Einflußliniengruppe für das Moment $M_{1,6}$ im Querschnitt 1,6 — im Träger 1, Querschnitt 6 — dargestellt. Die Ordinaten für Träger 1 ergeben sich nach der Formel (18)

$$M_{1,6} = \mathfrak{M}_6 + \frac{1}{v} \mathfrak{M}_{a6} \mathcal{J}^2 X_1 = \mu \cdot \eta$$

$$\text{zu } \eta = \frac{\mathfrak{M}_6}{\mu} + \mathcal{J}^2 X_1,$$

$$\text{wobei } \mu = \frac{\mathfrak{M}_{a6}}{v} = \frac{1 \cdot 6}{4 \cdot 0,75} = 2,0$$

ist; für die übrigen Träger sind die Ordinaten $\eta = \mathcal{J}^2 X_1$, da infolge der auf sie wirkenden Lasten für Querschnitt 1,6 das Moment $\mathfrak{M}_6 = 0$ wird. Die \mathfrak{M}_6 -Linie ist zum Vergleich eingetragen. Die Einflußliniengruppen für die Momente in anderen Querschnitten des Trägers 1 ergeben sich aus der für $M_{1,6}$ durch Änderung lediglich der Linie für Träger 1 und des Multiplikators μ .

Um das Maß der entlastenden Wirkung durch die durchgehende Querverbindung zahlenmäßig festzustellen, sind im folgenden die größten Momente für die Mitten und die Viertelpunkte der einzelnen Träger unter Benutzung der Werte der Tafeln 1 und 2 und der Annahme ermittelt, daß die Brücke entsprechend ihrer geringen Stützweite nur durch eine Achse belastet wird — etwa durch einen

24-t-Wagen mit 4,5 m Radstand und 1,5 m Spurweite —, wobei, da es nur auf Vergleichswerte ankommt, die Raddrücke gleich 1 t gesetzt worden sind.

Ohne das Vorhandensein einer Querverbindung wäre das größte Moment für jeden Träger

$$\max \mathfrak{M}_6 = \frac{1 \cdot 6}{4} = 1,5 \text{ tm.}$$

Für das System mit Querverbindung ist

a) für Träger 0:

das Moment in Trägermitte, in Querschnitt 0,6, bei Stellung der Räder über Querschnitt 0,6 und 2,6

$$M_{0,6} = \frac{\mathfrak{M}_{a6}}{v} \left(\mathfrak{M}_6 \frac{v}{\mathfrak{M}_{a6}} + \mathcal{J}^2 X_1 \right),$$

$$\text{da } \frac{\mathfrak{M}_{a6}}{v} = \frac{1 \cdot 6}{4 \cdot 0,75} = 2,0$$

$$M_{0,6} = 2,0 \left(1,5 \cdot \frac{1}{2} - 0,2938 + 0,1146 \right) = 1,142 \text{ tm,}$$

das Verhältnis zum größten Moment des Balkens auf zwei Stützen

$$\varphi_{0,6} = \frac{1,142}{1,5} \sim 0,76,$$

das Moment im Viertelpunkt, in Querschnitt 0,3, bei Stellung der Räder über Querschnitt 0,3 und 2,3

$$M_{0,3} = M_3 + \frac{1}{v} M_{a3} \cdot \mathcal{A}^2 X_0 = 1,002 \text{ tm},$$

$$\varphi_{0,3} = \frac{1,002}{1,5} \sim 0,67;$$

b) für Träger 1:

Stellung der Räder über Träger 0 und 2 gibt größeren Wert für $M_{1,6}$ als Stellung über Träger 1 und 3:

$$M_{1,6} = 2 \cdot \mathcal{A}^2 X_1 = + 0,856 \text{ tm}$$

$$\varphi_{1,6} \sim 0,57;$$

Räder über Querschnitt 1,3 und 3,3:

$$M_{1,3} = + 0,834 \text{ tm}$$

$$\varphi_{1,3} \sim 0,56;$$

c) für Träger 2:

für $M_{2,6}$ ist Stellung der Räder über Querschnitt 1,6 und 3,6 maßgebend:

$$M_{2,6} = + 0,651 \text{ tm}$$

$$\varphi_{2,6} \sim 0,43;$$

Räder über Querschnitt 0,3 und 2,3:

$$M_{2,3} = + 0,820 \text{ tm}$$

$$\varphi_{2,3} \sim 0,55;$$

d) für Träger 3:

für $M_{3,6}$ ist Stellung der Räder über Querschnitt 2,6 und 4,6 maßgebend:

$$M_{3,6} = + 0,637 \text{ tm}$$

$$\varphi_{3,6} \sim 0,43;$$

Räder über Querschnitt 1,3 und 3,3:

$$M_{3,3} = + 0,806 \text{ tm}$$

$$\varphi_{3,3} \sim 0,54.$$

Hiernach ergibt sich, daß zur Aufnahme der Verkehrslast für die Randträger das 0,8fache, für die inneren Träger das 0,6fache des für den einfachen Balken erforderlichen Widerstandsmoments ausreichen würde. Wird der Randträger nicht voll belastet, etwa infolge Anordnung eines seitlichen Gehsteiges, dann dürfte für alle Träger das 0,6fache Widerstandsmoment genügen.

III. System mit zwei durchgehenden Querverbindungen.

Es ist ein System mit fünf parallelen, gleich langen Längsträgern gewählt, die gleiche Abstände haben; die Querverbindungen liegen rechtwinklig dazu in den Drittelpunkten der Stützweite (Abb. 7). Das konstante Trägheitsmoment der Querverbindungen sei J' , das der Längsträger J_c . Die statisch unbestimmten Größen werden nach Abschnitt I mit $X_{a1}, X_{a2}, X_{a3}, X_{b1}, X_{b2}$ und X_{b3} bezeichnet. Die Momentenflächen infolge der Zustände $X_{an} = -1$ und $X_{bn} = -1$ sind Spiegelbilder. Danach ist

$$\begin{aligned} j_{a1, a1} &= j_{a2, a2} = j_{a3, a3} = j_{b1, b1} = j_{b2, b2} = j_{b3, b3} \\ &= \left(\frac{2}{v}\right)^2 \frac{l^3}{6} \frac{1}{3} \frac{2}{3} \left[1 - \left(\frac{1}{3}\right)^2 - \left(\frac{2}{3}\right)^2\right] \\ &+ 2 \left(-\frac{1}{2}\right)^2 \frac{l^3}{6} \frac{1}{3} \frac{2}{3} \left[1 - \left(\frac{1}{3}\right)^2 - \left(\frac{2}{3}\right)^2\right] \\ &+ 2 \left(-1\right)^2 \frac{v}{3} k \\ &= + \frac{8}{81} \frac{l^3}{v^2} + \frac{2}{3} v k = a, \end{aligned}$$

worin $k = \frac{J_c}{J'}$ ist.

$$j_{a1, a2} = j_{a2, a3} = j_{b1, b2} = j_{b2, b3}$$

$$= -\frac{16}{243} \frac{l^3}{v^2} + \frac{v}{6} k = b$$

$$j_{a1, a3} = j_{b1, b3}$$

$$= + \frac{4}{243} \frac{l^3}{v^2} = c$$

$$j_{a1, b1} = j_{a2, b2} = j_{a3, b3}$$

$$= + \frac{21}{243} \frac{l^3}{v^2} = d$$

$$j_{a1, b2} = j_{a2, b3} = j_{a2, b1} = j_{a3, b2}$$

$$= -\frac{14}{243} \frac{l^3}{v^2} = e$$

$$j_{a1, b3} = j_{a3, b1}$$

$$= + \frac{7}{486} \frac{l^3}{v^2} = f.$$

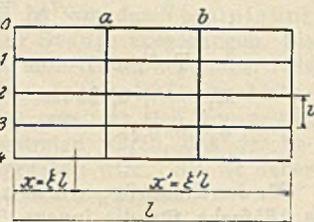


Abb. 7.

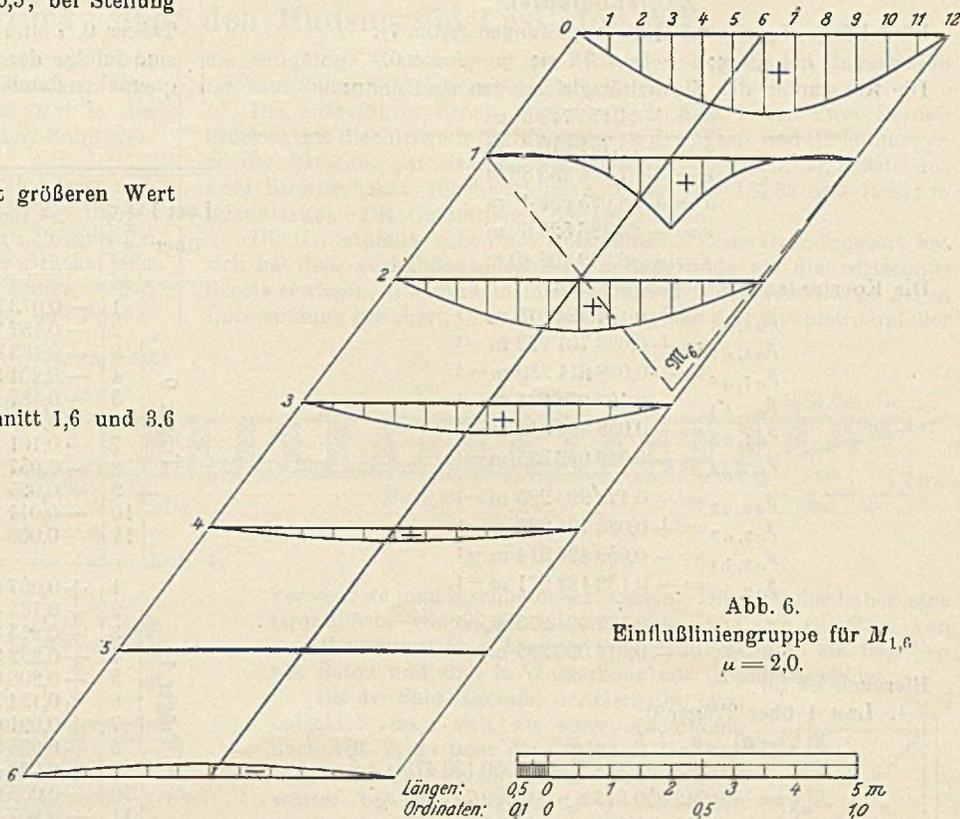


Abb. 6.
Einflußliniengruppe für $M_{1,6}$
 $\mu = 2,0$.

Die Elastizitätsgleichungen lauten dann:

$$\begin{aligned} aX_{a1} + bX_{a2} + cX_{a3} + dX_{b1} + eX_{b2} + fX_{b3} &= j_{0, a1} \\ bX_{a1} + aX_{a2} + bX_{a3} + eX_{b1} + dX_{b2} + eX_{b3} &= j_{0, a2} \\ cX_{a1} + bX_{a2} + aX_{a3} + fX_{b1} + eX_{b2} + dX_{b3} &= j_{0, a3} \\ dX_{a1} + eX_{a2} + fX_{a3} + aX_{b1} + bX_{b2} + cX_{b3} &= j_{0, b1} \\ eX_{a1} + dX_{a2} + eX_{a3} + bX_{b1} + aX_{b2} + bX_{b3} &= j_{0, b2} \\ fX_{a1} + eX_{a2} + dX_{a3} + cX_{b1} + bX_{b2} + aX_{b3} &= j_{0, b3}. \end{aligned}$$

Die Konstanten der Lösungen sind wieder doppelsymmetrisch, so daß nur zu berechnen sind:

$$\begin{matrix} \beta_{a1, a1} & \beta_{a1, a2} & \beta_{a1, a3} & \beta_{a1, b1} & \beta_{a1, b2} & \beta_{a1, b3} \\ & \beta_{a2, a2} & \beta_{a2, a3} & \beta_{a2, b1} & \beta_{a2, b2} & \\ & & \beta_{a3, a3} & \beta_{a3, b1} & & \end{matrix}$$

Aus ihnen ergeben sich für Last über Träger i die Konstanten

$$(19) \begin{cases} a_{an, t} = -\frac{1}{2} \beta_{an, a(t-1)} + \beta_{an, at} - \frac{1}{2} \beta_{an, a(t+1)} \\ b_{an, t} = -\frac{1}{2} \beta_{an, b(t-1)} + \beta_{an, bt} - \frac{1}{2} \beta_{an, b(t+1)} \end{cases}$$

und entsprechend die Werte $a_{bn, t}$ und $b_{bn, t}$.

Die z -Werte ergeben sich aus der M -Fläche (Zustand $X=0$) für Träger i und den für denselben Träger geltenden Momentenflächen für $X_{at} = -1$ und $X_{bt} = -1$ für alle Träger gleich - für das linke Trägerdrittel zu

$$(20) \begin{cases} z_a = \frac{2}{v} \frac{l^3}{6} \xi \frac{2}{3} \left[1 - \xi^2 - \left(\frac{2}{3}\right)^2\right] = \frac{2}{9} \frac{l^3}{v} \xi \left(\frac{5}{9} - \xi^2\right) \\ \text{und für die beiden rechten Trägerdrittel zu} \\ z_a = \frac{2}{v} \frac{l^3}{6} \xi' \frac{1}{3} \left[1 - \xi'^2 - \left(\frac{1}{3}\right)^2\right] = \frac{1}{9} \frac{l^3}{v} \xi' \left(\frac{8}{9} - \xi'^2\right). \end{cases}$$

Hierin ist

$$\xi = \frac{x}{l} \quad \text{und} \quad \xi' = \frac{x'}{l}.$$

Die z_b -Linie ist das Spiegelbild der z_a -Linie.

Die Ordinaten der Einflußliniengruppen für die Größen X ergeben sich für Last 1 über Träger i nach den Gleichungen

$$(21) \begin{cases} X_{an} = a_{an, t} \cdot z_a + b_{an, t} \cdot z_b \\ X_{bn} = a_{bn, t} \cdot z_a + b_{bn, t} \cdot z_b. \end{cases}$$

Die Ordinaten der Einflußliniengruppe für ein Moment im Träger n an der Stelle x nach der Formel 10:

$$(22) M_{nx} = M_x + \frac{1}{v} (M_{ax} \cdot \mathcal{A}^2 X_{an} + M_{bx} \cdot \mathcal{A}^2 X_{bn}).$$

Zahlenbeispiel.

Fünf Längsträger, zwei Querverbindungen (Abb. 7):

$$l = 6,0 \text{ m}; \quad v = 0,7 \text{ m}; \quad k = 2,0.$$

Die Konstanten der Elastizitätsgleichungen sind dann:

$$\begin{aligned} a &= +44,470\,748\,6 \text{ m} \\ b &= -28,791\,610\,2 \text{ m} \\ c &= +7,256\,235\,88 \text{ m} \\ d &= +38,095\,238\,4 \text{ m} \\ e &= -25,496\,825\,6 \text{ m} \\ f &= +6,349\,206\,40 \text{ m.} \end{aligned}$$

Die Konstanten der Lösungen sind:

$$\begin{aligned} \beta_{a1,a1} &= +0,127\,494\,975 \text{ m}^{-1} \\ \beta_{a1,a2} &= +0,085\,701\,222 \text{ m}^{-1} \\ \beta_{a1,a3} &= +0,028\,811\,380 \text{ m}^{-1} \\ \beta_{a1,b1} &= -0,100\,278\,945 \text{ m}^{-1} \\ \beta_{a1,b2} &= -0,059\,494\,314 \text{ m}^{-1} \\ \beta_{a1,b3} &= -0,016\,096\,395 \text{ m}^{-1} \\ \beta_{a2,a2} &= +0,178\,993\,225 \text{ m}^{-1} \\ \beta_{a2,a3} &= +0,085\,701\,222 \text{ m}^{-1} \\ \beta_{a2,b1} &= -0,059\,494\,314 \text{ m}^{-1} \\ \beta_{a2,b2} &= -0,132\,482\,271 \text{ m}^{-1} \\ \beta_{a3,a3} &= +0,127\,494\,975 \text{ m}^{-1} \\ \beta_{a3,b1} &= -0,016\,096\,395 \text{ m}^{-1}. \end{aligned}$$

Hiernach ist für

1. Last 1 über Träger 0:

$$\begin{aligned} X_{a1} &= a_{a1,0} z_a + b_{a1,0} z_b \\ &= -0,063\,747\,488 z_a + 0,050\,139\,473 z_b \\ X_{a2} &= -0,042\,850\,611 z_a + 0,029\,747\,157 z_b \\ X_{a3} &= -0,014\,405\,690 z_a + 0,008\,048\,198 z_b \\ X_{b1} &= +0,050\,139\,473 z_a - 0,063\,747\,488 z_b \\ X_{b2} &= +0,029\,747\,157 z_a - 0,042\,850\,611 z_b \\ X_{b3} &= +0,008\,048\,198 z_a - 0,014\,405\,690 z_b \end{aligned}$$

2. Last 1 über Träger 1:

$$\begin{aligned} X_{a1} &= +0,084\,644\,364 z_a - 0,070\,531\,788 z_b \\ X_{a2} &= -0,003\,795\,391 z_a + 0,006\,746\,822 z_b \\ X_{a3} &= -0,014\,039\,231 z_a + 0,013\,650\,762 z_b \\ X_{b1} &= -0,070\,531\,788 z_a + 0,084\,644\,364 z_b \\ X_{b2} &= +0,006\,746\,822 z_a - 0,003\,795\,391 z_b \\ X_{b3} &= +0,013\,650\,762 z_a - 0,014\,039\,231 z_b \end{aligned}$$

3. Last 1 über Träger 2:

$$\begin{aligned} X_{a1} &= +0,007\,548\,044 z_a - 0,001\,306\,644 z_b \\ X_{a2} &= +0,093\,292\,003 z_a - 0,072\,987\,957 z_b \\ X_{a3} &= +0,007\,548\,044 z_a - 0,001\,306\,644 z_b \\ X_{b1} &= -0,001\,306\,644 z_a + 0,007\,548\,044 z_b \\ X_{b2} &= -0,072\,987\,957 z_a + 0,093\,292\,003 z_b \\ X_{b3} &= -0,001\,306\,644 z_a + 0,007\,548\,044 z_b. \end{aligned}$$

Dabei ist infolge der Symmetrie

$$\begin{aligned} a_{a n, r} &= b_{b n, r} \text{ und} \\ a_{b n, r} &= b_{a n, r}. \end{aligned}$$

Die z_a -Werte sind

$$\begin{aligned} \text{im 1. Trägerdrittel } z_a &= \frac{2}{9} \frac{l^3}{v} \xi \left(\frac{5}{9} - \xi^2 \right) = 68,571\,428\,6 \xi \left(\frac{5}{9} - \xi^2 \right) \\ \text{„ 2. u. 3. „ } z_a &= \frac{1}{9} \frac{l^3}{v} \xi' \left(\frac{8}{9} - \xi'^2 \right) = 34,285\,714\,3 \xi' \left(\frac{8}{9} - \xi'^2 \right) \end{aligned}$$

Die z_b -Werte sind das Spiegelbild der z_a -Werte; sie sind mit ihnen in der folgenden Tafel 3 zusammengestellt.

Tafel 3.

Knotenpunkt	ξ	z_a	z_b
1	$\frac{1}{12}$	3,134 921	2,519 841
2	$\frac{2}{12}$	6,031 746	4,920 635
3	$\frac{3}{12}$	8,452 381	7,083 333
4	$\frac{4}{12}$	10,158 730	8,888 889
5	$\frac{5}{12}$	10,972 222	10,218 254
6	$\frac{6}{12}$	10,952 381	10,952 381
7	$\frac{7}{12}$	10,218 254	10,972 222
8	$\frac{8}{12}$	8,888 889	10,158 730
9	$\frac{9}{12}$	7,083 333	8,452 381
10	$\frac{10}{12}$	4,920 635	6,031 746
11	$\frac{11}{12}$	2,519 841	3,134 921
12	$\frac{12}{12}$	0,0	0,0

Die folgende Tafel 4 enthält die Werte $\Delta^2 X_a$ für Last 1 über Träger 0, 1 und 2. Alle übrigen Werte $\Delta^2 X_a$ und alle Werte $\Delta^2 X_b$ sind infolge der Symmetrie in bezug auf Brückenlängs- und Brückenquerachse damit ebenfalls gegeben.

Tafel 4.

Last 1 über	Knotenpunkt	$\Delta^2 X_{a0}$	$\Delta^2 X_{a1}$	$\Delta^2 X_{a2}$	$\Delta^2 X_{a3}$	$\Delta^2 X_{a4}$
		$= -v \cdot R_{a0}$	$= -v \cdot R_{a1}$	$= -v \cdot R_{a2}$	$= -v \cdot R_{a3}$	$= -v \cdot R_{a4}$
Träger 0	1	-0,073 500	+0,037 625	+0,020 370	-0,009 614	-0,024 881
	2	-0,137 791	+0,163 492	+0,039 098	-0,017 511	-0,047 289
	3	-0,183 663	+0,215 846	+0,054 544	-0,021 972	-0,064 754
	4	-0,201 909	+0,232 930	+0,065 064	-0,021 281	-0,074 804
	5	-0,187 114	+0,208 025	+0,069 467	-0,014 555	-0,075 824
	6	-0,149 040	+0,154 566	+0,068 358	-0,004 255	-0,069 630
	7	-0,101 247	+0,091 027	+0,062 791	+0,006 323	-0,058 894
	8	-0,057 291	+0,035 881	+0,053 820	+0,013 881	-0,046 291
	9	-0,027 747	+0,003 403	+0,042 421	+0,015 937	-0,034 014
	10	-0,011 250	-0,008 926	+0,029 260	+0,013 256	-0,022 340
	11	-0,003 450	-0,007 821	+0,014 924	+0,007 417	-0,011 070
Träger 1	1	+0,087 625	-0,170 146	+0,067 805	+0,024 331	-0,009 614
	2	+0,163 492	-0,316 678	+0,125 370	+0,045 327	-0,017 511
	3	+0,215 846	-0,415 983	+0,162 454	+0,059 654	-0,021 972
	4	+0,232 930	-0,444,445	+0,168 819	+0,063 977	-0,021 281
	5	+0,208 025	-0,388 753	+0,138 877	+0,056 406	-0,014 555
	6	+0,154 566	-0,276 807	+0,085 661	+0,040 835	-0,004 255
	7	+0,091 027	-0,146 809	+0,026 859	+0,022 600	+0,006 323
	8	+0,035 881	-0,036 960	-0,019 842	+0,007 040	+0,013 881
	9	+0,003 403	+0,023 337	-0,040 946	-0,001 731	+0,015 937
	10	-0,008 926	+0,039 871	-0,039 709	-0,004 493	+0,013 256
	11	-0,007 821	+0,027 229	-0,023 578	-0,003 248	+0,007 417
Träger 2	1	+0,020 370	+0,067 805	-0,176 350	+0,067 805	+0,020 370
	2	+0,039 098	+0,125 370	-0,328 936	+0,125 370	+0,039 098
	3	+0,054 544	+0,162 454	-0,433 996	+0,162 454	+0,054 544
	4	+0,065 064	+0,168 819	-0,467 765	+0,168 819	+0,065 064
	5	+0,069 467	+0,138 877	-0,416 688	+0,138 877	+0,069 467
	6	+0,068 358	+0,085 661	-0,308 039	+0,085 661	+0,068 358
	7	+0,062 791	+0,026 859	-0,179 301	+0,026 859	+0,062 791
	8	+0,053 820	-0,019 842	-0,067 955	-0,019 842	+0,053 820
	9	+0,042 421	-0,040 946	-0,002 950	-0,040 946	+0,042 421
	10	+0,029 260	-0,039 709	+0,020 897	-0,039 709	+0,029 260
	11	+0,014 924	-0,023 578	+0,017 308	-0,023 578	+0,014 924

Um das Maß der Entlastung durch die Querverbindungen festzustellen, sind die größten Momente für die Träger 0 bis 2 in Trägermitte und im Drittel der Stützweite für eine Achse mit 1 t Raddruck und 1,4 m Spurweite berechnet worden. Die Größtwerte ergeben sich für Trägermitte:

Träger 0.

$$M_{0,6} = \mathfrak{M}_6 + \frac{1}{v} (\mathfrak{M}_{a6} \Delta^2 X_{a0} + \mathfrak{M}_{b6} \Delta^2 X_{b0})$$

$$\mathfrak{M}_6 = \frac{1 \cdot 6}{4} = 1,5 \text{ tm}$$

$$\mathfrak{M}_{a6} = \mathfrak{M}_{b6} = \frac{1 \cdot 3 \cdot 2}{6} = 1,0 \text{ tm}$$

$$M_{0,6} = 1,5 + \frac{1,0}{0,7} (\Delta^2 X_{a0} + \Delta^2 X_{b0})$$

für Stellung der Räder über Querschnitt 0,6 und 2,6:

$$M_{0,6} = +1,269 \text{ tm}$$

$$\sigma_{0,6} = \frac{1,269}{1,5} = 0,85.$$

Träger 1.

$$M_{1,6} = +0,826 \text{ tm}$$

$$\sigma_{1,6} = 0,55.$$

Träger 2.

$$M_{2,6} = +0,815 \text{ tm}$$

$$\sigma_{2,6} = 0,54.$$

Für den Randträger würde also bei der Möglichkeit voller Belastung das 0,85fache, für die inneren Träger das 0,55fache des für den einfachen Balken infolge Belastung durch Verkehrslast erforderlichen Widerstandsmoments genügen.

Berichtigung: In Heft 39, S. 518, rechte Spalte ist in Formel 3) der Faktor P_i zu streichen. In Abb. 3 daselbst ist zu setzen $P_i = 1$.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Eisenbahnbrücke über den Hudson bei Castleton N.Y.

Am 23. Oktober 1924 wurden die Aufstellungsarbeiten für die 183 m weit gespannte Hauptöffnung der Alfred H. Smith-Gedächtnisbrücke über den Hudson südlich von Castleton vollendet. Sie liegt in der Linie, die die Westküstenbahn mit der Boston & Albany-Bahn verbindet.

Die Vorarbeiten für die Brücke wurden schon vor 15 Jahren aufgenommen. Die endlich durchgesetzte Ausführung ist in der Hauptsache dem Weitblick und der Energie des verstorbenen Präsidenten der genannten Bahn zu verdanken, dessen Namen die Brücke jetzt trägt. Sie ist bemerkenswert nicht allein wegen ihrer Länge, wegen der Menge des verbauten Stahls, wegen der Pfeilerhöhe und Spann-

die endgültige Genehmigung bis 1921, den Beginn der Bauarbeiten bis zum Jahre 1922 hinauszögerte.

Die ausgeführte Brücke besteht nach Abb. 1 aus zwei Gerüstbrücken mit Blechträgern (8 Öffnungen an der West- und 19 Öffnungen an der Ostseite) auf eisernen Fachwerkpfelern (Abb. 2), sowie aus zwei Strombrücken (Fachwerkbalkenträger von 183,35 und 124,71 m Spannweite). Die Gesamtlänge beträgt 1600 m.

Die Gerüstpfeiler ruhen auf Holzpfählen. Diese Gründungsart hat sich bei dem vorhandenen schlechten Baugrunde als die wirtschaftlichste erwiesen; die Fundamente sind durch Eisenspundwände gegen Unterspülung gesichert. Für die Gründung der drei Hauptstumpfeiler

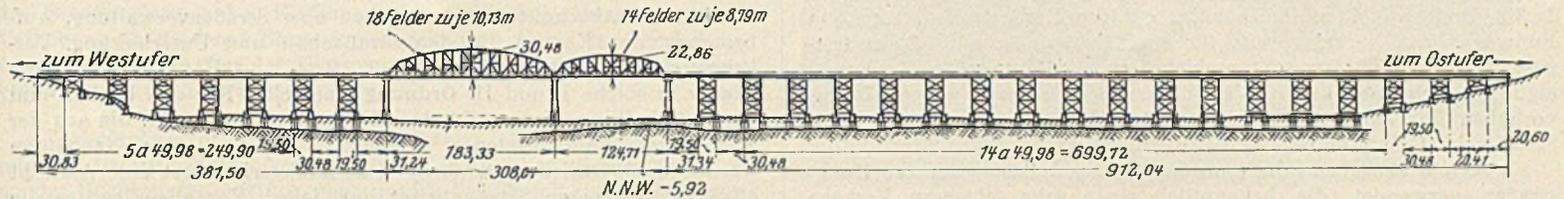


Abb. 1.

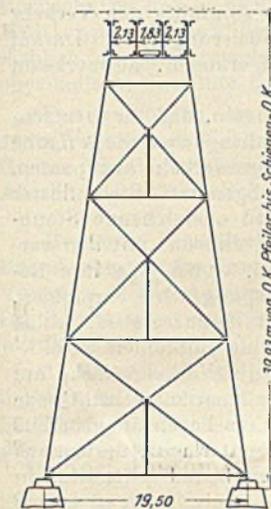


Abb. 2.

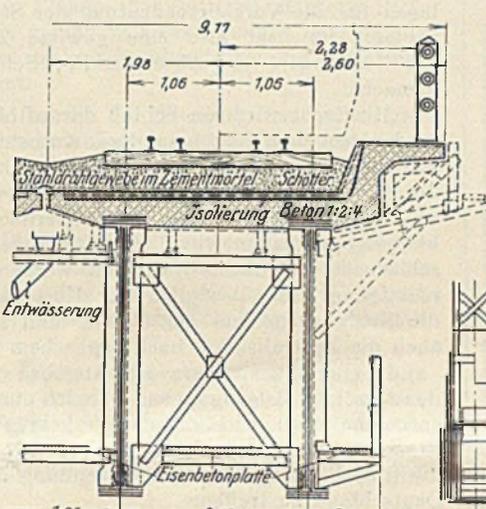


Abb. 3.

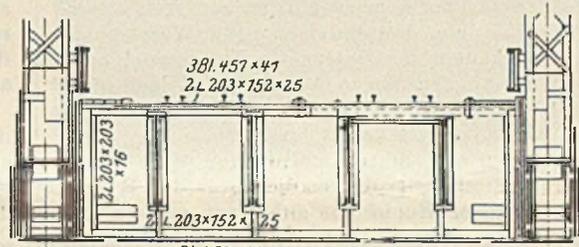


Abb. 4.

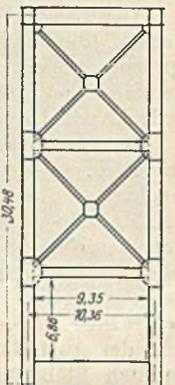


Abb. 5.

verwendete man Eisenbetonsenkkasten. Diese Pfeiler haben eine Grundfläche von $26,20 \times 10,6$ m, eine Höhe von rd. 60 m von der Gründungssohle bis zur Schienenoberkante; sie bestehen aus Beton und sind in Wasserhöhe mit Granit verkleidet.

Bei der Fahrtafel der Gerüstbrücken entschloß man sich zu einer Ausbildung nach Abb. 3, da über die Brücke viele Kühlwagen fahren, deren herabtropfendes Salzwasser bei den ungeschützten Eisenteilen

weite der Öffnungen, sondern vor allem auch durch eine Reihe von Besonderheiten im Entwurf und in der Ausführung; als solche seien genannt: die umfassende Vorsorge für eine bequeme Beaufsichtigung und Instandhaltung, die wasserdichte Betonabdeckung der Fahrtafel, die Ausbildung der Gurtstöße, die Art der Verminderung der Nebenspannungen, sowie die Ausführung der Hauptpfeiler.

Dem jetzt vollendeten Entwurf gingen — wie H. T. Welty in „Eng. News-Rec.“ vom 19. März 1925 berichtet — zahlreiche Vorentwürfe voraus. Die Entwurfsänderungen und Verzögerungen des Baues sind im wesentlichen durch den Krieg veranlaßt, während dessen Dauer das Kriegsdepartement der Vereinigten Staaten im Interesse der Schifffahrt besondere Bedingungen u. a. für die Durchfahrtsweiten stellte, die in Verbindung mit den großen Lohn- und Preissteigerungen

Anlaß zu großen Unterhaltungskosten gibt. Bei den Überbauten der Stromöffnungen würde das Gewicht der besprochenen Fahrtafel einen so großen Mehraufwand an Konstruktionsmaterial für die Hauptträger geben, daß man nach eingehenden Überlegungen die Anordnung nach Abb. 4 wählte und die vorerwähnten Nachteile in Kauf nahm. Die Breitenabmessungen dieser Strombrücken zeigt Abb. 5.

Dem Entwurf wurden die üblichen Vorschriften der New York Central Bahnen von 1917 (Coopers E. 70) zugrunde gelegt ($\sigma_{zul} = 1265 \text{ kg/cm}^2$). Bei den Hauptträgern der Strombrücke hat man sich mit einem etwas leichteren Lastzuge (Coopers E. 65) begnügt und bei Belastung beider Gleise die bewegten Lasten noch um 5% vermindert. Als σ_{zul} wurde dabei 1125 kg/cm^2 für bewegliche, 1400 kg/cm^2 für ruhende Last angenommen.

M.-L.

Alle Rechte vorbehalten.

Bericht der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau über eine Reise nach London zum Studium der Automobilstraßen in London und Umgebung.¹⁾

Die Anregung zu dieser Studienreise ist von der Vereinigung Technischer Oberbeamter deutscher Städte ausgegangen. Sie wurde auf der Tagung der Vereinigung in Münster im September 1924 beschlossen. Da im Oktober die Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau gegründet wurde, so ergab es sich von selbst, da alle Beteiligten dieser Gründung beigetreten waren, daß der Bericht von der Studiengesellschaft herausgegeben wird. Sie ist daher mit ihrem ersten Ergebnis vor die Öffentlichkeit getreten.

Der Bericht beginnt mit einer Schilderung des Verkehrs im Stadtinnern Londons, wo fast nur noch das Auto als Personen-, Lastfuhr-

werk und Omnibus vorherrscht, und wo trotz der stärksten Anhäufung der Wagen infolge der guten Verkehrsregelung und Fahrdisziplin sich dieser Verkehr reibungslos abwickelt. Man rechnet damit, daß der Pferdeverkehr bald ganz verschwunden sein wird.

Auf den Landstraßen ist das Bestreben festzustellen, den zu erwartenden Verkehr, hervorgerufen durch die Kraftwagen, die sich in die Lücke zwischen Eisenbahn und Zugtier einschieben, durch Ausbau des vorhandenen Straßennetzes rechtzeitig aufnehmen zu können. Es handelt sich aber hierbei nur darum, in der Umgebung der großen Städte und Industriezentren das nach dem Ausbau der Eisenbahnen zurückgebliebene Straßennetz für den neuen Verkehr durch Erweiterungen leistungsfähig zu machen. Große Automobilstraßen, die ganz England durchziehen sollen, sind nicht beabsichtigt.

Bezüglich der gewählten Befestigungen kommt der Bericht zu der bemerkenswerten Tatsache, daß der englische Straßenbau sich nicht auf eine bestimmte Bauart festlegt, sondern daß man jeweils

¹⁾ Bericht der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau über eine Reise nach London zum Studium der Automobilstraßen in London und Umgebung vom 24. bis 31. Oktober 1924. Erstattet auf Grund der Einzelberichte der Reisetilnehmer von Oberbaurat Hentrich, Crefeld, Berlin 1925. Julius Springer. Geh. 2,40 R.-M.

unter den vielen brauchbaren Bauarten diejenige aussucht, die den vorliegenden örtlichen Verhältnissen am besten entspricht.

Diese Feststellung möchte ich besonders hervorheben gegenüber denjenigen Bestrebungen, die gegenwärtig nur eine einzige Straßendecke als die einzig brauchbare bezeichnen.

Es werden dann die Arbeiten und Versuche des Road Board erwähnt, die Versuchsstraße in Sidcup — behandelt in den Berichten des III. Straßenkongresses in London — ist noch in Erinnerung, ferner werden Angaben über den Bau der Straßen selbst gemacht, von denen folgende besonders erwähnenswert sind: Die Linienführung der neuen Straßen ist schlank in wagerechter wie senkrechter Richtung. Man scheut vor Einschnitten von 23 m und Aufträgen von 19 m nicht zurück. Steigungen werden bis zu 1:18 zugelassen. Die Straßenbreite wird nach Straßen I. und II. Kl. abgestuft; erstere haben 18,3 m Breite — 9,14 m Fahrbahn, 2 × 2,10 m Rasenstreifen, 2 × 2,5 m Fußwege. Die Verkehrsweite für ein Fahrzeug ist auf 3,05 m festgesetzt. Der Grunderwerb geschieht bis zu 65 m Breite (Zoneneinteilung) nach einem kurzen Verfahren. Im Jahre 1924 waren 27 Bauvorhaben im Gange mit 64 km auf bestehenden, 264 km auf neuen Straßen im Gesamtbetrage von 240 Mill. R.-M.

Von den einzelnen Pflasterarten wird Großpflaster auf den Dockstraßen verwendet, die bekanntlich einen sehr schweren Verkehr haben. Kleinpflaster ist wenig verlegt worden, weil die Steine aus dem Auslande eingeführt werden müssen, auch soll es sich nicht bewährt haben. Daß Holzpflaster im Inneren Londons vorherrscht, ist bekannt. Die im Bericht gemachten Angaben decken sich noch mit denjenigen von Heinrich Freese in seiner Schrift: Das Holzpflaster in London. Der Betonunterbau wird jetzt 30 cm stark gemacht.

Der Bericht behandelt dann die Stampfasphalt- und Gußasphaltdecken, die im allgemeinen der bei uns gebräuchlichen Art entsprechen. Auch bei ihnen wird jetzt der Betonunterbau auf 25 cm verstärkt und erhält sogar 5 cm über der Unterkante ein Drahtmaschengewebe aus Draht von 5 mm Durchm.

Der dann folgende Bericht über Walzasphalt ist zum Teil unverständlich, es werden nämlich die drei Bezeichnungen Walzasphalt, Asphaltbeton und Asphaltmakadam zusammengeworfen, obwohl nach den deutschen und vor allem nach den in Amerika, das doch diese drei Arten entwickelt hat, bestehenden Begriffsbestimmungen unter jeder Bezeichnung eine besondere Deckenart zu verstehen ist. Aus den Beschreibungen kann man entnehmen, daß nur von Walzasphalt gesprochen wird, denn die Mischungen decken sich, was den Grundsatz der Ausfüllung der kleinsten Hohlräume anbelangt, mit den bekannten Standardmischungen. Als Bitumen werden Trinidad und Mexphalt angegeben. Der Walzasphalt erhält einen festen Unterbau aus Steinpackung oder Beton, außerdem bei den Straßen mit größerem Verkehr eine Zwischenlage aus größerem Gestein mit Asphalt, die Binder genannt wird. Der Bericht stellt fest, daß sich die Asphaltdecke in London immer steigender Beliebtheit erfreut; sie soll als endgültige Decke auf den meisten Straßen verlegt werden.

Von den Teerdecken bevorzugt man in England die Oberflächen-teerung und den Teermakadam im Kalteinbauverfahren. Auf Grund von Erfahrungen liegen bereits Ausführungsvorschriften für den Bau und für die Lieferung des Teeres vor, die auch im Bericht abgedruckt sind. Neues bringen sie allerdings nicht, sie können aber als Unterlagen für deutsche Vorschriften gut benutzt werden; denn man hatte in Deutschland bereits auch erkannt, daß kein Rohteer, sondern nur präparierter Teer oder Pechöl, dessen Mischung je nach den für jede Straße vorliegenden Bedingungen eingestellt werden kann, im Straßenbau brauchbar sind. Die Teeraufnahme schwankt zwischen 0,6 bis 1,5 l/m², einschl. der Absandung ergibt sich ein Kostenaufwand von 0,41 bis 0,63 M/m². Der Teermakadam hat dort, wo passendes Gestein vorhanden ist, vielfach Anwendung gefunden. In London hat man Schlackenhalde dafür ausgebeutet. Es wird angegeben, daß sich auf Straßen mit einer Verkehrsbelastung von 8000 bis 9000 t täglich entsprechend einer Wagenzahl von 2500, darunter 250 schwerste, Teermakadamstraßen gehalten haben.

Die Straßendecken aus Beton und Eisenbeton sind noch nicht aus den Versuchen heraus, ihr Umfang ist noch gering. Im allgemeinen

dienen sie dem Autoverkehr, der als höchster mit 220 t für 1 m Straßenbreite und Tag angegeben wird. Aber auch in Straßen mit gemischtem Verkehr ist Beton angewendet worden. Zweischichtige und einschichtige Decken, mit und ohne Eiseneinlagen, bis 22,5 cm Stärke sind besichtigt worden.

Bei alten Straßen werden die Betondecken unmittelbar auf diese gebracht; in solchem Falle hat man die Betondecken nur 15 cm stark gemacht. Damit ist ein Vorbild gegeben, wie man unsere Landstraßen billig mit Beton neu decken kann. Man wird diese Fälle im Auge behalten müssen. Beachtenswert ist auch, daß man Aufbruchgestein — ohne Sand — aus den Schotterdecken nach gründlichem Waschen für die Betondecken wieder benutzt hat.

Die für den Bau von Betonstraßen gegebene Anweisung enthält die auch in Deutschland bekannten Maßnahmen¹⁾.

Der IV. Abschnitt bringt Angaben über Straßenverwaltung, Aufbringung der Kosten für den Straßenbau und Unterhaltung, Verkehrsregelung. Die Straßen sind in Orts- und Hauptstraßen, diese wieder in solche I. und II. Ordnung eingeteilt. Für den Umbau und die Unterhaltung dieser gibt das Ministerium Zuschüsse, die aus der allgemeinen Fahrzeugsteuer genommen werden. Für Neubauten werden auch Darlehen gewährt. Das Ministerium übt eine Aufsicht aus und hat einen Straßenbeirat zur Seite. Vor allem hat es die Verkehrsregelung unter sich und läßt zur Gewinnung sicherer Verlagen für die Verkehrsbedeutung der Straßen sorgfältig den Verkehr zählen. Es liegt also eine gewisse Zentralisierung vor. Darauf wird besonders im Abschnitt IV, Schlußfolgerungen, aufmerksam gemacht.

Mit Recht wird am Schluß darauf hingewiesen, daß für Deutschland neben dem Bau besonderer Autostraßen dringlicher die Aufgabe ist, das vorhandene Straßennetz dem Kraftwagenverkehr anzupassen, die 90% ausmachenden Schotterdecken und abgenutztes Steinpflaster so umzubauen, daß eine glatte Oberfläche und ausreichende Staubbindung geschaffen wird. Es wird zugegeben, daß das mit den verschiedensten Bauweisen erreicht werden kann, wobei jede ihre Berechtigung hat. Bezüglich der Kostenaufbringung wird empfohlen, die Kraftwagensteuer auszubauen und stärker heranzuziehen, wobei auch die Zentralisation nach englischem Vorbilde empfohlen wird.

Im Bericht vermisse ich Angaben über die Verkehrsstärke auf den einzelnen Befestigungen. Wie ich aus einer amerikanischen Quelle entnehme, wird seit 1923 der Verkehr gezählt, es liegen auch bereits Ergebnisse vor. Dann hätte man erst Vergleichsunterlagen, um danach die Entscheidung über die Anwendung der einzelnen Deckenarten in Deutschland zu treffen.

Auf eins möchte ich noch hinweisen, daß der Begriff Automobilstraßenbau anscheinend etwas verschwommen ist, insofern als alle Welt glaubt, daß besondere Straßen für Automobilverkehr gebaut werden sollen. Selbst im Auslande, auch in Nordamerika findet man nur selten Straßen, die als reine Automobilstraßen anzusehen sind, wie z. B. die AVUS in Berlin und die Straßen zwischen Mailand und den oberitalienischen Seen. Der Bau solcher Straßen wird in England als wenig rentabel angesehen und dürfte für Deutschland nur für besondere Strecken vorläufig in Frage kommen, wenn es auch zu begrüßen ist, daß die Studiengesellschaft Zukunftspläne für ein ausgedehntes Kraftwagenstraßennetz entwerfen will, denn dann hat man eine gute Unterlage vor allem für Siedlung und Stadterweiterung und verbaut sich nicht die zukünftige Entwicklung.

Mit Recht weist aber der Bericht darauf hin, daß heute die Aufgabe die dringlichere ist, das vorhandene Netz dem Kraftwagenverkehr anzupassen. So fassen auch die Engländer die Angelegenheit auf. Dabei ist aber immer auf den gemischten Verkehr Rücksicht zu nehmen, was die technischen Maßnahmen erheblich erschwert. Da die englischen Verhältnisse mit den deutschen noch manche Vergleichspunkte aufweisen, verdient die Entwicklung in England weitere Beachtung. Es wird sich empfehlen, in einiger Zeit diese Studienreise zu wiederholen.

Prof. Dr.-Ing. E. Neumann.

¹⁾ Siehe den Aufsatz von Prof. Dr.-Ing. Neumann in der „Bautechnik“ 1924, Heft 52, S. 587, „Technik des Betonstraßenbaues“.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. September erschienene Heft 13 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Willy Obrist: Getreidesilo in Kaposvár (Ungarn) für die Dampfmaschine der A. G. für Landwirtschaftliche Industrie, Budapest. — Dr.-Ing. N. Kelen: Die Spannungsverhältnisse in Stauwauern. — Stadtbauingenieur Th. Menken: Die Ausrüstung von Dreigelenkbogenbrücken. — Reichsbahnrat O. Blunck: Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen. — Ing. H. Kügler: 20 Jahre Betonstraßenbau.

Oberbaurat Dr.-Ing. Bosch 25 Jahre im Gemeindedienst. Oberbaurat Dr.-Ing. Bosch, der Vorstand des städtischen Tiefbauamts von München, konnte nach den Münch. N. N. jüngst auf ein 25jähriges Wirken im Gemeindedienst zurückblicken. Dr. Bosch, der im 52. Lebensjahre steht, ist in Bamberg geboren, absolvierte 1895 die Technische Hochschule München und wurde im September 1900, nachdem er vorher beim Straßen- und Flußbauamt Aschaffenburg und beim Stadtbauamt Nürnberg tätig gewesen war, als Bezirksingenieur zur Lokalbaukommission München berufen. 1907 wurde er zum Vorstand der

Abteilung Wasser- und Brückenbau des Münchener Stadtbauamts ernannt und im November 1919 vom Stadtrat München als berufsmäßiger Stadtrat und Vorstand des städtischen Tiefbauamts gewählt, womit die Oberleitung über die Wasserversorgung und Kanalisation, über Straßenbau und Straßenreinigung verbunden ist. Dr. Bosch ist als hervorragender Fachmann auf dem Gebiete der Beton- und Eisenbetontechnik und Statik und auch mit zahlreichen Veröffentlichungen in fachwissenschaftlichen Zeitschriften hervorgetreten. Er gehört auch dem staatlichen Wasserwirtschaftsrat und einer Reihe angesehener wissenschaftlich-technischer Vereinigungen als geschätztes Mitglied an. Große Verdienste hat er sich um den Neubau des Deutschen Museums erworben, bei dem seine umfassenden Kenntnisse auf dem Gebiete der Eisenbetontechnik die schwierigen Fundierungs- und Konstruktionsarbeiten wesentlich förderten. Seine erfolgreiche Tätigkeit wurde von der Staatsregierung bei Eröffnung des Deutschen Museums durch Verleihung des goldenen Ehrenrings anerkannt. Unter der Oberleitung von Dr. Bosch wurden der Uferschutz, die Kanalisation und Wasserversorgung Münchens ausgebaut.

Technische Hochschule Braunschweig. Der Freistaat Braunschweig hat zur Vergrößerung seiner Technischen Hochschule eine an das Hochschulgrundstück angrenzende Fabrik mit einer Fläche von rd. 12 500 m² erworben und die 1. Baurate für die Erweiterung des Hochschulgebäudes nach den Plänen des jetzigen Rektors Prof. Mühlendorff bewilligt. Die geplanten Erweiterungen sind hauptsächlich für elektrotechnische, technisch-chemische und technisch-physikalische Institute bestimmt.

Ferner wurden die Mittel für die Fertigstellung des im vorigen Jahre begonnenen Neubaus des botanischen Instituts im botanischen Garten bewilligt. Dieses Institut gehört zu der pharmazeutischen Abteilung der Technischen Hochschule.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. Im Laufe der nächsten Monate wird eine Reihe von Vortrags- und Aussprache-Abenden über „Wirtschaftlichkeit im Bauwesen“ stattfinden. Es sollen folgende Fragen behandelt werden:

1. Welchen Stand hat der Ersatz der menschlichen Arbeitskräfte durch Maschinen im Bauwesen erreicht und wo muß die weitere Einführung bzw. die Vervollkommnung des maschinellen Betriebes angestrebt werden?
2. Die Normung und Typisierung im Bauwesen und ihre Einführung in die Praxis.
3. a) Wie kann der Unterricht der Baugewerkschulen neben gründlicher Fachausbildung die Erziehung zum wirtschaftlichen Arbeiten vermitteln? — b) Wie kann beim akademischen Studium der Bauwissenschaften der Notwendigkeit wirtschaftlicher Ausbildung Rechnung getragen werden?
4. Wie schafft sich das Baugewerbe vollwertigen Facharbeiter-Nachwuchs?
5. Welche Aussichten bietet die Verwendung hochwertiger Baustoffe und die Einführung neuer Bauweisen für die wirtschaftliche Gestaltung unserer Bauten?
6. Die Verbesserung des Wirkungsgrades der menschlichen Arbeit beim Bauen.
7. Gemeinschaftsarbeit im Bauwesen mit besonderer Berücksichtigung der wissenschaftlichen Forschungsarbeit.
8. Wie baut Amerika? Können und sollen wir von ihm lernen?

Der Einsturz des Pickwick-Klubhauses in Boston, der in den frühen Morgenstunden des 4. Juli 1925 stattfand und 43 Menschenleben vernichtete, dürfte nach einer Mitteilung in „Eng. News-Rec.“ vom 9. Juli 1925 auf unvorsichtige Unterfangungsarbeiten zurückzuführen sein, obschon sich Genaueres über die Schuldfrage erst nach Aufräumung der Unglücksstelle feststellen lassen wird, die einstweilen noch ein Bild völliger Zerstörung bietet (Abb. 1).

Das eingestürzte Gebäude war ein Backsteinbau von 13,50 m Front und 20 m Tiefe mit hölzernen Zwischendecken und fünf Geschossen, von denen jedoch nur das zweite von dem genannten Klub benutzt wurde, während die anderen zur Zeit des Einsturzes leer standen; anscheinend infolge eines im April 1925 stattgehabten Schadenfeuers in den oberen Geschossen, die deswegen in der Ausbesserung begriffen waren. Das Unglück ereignete sich um 3,20 Uhr früh während einer lebhaften Tanzfestlichkeit: Auf dem Nachbargrundstück wurden Ausschachtungsarbeiten für den Neubau einer Garage vorgenommen, die tiefer als die Sohle des eingestürzten Gebäudes reichten und dessen Unterfangung mit neuen Betonpfeilern nötig machten. Wie weit diese bereits tragfähig waren, ist nicht mitgeteilt; eine regelrechte Absteifung der zu unterfangenden Wände war zur Zeit des Einsturzes jedenfalls nicht oder nicht mehr vor-



Abb. 1.



Abb. 2.

handen, die Fundamentmauern sind eingefallen und auf den Boden der Baugrube gestürzt. Die Abb. 2 gibt einen recht guten Überblick über den Zustand der Unfallstelle sowie die erwähnten Ausschachtungs- und Unterfangungsarbeiten.

Wasserlose Gasbehälter. Vor den teleskopartig ausziehbaren Gasbehältern mit Wasserdichtung in den Tassen und einem Wasserbecken als unterem Abschluß haben die neueren wasserlosen Gasbehälter für Gegenden, in denen die Wärme unter Null sinkt, den großen Vorteil, daß sie gegen Frost unempfindlich sind. Wasser, das gefrieren und dadurch den Behälter außer Betrieb setzen könnte, ist bei ihnen nicht vorhanden. Überdies sind sie leichter in ihrem ganzen Aufbau, stellen infolgedessen keine so hohen Anforderungen an die Tragfähigkeit des Baugrundes, und man kommt daher auch bei ihnen mit weniger umfangreichen Gründungen aus.

Die Bauart der wasserlosen Gasbehälter braucht hier nur angedeutet zu werden. Sie bestehen aus einem zylindrischen oder prismatischen Behälter über vieleckigem Grundriß, in dem sich eine Scheibe so wie ein Kolben in einem Dampfzylinder bewegt. In einer Rinne am Umfang der Scheibe ist ein dichtendes Polster angebracht; die Rinne ist außerdem mit Teer gefüllt, der ebenfalls dichtend wirkt; er fließt nur in geringen Mengen aus und wird am Boden aufgefangen, um wieder in die Rinne am Umfang der Scheibe zurückgebracht zu werden.

Der erste derartige Behälter ist 1911 in Posen gebaut worden, und in der Folge hat sich die Bauart, ein Werk der M. A. N., namentlich im Osten Deutschlands eingebürgert. Der Posener Behälter hat ein genügendes Alter, daß man über seine Bewährung ein Urteil abgeben kann, und daß dieses günstig ist, geht schon daraus hervor, daß er mittlerweile eine ganze Anzahl Nachfolger gehabt hat. Schon bis Ende 1921 waren 21 wasserlose Gasbehälter von 1000 bis 60 000 m³ Nutzinhalt gebaut. Ein solcher Behälter mit 30 000 m³ Inhalt steht z. B. in Seddin (Brandenburg), ein anderer in Waldenburg in Schlesien, der 20 000 m³ Inhalt hat und 30 m hoch ist; seine Erhöhung, so daß er 37 000 m³ fassen könnte, war schon gleich bei seiner Errichtung in Aussicht genommen. Die neue Behälterbauart ist aber nicht auf den Osten Deutschlands beschränkt geblieben; sie findet sich auch in anderen Gegenden; es sei nur eine Ausführung in Offenburg (Baden) erwähnt.

Neuerdings sind auch in den Vereinigten Staaten von Amerika zwei wasserlose Gasbehälter erbaut worden. Der Behälter in Michigan hat 28 300 m³ Inhalt, der andere in Flushing im Staate New York 85 000 m³. Der erstere hat einen Durchmesser von 44,5 m und eine Gesamthöhe von etwa 70 m, wovon 61,6 m auf den eigentlichen Behälter entfallen. Das Gerüst des Gasbehälters besteht aus U-Eisen in den Winkelpunkten seines vieleckigen Grundrisses. Zu seinem Aufbau wurde ein zwar nicht neues, aber immerhin eigenartiges Verfahren angewendet. Sobald die ersten Ringe des Mantels aufgebaut waren, wurde in dem von ihnen umschlossenen Raum die Abschlussscheibe zusammengebaut und die Dichtung zwischen ihr und der Behälterwand hergestellt. Auf dieser Scheibe wurde dann das Dach aufgebaut, das beim weiteren Aufbau als Rüstbühne diente. Je nach dem Fortschritt des Aufbaues der Umfassungen wurde die Scheibe und mit ihr das Dach durch Druckluft, die man von unten in den Behälter einpreßte, in die Höhe gehoben. Jegliche festen Rüstungen waren also entbehrlich. Um wegen der Standfestigkeit des Rüstbodens nicht auf die Druckluft angewiesen zu sein, wurde die Scheibe während des Stillstandes an den Ständern des Mantels aufgehängt. Nachdem man auf diese Art auch den obersten Ring eingebaut hatte, wurde das Dach an Ort und Stelle aufgesetzt; die Verbindung zwischen ihm und der Scheibe wurde gelöst, worauf man diese absinken ließ. Damit war der Gasbehälter gebrauchsfertig.

Der erste derartige Gasbehälter, der in Frankreich gebaut worden ist, befindet sich in Douai; er faßt 27 500 m³. Sein Grundriß ist ein 26-Eck mit einem Durchmesser des umschriebenen Kreises von 33,85 m. Das ganze Bauwerk ist 36 m hoch, die Hubhöhe der Scheibe beträgt 30,8 m. Die Bleche des Mantels sind nur 3 mm stark.

In der Erörterung eines Vortrages über wasserlose Gasbehälter vor der Vereinigung der Gasingenieure in London wurde behauptet, der wasserlose Gasbehälter biete einen noch häßlicheren Anblick als die ältere Bauart. Selbst wenn das zugegeben wird, muß man sich bei den Vorteilen der neueren Bauart, dem Fehlen des Wassers in den Tassen und dem Becken, dem Fehlen beweglicher Teile, der geringeren Empfindlichkeit gegen Seitenwind, damit abfinden. In letztgenannter Beziehung wurde allerdings bei der schon genannten Erörterung weiter die Befürchtung ausgesprochen, der Mantel könne bei einseitigem Winddruck elliptische Form annehmen und sich dadurch an den Enden der langen Achse von der Dichtung abheben, so daß Gas entweichen würde. Von anderer Seite wurde erwidert, daß diese Gefahr nicht bestehe. Es wurde hervorgehoben, daß die Schmierung der Innenseite durch den Teer zugleich den Vorteil habe, die Bleche vor Zerstörung durch Rost zu schützen.

In Amerika sind zurzeit wasserlose Gasbehälter mit einem Gesamteinhalt von 1,8 Mill. m³, darunter solche mit 425 000 m³ Inhalt im Bau. Wkk.

Gewölbereihendämme in Amerika. Nach einer bisher nicht veröffentlichten Mitteilung des bekannten und um die Entwicklung des Baues von Talsperren in aufgelöster Bauart verdienten amerikanischen Ingenieurs F. A. Noetzli an den italienischen Talsperrenbauer

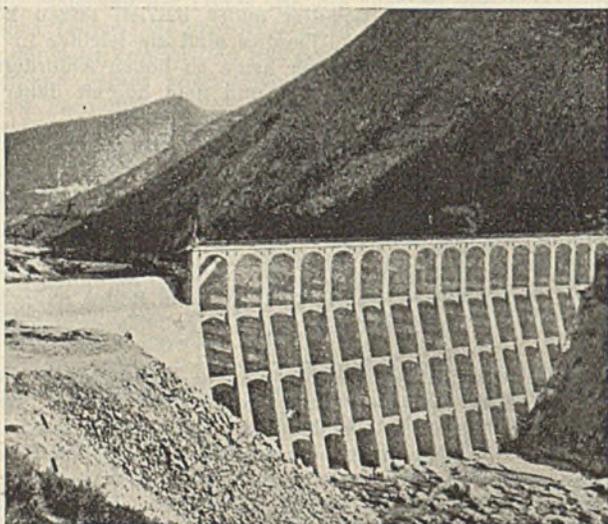


Abb. 1. Hodges-Lake-Talsperre. Rückseite.

Kambo¹⁾ sind in den Jahren 1908 bis 1921 allein in den Vereinigten Staaten 33 Gewölbereihendämme und 100 nach dem Ambursen-Prinzip gebaut worden oder waren in der Ausführung begriffen; davon erreicht allerdings ein großer Teil der Gewölbereihendämme nur eine

¹⁾ Vergl. u. a. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 35, S. 475.

Höhe bis zu 30 m, während die meisten nach dem Ambursen-Prinzip erbauten Dämme gegen 45 m hoch sind.

In „Energia Elettrica“ 1925, Juniheft, bringt Kambo einige Mitteilungen über die neuesten und bemerkenswertesten Ausführungen der erstgenannten Bauart:

Die Hodges-Lake-Talsperre am San Dieguito (Abb. 1) wurde 1917 gebaut, ihre Höhe von Oberkante Gründung bis zur Krone beträgt 41,50 m; der Abstand der Pfeiler 7,30 m; die Mauerstärke der letzteren wechselt von 0,45 bis 1,27 m, diejenige der Bogen von 0,30 bis 0,80 m. Die Länge der Sperre beträgt 174 m, nach rechts wird sie durch ein Überfallwehr von 2200 m³/Sek. Durchflußmenge fortgesetzt, das Staubecken hat einen Inhalt von 46 Mill. m³. Die Pfeiler haben keine Bewehrung und zeigen vermutlich aus diesem Grunde einige Temperatur- und Schwindrisse.

Die Murray-Talsperre am San Diego in Süd-Kalifornien hat eine größte Höhe von 35,60 m, eine Länge von 275 m und eine Bogenspannweite von 9,15 m. Bemerkenswert ist vor allem die kurze Bauzeit von nur 7 Monaten.

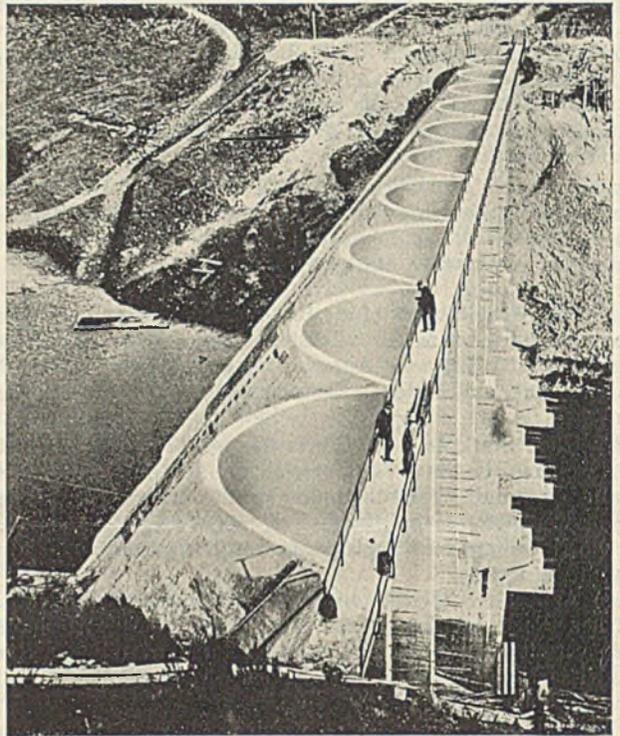


Abb. 2. Mountain-Dell-Talsperre.

Die Mountain-Dell-Talsperre (Abb. 2) ist ebenso wie die vorige — und viele andere — nach dem Entwurf des amerikanischen Talsperrenbauers Eastwood ausgeführt und für eine Höhe von 44,20 m berechnet; sie wurde jedoch im ersten Bauabschnitt 1916/17 zunächst nur 32 m hoch gebaut, wird erst jetzt auf die planmäßige Höhe gebracht und dient für die Wasserversorgung von Salt Lake City. Die Spannweite der Bogen beträgt 10,70 m; bemerkenswert ist die Anordnung von Dehnungsfugen an den Kämpfern und im Scheitel, die mit Asphalt und Metallstreifen so erfolgreich gedichtet sind, daß gelegentlich einer im August 1924 vorgenommenen Besichtigung bei vollem Staubecken keinerlei nennenswerte Durchsickerung zu beobachten war.

Die ausnahmsweise steil angelegte Cave-Creek-Talsperre wurde 1922 gebaut zum Schutze gegen die periodisch wiederkehrenden Überschwemmungen bei Phoenix City, der Hauptstadt von Arizona, und war kaum vollendet, als zwei große Hochwasser, deren Folgen jedenfalls ein Mehrfaches der Baukosten verschlungen hätten, die Berechtigung der Anlage erwiesen. Sie besteht — bei einer Gesamtlänge von 516 m — aus 38 Bogen von 13,40 m Spannweite und ist zur Erreichung festen Baugrundes 18,80 m tief unter dem Tonboden des Flußbettes gegründet: Die gesamte Bauhöhe erreicht somit trotz einer Nutzhöhe von nur 18,30 m 37,10 m. Die Vorderseite ist am Fuß zunächst im Verhältnis 1:1 geböschert, wird dann jedoch steiler und steigt an der Krone fast senkrecht an; der gesamte Rauminhalt der Mauer beträgt etwa 14 500 m³.

Die Webber-Creek-Talsperre wurde 1922/23 in drei Bogen von 42,50 m Spannweite für den mittelsten und von je 10,50 m für die beiden seitlichen mit einer Gesamthöhe von 36,50 m erbaut. Die Stärke des mittleren Bogens schwankt zwischen 0,76 und 3,60 m.

Die Palmdale-Talsperre (Abb. 3 u. 4) am Little Creek bei Los Angeles wurde 1924 vollendet und besitzt einschließlich der allerdings sehr tiefen Gründung eine Bauhöhe von 53 m sowie eine Gesamtlänge von 210 m in 29 Bogen von 7,30 m Spannweite; die Bogenstärke wechselt zwischen 0,38 und 1,22 m, diejenige der ebenso wie die ersten bewehrten Pfeiler zwischen 0,38 und 1,96 m. Der Rauminhalt des verbauten Betonmauerwerks betrug 19 000 m³, die Baukosten belaufen sich auf 550 000 \$. Die Mauer ist besonders bemerkenswert durch ihre Grundrißform, die, wie namentlich Abb. 4 erkennen läßt, aus zwei innerhalb des mittelsten Pfeilers unter 165° sich stumpfwinklig schneidenden Geraden in der Art gebildet ist, daß die offene Seite des Winkels der Wasserseite zugekehrt ist.

Die Zahl der nordamerikanischen Gewölbereihendämme ist damit erst zum kleinsten Teil behandelt: Bemerkenswert sind ferner namentlich auch wegen der ständig steigenden Höhe der Anyox-Damm in Canada mit 47,50 m, der erst neuerdings in Angriff genommene Stockton-Damm von 900 m Länge und 42 m Höhe für die Wasserversorgung von Los Angeles, die Sperren von Calaveras und Puddingstone mit 48,80 bzw. 49 m Höhe und endlich der noch im Entwurf befindliche Topa-Topa-Staudamm, der mit 92 m Höhe den Rekord der berühmten Tirso-Talsperre schlagen soll.

Es ist an dieser Stelle nicht möglich, nähere Angaben über die zuletzt genannten Bauten zu machen oder die größere Zahl der hier nicht erwähnten zu behandeln; ebenso wie die vorigen sind sie ein Beweis für die Möglichkeiten des Talsperrenbaues in aufgelöster Bauweise, dessen Überlegenheit gegenüber den Schwergewichtmauern in seiner großen Ersparnis an Material und Bauzeit beruht, der bei sachgemäßer Ausführung — vor allem bei genügend tiefer und sicherer Gründung — völlig standsicher ist und sich den örtlichen und geologischen Verhältnissen besser anpaßt.

Zum achtzigsten Geburtstage von Ingenieur Viktor Brausewetter, der seit dem Bestande des österreichischen Eisenbetonausschusses (1906) an dessen Spitze steht, veranstaltet der Eisenbetonausschuß des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines am 6. Oktober d. J. eine Festversammlung, bei der Prof. Ing. Dr. Rud. Saliger den Festvortrag halten und der Präsident des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines, Sektionschef Ing. Bruno Enderes, dem Jubilar eine von Bildhauer Thiede angefertigte Plakette sowie eine Adresse überreichen wird. Anlässlich dieser Feier wurde von 16 österreichischen Betonfirmen ein namhafter Betrag zur Fortführung der Versuchsarbeiten des österreichischen Eisenbetonausschusses gestiftet.

Verein Deutscher Kalkwerke E. V., Fachauschuß Baukalk. In der am 30. September 1925, 10 Uhr vorm. im Majolikasaal des Parkhauses auf dem Messegelände Köln-Deutz stattfindenden öffentlichen Tagung sollen folgende Vorträge gehalten werden: Prof. H. Burchartz, Berlin-Dahlem, Der Baukalk und die Technik seiner Materialprüfung; Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Braunschweig, Alte und neue Mörteltechnik; Oberregierungsbaurat C. M. Mittelbach, Dresden, Wohnungsbau der Nachkriegszeit.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Zuschrift zu dem Aufsatz „Erddruck auf Parallelfügel“ in der „Bautechnik“ 1925, Heft 29, S. 404. Es darf nicht ohne Widerspruch bleiben, wenn der Verfasser des genannten Aufsatzes, Herr Studienrat Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Keppner, allgemein, wenn auch mit Vorsicht behauptet, daß unsere Erddrucktheorie lückenhaft und vielfach nicht genügend geklärt sei; dies um so mehr, als es sich nur um eine vermeintliche Lücke handelt, denn der Fall des Erddrucks zwischen Parallelfügel ist längst in grundlegenden Werken behandelt und in neueren Arbeiten klärend bestätigt worden. Kein Geringerer als einer unserer Altmeister der Statik, nämlich E. Winkler, hat diesen Fall bereits vor einem halben Jahrhundert bearbeitet. Insbesondere muß aber auch auf die umfangreichen Arbeiten von M. Buchwald im „Zentralbl. d. Bau.“ 1916 bis 1919 u. a. O. hingewiesen werden, wo praktische Verfahren für alle vorkommenden Erddruckfälle angegeben oder doch so vorgeführt sind, daß jeder andersgeartete Fall leicht abgeleitet werden kann.

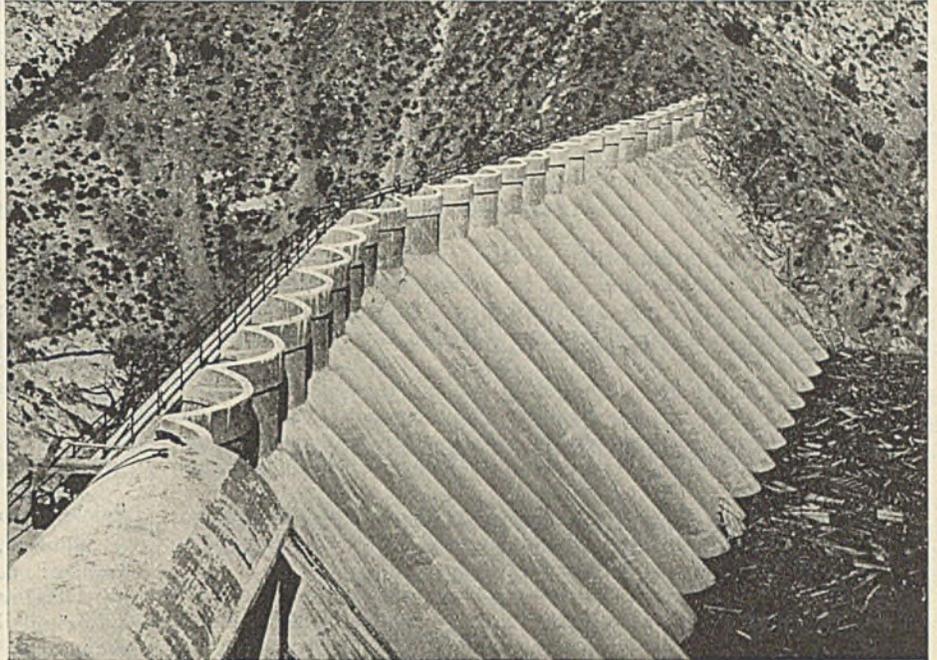


Abb. 3. Palmdale-Talsperre. Vorderansicht.

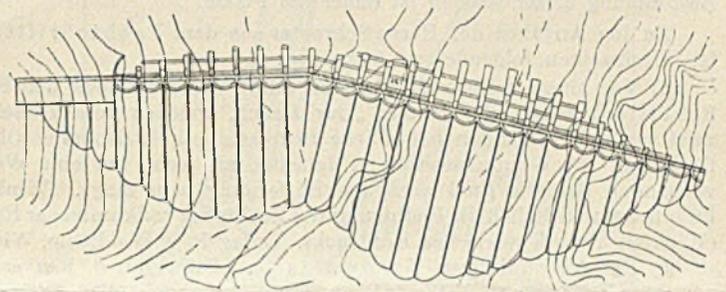


Abb. 4. Palmdale-Talsperre. Grundriß.

Der hier zur Sprache stehende angeblich fehlende Fall findet sich in „Beton u. Eisen“ 1919, Heft II/III, wo Buchwald allerdings die Winklersche Lösung einer ungerechtfertigten Kritik unterzieht, die ich in Heft VII/VIII desselben Jahrganges von „Beton u. Eisen“ richtiggestellt habe, da es in der Praxis, auf die die sonstigen Lösungsverfahren eingestellt sind, in erster Linie immer nur auf den größtmöglichen Erddruck ankommt; Buchwald gibt aber dort zu, daß er nicht den größtmöglichen Erddruck im Auge hatte. Aus dem Schriftwechsel in Heft VII/VIII von „Beton u. Eisen“ ist der Stand des sich auf dem bereits Vorhandenen aufbauenden Stoffes ersichtlich. Das Aufgabengebiet und seine Lösungen gehen bereits weiter als die Ausführungen Dr. Keppners. Besonders überraschend wirkt aber seine Mitteilung, es werde vielfach behauptet, daß im allgemeinen die Stützmauern zu große Querschnitte hätten. Es führt zu weit, auch hierfür die entgegenstehenden zahlreichen Veröffentlichungen, besonders der letzten Jahre, hier wiederzugeben. Aus ihnen geht hervor, daß trotz reichlicher Anwendung von Dehnungsfugen die Risseerscheinungen bei Stützmauern außerordentlich häufig sind und stärkere Abmessungen dringend erforderlich machen. Man soll also bei dem genannten einfachen und üblichen Bemessungsverfahren für Stützmauern sogar sehr vorsichtig sein.

Wenn sonst von der ungenügenden Klärung der Erddrucktheorie gesprochen wird, ist dies immer im streng wissenschaftlichen Sinne gemeint. Die in der Praxis am häufigsten angewandte Rebbann-Ponceletsche Theorie befriedigt den reinen Theoretiker nicht, und es werden auch in den Augenblicken, wo diese Zeilen geschrieben und gelesen werden, ernst zu nehmende Fachleute von dem in den letzten Jahren in umfangreichen mathematisch-statischen Arbeiten behandelten Problem des eigenartigen Kräftespiels im kohäsionsfreien oder mehr oder minder kohäsionsreichen Gerölle noch gefesselt sein. Mit allen diesen tiefeschürfenden Theorien und ihren Ergebnissen kann aber die Praxis tatsächlich nichts anfangen, besonders deshalb nicht, weil sie wesentlich Neues oder wesentliche Abweichungen für die zahlenmäßigen Ergebnisse nicht gebracht haben. Der Praxis muß die Tatsache genügen, daß das einfache Rebbann-Ponceletsche Verfahren durch in- und ausländische Versuche bestätigt und daher brauchbar ist.

Daß man durch einfache Gleitlinienkombinationen alle vorkommenden Belastungsfälle genügend genau erfassen kann, hat

Buchwald in seinen Arbeiten gezeigt, und wie in jedem einzelnen Falle hinsichtlich der Wahl des Reibungswinkels und des Sicherheitsgrades zu verfahren ist, wird der Erfahrene zu entscheiden wissen. Aber geradezu gefährlich muß es wirken, wenn die für die praktische Anwendung irrierte Ansicht wiedergegeben und verbreitet wird, daß die Rebhann-Ponceletsche Erddruckmethode zu große Werte ergebe. Die außergewöhnlich große Zahl der Stützmauerverschiebungen und -verkipnungen und Rissebildungen kann dadurch nur vermehrt werden.

Berlin, 15. Juli 1925. Oberingenieur Alfons Schroeter.

Erwiderung. Die Zuschrift von Herrn Oberingenieur Schroeter baut sich auf Voraussetzungen auf, die durch meinen Aufsatz keineswegs gegeben sind. Mit aller Deutlichkeit muß daher nochmals gesagt werden, daß meine Darlegungen nur folgende drei Gesichtspunkte verfolgen, nämlich:

1. Unsere Erddrucktheorien gehen von unbegrenzter Hinterfüllung aus. Daher muß es zunächst den Anschein erwecken, als wenn die Druckverhältnisse bei begrenzter Hinterfüllung nicht geklärt wären. Tatsächlich besteht aber eine solche Lücke in der Erddrucktheorie nicht.

2. Für eine von den vielen Erddrucktheorien, nämlich für das Rebhannsche Verfahren, wird der Nachweis erbracht, daß es bei begrenzter Hinterfüllung anwendbar ist.

3. Die gebräuchlichen Erddruckverfahren, insbesondere das Rebhannsche, sind unbedingt zuverlässig. Etwaige ungünstige Erfahrungen haben mit der Theorie als solcher nichts zu tun, sondern müssen auf falsche Annahmen bezüglich des spezifischen Gewichts oder des Böschungswinkels und Reibungswinkels zurückgeführt werden. Vorsicht bei Bestimmung dieser Größen ist daher am Platze.

Zu den Angaben des Herrn Schroeter aus dem Fachschrifttum ist im einzelnen folgendes zu bemerken:

a) Vor einem halben Jahrhundert läßt Winkler noch den Satz Schefflers gelten, der lautet: „Der Druck, welchen eine zwischen zwei vertikalen Wänden befindliche Erdmasse mit horizontaler Oberfläche auf die Wände ausübt, ist derselbe, als wenn nur eine Wand vorhanden ist, wie groß auch die Entfernung sein mag“. Winkler knüpft daran lediglich die Bedingung des Zustandes vollkommener Ruhe (Winklers Neue Theorie des Erddrucks, Verlag R. v. Waldheim, Wien).

b) Die Abhandlungen Buchwalds im „Zentralbl. d. Bauverw.“ aus den Kriegsjahren 1916, 1917 und 1918 behandeln die „Auflasten bei Erddruckermittlungen“. Diese Aufsätze lassen natürlich weitergehende Schlüsse zu, aber der Erddruck bei begrenzter Hinterfüllung findet dort keine Erwähnung. Im Jahrgang 1919 der genannten Zeitschrift vermag ich keine Veröffentlichung Buchwalds zu finden.

c) Daß Buchwald gerade während der Revolutionswirren in „Beton u. Eisen“ 1919, Heft II/III, zu der Frage des „Erddrucks bei rückwärtig begrenzter Hinterfüllung“ Stellung genommen hat, war mir nicht bekannt. Durch diese Feststellung Schroeters verliert der unter Vorbehalt ausgesprochene einleitende Satz meiner Darlegungen seine Gültigkeit.

Wenn man sich aber, wie dies in dem von Herrn Schroeter genannten Schrifttum geschieht, nicht auf den Sonderfall der Untersuchung von Parallellügeln einerseits und das Rebhannsche Verfahren andererseits beschränken, sondern auch auf die Lösung allgemeinerer oder verwandter Aufgaben unter Zuhilfenahme anderer Theorien eingehen will, so soll nicht unerwähnt bleiben, daß die Abhandlungen über Silobau im Handbuch für Eisenbetonbau weitere Richtlinien zu geben vermögen. Besonders beachtenswert erscheint in diesem Zusammenhange das Doerrsche Verfahren (Geometr. Erddrucktheorie vgl. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., XIV. Band), das einfach zu handhaben und in jedem Falle anwendbar ist.

Holzwinden, 10. August 1925.

Dr. Keppner.

Wir schließen hiermit die Aussprache über den Sonderfall des Erddrucks, der nunmehr genügend geklärt erscheint.

Die Schriftleitung.

Von der Firma Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis, erhalten wir folgende berichtige Zuschrift:

Die Mitteilung in der „Bautechnik“ 1925, Heft 33, über die Personen-Drahtseilbahn auf die Zugspitze enthält einige unrichtige Angaben.

Die Bahn, deren Länge, schräg gemessen, etwa 3500 m beträgt, wird nach dem Bleichert-Zuegg-System gebaut. Dieses besitzt an Seilen die Trageile, auf denen die Wagen fahren, ferner das Zugseil, ein Gegenseil und ein Hilfsseil. Bei dem praktisch kaum vorkommenden Bruch des Zugseils klemmt sich der Seilbahnwagen selbsttätig an das Trageil, so daß für die Fahrgäste keine Gefahr besteht.

Die beiden Trageile von 48 mm Durchm. bestehen je aus einem Stück von 3500 m, das von der Bergstation bis herab zur Talstation reicht. Auf der Strecke werden sie von sechs Stützen getragen. Die

freie Spannweite geht bis über 1100 m, schräg gemessen. Im oberen Teile der Bahn schweben die Wagen etwa 120 m oberhalb des Schneekars. Das Zugseil hat einen Durchmesser von 28 mm, das Gegenseil von 25 mm, das Hilfsseil von 19 mm.

Der Antrieb der Bahn geschieht elektrisch. Eine Reserve-Kraftanlage ist geschaffen für den Fall, daß der Strom der Überlandzentrale aus irgend einem Grunde ausbleibt.

Die Bergstation ist zum größten Teil in den Felsen eingesprengt, so daß sie gegen Lawinen- und Steinschlaggefahr gesichert ist.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: die Reichsbahnräte Haupt, bisher Mitglied der R. B. D. in Stettin, als Vorstand zum Eisenbahnbetriebsamt 5 in Breslau, und Dr.-Ing. Jacobi, bisher bei der R. B. D. in Cassel, zum Eisenbahnbetriebsamt 2 in Coblenz, sowie der Reichsbahnbaumeister Kaissling, bisher Leiter einer Abteilung beim Eisenbahnausbesserungswerk in Glückstadt, in gleicher Eigenschaft zum Eisenbahnausbesserungswerk Crefeld-Oppum.

Gestorben sind: Reichsbahndirektor Dr. jur. Kroehling und Reichsbahnoberrat Kirchrath bei der Hauptverwaltung in Berlin.

Bayern. In etatsmäßiger Weise in gleicher Dienstbeziehung berufen: der Oberregierungsrat der Regierung von Niederbayern W. Distler an die Landesstelle für Gewässerkunde, der mit dem Titel und Rang eines Oberregierungsrats ausgestattete Oberbauamtman und Vorstand des Straßen- und Flußbauamts Speyer, H. Keller, als Vorstand des Hafenamts Ludwigshafen mit dem Titel eines Oberregierungsrats, der Bauamtman am Straßen- und Flußbauamt Aschaffenburg K. Knab an das Straßen- und Flußbauamt Augsburg, der Bauamtman am Straßen- und Flußbauamt Deggendorf mit Dienstsitz Passau W. Lippert als Vorstand des Hafenamts Passau mit dem Titel eines Regierungsrats.

In etatsmäßiger Weise befördert: der mit dem Titel und Rang eines Oberregierungsrats ausgestattete Regierungsbaurat 1. Kl. des Landesamts für Wasserversorgung O. Treber zum Oberregierungsrat der Regierung von Niederbayern, der mit dem Titel und Rang eines Oberregierungsbaurats ausgestattete Oberbauamtman und Vorstand des Straßen- und Flußbauamts Landshut G. Burger zum Oberregierungsrat der Regierung der Pfalz, der mit dem Titel und Rang eines Oberbauamtmanns ausgestattete Bauamtman des Straßen- und Flußbauamts Augsburg K. Denninger zum Regierungsbaurat 1. Kl. an der Regierung von Niederbayern, der mit dem Titel und Rang eines Regierungsbaurats 1. Kl. ausgestattete Regierungsbaurat F. Kramer des Landesamts für Wasserversorgung zum Regierungsbaurat 1. Kl. in diesem Amte, der mit dem Titel und Rang eines Oberbauamtmanns ausgestattete Bauamtman am Straßen- und Flußbauamt Speyer E. Risser zum Oberbauamtman und Vorstand dieses Amts, der mit dem Titel und Rang eines Bauamtmanns ausgestattete Bauassessor am Straßen- und Flußbauamt Bamberg F. Hohenner zum Bauamtman an diesem Amte, der mit dem Titel und Rang eines Bauamtmanns ausgestattete Bauassessor am Straßen- und Flußbauamt Nürnberg J. Franz zum Bauamtman an diesem Amte, der mit dem Titel und Rang eines Bauamtmanns ausgestattete Bauassessor am Straßen- und Flußbauamt Speyer E. Brengel zum Bauamtman an diesem Amte, der mit dem Titel und Rang eines Bauamtmanns ausgestattete Bauassessor am Straßen- und Flußbauamt Simbach A. Bullmann zum Bauamtman an diesem Amte.

In etatsmäßiger Eigenschaft ernannt: der mit dem Titel und Rang eines Oberregierungsrats ausgestattete Regierungsbaurat 1. Kl. der Regierung von Niederbayern K. Donauer als Oberbauamtman und Vorstand des Straßen- und Flußbauamts Landshut mit dem Titel eines Oberregierungsbaurats.

Preußen. Der Regierungsbaurat (W.) Marizy ist von Rathenow nach Tangermünde versetzt und mit der Verwaltung des Wasserbauamts beauftragt worden.

Der Regierungs- und Baurat (W.) Laubinger, Potsdam, der Regierungsbaurat E. Timpe, Vorstand des Wasserbauamts in Münster i. W., und der Stadtbaurat Jentsch, Berlin-Steglitz, sind gestorben.

INHALT: Der Bau der Strecke Nordholland-Wieringen des Abschlußdeiches der Zuidersee. — Über die lastverteilende Wirkung durchgehender Querbindungen. (Schluß.) — Die neue Eisenbahnbrücke über den Hudson bei Castleton N.Y. — Bericht der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau über eine Reise nach London zum Studium der Automobilstraßen in London und Umgebung. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen Internationales Organ für Betonbau. — Oberbaurat Dr.-Ing. Bosc, 25 Jahre im Gemeindedienst. — Technische Hochschule Braunschweig. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. — Einsturz des Pickwick-Klubhauses in Boston. — Wasserlose Gasbehälter. — Gewölbereibendämme in Amerika. — Achtzigster Geburtstag von Ingenieur Viktor Brausewetter. — Verein Deutscher Kalkwerke E. V., Fachausschuß Baukalk. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalmeldungen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.