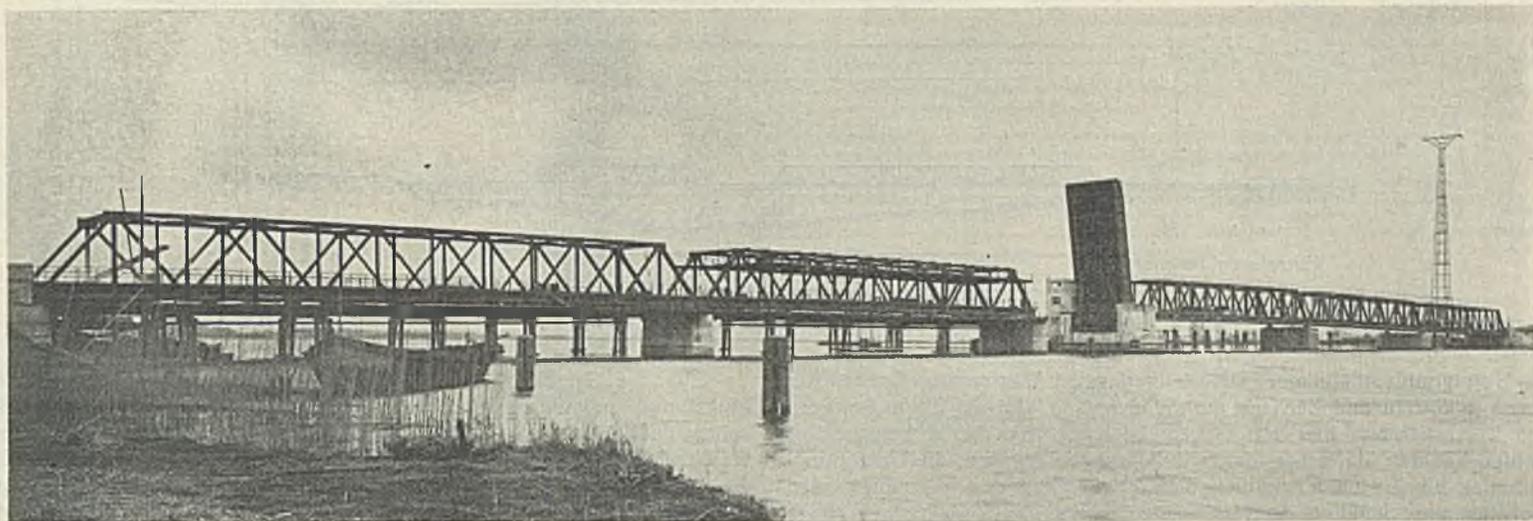


DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 6. Mai 1932

Heft 20



Blick auf die Brücke kurz vor der Fertigstellung.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Usedomer Bäderbrücke bei Zecherin.

Von Regierungsbaurat von Hanffstengel, Berlin.

Vorgeschichte.

Die Insel Usedom mit den Ostseebädern Swinemünde, Ahlbeck, Heringsdorf, Bansin, Zinnowitz usw. war, abgesehen vom Seeverkehr, bisher nur durch die Eisenbahndrehbrücke über die Peene bei Karnin und die beiden Peenefähren bei Zecherin und Wolgast mit dem Festlande verbunden (Abb. 1).

Die Zecheriner Fähre bestand aus einem an einer Kette laufenden Motorprahm für vier Fuhrwerke und aus einem an einer zweiten Kette laufenden Reservemotorprahm für sechs Fuhrwerke; bei Hochbetrieb konnten beide Prahme gleichzeitig fahren. In den Sommermonaten wurde in den letzten Jahren im Bedarfsfalle noch eine Schleppfähre, bestehend aus einem angemieteten Schleppdampfer und zwei zusammengekuppelten Prahmen, eingestellt. Mit der Schleppfähre konnten gleichzeitig 12 Autos übergesetzt werden. Das Übersetzen über den etwa 450 m breiten Peenestrom dauerte mit dem Fährprahm $\frac{1}{4}$ Stunde, mit der Schleppfähre $\frac{1}{2}$ Stunde.

Die Fähre bei Wolgast, die auch heute noch in Betrieb ist, besteht aus zwei Fährprahmen, ähnlich den Zecherinern; nur sind die Fährprahme etwas leistungsfähiger. Die Zecheriner Fähre gehörte dem Preußischen Staat und war, wie üblich, an einen Privatmann verpachtet; die Wolgaster Fähre gehört den Kreisen Usedom-Wollin und Greifswald und ist gleichfalls verpachtet.

Infolge des ständig wachsenden Straßenverkehrs waren beide Fährden in den Nachkriegsjahren nicht mehr ausreichend. Es kam namentlich in den Sommermonaten zum Wochenende und bei Ferienbeginn und -schluß häufig vor, besonders an der Zecheriner Fähre, daß Dutzende von Autos gleichzeitig auf das Übersetzen warten mußten. Dadurch bestand die Gefahr, daß der Autoverkehr sich mit der Zeit Badeorten mit bequemeren Zufahrtstraßen zuwenden würde und daß infolgedessen das Bädergewerbe, auf das der Kreis Usedom-Wollin infolge Daniederliegens der beiden anderen heimischen Erwerbszweige, der Landwirtschaft und der Fischerei, in absehbarer Zeit allein angewiesen ist, immer mehr zurückgehen würde. So ist es verständlich, daß von allen Beteiligten eine bessere Verbindung mit dem Festlande angestrebt wurde. Man war sich darüber klar, daß durch eine technische Vervollkommnung der bestehenden Fährden dem Verkehr zu den Bädern nicht hinreichend geholfen werden konnte, daß vielmehr eine wirklich wirksame, dauernde Abhilfe der Mißstände an den Fährden nur durch den Bau einer Straßenbrücke erzielt werden konnte.

Vorentwürfe.

Um zu untersuchen, ob und an welcher Stelle die neue Straßenbrücke zu bauen sei, wurde im Frühjahr 1928 das Wasserbauamt Stralsund-Ost vom Preußischen Handelsministerium beauftragt, verschiedene Vergleichsentwürfe aufzustellen. Vorbedingung für alle Entwürfe war, daß die Brücke für die auf dem Peenestrom verkehrenden Schiffe (Segelschiffe) eine Durchfahrtmöglichkeit bieten mußte. Das Wasserbauamt entschied sich für eine eiserne Brücke mit einer einflügeligen Klappenöffnung, berechnete aber für den Entwurf einer etwaigen Brücke bei Wolgast auch die Kosten einer Hochbrücke, da hier das Gelände verhältnismäßig günstig dafür erschien. Maßgebend für die Wahl der Lage der neuen Brücke waren in erster Linie die Wasserspiegellinie des Stromes, sodann das Vorhandensein etwaiger Zufahrtstraßen auf dem Festlande und auf der Insel und schließlich

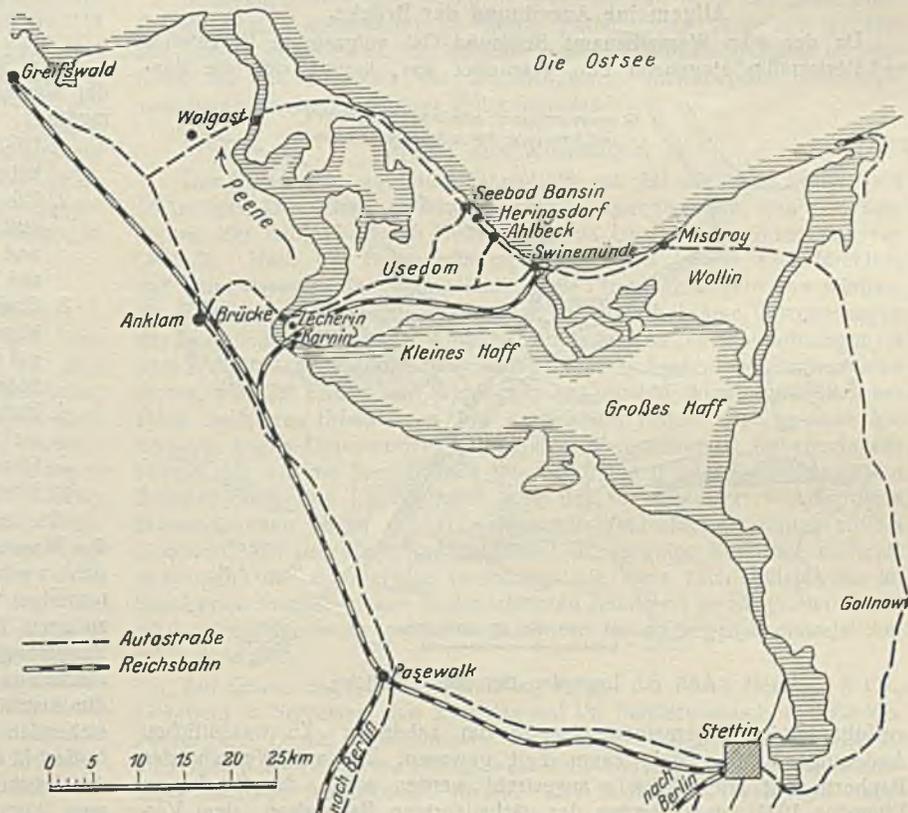


Abb. 1. Übersichtsplan.

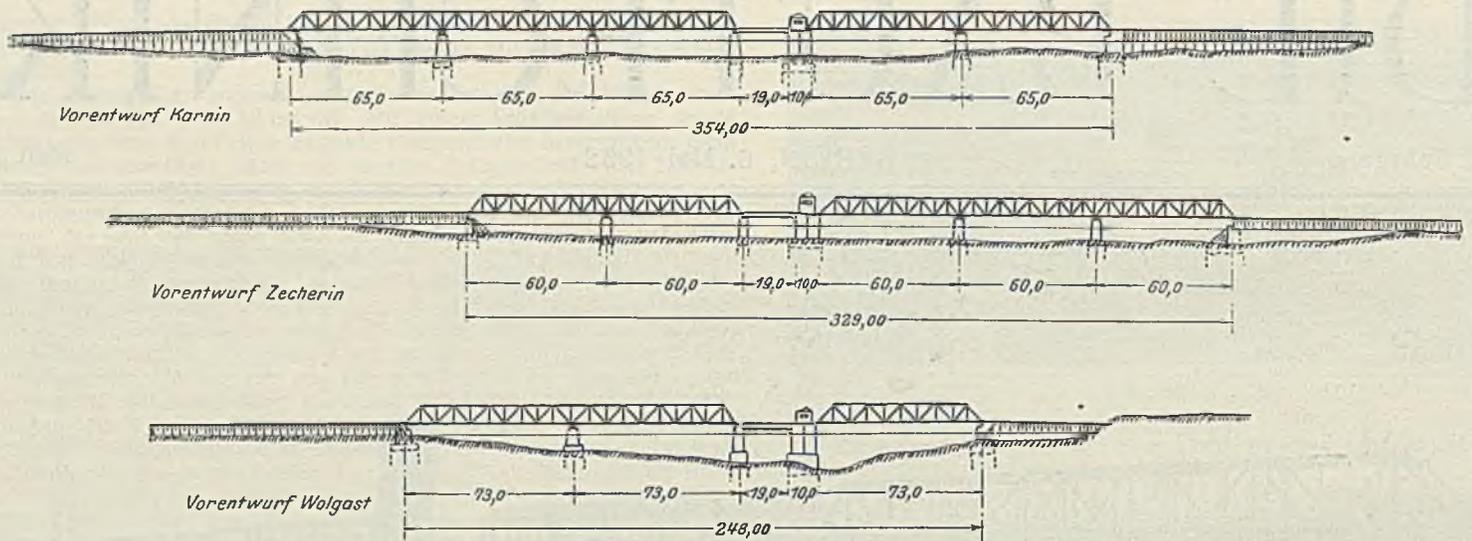


Abb. 2. Vergleichsentwürfe aus dem Jahre 1928.

die Untergrundverhältnisse. Da die geringsten Wasserspiegelbreiten der Peene in Karnin und Zecherin je 450 m und in Wolgast 250 m betragen und Zufahrtstraßen hier seit langem bestehen bzw. leicht herangeführt werden konnten, da ferner hier, wie Bohrungen ergaben, die Untergrundverhältnisse keine unüberwindliche Schwierigkeit zu bieten schienen, wurden für diese drei Standorte Vergleichsentwürfe aufgestellt (Abb. 2). Danach kostete der Bau der Brücke einschließlich Zufahrtstraßen:

bei Karnin . . .	rd. 3 000 000 RM,
bei Zecherin . . .	rd. 1 450 000 RM,
bei Wolgast . . .	rd. 1 500 000 RM.

Die jährlichen Betrieb- und Unterhaltungskosten lagen zwischen 40 000 bis 50 000 RM für die einzelne Brücke, zeigten also keine für die Bauwürdigkeit entscheidenden Unterschiede. Die Kosten einer Hochbrücke bei Wolgast wurden zu 3 900 000 RM geschätzt.

Auf Grund eingehender Erwägungen wurde von den maßgebenden Stellen unter besonderer Beachtung der bei der Brückenbaustelle mitsprechenden Verkehrs- und wirtschaftlichen Belange, namentlich der Frage der Aufbringung der Bau- und Unterhaltungskosten, der Plan einer Brücke bei Zecherin für den zweckmäßigsten erachtet, und es wurden vom Preußischen Staat aus Mitteln der Kraftwagenverkehrssteuer und von der Provinz Pommern aus dem Wegeunterhaltungsfonds derartige Beihilfen bewilligt, daß der Kreis Usedom-Wollin als der am meisten Beteiligte in der Lage war, mit dem Bau der „Usedomer Bäderbrücke“ im Frühjahr 1930 zu beginnen.

Allgemeine Anordnung der Brücke.

Da der vom Wasserbauamt Stralsund-Ost aufgestellte Vorentwurf verhältnismäßig eingehend durchgearbeitet war, konnte sich die Bau-

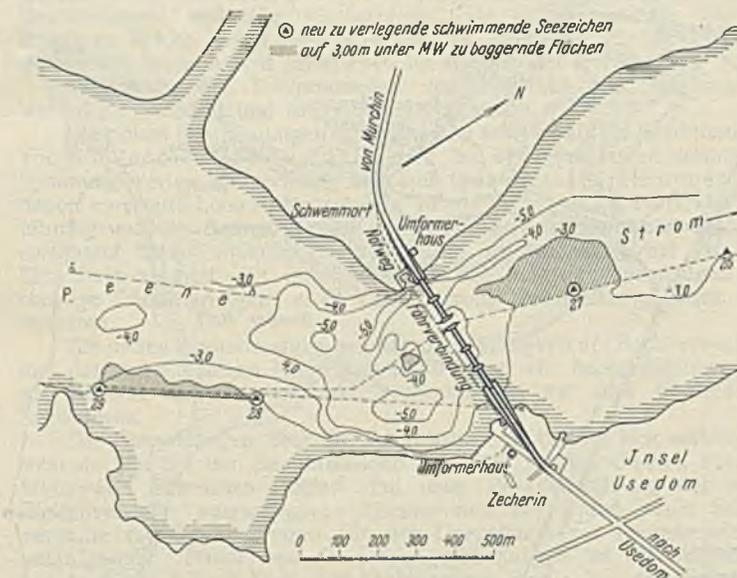


Abb. 3. Lageplan der neuen Brücke.

ausführung im allgemeinen eng an ihn anlehnen. Zu wesentlichen Änderungen wäre auch kaum Zeit gewesen, da auf Wunsch des Bauherrn mit allen Mitteln angestrebt werden sollte, die Brücke zu Pfingsten 1931, dem Beginn der nächstjährigen Badesaison, dem Verkehr zu übergeben.

Abb. 3 u. 4 geben einen Überblick, wo und wie die Brücke zur Ausführung gekommen ist. Die Lage der Brückenachse unmittelbar neben der Fähre hatte den Vorteil, daß verhältnismäßig kurze neue Straßenanschlüsse erforderlich wurden, brachte es aber mit sich, daß die Bauarbeiten dauernd auf den Fährbetrieb, der auf Verlangen der Aufsichtsbehörden und im Belange des Bäderverkehrs unter keinen Umständen unterbrochen werden durfte, weitestgehend Rücksicht nehmen mußten. Die Gesamtlänge der Brücke wurde so bemessen, daß das Durchflußprofil der Peene einen Mindestquerschnitt von 1110 m² aufwies; der Rest der Strombreite wurde, weil wirtschaftlicher, durch Dammschüttungen ersetzt. Bei einer durchschnittlichen Wassertiefe von rd. 4 m ergab sich eine Brückengesamtlänge von rd. 330 m. Bei den Voruntersuchungen hatte sich herausgestellt, daß für die vorliegenden Verhältnisse, unter Berücksichtigung der Wünsche der Schifffahrt, eine Brücke mit fünf je 60 m weit gespannten Überbauten und Einbau einer einflügeligen Klappbrücke von etwa 20 m Stützweite die billigste wurde. Auf Wunsch der Reichswasserstraßenverwaltung wurde die im Vorentwurf zu 3,50 m vorgesehene lichte Durchfahrthöhe unter dem beweglichen Überbau und den beiden anschließenden waagrecht liegenden Überbauten auf 5,00 m über MW vergrößert. Die anschließenden Überbauten erhielten die Neigung 1:80. Ferner wurde auf Veranlassung des Preußischen Handelsministeriums die Fahrbahnbreite von 5,20 m auf 6,00 m erhöht. Im Hinblick auf den geringen Fußgängerverkehr wurde einseitig ein 1,50 m breiter Fußweg vorgesehen, der gleichzeitig für Radfahrer bestimmt ist, um den Kraftwagenverkehr nicht zu stören.

Forderungen der Schifffahrt.

Die Schifffahrtkreise hatten folgende Bedingungen gestellt, die, von der Wasserpolizei als berechtigt anerkannt, vom Bauherrn erfüllt werden mußten:

1. Die Klappenöffnung muß mindestens 18 m lichte Durchfahrthöhe haben und mit kräftigen Leitwerken eingefast sein,
2. Die Klappenöffnung muß 100 bis 150 m weit vom linken Peeneufer entfernt liegen, damit Segler, die die Brücke durchfahren wollen und dabei nach Westen abgetrieben werden, nicht Gefahr laufen, auf Land zu geraten,
3. Damit motorlose Segler auch bei Windstille die Brücke durchfahren können, hat der Bauherr einen Schleppdampfer an Ort und Stelle auf seine Kosten vorzuhalten; dies gilt, sobald es sich als erforderlich herausstellt, auch schon für die Bauzeit,
4. Falls während der Bauzeit die Schifffahrt vorübergehend gesperrt werden muß, sind die Schifffahrtkreise rechtzeitig zu benachrichtigen,
5. Der Schiffsverkehr hat gegenüber dem Straßenverkehr das Vorfahrtrecht.

Die zu 1. bis 3. gestellten Forderungen waren bereits im Vorentwurf des Wasserbauamts Stralsund-Ost berücksichtigt worden, obwohl es an sich zweckmäßiger gewesen wäre, die Klappenöffnung in die Richtung des bisherigen Hauptfahrwassers, d. h. also etwa 70 m vom Schwemmort Ufer, zu legen. Die Verlegung der Fahrinne hatte nämlich zur Folge, daß erhebliche Baggerungen oberhalb und unterhalb der Brücke (vgl. die schraffierten Flächen in Abb. 3) erforderlich wurden. Da jedoch der Baggerboden für die Anschüttung der Rampen Verwendung finden konnte, waren die entstehenden Mehrkosten erträglich. Der Schlepper zu Punkt 3 wurde gefordert in Anlehnung an den Schifffahrtbetrieb bei der Karniner Eisenbahndrehbrücke. Hier wird seit jeher von der Reichsbahn ein Schleppdampfer zum Durchfahren der zwei Öffnungen von je 14,5 m lichter Weite vorgehalten. Zu Punkt 4 ist zu erwähnen, daß sich die Bauarbeiten so ein-

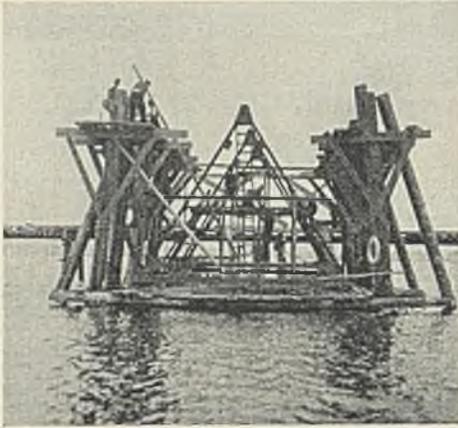


Abb. 7. Eisengerippe des Senkkastens des Pfeilers E (von vorn gesehen) und Absenkgerüst im Bau.



Abb. 8. Eisengerippe des Senkkastens des Pfeilers E (von der Seite gesehen) und Absenkgerüst.

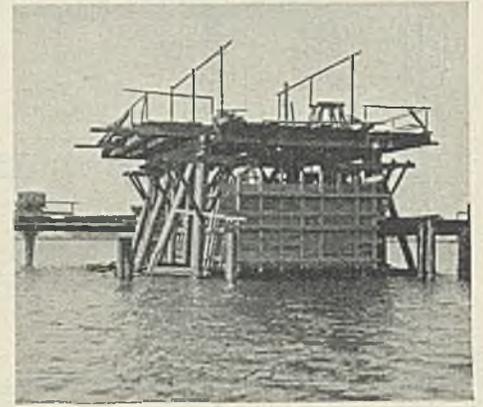


Abb. 9. Eisengerippe und Holzschalung hängen in 6 Spindeln am Absenkgerüst.

aus Beton mit Einlagen von kräftigen Profileisen und wurden mit Ausnahme des linken Widerlagers von einem festen Arbeitsgerüst aus abgesenkt.

Das Betonieren und Absenken der Pfeiler A, B, D und E geschah in der üblichen Weise²⁾ (Abb. 6 bis 9). Der Beton wurde an Land hergestellt und auf einer festen Förderbrücke, die entsprechend dem Fortschritt der Bauarbeiten vom Zecheriner Ufer bis Pfeiler B (Abb. 4) und vom Schwemmort Ufer bis Pfeiler A (zwischen Pfeiler A und B blieb eine Öffnung für die Schifffahrt!) vorgestreckt wurde, mit Loren und Benzinlokomotiven herangefahren und dann mittels Förderbandes oder Schwenkkranes mit angehängten Loren zwischen die Pfeilerschalung eingebracht. Die Druckluft für die Senkkasten wurde in einer mit elektrischem Überlandstrom betriebenen Druckluftstation, die zunächst auf dem Zecheriner und später auf dem Schwemmort Ufer aufgestellt war, erzeugt und durch Rohrleitungen auf der Förderbrücke zu den Pfeilern geleitet. Als Ersatzanlage bei Ausfall des Überlandstromes oder bei sonstigen Störungen dienten fahrbare „Motorkompressoren“, die unmittelbar neben den abzusenken den Pfeilern aufgestellt wurden. Als wirksamster Schutz gegen chemische Einwirkungen wurde der Beton möglichst dicht hergestellt; nach eingehenden Versuchen ergab sich Weichbeton in einem Mischungsverhältnis von 1 T. Zement : 2,5 T. Kiessand : 2,5 T. Splitt als wasserdicht. Der Kies wurde aus einer Grube in der Nähe der Baustelle genommen und auf dem Wasserwege herangeschafft, den Splitt lieferte das Pommersche Findlingschotterwerk in Henkenhagen. Soweit der Beton mit den besonders viel Schwefelkies enthaltenden Moorschichten in Berührung kommen mußte, wurde er mit Bockhorner Klinkern, vermauert in Tonerdezement, ummantelt; die Klinker wurden treppenförmig mit dem Beton verzahnt. Da die Klinker die sonst erforderliche Holzschalung überflüssig machten, trat eine Verzögerung der Bauarbeiten durch das Umklinkern nicht ein. Der nicht umklinkerte Beton erhielt, soweit er später mit dem Untergrund in Berührung kommen mußte, einen zweimaligen Anstrich mit Preolit. Die Festigkeit des Betons 1 : 2 $\frac{1}{2}$: 2 $\frac{1}{2}$ war nach 28 Tagen je nach der Menge des beim Anmachen zugesetzten Wassers 157 bis 239 kg/cm². Die Auflagerbank wurde in Beton 1 : 2 : 2 hergestellt ($W_{b,28} = 320$ kg/cm²) und erhielt zur gleichmäßigen Verteilung der Drücke kräftige, durchgehende Rundseisenlagen. Unmittelbar unter den Auflagern wurde der Beton durch schraubengangartig gebogene Rundseisen bewehrt. Im Innern wurden die Pfeiler aus Sparsamkeitsgründen und zur Verminderung des Pfeilergewichts (Entlastung der den Pfeiler beim Absenken tragenden Spindeln) mit Hohlräumen versehen, die nach der Schlußabsenkung mit Kiessandbeton 1 : 12 ausgefüllt wurden; die Hohlräume wurden, soweit möglich, mit Gleitschalung hergestellt: d. h. die Schalung wurde an den Querträgern des Absenkgerüsts aufgehängt, blieb also stets in gleicher Höhe, und der jeweils fertige Beton bewegte sich beim Absenken des Pfeilers an ihr nach unten. Die Hohlräume verursachten also nur geringe Schalungskosten und ermöglichten, da der augenblickliche Betonbedarf je steigendes Meter Beton geringer wurde, ein schnelleres Betonieren und schnelleres Absenken. Zur Ausfüllung des Arbeitsraums wurde auf der Sohle eine 50 cm dicke Betonschicht 1 : 2 $\frac{1}{2}$: 2 $\frac{1}{2}$, in besonders aggressivem Grundwasser darunter auch noch eine Klinkerschicht in Tonerdezement, eingebracht und darüber Füllbeton aus Zement und Kiessand im Verhältnis 1 : 8; ebenso wurden nach Einstellung des Druckluftbetriebes der wegen des Einsteigerohres gelassene senkrechte Schacht mit Beton 1 : 8 ausgefüllt.

Besondere Schwierigkeiten ergaben sich beim Absenken nicht; verschiedentlich wurden auf der Grenze zwischen Kiesschicht und Geschiebe-

mergel größere Findlinge (bis zu 1,5 m³) unter der Schneide angetroffen; sie wurden „frei gebuddelt“, mit Flaschenzügen in den Senkkasten hereingebracht und beim weiteren Absenken mit in die Tiefe genommen, um schließlich auf der Pfeilersohle mit einbetoniert zu werden; kleinere Findlinge wurden im Senkkasten zerschlagen und mit dem Aushubboden durch den Einsteigeschacht hinausgeschafft.

Pfeiler A mußte im strengen Winter betoniert werden und wurde zum Schutze gegen Frostschäden ganz in Holzverschalung eingekleidet. Die Schalung ließ sich bequem an den Pfählen des Absenkgerüsts anbringen. Die Baustoffe wurden künstlich erwärmt. Im allgemeinen wurde, wenn Frost zu erwarten war, mit hochwertigem Zement betoniert.

Frost zu erwarten war, mit hoch-

wertigem Zement betoniert.

Der beim Absenken angetroffene

Geschiebemergel war außerordentlich

ungleichmäßig fest und hatte große

Nester aus lockerem Sand. Um ein

ungleichmäßiges Setzen der Pfeiler zu

vermeiden, mußte mit allen Senk-

kasten tiefer, als ursprünglich vorge-

sehen war, gegründet werden. Von

den Aufsichtbehörden war als höchst-

zulässige Bodenpressung 3 kg/cm²

zugelassen. Um ein ungefähres Bild

über die tatsächliche Tragfähigkeit

der angetroffenen Bodenschichten zu

erhalten, wurden innerhalb der Senk-

kasten Bodendruckversuche angestellt.

Hierzu diente eine einfache Druck-

wasserpresse, deren Kolben gegen die

Decke des Arbeitsraumes abgestützt

war, und ein „Druckstempel“ aus

einem Rundholz von 360 mm Durchm.

(Abb. 10). Erschien die Tragfähig-

keit nicht hinreichend, so wurde

weiter abgesenkt und der Druckver-

such wiederholt. Das Ergebnis der

Druckversuche in den Endstellungen

der Senkkasten ist in nebenstehender

Tabelle zusammengestellt; da der

Kolben der Presse 160 mm Durchm.

= rd. 200 cm² Fläche hatte, entsprachen je 10 at am Manometer einer

Last von 2 t; hierzu war noch das Eigengewicht der Presse, des Stempels

und der Stütze mit insgesamt 0,2 t hinzuzurechnen.

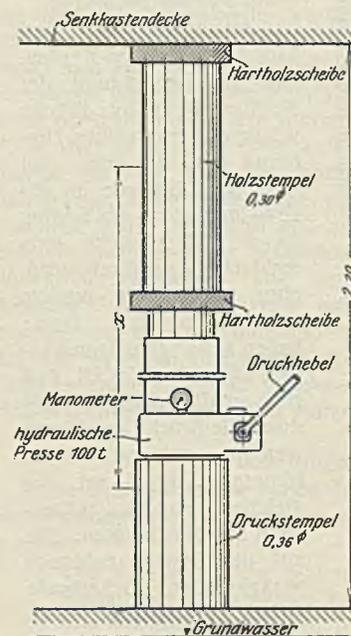


Abb. 10. Bodendruckversuche im Arbeitsraum des Senkkastens.

Die Eindringungstiefe des Druckstempels in den Baugrund wurde durch Messung des Abstandes x zweier Nägel festgestellt.

— rd. 200 cm² Fläche hatte, entsprachen je 10 at am Manometer einer Last von 2 t; hierzu war noch das Eigengewicht der Presse, des Stempels und der Stütze mit insgesamt 0,2 t hinzuzurechnen.

Die zulässige Beanspruchung des Untergrundes darf nach den DIN-Vorschriften (für Hochbauten) um die Pressung erhöht werden, die durch die über der Bausohle lagernden Bodenmassen ausgeübt werden; als zulässige Bodenpressung kann etwa die Hälfte der Bodenbeanspruchung angesehen werden, die bei einer belasteten Bodenfläche von 900 cm² nach dem Eintreten des Ruhezustandes eine Einsenkung von rd. 10 mm hervorruft; ein seitliches Hochquellen des Bodens darf hierbei nicht eintreten. Unter Zugrundelegung dieser Vorschrift würde sich bei Annahme eines spezifischen Gewichtes des Sandes zu 1,6 errechnen:

Versuch I linkes Widerlager:

$$\sigma_{zul} = \frac{1}{2} \cdot 2,16 + \frac{9,5 \cdot 1,6}{10} = 2,6 \text{ kg/cm}^2$$

Versuch II linkes Widerlager:

$$\sigma_{zul} = \frac{1}{2} \cdot 3,54 + \frac{9,5 \cdot 1,6}{10} = 3,29 \text{ kg/cm}^2.$$

²⁾ Bautechn. 1928, Heft 29, S. 420.

Bodendruckversuche in den Senkkasten der Pfeiler und Widerlager.

Mano- meter- ablesung	Last in t (Kolben- durchmesser 160 mm ≈ 200 cm ²)	Boden- pressung in kg/cm ² (Stempel- durchmesser 360 mm = 1018 cm ²)	Einsinken des Stempels in mm											
			Linkes Widerlager - 9,54		Pfeiler A - 9,48		Pfeiler B - 11,05		Pfeiler C - 11,98		Pfeiler D ¹⁾ - 10,55		Rechtes Widerlager - 8,01	
			Versuch		Versuch		Versuch		Versuch		Versuch		Versuch	
			I	II	I	III	I	III	I	II	IV	II	IV	
10	2,0 + 0,2	2,16	10	5	3	—	—	—	—	0	0	—	—	
15	3,0 + 0,2	3,15	—	9	6	—	—	—	—	—	—	—	—	
17	3,4 + 0,2	3,54	—	10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
20	4,0 + 0,2	4,12	14	13	6	8	3	0	2	0	0	2	10	
22	4,4 + 0,2	4,52	25	16	—	11	—	—	—	—	—	—	—	
25	5,0 + 0,2	5,01	—	23	12	4	3	—	—	—	—	—	15	
28	5,6 + 0,2	5,70	32	50	17	—	—	—	—	—	—	—	18	
30	6,0 + 0,2	6,10	34 bis 35	80 bis 90	7	20	—	5	3	3	0	8	20	
32	6,4 + 0,2	6,50	37 bis 46	1)	—	22	—	—	—	—	—	—	24	
33	6,6 + 0,2	6,69	1)	—	—	25	—	—	—	—	—	12 bis 16	29	
35	7,0 + 0,2	7,10	—	—	10	26	—	8	—	—	—	18 bis 19	32	
38	7,6 + 0,2	7,65	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	42	
40	8,0 + 0,2	8,06	—	—	15	32	—	9	6	6	1	—	75	
41	8,2 + 0,2	8,26	—	—	—	34	—	—	—	—	—	—	77	
45	9,0 + 0,2	9,05	—	—	24 bis 32	43	—	12	—	—	—	1)	1)	
50	10,0 + 0,2	10,1	—	—	—	48 bis 51	5	13	9	10	2	—	—	
51	10,2 + 0,2	10,5	—	—	—	54	—	—	—	—	—	—	—	
55	11,0 + 0,2	11,0	—	—	1)	1)	—	17	—	—	—	—	—	
60	12,0 + 0,2	12,0	—	—	—	—	7	18	13	12	3	—	—	
63	12,6 + 0,2	12,6	—	—	—	—	—	20	15	—	—	—	—	
70	14,0 + 0,2	13,9	—	—	—	—	11	25	18	16	5	—	—	
73	14,6 + 0,2	14,6	—	—	—	—	—	27	20	—	—	—	—	
75	15,0 + 0,2	14,9	—	—	—	—	14	28	—	—	—	—	—	
80	16,0 + 0,2	15,9	—	—	—	—	15	29	22	21	9	—	—	
82	16,4 + 0,2	16,3	—	—	—	—	18	34	23	3)	—	—	—	
85	17,0 + 0,2	16,9	—	—	—	—	20	36 bis 39	—	—	—	—	—	
90	18,0 + 0,2	17,9	—	—	—	—	21	45	28	—	—	12	—	
93	18,6 + 0,2	18,5	—	—	—	—	—	47	30	—	—	3)	—	
100	20,0 + 0,2	19,9	—	—	—	—	26 bis 30	1)	35	—	—	—	—	
105	21,0 + 0,2	20,8	—	—	—	—	33	—	39	—	—	—	—	
108	21,6 + 0,2	21,4	—	—	—	—	1)	—	41	—	—	—	—	
109	21,8 + 0,2	21,7	—	—	—	—	—	—	41	—	—	—	—	

1) Druck ist nicht mehr zu halten. — 2) Versuch wurde abgebrochen, da Druckpresse an der Grenze der Leistungsfähigkeit. — 3) Versuch abgebrochen, da Druckergebnis befriedigt. — 4) Bei Pfeiler E wurden keine Versuche gemacht.

Die aus der Tabelle zu berechnenden zulässigen Bodenpressungen sind zweifellos noch zu niedrig, da bei höheren Belastungen seitliches Ausreten des Bodens unter dem Stempel eintrat, was bei größeren Flächen weniger ins Gewicht fällt. Immerhin gaben die Zahlen einen wertvollen

Anhalt. Lohmeyer³⁾ empfiehlt, dem Stempel die Grundfläche 0,8 · 0,8 = 0,64 m² zu geben. (Fortsetzung folgt.)

3) Brennecke-Lohmeyer, 4. Aufl., Bd. I, 1927, S. 30.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau der Emscherfluß-Kläranlage bei Essen-Karnap.

Von Regierungsbaumeister a. D. Carp, Emschergenossenschaft, Essen.

(Schluß aus Heft 18.)

Das Klärbecken ist so bemessen, daß das Mittelwasser der Emscher mit 10 m³/sek rd. 2 h Aufenthalt hat. Die Breite beträgt 200 m, die Länge rd. 160 m. Als Klärtiefe können 2 m angenommen werden. Beim gewöhnlichen Hochwasser hebt sich der Wasserspiegel um rd. 1 m, so daß der Absetzraum vergrößert wird und die Klärzeit auch dann noch etwa 1 h beträgt. Die Sohle des Beckens liegt nach dem Entwurf etwa 5 m unter der Geländeoberfläche und etwa 3,5 m unter MW, so daß ein Schlammraum von 1,50 m Tiefe vorhanden ist. Während des normalen Betriebes ist der Raum nie ganz mit Schlamm gefüllt, so daß der Absetzraum meistens noch größer ist, als oben angegeben. Die Sohle ist unbefestigt geblieben. Sie ist inzwischen abgesunken und hat sich unterhalb der Reichweite der Schwimmbagger, die den Schlamm ausräumen, mit einer Schlamm- und Schotterdecke bedeckt. Die Seitenwände des Klärbeckens sind geböschet und im allgemeinen mit unvergessenem Bruchsteinpflaster aus Ruhrkohlendstein auf Kiesbettung versehen. Diese Ausführung ist mit Rücksicht auf die Bewegungsmöglichkeit bei den Bergsenkungen gewählt worden. Aus dem gleichen Grunde ist für die Ausrüstung des Klärbeckens mit Dalben und Laufstegen in großem Umfange Holz verwendet worden. Holz ist elastisch und eignet sich besser als Eisen und Beton für Wiederherstellungsarbeiten, die durch den Bergbau veranlaßt werden, z. B. bei Höherlegung der Laufsteg. Die große Fläche des Klärbeckens ist durch drei eiserne Spundwände in vier etwa 50 m breite und 160 m lange Streifen unterteilt. Diese Wände dienen zunächst zur Führung der schon erwähnten Schwimmbagger. Sie sind daher mit Reibe-

holzern und Pollern ausgerüstet und tragen außerdem die im Gefälle liegenden Schlammrinnen, die den gepumpten Schlamm an Land bringen, ferner Bedienungsstege, Kabel für die Stromzuführung und eine Betriebswasserleitung. Für die Spundwände wurde das kleinste Larssen-Profil (Ia) gewählt. Die Bohlen sind im Mittel 8 m lang und stecken 4 m im Boden.

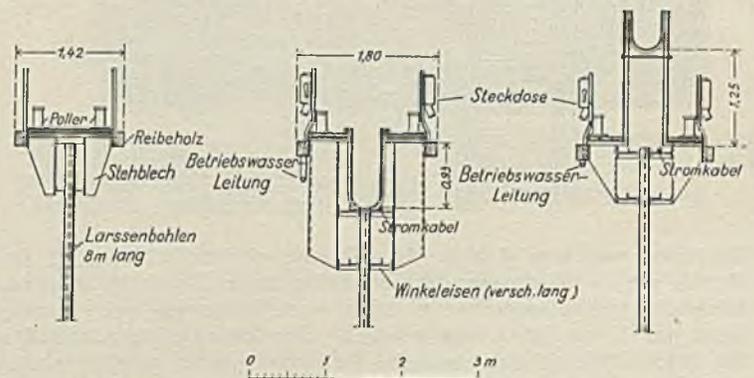


Abb. 15. Querschnitt der Zwischenwände des Klärbeckens. Links Befestigung der Stehbleche unmittelbar an den Längs-Z-Eisen, Mitte und rechts Ausgleich der Wellenform der Wand durch verschieden lange Winkelleisen.

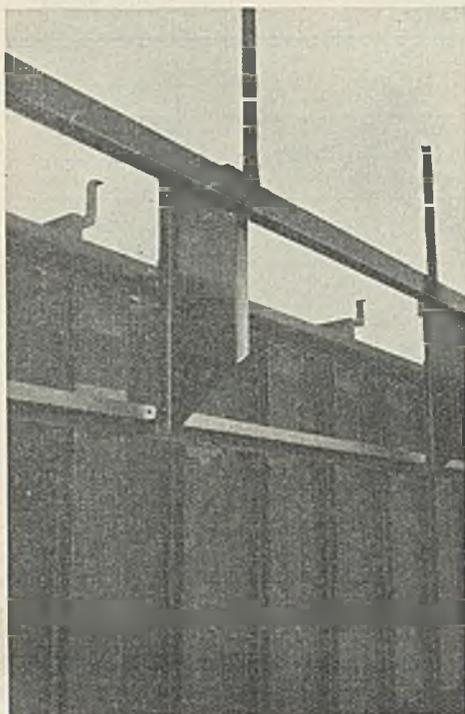


Abb. 16. Zwischenwand des Klärbeckens während der Montage. Die Spundwand ist auf jeder Seite von zwei Z-Eisen gesäumt, an denen die Stehbleche mit verschiedenen langen Winkelisen befestigt sind. Oben Längswinkel zur Aufnahme des Reibholzes und Geländerstützen.

der höherliegenden Abflußrinne ab. Die Nase an der Unterseite des Balkens verhindert, daß sich durchgehende Wasseradern von dem höher liegenden Klärspiegel unter dem Balken hindurch zur Abflußrinne bilden. Durch eine zweite Nase ist die Überfallkante dargestellt, die nach Bedarf durch Dammbalken und an Spindeln hängende Schütztäfel höher gelegt werden können. Die Dammbalken liegen zwischen genieteten, mit Rücksicht auf Stöße der Schwimmbagger kräftigen Eisenkonstruktionen, die in

Wegen des leichten Profils war es nicht möglich, sie ganz fluchrecht zu rammen. Es entstand die bekannte Wellenform, die durch verschieden lange, nach örtlichem Aufmaß abgeschnittene Winkelisen ausgeglichen wurde (Abb. 15 u. 16), mit denen die Stehbleche an den Z-Eisen, die den oberen Rand der Spundwand säumen, befestigt wurden. Dadurch kamen die Reibhölzer zur Führung der Schwimmbagger in genau fluchrechte Lage, ohne daß Spannungen in die Konstruktion hineingebracht wurden.

Bei der Konstruktion der Ablaufseite des Klärbeckens sind wegen der verschiedenen Zwecke, die sie zu erfüllen hat, Eisenbeton, Eisen und Holz verwendet worden (Abb. 17). Ein in Höhe der Sohle der Ablaufrinne angeordneter Eisenbetonbalken, der ebenso wie die Stützmauern der Einlaufseite auf Einzelfundamenten gelagert ist, schließt das tiefe Klärbecken von

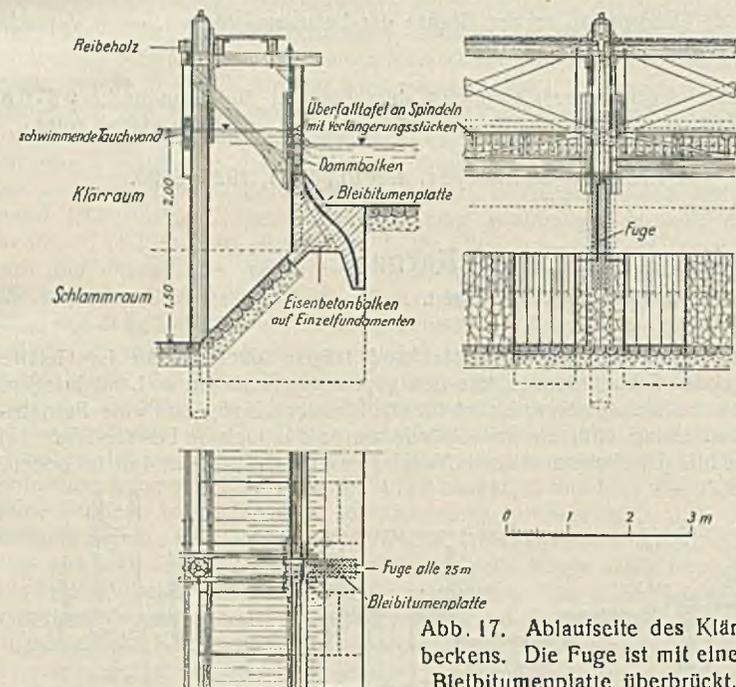


Abb. 17. Ablaufseite des Klärbeckens. Die Fuge ist mit einer Bleibitumenplatte überbrückt.

Abständen von etwa 4 m in den Eisenbetonbalken einbetoniert sind. Ähnlich wie die Stützmauer der Zulaufseite ist der Eisenbetonbalken der Ablaufseite in Abständen von rd. 25 m durch Dehnungs- und Pressungsfugen von 10 cm Stärke unterbrochen. Der wasserdichte Abschluß ist hier durch einbetonierete, elastische Bleibitumenplatten gebildet worden, die Zerrungen und Pressungen aufnehmen sollen, ohne daß der Zusammenhang zwischen den Bauteilen verlorengeht⁴⁾.

⁴⁾ Vgl. Ramshorn, Der neue Rheindelch bei Alsum, Bautechn. 1927, Heft 49, Abb. 7.

Etwa 1 1/2 Jahre nach der Inbetriebnahme der Anlage waren die Laufstege so weit abgesunken, daß sie bei jedem kleineren Hochwasser überflutet wurden und dadurch verschlammten. Auch war die Schlammförderung gestört, weil die Schlammrinnen auf den Zwischenwänden ins Hochwasser kamen. Die Senkungen waren, wie oben bemerkt, ungleichmäßig und führten zu einer Schiefstellung des Klärbeckens von etwa 1 m. Im Jahre 1929 wurde daher mehr als die Hälfte der Laufstege um 1,50 m höher gelegt (Abb. 18). Nach Entfernen der an den Pfahlböcken befestigten

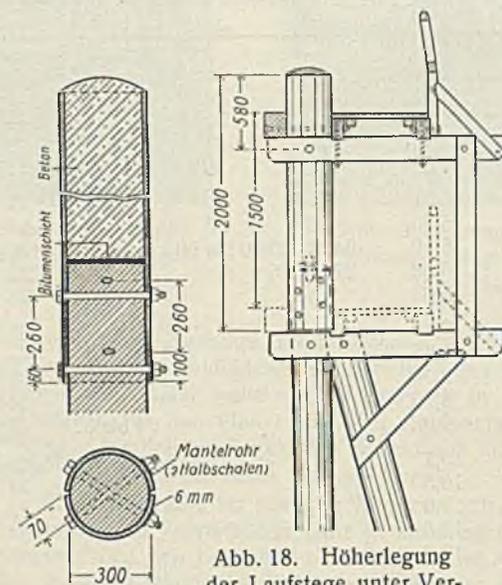


Abb. 18. Höherlegung der Laufstege unter Verlängerung der senkrechten Holzpfähle mit eisernen Halbschalen.

Holzkonstruktionen wurden zur Verlängerung der senkrechten Pfähle zwei eiserne Halbschalen von entsprechendem Durchmesser um den Kopf des Pfahles gelegt und mit vier Schraubenbolzen befestigt. Das Innere des so entstandenen Rohres wurde mit Beton ausgefüllt, nachdem vorher zum Schutze des Holzes eine Bitumenschicht eingebracht war. An die verlängerten Pfähle wurden die Laufstege wieder befestigt. Auch die Eisenkonstruktionen der Laufstege, die von den Spundwänden im Klärbecken getragen werden, und der Überfall an der Ablaufseite wurden erhöht.

Die Schlammengen, die sich an der Sohle des Klärbeckens ansammeln, werden während des Klärbetriebes durch zwei schwimmende Saugbagger entfernt. Schwimmbagger sind gewählt worden wegen ihrer Unempfindlichkeit gegen Bewegungen des Geländes. Jeder Schwimmbagger besteht aus dem eigentlichen Baggerhaus, in dem die Pumpen untergebracht sind, und der Schwimmpontonbrücke, an der entlang sich das Baggerhaus während des Betriebes hin und her bewegt. Zur Förderung des Schlammes dienen zwei Kreiselpumpen mit Innenpanzerung — von ihnen dient eine als Reserve — mit einer Leistungsfähigkeit von je 250 m³/h. Der

Schlamm wird durch einen Saugrüssel unter Wasser abgesaugt und in die Schlammrinne, die oben auf der Schwimmbücke im Gefälle 1 : 70 liegt, mit einem Wassergehalt von 80 bis 85 % gefördert. Die Pumpenachsen liegen unter dem Wasserspiegel, so daß ein Ansaugen nicht nötig ist. Durch langes Lagern wird der Schlamm allmählich so fest, daß er nicht ohne weiteres pumpfähig ist. Dem Kopfe des Saugrüssels kann daher Druckwasser zugeführt werden, das im Baggerhaus mit einer besonderen Spülpumpe erzeugt wird. Durch

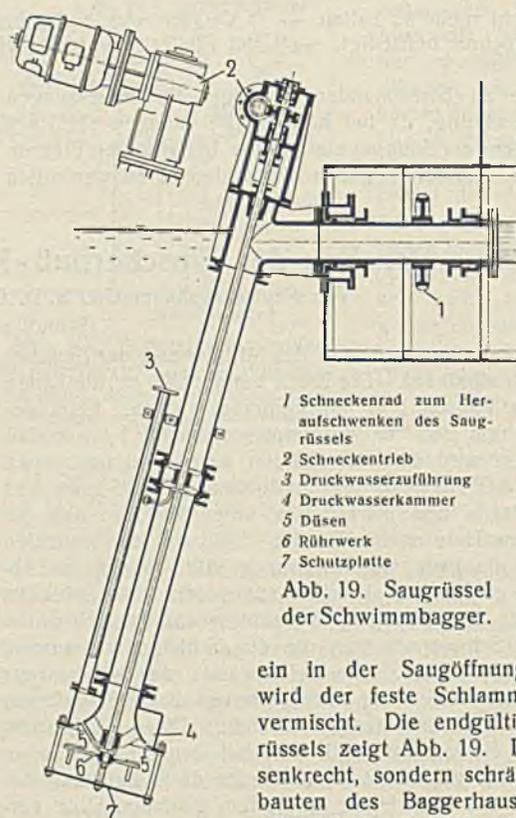


Abb. 19. Saugrüssel der Schwimmbagger.

ein in der Saugöffnung arbeitendes Rührwerk wird der feste Schlamm mit dem Druckwasser vermischt. Die endgültige Ausbildung des Saugrüssels zeigt Abb. 19. Das Saugrohr reicht nicht senkrecht, sondern schräg in die Tiefe, weil Vorbauten des Baggerhauses das gerade Heraufschwenken mit Hilfe eines Schneckenrades verhindern. Die Saugöffnung ist von einer ringförmigen Druckwasserkammer umgeben, aus der durch mehrere Düsen, wie erwähnt, das Wasser in den festen Schlamm spritzt, der sich vor der Saugöffnung befindet. Eine durch vier lange Schraubenbolzen festgehaltene Eisenplatte schützt die unbefestigte Sohle des Klärbeckens vor Aufwirbelungen durch

die Wasserstrahlen. Das Druckwasser wird durch ein besonderes Rohr der Wasserkammer zugeführt. Das Rührwerk besteht aus einem schmiedeisernen Kreuz, an dessen vier Armen senkrecht zur Ebene des Kreuzes Gummistäbe nach Art der Polizelknüppel angebracht sind. Sie sind fest genug, um den Schlamm zu zerteilen, dabei elastisch, daß sie harten Fremdkörpern (Kies, Holzstücken usw.) ohne Schaden ausweichen. Das Rührwerk wird durch einen Elektromotor über einen Schneckentrieb mit 200 Dreh./min angetrieben. Die lange Welle ist dreimal gelagert, und zwar unter Wasser in Continental-Gummilagern, die sich ausgezeichnet bewährt haben. Die Lager werden mit Druckwasser, da dieses doch vorhanden ist, gespült, indem vor das Lager ein Wasserschleier gelegt wird. Der Verschleiß ist ebenso wie der der Gummiknüppel verschwindend gering. Pockholzlager, die bei den vorgehenden Konstruktionen verwendet wurden, waren infolge des körnigen Schlammes bald unbrauchbar.

Das Baggerhaus ist durch zwei gefederte Mitnehmerstangen, die Schwankungen der Eintauchtiefe ausgleichen und Stöße aufnehmen, mit dem Schleppwagen elastisch gekuppelt, der auf der Schwimmbrücke läuft. Der Wagen zieht sich durch Aufwickeln eines am Brückende befestigten Drahtseiles auf einer Seiltrommel an der Brücke entlang (Abb. 13). Gleichzeitig wickelt sich von einer zweiten Seiltrommel ein entsprechendes Stück des an dem entgegengesetzten Brückende befestigten Drahtseiles ab. Nach einer genügenden Anzahl von Schnitten wird das ganze Gerät um ein entsprechendes Stück in der Längsrichtung des Klärbeckens unter Zuhilfenahme von elektrisch betriebenen Spills, die an jedem Ende der Brücke angeordnet sind, verholt. Auf diese Weise gelangt der Saugrüssel im Laufe der Zeit über die ganze Fläche eines Teilbeckens. Die Zwischenwände enden etwa 6 m vor der Überfallkante. Durch die hierdurch geschaffenen Öffnungen werden Baggerhaus und Schwimmbrücke, nachdem sie voneinander gelöst sind, nacheinander in ein anderes Teilbecken gebracht. Jeder der beiden Bagger wird von nur einem Maschinisten geführt. Zur Unterhaltung der Schiffskörper dient eine Aufschleppe und eine kleine Trockendockanlage an der Westseite des Klärbeckens. Ohne Unterbrechung des Betriebes können die einzelnen Schwimmer der Brücke nacheinander ausgefahren und in der Aufschleppe überholt werden. Die Baggerhäuser werden in der Trockendockanlage unterhalten.

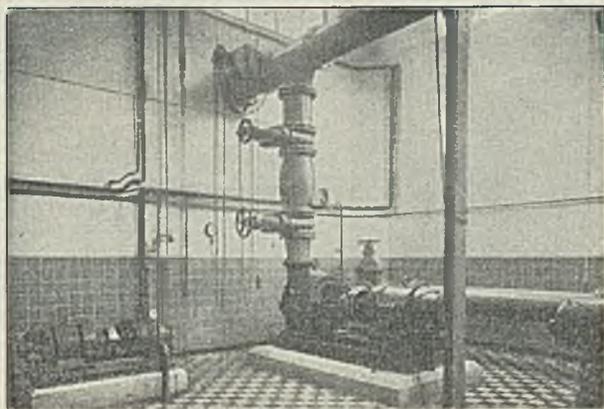


Abb. 20. Innenansicht des Schlammumpenhauses mit einer Schlammpumpe. Links Rotationskompressor zur Erzeugung von Preßluft für die Schlamm bunker.

Das geförderte Schlammgemisch gelangt aus der Rinne der Schwimmbrücke über ein Übergangsrohr in die feste, ebenfalls im Gefälle 1:70 liegende Schlammrinne auf der Zwischenwand und von hier an Land in einen der beiden Zwischenbehälter, die mit je 100 m³ Inhalt zum Ausgleich der Förderleistungen der Schwimmbagger und der nachfolgenden großen Schlammumpen dienen. Die Zwischenbunker sind aus örtlichen Gründen — sie liegen zwischen den Zulaufrippen — lang gestreckt. Um das Absetzen des Schlammes in den Ecken zu verhindern, wird nach Bedarf Preßluft durch Düsen an der Behältersohle eingblasen, die den Schlamm in Bewegung hält. Die Preßluft wird durch einen Demag-Rotationskompressor erzeugt.

Tiefliegende Rohre von 400 mm Durchm. führen aus den Behältern in das Schlammumpenhaus (Abb. 21), dessen Sohle etwa 6 m unter Gelände liegt. Zwei Kreiselpumpen, von denen wieder eine als Reserve dient, nehmen mit einer Leistungsfähigkeit von je 500 m³/h (Abb. 20) den Schlamm aus den Zwischenbunkern auf und drücken ihn über Rückschlagklappen durch lange Rohrleitungen in die Schlammbecken, die rings um die Kläranlage gelegt sind (Abb. 3). Die tiefe Lage des Pumpenhauses im Grundwasser verlangte vor allem Wasserdichtigkeit. Diese ist durch eine Isolierschicht erreicht, die den ganzen würfelförmigen Bau umhüllt. Risse im Bauwerk und in der Isolierschicht mußten durch entsprechende bergbausichere Ausbildung vermieden werden. Bei der Herstellung konnte zunächst die Grundwasserabsenkung für die Gesamtanlage, auf die später noch eingegangen wird, für den Aushub der Baugrube im Trockenem aus-

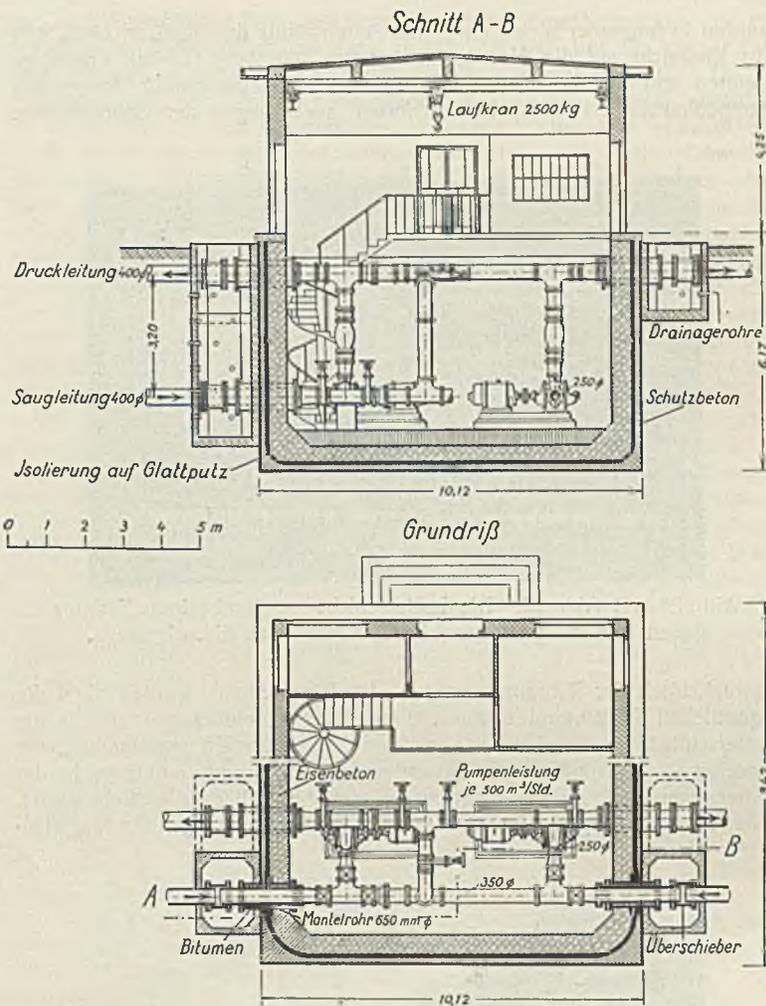


Abb. 21. Querschnitt durch das Pumpenhaus.

genutzt werden. Zuerst wurde die Schutzschicht der Sohle und der unteren Hälfte der aufgehenden Wände hergestellt. Wegen ihrer geringen Stärke bekamen die Wände eine leichte Eisenbewehrung. Der so entstandene Trog wurde mit Glattputz versehen und mit der Isolierschicht (Bitumen und Jute) von innen beklebt (Abb. 21 u. 22). Diese griff auch über den oberen Rand der unteren Wandhälfte. Es war nicht möglich, den Behälter in ganzer Höhe auf einmal zu isolieren, weil die langen Jutebahnen an den senkrechten Wänden durch ihr Eigengewicht sich während der Her-

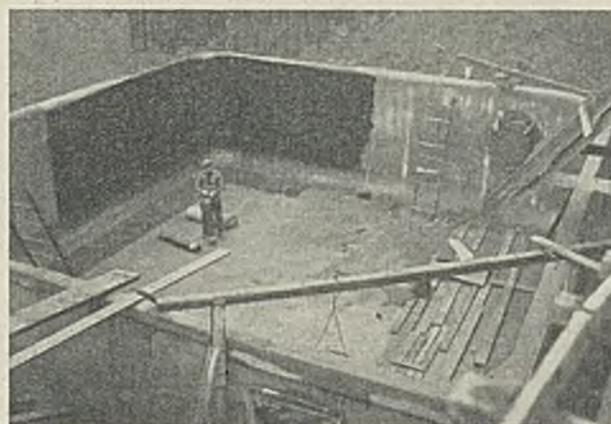


Abb. 22. Unterer Teil der Schutzschicht des Schlammumpenhauses. Ankleben der Isolierschicht von innen. Rechts in der Wand ein Mantelrohr zur späteren Durchführung der Schlamm saugeleitung.

stellung der Isolierung heruntergezogen hätten. Zum Schutze gegen mechanische Beschädigungen kam auf die Isolierschicht ein Rappputz. Danach konnte die Eisenbewehrung, die auch zur Aufnahme der Kräfte aus den Bergsenkungen bemessen wurde, in der ganzen Höhe des Bauwerkes geflochten werden (Abb. 23). Nach dem Einbringen des Betons und dem späteren Ausschalen wurde der obere Teil der Isolierung von außen unter Anschluß an die Isolierung, die auf dem oberen Rande der unteren Schutzschicht lag, an den Eisenbeton angeklebt, der inzwischen einen Glattputz erhalten hatte (Abb. 21 oben). Zum Schluß wurde der obere Teil der äußeren Schutzschicht hergestellt. Die Schlammrohre

wurden in folgender Weise durch die Seitenwände durchgeführt (Abb. 21): Mit Rücksicht auf die Maßungenaugigkeiten, die beim Einbau entstehen konnten und die die spätere Montage der Rohrleitungen im Innern des Pumpenhauses erschwert hätten, ferner auch wegen der erforderlichen

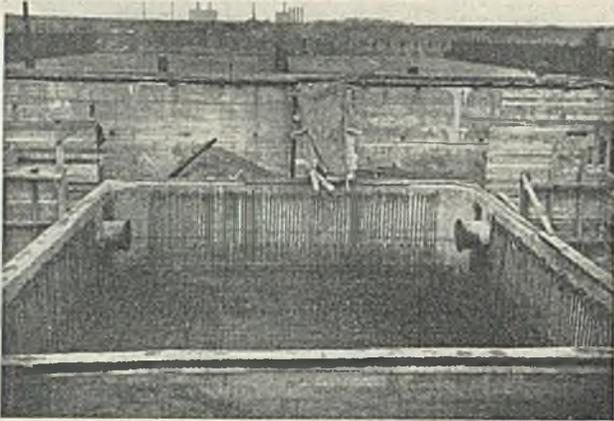


Abb. 23 wie Abb. 22. Die Isolierschicht ist durch einen Rappputz gegen Beschädigung geschützt. Beginn des Eisenflechtens.

Beweglichkeit der Rohranschlüsse an das Pumpenhaus wurden nicht die eigentlichen Schlammrohre von 400 mm Durchm. einbetoniert und in die Isolierschicht eingebunden, sondern Mantelrohre von 650 mm Durchm., die zunächst durch Blindflansche verschlossen wurden und die etwa in der Mitte einen breiten Flansch hatten, auf den die Isolierung geklebt wurde. Nach Fertigstellung des Gebäudes wurden die außen liegenden Einstiege-



Abb. 24. Schlammleitung mit Blechluten in einem Schlammbecken.

schächte, die sich inzwischen mit Grundwasser gefüllt hatten, weil die Hauptwasserhaltung abgebaut war, leergepumpt. Die Blindflanschen der Mantelrohre, die bis dahin das Pumpenhaus wasserfrei gehalten hatten, wurden abgenommen, und es konnten die schon früher verlegten Saugleitungen aus den Schlammzwischenbunkern an die Rohrleitungen der Schlammumpen unter Benutzung von Überschiebern angeschlossen werden. Die ringförmigen Zwischenräume zwischen den Mantelrohren und den Schlammrohren wurden zuletzt mit Bitumen ausgefüllt.

Aus dem Schlammumpenhaus führen, wie bereits erwähnt, zwei Rohrleitungen zu den Schlammbecken. Die eine bedient die vier westlichen Becken, die andere die fünf östlichen (Abb. 3). Die beiden Leitungen haben einen Durchmesser von 400 mm und eine Länge von je fast 1 km. Sie bestehen aus autogen geschweißten Muffenrohren, die auf den äußeren Dämmen der Schlammplätze auf Holzböcken mit schwacher Steigung verlegt sind (Abb. 24). Die Muffen wurden nach dem Verlegen der Rohre an Ort und Stelle verschweißt. In Abständen von etwa 50 m sind bewegliche Muffen zum Ausgleich von Dehnungen und Pressungen angeordnet sowie Reinigungsöffnungen. Bei der offenen Verlegung der Rohre können Undichtigkeiten leicht festgestellt und beseitigt werden. Frostgefahr besteht nicht, weil der Schlamm entsprechend der Temperatur des Emscherwassers ziemlich warm ist und die Rohrleitung bei Betriebschluß jedesmal entleert wird. Blechluten schützen die Böschungen an den Schlammausläufen vor Zerstörung durch das ausströmende Wasser.

In den Schlammbecken, in die der Schlamm in dünnen Schichten gepumpt wird, trennt sich das zugesetzte Transportwasser von dem Schlamm, wobei sich das Wasser an der Oberfläche sammelt. Die Sohle der Becken brauchte daher nicht drainiert zu werden. Die Hauptwassermenge wird vielmehr durch Entwässerungstürme (Abb. 25) abgezogen und in die

Kläranlage zur Nachklärung geleitet, ein weiterer Teil verdunstet. Der Schlamm trocknet allmählich bis zur Stichfestigkeit auf, wobei er einen Wassergehalt von etwa 50% hat. Im ganzen sind neun Schlammplätze vorhanden. Jeder hat eine Fläche von 18 000 m² und faßt bis zu 90 000 m³. Der Gesamtschlammraum beträgt also über 800 000 m³. Bei dem erwarteten Schlammanfall von 250 000 m³/Jahr im stichfesten Zustande hätte er für reichlich drei Jahre ausgereicht. Infolge der schlechten wirtschaftlichen Lage des Ruhrkohlenbergbaues ist jedoch die im Jahr anfallende Schlammmenge kleiner geworden, so daß der Schlamm auf der Kläranlage noch etwas länger aufgestapelt werden kann.

Es ist schon oben darauf hingewiesen, daß die Schlammengen auf die Dauer auf der Kläranlage nicht zurückgehalten werden können und daß die Aufbereitung zu brennbarem Staub technisch und wirtschaftlich möglich ist. Es würde zu weit führen, hier nähere Angaben über diese Fragen zu machen⁹⁾. Es sei nur erwähnt, daß man mit dem Brennstaub ein Kraftwerk von etwa 30 000 kVA installierter Leistung betreiben und etwa 100 Mill. kWh/Jahr erzeugen kann.

Sämtliche Maschinen der Anlage haben elektrischen Antrieb. Der erforderliche Strom wird vom Rheinisch-Westfälischen Elektrizitätswerk mit 10 000 V Spannung durch Kabel bezogen und in Transformatoren von 200 kVA Leistung auf 380 V umgespannt. Die Hauptverteilung der Niederspannung befindet sich im Pumpenhaus.

Die vorstehend beschriebenen Bauwerke und Einrichtungen wurden in der bemerkenswert kurzen Bauzeit von nur rd. 1/4 Jahren geschaffen. Zwei Hauptvorbedingungen für den schnellen Fortgang der Arbeiten waren zu erfüllen. Zunächst mußte ein genauer Bauplan vorhanden sein, der vor allem die voneinander abhängigen Arbeiten unter Berücksichtigung der Liefer- und Montagefristen für die maschinellen Einrichtungen enthielt. Mit allen Mitteln mußte während des Baues danach gestrebt werden, daß dieser Plan auch eingehalten wurde. Deshalb wurde z. B. vom Unternehmer verlangt, als der Erdaushub nicht schnell



Abb. 25. Blick in einen Schlammplatz, hinten die Schlammleitung, vorn Entwässerungsturm mit schwimmender Tauchwand.

genug fortschritt, daß während der Sommermonate des Jahres 1927 in drei Schichten von je acht Stunden gearbeitet wurde. Während dieser Zeit stand das Baggergerät nur an Sonntagen für einige Stunden still, in denen es überholt wurde. Die andere Bedingung war, daß mit Rücksicht auf die schwierigen Kippen — es mußten mit den Aushubmassen vor allem die Schlammplatzdämme mit Böschungen 1:1 1/4 und mit einer Kronenbreite von 1 m 5 m hoch geschüttet werden — die Baugrubensohle trockengelegt wurde. Die Bauleitung entschloß sich zu einer Grundwasserabsenkung mit Rohrbrunnen, obwohl für die Errichtung und den Betrieb dieser Anlage rd. 100 000 RM aufzuwenden waren. Offene Wasserhaltung, bei der der Aushub naß gewesen wäre, hätte zweifellos zu unangenehmen Störungen auf den Kippen geführt.

Bevor der Hauptunternehmer im Juni 1927 mit seinen Einrichtungsarbeiten begann, war in das Gleis einer bergfiskalischen Hafenbahn, die im Abstände von etwa 1 km westlich an der Kläranlage auf einem Damm vorbeiführte, eine Weiche mit einem Abstellgleis auf einer Dammverbreiterung eingebaut worden, auf dem das erste Baugerät für den Unternehmer ausgeladen wurde. Mit den ersten Aushubmassen wurde der Damm für den geplanten Eisenbahnanschluß hergestellt. Der Oberbau wurde verlegt, noch ehe der frisch geschüttete Damm zur Ruhe gekommen war. Man nahm die Nacharbeiten in Kauf, um möglichst bald mit dem Normalspurgleis auf das Baugelände zu kommen. Erwähnt sei, daß die Kosten für den Eisenbahnanschluß in Höhe von rd. 60 000 RM sich allein für die Anfuhr der Baugeräte, der Baustoffe und Maschinen bezahlt machten. Anfuhr mit Fuhrwerk vom nächsten Bahnhof hätte größere Kosten verursacht.

⁹⁾ Vgl. Fußnote 1).

Gleichzeitig mit den Baggerarbeiten, für die ein Eimerkettenbagger mittlerer Größe eingesetzt war, wurde mit der Einrichtung der Grundwasserabsenkung begonnen, und zwar wurde die erste Brunnenreihe zwischen Baugrube und Emscher gelegt. Im Schutze dieser Vorstaffel, deren Saugleitung in Höhe des Grundwasserstandes lag und deren Brunnen einen Abstand von rd. 6 m hatten, wurde die Hauptstaffel (Abb. 26) ringförmig um die ganze Baugrube gelegt. Der Brunnenabstand konnte dabei auf 10 bis 12 m vergrößert werden. Die Brunnen folgten dem Bagger auf den Außenseiten des Beckens, bis schließlich die beiden Brunnenreihen in der nordwestlichen Ecke sich wieder trafen. Im ganzen wurden rd. 100 Brunnen von 350 mm Durchm. gebohrt. Die geförderte Wassermenge betrug nach Eintritt des Beharrungszustandes etwa 40 l/sek. Die Menge war gering, weil der Untergrund aus feinem Sand bestand, der stellenweise mit dünnen Tonschichten durchsetzt war und nur eine geringe Mächtigkeit hatte. In rd. 10 m Tiefe stand Mergel an.

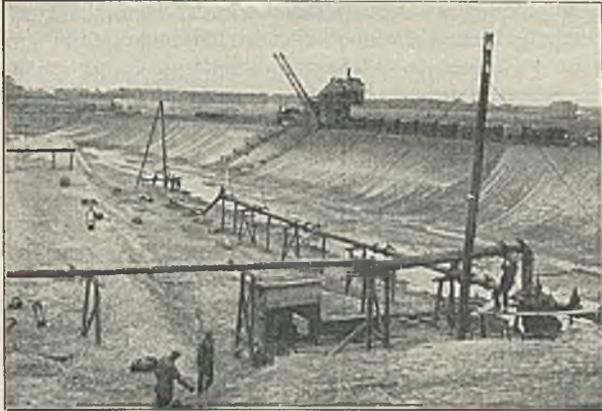


Abb. 26. Aushub der Baugrube durch einen Eimerkettenbagger. Einbau der Grundwassersenkungsanlage. Vorn Druckrohrleitung zur Boye.

Im Schutze dieser Grundwasserhaltung wurden im ersten Bauabschnitt außer den Erd- und Pflasterarbeiten auch die Rammarbeiten für die Holzpfähle und Spundwände sowie die Eisenbetonarbeiten der Zulauf- und der Ablaufseite durchgeführt. Während die eisernen Spundbohlen leicht zu rammen waren, mußten die Eisenbetonbohlen der Zulaufseiten an mehreren Stellen eingespült werden, wobei eine zweistufige Kreiselpumpe das erforderliche Druckwasser erzeugte.

Der zweite Bauabschnitt begann planmäßig schon Mitte März 1928. Er brachte vor allem den Bau des Emscherwehres und der Deichverschlüsse, sodann die Verzimmerungsarbeiten zur Fertigstellung des Klärbeckens, die Montage der Schwimmbagger und der Eisenkonstruktionen auf den Zwischenwänden des Beckens sowie das Aufstellen der Rechenanlage und der ortsfesten Schlammumpen. Dazu kamen die Errichtung der gesamten Hochbauten und die elektrischen Einrichtungen. Beim Bau des Wehres wurde zunächst die Trennungszunge zwischen Emscher und Boye (Abb. 4) durchstochen und das neue Bett für die Zulassung der Emscher zum Deichverschluß hergestellt, damit die Boye während der Herstellung des Dammbalkenwehres umgeleitet werden konnte. Nach seiner Fertigstellung wurden Emscher und Boye durch den Grundablaß abgeleitet und das feste Wehr im alten Emscherbett errichtet.

Zum Schluß seien noch einige Maßnahmen besprochen, die zum Schutze der Baustoffe getroffen wurden. Das in großem Umfange verwendete Kiefern-Schnittholz wurde nach dem Rüpingschen Verfahren

mit Teeröl getränkt. Nur die Holzpfähle bilden eine Ausnahme. Es erschien nicht wirtschaftlich, sie ganz zu tränken, weil nur ein kleiner Teil über Wasser zu liegen kam und der Fäulnis ausgesetzt wurde. Da erfahrungsgemäß die Fäulnis vorwiegend am Pfahlkopf einsetzt, erschien es genügend, in den abgerundeten Pfahlkopf Löcher von etwa 20 cm Tiefe und 3 cm Durchm. zu bohren und diese mit Karbolinöl zu füllen, das in die Holzfasern eindringt und von Zeit zu Zeit ergänzt wird (Abb. 18). Holzpfropfen verhindern das Eindringen von Regen in die Löcher. Die getroffenen Maßnahmen haben sich bis jetzt gut bewährt. Über die Hälfte der Pfähle ist allerdings inzwischen, wie oben dargelegt, verlängert worden, so daß der weitere Schutz von der Bitumenschicht übernommen worden ist. Die eisernen Spundwände sind in der Hauptsache aus gewöhnlichem Flußstahl gewalzt, nur die Spundbohlen in der Zulaufseite haben einen Kupferzusatz, weil sie mit Erde in Berührung kommen und stärkerem Rostangriff ausgesetzt sind. Vor dem Rammen wurden die Bohlen mit einem doppelten Schutzanstrich versehen. Die wenig guten Erfahrungen mit der Haltbarkeit des Anstriches lassen es als fraglich erscheinen, ob man die immerhin bedeutenden Kosten für den Anstrich hätte aufwenden sollen. Im allgemeinen haben eiserne Spundwände, auch ohne Anstrich, eine Lebensdauer, die oft erheblich größer ist als die Lebensdauer des Bauwerks, für die sie bestimmt sind. Vor allem ist dies in einem Industriegebiet der Fall, wo Anlagen oft schon nach 10 oder 20 Jahren überholt sind und durch neue ersetzt werden. Es gibt natürlich auch viele Fälle, in denen dem Rostangriff mit allen Mitteln entgegengetreten werden muß. Im vorliegenden Falle ist die Rostgefahr um so geringer, als die Emscher Teer und Öl mit sich führt, die das Eisen unter Wasser einhüllen. Die Eisenteile über Wasser mußten schon des Aussehens wegen gestrichen werden.

Für den Beton ist Hochofenzement verwendet worden, der sich im allgemeinen als widerstandsfähiger gegen etwaige Angriffe des Grundwassers erwiesen hat und der billiger ist als Portlandzement. Da die Eisenbetonspundbohlen, damit sie bald gerammt werden konnten, aus hochwertigem Portlandzement hergestellt wurden, erhielten sie einen doppelten Schutzanstrich.

Einen Begriff von dem Umfang der Arbeiten vermitteln neben den Bildern auch einige Zahlen, die die bewegten Erdmassen und einige der verbrauchten Baustoffe angeben:

Erdaushub	233 000 m ³	Stampfbeton	800 m ³
Eisenbeton	3 300 m ³	Eisenbetonspund-	
Eisenspundwände	8 500 m ²	wände	1100 m ²
Bruch- und Schütt-		Rund- und Profileisen	230 t
steine	6 300 t	Holz	420 m ³

Die Hauptarbeiten wurden von der Firma Dyckerhoff & Widmann AG, Zweigniederlassung Düsseldorf, ausgeführt. In ihrem Auftrage richtete die Siemens-Bauunion AG, Berlin, die Wasserhaltung ein und betrieb sie.

Von den größeren Aufträgen an andere Unternehmer seien folgende erwähnt: Rechenanlage: Maschinenfabrik Wilhelm Wurl in Berlin-Weißensee; Hochwasserverschlüsse: Geigersche Fabrik in Karlsruhe i. B.; Schwimmbagger und Eisenkonstruktion der Zwischenwände im Klärbecken: I. Frerichs & Co. AG, Osterholz-Scharmbeck bei Bremen; Schlammumpen: Maschinenfabrik Gröppel in Bochum; Schlammdruckleitungen: Firmen Albers & Co. und Fritz Hirsch in Essen; elektrische Installationen: Bergmann-Elektrizitätswerke AG in Berlin und Firma Stern G. m. b. H. in Essen.

Die architektonische Ausbildung der Hochbauten stammt von den Architekten Prof. Metzendorf und Baurat Schneider in Essen.

Der allgemeine Entwurf wurde im Abwasseramt der Emschergenossenschaft, Vorstand Marinebaurat a. D. Dr.-Ing. Prüß, aufgestellt. Die Bearbeitung der Einzelentwürfe und die Bauleitung lagen in den Händen des Verfassers. Die Baukosten betrugen 2,3 Mill. RM.

Alle Rechte vorbehalten.

Sickerlinien bei hohen Kanaldämmen.

Von Oberregierungs- und -baurat Bock, Münster i. W.

Höhere Kanaldämme aus durchlässigem Sand erhalten zur Verhinderung von Versickerungen aus dem Kanalquerschnitt eine Dichtungsschale aus Lehm oder Ton. Völlig beseitigen lassen sich jedoch Durchsickerungen auch bei sorgfältigster Herstellung der Dichtungsschicht nicht, und man muß stets mit einer gewissen Durchfeuchtung des Sanddammes rechnen. Eine solche Durchfeuchtung ist dann bedenklich, wenn sie sich bis zur außenseitigen Böschung des Dammes erstreckt und hier zu Quellungen und Durchwelchung des Bodens Anlaß gibt. Der mit Wasser gesättigte Sandboden läuft aus und gibt die erste Veranlassung zu Rutschungen. Man hat daher durch entsprechende Ausgestaltung der äußeren Dammböschung eine solche Durchfeuchtung zu verhindern gesucht. Man denkt sich in dem Sanddamm eine vom Schnitt des Wasserspiegels mit der inneren Kanalwand nach außen gezogene Durchfeuchtungslinie, deren Neigung von der Beschaffenheit des Dammbodens abhängt, und gestaltet die äußere Böschung so, daß diese Durchfeuchtungslinie mit Sicherheit nicht aus der Außenböschung heraustritt¹⁾. Die Neigung der Durch-

feuchtungslinie wird zu 1:6 bis 1:8 angegeben. Dämme, die nach diesen Durchfeuchtungslinien gebaut sind, haben sich bewährt. Eine wissenschaftliche Begründung für die Lage der Durchfeuchtungslinie ist aber m. W. bisher nicht gegeben. Im nachstehenden soll versucht werden, hierüber bessere Klarheit zu schaffen.

Bei den Versickerungen aus dem wasserführenden Querschnitt des Kanals und der daraus sich ergebenden Durchfeuchtung des Dammes handelt es sich offenbar um eine Bewegung des Wassers im Untergrunde; man wird also die Gesetze der Grundwasserbewegung auch hier verwenden können.

Wie bei allen Stauberechnungen, muß man dabei von dem Wasserstande im Vorfluter ausgehen. Der Vorfluter für die den Damm durchdringenden Wassermengen ist der unter dem Damm im Untergrund vor-

¹⁾ Vgl. „Die Wasserwirtschaft Deutschlands und ihre neueren Aufgaben“, Bd. I, S. 170.

handene Grundwasserstand. Liegt dieser tief genug und ist keine undurchlässige Zwischenschicht vorhanden, so wird das Sickerwasser, nachdem es die Dichtungsschicht des Kanals durchdrungen hat, in senkrechter Richtung absinken, bis es das Grundwasser erreicht hat. Der Grundwasserspiegel wird dabei eine mehr oder weniger große örtliche Hebung erleiden. Die Außenböschungen des Kanaldammes und der Seitengraben bleiben in einem solchen Falle trocken, falls der gehobene Grundwasserstand noch unter der Sohle des Seitengrabens bleibt.

Anders ist es bei hoch liegendem Grundwasserstand oder bei undurchlässigem Untergrund. Dann stellt der Seitengraben den Vorfluter dar. Die Sicker Mengen müssen dann vom Damminnern aus nach außen hin in den Seitengraben gelangen. Für die Ausbildung der Sickerlinien ist der Wasserstand in dem Seitengraben maßgebend.

Die Sickerlinien lassen sich in diesem Falle nach den Regeln der Grundwasserbewegung berechnen unter Anwendung der von Dupuit aufgestellten Gleichung der gekrümmten Wasseroberfläche für das nach einem offenen Sammelkanal hin durch gleichmäßigen Boden durchsickernde Grundwasser.

Bezeichnet l die Länge des Kanals, q die seitlich zuströmende Wassermenge, k die Durchlässigkeit der als durchaus gleichmäßig angenommenen Bodenart, so ist (Abb. 1):

$$z^2 - h_0^2 = \frac{2q}{k} \cdot y.$$

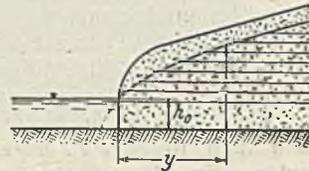


Abb. 1.

Man kann nun von den Seitengräben aus unter Annahme eines bestimmten Wasserstandes h_0 in den Gräben die Gefällelinie für verschiedene Sicker Mengen q und für verschiedene Durchlässigkeiten k des Untergrundes ermitteln. Unbestimmt ist hierin zunächst die Wassermenge q , über die bestimmte Annahmen gemacht werden müssen. Nach den Untersuchungen am Wesel-Datteln-Kanal und auch nach sonstigen Erfahrungen wird man bei einligermaßen guter Abdichtung der Kanalsohle höchstens mit einer Versickerungsmenge von 4 cm der Wasserfläche des gefüllten Kanals je Tag zu rechnen haben. Es entspricht dies bei einem Kanal von 40 m Wasserspiegelbreite einer Wassermenge von

$$\frac{40 \cdot 0,04 \cdot 1000 \cdot 1000}{86400} = 18,5 \text{ l/sek/km.}$$

Für Verdunstung und Versickerung wird vergleichsweise nach früheren Berechnungen für die erste Zeit der Kanalfüllung 16 l/sek/km angenommen. Beobachtungen haben wesentlich geringere Zahlen ergeben. Um die Sickerlinien im Kanaldamm berechnen zu können, muß man weiterhin die Durchlässigkeit des Sandbodens kennen. Die Durchlässigkeitswerte schwanken. Bei der Grundwasserabsenkung für den Bau der Schleuse Plötzensee ist die Durchlässigkeit ermittelt zu

$$k = 0,00140 \text{ oder } 14 \cdot 10^{-4},$$

beim Bau der Seeschleuse Emden zu

$$k = 0,00021 \text{ oder } 2,1 \cdot 10^{-4}.)$$

Bei der Grundwasserabsenkung für den Bau der Schleuse Flaesheim ergab sich ein mittlerer Wert von etwa $0,0003 = 3 \cdot 10^{-4}$.)

Die Sande sind nun niemals ganz gleichartig. Man kann den Durchlässigkeitsbeiwert k für den in Aussicht genommenen Sand durch Versuche ermitteln und sich hierzu des in der „Hütte“ Bd. III, 25. Aufl., S. 674, angegebenen Verfahrens bedienen. Für die Dämme der II. Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals von km 21,5 bis km 29,5 bei Olfen sind nach diesem Verfahren die verschiedenen für die Ausführung in Frage kommenden Sande untersucht worden. Zu diesem Zweck wurde ein in Abb. 2 dargestellter Versuchskasten aus Holz von 1,00 m Länge, 0,50 m Breite und 0,50 m Tiefe hergestellt. Durch zwei Siebe aus Messinggewebe wurde er in drei Kammern zerlegt. In der mittleren Kammer zwischen den beiden Sieben, dem eigentlichen Sandraum von 0,75 m Länge, wurden die zu untersuchenden Sande eingebracht und festgestampft oder eingeschlämmt. In den beiden anderen Kammern sind Standrohre eingebracht, die den Wasserstand auf einer bestimmten Höhe halten. Durch Änderung in der Höhenlage des Überlaufs des einen oder anderen Standrohres ist man in der Lage, ein bestimmtes Gefälle zwischen Ein- und Auslauf herzustellen und für längere Zeit zu erhalten.

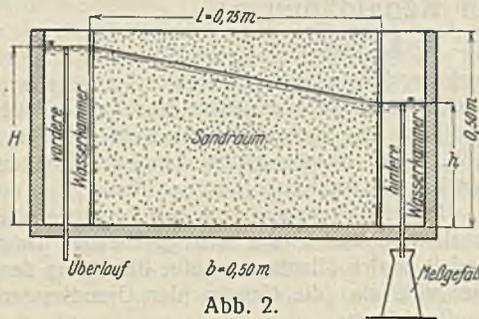


Abb. 2.

Das in die vordere Kammer eingeleitete Wasser fließt nun zum Teil durch die Sandschicht und in die hintere Kammer. Hier fließt es über den Überlauf des Standrohres ab, wird in einem unter dem Standrohr befindlichen Gefäß aufgefangen und kann dort gemessen werden. Um den Wasserstand in der vorderen Kammer stets auf derselben Höhe zu halten, muß man hier etwas mehr Wasser zuleiten, als durch den Sand abfließt. Dieses überschüssige Wasser fließt über den Überlauf des ersten Standrohres und wird abgeleitet.

Bei den Versuchen haben sich durchweg wesentlich kleinere Durchlässigkeitswerte ergeben als die oben angeführten Werte, die bei umfangreicher Grundwasserabsenkung bei ursprünglicher Lagerung der Sande ermittelt sind. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß der Sand beim Einbau in den Damm eine Veränderung in seiner Struktur erhält und daß dadurch die Durchlässigkeit gegenüber derjenigen in der ursprünglichen Lagerung geändert wird. Eine bedeutsame Rolle spielt hierbei auch die Art der Verarbeitung, so z. B. ob der Sand nur lose eingebracht und dann gestampft wird, oder ob er eingeschlämmt wird. Die für Olfen ermittelten Zahlen ergeben sich aus der nachfolgenden Zusammenstellung:

Tafel der Durchlässigkeitsbeiwerte k für die Sande bei Olfen.

Lfd. Nr.	Sandart oder Gewinnungsstelle	Der Sand ist eingeschlämmt 10^{-4}	eingestampft 10^{-4}	Feinste abschlämmbare Bestandteile des Sandes in %	Bemerkungen
1	2	3	4	5	6
1	Klwittheide . .	0,65	1,05	1,6	
2	Vinum	0,06	0,32	2,7	
3	Ternsche	0,49	0,56	2,0	
4	Lippeverlegung	0,01	0,57	6,0	
5	Flaesheim . . .	1,19	1,35	0,8	
6	Rheinsand . . .	0,81			
		1,50	7,50	1,6	Vergleichsweise

Die Zusammenstellung zeigt, daß bei fast allen Sanden durch das Einschlämmen die Durchlässigkeit, und zwar zum Teil erheblich, verringert wird. Ganz besonders gilt dies von Sanden, bei denen der Anteil der feinsten abschlämmbaren Teilchen verhältnismäßig groß ist. Es handelt sich bei diesen Zahlen allerdings um Laboratoriumsversuche, denen verschiedene Fehlerquellen anhaften, wie die Schwierigkeit, den Boden so in den Versuchsapparat einzubauen, wie es später im Baubetrieb geschieht, oder die zu geringen Abmessungen der Versuchsgefäße im Vergleich zur Wirklichkeit. Vergleicht man die gefundenen Zahlen mit den sonst bei Grundwasserstandsenkungen beobachteten Werten für den Beiwert k , so kann man schließen, daß die beobachteten Werte wohl die untere Grenze der k -Werte für die eingebauten Sande darstellen. Für den Einbau in den eigentlichen Dammkern bei Olfen kommen hauptsächlich die Sande der Klwittheide und Ternsche in Betracht. Bei diesen beiden Sanden kann nach vorstehendem die Durchlässigkeit auch beim Schlammverfahren mindestens zu etwa $0,5 \cdot 10^{-4}$ angenommen werden. Bei den Flaesheimer Sanden kann die Durchlässigkeit zu etwa $k = 1,0 \cdot 10^{-4}$ angenommen werden. Beim Rheinsand ist die Durchlässigkeit, wenn er eingestampft wird, etwa zu $7,5 \cdot 10^{-4}$ anzusetzen.

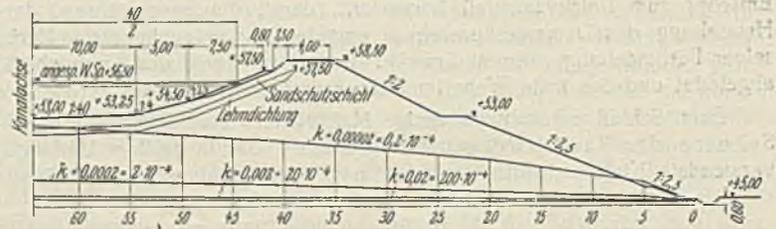


Abb. 3.

In Abb. 3 ist die Ausbildung des Grundwasserstandes in einem Kanaldamm bei verschiedenen Durchlässigkeitsbeiwerten von $k = 200 \cdot 10^{-4}$ bis $0,2 \cdot 10^{-4}$ für Versickerung von 4 cm je Tag im Kanal dargestellt. Dabei ist angenommen worden, daß der ganze Damm aus gleichmäßigem Boden besteht. Bei geringer Durchlässigkeit treten die Versickerungslinien aus dem Dammkörper heraus und gefährden damit den Bestand des Dammes. Dies ist auch der Fall, wenn zwar die Durchlässigkeit groß, die Versickerungsmenge aber ebenfalls groß ist. Man muß also sowohl auf eine sehr gute Dichtung zur Verminderung der Versickerung als auch auf eine möglichst große Durchlässigkeit des Dammbodens größten Wert legen. Je undurchlässiger der Dammboden ist, um so mehr ist zu befürchten, daß die Außenböschungen durchfeuchtet werden. Dies ist allerdings nicht so leicht zu befürchten, wenn der ganze Dammkörper aus völlig undurchlässigem Boden geschüttet wird, so daß überhaupt kein Wasser in den Dammkörper eindringen kann, wie bei den älteren französischen Staudämmen für die Speisung des Kanals du Midi. Voraussetzung für eine solche Bauart ist, daß die verwendeten Bodenmassen

) Vgl. Kyrieleis, Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten.
) Vgl. Ztrbl. d. Bauv. 1929, S. 622.

tatsächlich völlig undurchlässig sind und daß bei ihrer Herstellung keine Trennungsschichten entstehen, durch die Wasser hindurchsickern kann.

Ein wesentliches Zubehör der aus Sand geschütteten, durch Lehmichtung gegen zu große Sickerungen geschützten Dämme ist der Seitengraben am Fuß der Dammböschung, da er als Vorfluter für das aus dem Dammkörper heraustretende Sickerwasser dient und da von dem Wasserstand in diesem Seitengraben die Ausbildung der Grundwasserstandlinie in dem Damm abhängt. Ebenso wie bei Berechnung eines Fundamentes für ein größeres Bauwerk die Kraftwirkungen bis in den Untergrund verfolgt werden, sollte man bei Kanaldämmen den Verlauf des Sickerwassers bis in den Vorfluter verfolgen. Höhenlage, Querschnitt und Gefälle der Seitengräben sind in dieser Hinsicht besonders sorgfältig zu untersuchen und festzulegen. Sohle und Böschungen der Seitengräben wird man so ausbilden müssen, daß bei ihnen Ausspülungen und Beschädigungen durch das Sickerwasser sicher vermieden werden. Hierzu dient gegebenenfalls eine Befestigung mit Kies oder Kleinschlagschüttung mit oder ohne Pflaster. Die Kies- oder Steinbefestigung ist gegen den Damm hin filterartig abzuschließen, sie muß dem eindringenden Sickerwasser leichten Abfluß gewähren, ohne selbst in Bewegung zu geraten oder dem durchfeuchteten Sand das Durchfließen zu ermöglichen.

Sohlschalen sind besonders geeignet, wenn sie sorgfältig in durchlässiger Kesselasche und Kies mit offenen Fugen verlegt werden, da der Pflanzenwuchs in den Gräben verhindert und die Unterhaltung wesentlich erleichtert wird (vgl. Abb. 4). Ebenso wirksam sind sorgfältig in Kies verlegte Rohrleitungen, wie sie häufig bei Dammverstärkungen zur Anwendung gekommen sind.

Die dammseitige Berme der Seitengräben ist möglichst hoch zu legen, was sich wohl immer ohne nennenswerte Kosten ermöglichen lassen wird. Dadurch erhält die Sickerlinie eine größere Überdeckung, und auch eine kapillare Durchfeuchtung des Dammfußes wird verhindert.

Man hat befürchtet, durch zu tiefe Seitengräben unnötigerweise die Dammhöhe und damit die Gefahr für den Bestand des Dammes zu vergrößern. Diese Gefahr ist aber nicht so groß, und es ist wichtiger, durch entsprechend tiefe Lage der Gräben für eine ausreichende und sichere Entwässerung des Dammes zu sorgen. In vielen Fällen läßt sich eine zu tiefe Lage der Seitengräben vermeiden, wenn man sie häufiger in geeignete größere Vorfluter ableitet.

Die Annahme einer vom Wasserspiegel des Kanals ausgehenden, unter bestimmter Neigung verlaufenden Sickerlinie hat dazu geführt, hohen Kanaldämmen eine außergewöhnliche Breite zu geben. Es wird sich fragen, ob bei genauer Ermittlung und Berechnung der Sickerlinie, wie sie sich aus der zu erwartenden Wassermenge und der Durchlässigkeit des Dammkörpers ergibt, diese große Breite noch erforderlich ist. Durch die flachen Böschungen im unteren Teil der Dämme wird der Seitengraben weit hinausgeschoben, es muß daher im Damm entsprechend mehr Gefälle für die Grundwasserbewegung verbraucht werden. Auch bei ganz breiten Dämmen wird eine Durchfeuchtung der äußeren Böschungen nicht unbedingt vermieden, wenn der Seitengraben nicht tief genug oder die Durchlässigkeit des Dammbodens zu gering ist. Ist durch gute Entwässerungsmöglichkeit dafür gesorgt, daß die Sickerlinien innerhalb des Dammkörpers bleiben und erst im Seitengraben ausmünden, so richtet sich die Ausbildung des Dammquerschnitts nur noch nach der Standfestigkeit der zur Verwendung kommenden Bodenmassen. Flachere Böschungen als 1:2 bis 1:2½ werden dann in den meisten Fällen kaum nötig werden.

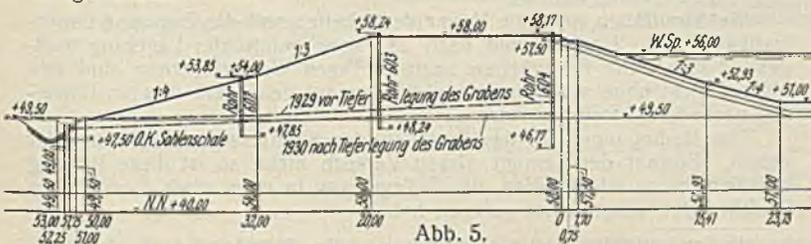


Abb. 5.

Beim Bau des Wesel-Datteln-Kanals fand sich Gelegenheit, den Verlauf der Sickerlinien innerhalb hoher Dämme zu beobachten. Es wurden zu diesem Zweck in den Dämmen oberhalb der Schleuse Datteln, bei denen der Wasserspiegel 7,00 m über dem gewachsenen Boden liegt, Grundwasserstandrohre getrieben und der Wasserstand in diesen von Zeit zu Zeit beobachtet. In Abb. 5 ist ein Querschnitt eines Dammtelles, der aus besonderen Gründen eine verhältnismäßig große Breite erhalten hat, dargestellt. Anfänglich war der Seitengraben nur von geringer Tiefe,

es bildete sich dabei die obere Sickerlinie aus. Das ganze Gelände außerhalb des Kanals wurde hierdurch versumpft. Später wurde der Graben vertieft und mit Sohlschalen ausgelegt. Die Folge davon war ein beträchtliches Absinken des Grundwasserstandes im Kanaldamm. Bemerkenswert ist, daß die Sickerlinie nicht etwa in Höhe des Wasserspiegels an der Kanalwandung beginnt, wie es der bisher angenommenen Durchfeuchtungslinie entsprechen würde. Das durchgesickerte Wasser sinkt vielmehr senkrecht ab, bis es in den durch die Höhe des Wasserstandes im Vorfluter, die abzuführende Wassermenge und den Durchlässigkeitsbeiwert bedingten, zum Vorfluter geeigneten Grundwasserspiegel gelangt.

Ähnliche Beobachtungen sind auch schon am Hohenzollernkanal gemacht worden, wie Nakonz im Ztbl. d. Bauv. 1920, S. 404, angibt. Auch Nakonz ist auf Grund der von ihm angestellten Versuche zu dem Ergebnis gekommen, daß bei sorgfältig hergestellter Tondichtungsschicht selbst in höheren Aufträgen die Kanaldämme mit verhältnismäßig steiler Außenböschung angelegt werden können.

Bei der II. Fahrt bei Olfen unterscheidet sich die Dammbauweise dadurch von früheren, daß der aus Sand bestehende Dammkörper trotz seiner großen Höhe nur eine Neigung von 1:1,5 erhält, und daß auf diese Böschung eine mehr oder weniger undurchlässige Mergelschicht eingebaut wird. Ein Querschnitt des Dammes ist in Abb. 6 dargestellt. Würde die Mergelschicht ganz bis auf den Untergrund reichen, so würde die Gefahr bestehen, daß das durch die Dichtungsschicht hindurchsickernde Kanalwasser sich innerhalb des Sandkernes aufstaut, da es durch die Mergelschicht nicht entweichen könnte, vorausgesetzt, daß ein Versickern in den Untergrund ebenfalls ausgeschlossen oder wenigstens behindert wird. In diesem Falle könnte die durchweichte äußere Mergelschicht nachgeben, und damit wäre die Gefahr des Zusammenbruches des Dammes gegeben. Um dies zu vermeiden, ist unterhalb der Mergelvorlage noch

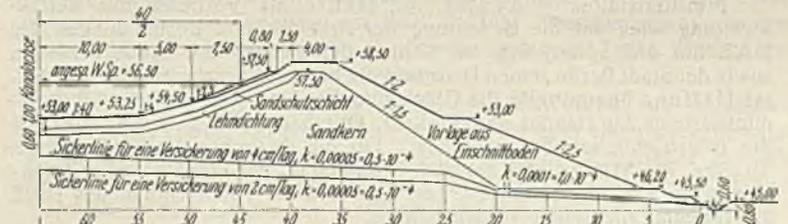


Abb. 6.

eine 1,0 bis 1,5 m starke Sandschicht angeordnet, in die Rigolen aus möglichst durchlässigem Kies eingebaut sind. Hierdurch wird eine hinreichende Abführung des in den Damm eingedrungenen Sickerwassers in den Seitengräben gewährleistet werden.

Da die unter der Mergelvorlage über der Grabensohle vorhandene Sandschicht Längs- und Querrigolen aus Rheinkies erhält, wird man die Durchlässigkeit dieser Schicht, die nicht eingeschlammte werden soll, im Mittel auf mindestens $1,0 \cdot 10^{-4}$ ansetzen können. Für den eigentlichen Sandkern wird dagegen von dem Fuß der 1:1,5 geneigten Böschung, d. h. von der Längsrigole, zur Vorsicht nur mit $k = 0,5 \cdot 10^{-4}$ zu rechnen sein. Für diese beiden Werte und für eine Versickerung des Kanalwassers von 2 und 4 cm je Tag sind die Sickerlinien berechnet und in Abb. 5 dargestellt. Man sieht, daß die Sickerlinien ziemlich flach verlaufen und auch unter der Mergelvorlage in der Sandschüttung bleiben. Eine Durchfeuchtung der Dammböschungen und der Mergelvorlage wird daher nicht zu erwarten sein.

Neuerdings nimmt auch in Deutschland die Herstellung von Talssperren aus Erddämmen zu. Auch bei diesen Dämmen sucht man die Durchsickerung des Wassers durch den Staudamm hindurch ähnlich wie bei Kanaldämmen durch eine Dichtungsschicht zu verhindern³⁾. Völlig verhindern läßt sich jedoch auch bei solchen Dämmen die Durchsickerung nicht. Man sucht daher luftseitig an die Dichtungsschicht anschließenden Damnteil möglichst rasch und zuverlässig zu entwässern. Wo die Abdichtung durch einen Betonkern geschieht, hat man an der luftseitigen Seite des Betonkerns an diesem entlang vielfach einen begehbaren Sickerkanal angeordnet, der das Sickerwasser auffängt und durch einen besonderen Stollen nach dem Unterwasser ableitet. Hierdurch wird eine völlige Entwässerung des luftseitigen Teiles des Dammkörpers erreicht und die Standfestigkeit des Dammes sichergestellt. Durch eine gute Filterung der Stellen, an denen das Sickerwasser in den Sickerkanal eintreten kann, wird man in solchen Fällen dafür sorgen müssen, daß durch das Sickerwasser nicht Bodenteilchen aus dem Dammkörper mitgerissen werden, wodurch sonst leicht Hohlräume entstehen könnten, ähnlich wie bei undicht gewordenen städtischen Kanalisationsrohren. Wo sich eine solche innere Entwässerung des Dammkörpers nicht einrichten läßt, wird man ebenso, wie bei den Kanaldämmen, durch Anordnung eines genügend tiefen Auffanggrabens

³⁾ Vgl. Bautechn. 1928, Heft 9, S. 112.

am luftseitigen Fuße des Dammes dafür sorgen müssen, daß die Sickerlinien im Dammkörper verbleiben und einen hinreichenden Abstand von der Dammböschung wahren. Der Graben kann mit verhältnismäßig geringen Kosten so ausgebildet werden, daß er dem Wasser leichten Eintritt

gestattet, ohne selbst durch das Wasser beschädigt zu werden. Ein Vorzug dieses äußeren Grabens liegt darin, daß er ständig unter Aufsicht steht und daher nachteilige Ausspülungen jederzeit leicht festgestellt und gegebenenfalls ausgebessert werden können.

Vermischtes.

Der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton veranstaltete am 1. April 1932 in der Technischen Hochschule Berlin eine öffentliche Versammlung. Den Anlaß dazu gaben die an diesem Tage beschlossene Verabschiedung der neuen „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932“ und das 25jährige Bestehen des Ausschusses¹⁾. Der Vorsitzende, Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck, gab einen kurzen Überblick über die Entstehung der neuen Bestimmungen und die Arbeiten des mit ihrer Aufstellung beauftragten Sonderausschusses. Die Anfang 1931 durchgeführte Veröffentlichung der Entwürfe für die vier Teile der neuen Bestimmungen brachte aus allen Kreisen der Fachwelt eine große Anzahl dankenswerter Anregungen, die sorgfältig geprüft und, soweit irgend zugänglich, berücksichtigt wurden²⁾. Da die Bestimmungen den verschiedensten Interessen Rechnung tragen müssen, war es bei der Neufassung zuweilen nötig, Lösungen zu finden, die eine auf mittlerem Wege getroffene Vereinbarung darstellen. Der Vorsitzende gedachte ferner der Geschichte des 1907 ins Leben gerufenen Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (DAE), dessen Hauptaufgabe als fachwissenschaftlich anerkannter Berater darin besteht, die Entwicklung der Eisenbetonbauweise zu fördern und zu diesem Zweck u. a. durch Versuche die für die Festsetzung der Bestimmungen wichtigen und sonstigen einschlägigen Fragen zu klären. Über die Ergebnisse der Untersuchungen, deren Kosten von etwa 1,13 Mill. RM zu gleichen Teilen von Behörden und Fachverbänden getragen wurden, sind bisher 69 Berichte³⁾ erschienen. Dem Fortschritt der Wissenschaft und Praxis entsprechend wurden 1916 (2 Teile), 1925 (4 Teile) und 1932 (4 Teile) neue Bestimmungen sowie 1930 die „Berechnungsgrundlagen für massive Brücken“⁴⁾ als Sondervorschrift aufgestellt.

Ministerialdirektor Dr.-Ing. Chr. Gährs als Vertreter der Reichsregierung wies auf die Bedeutung der Arbeiten und Bestimmungen des DAE hin und sprach ihm im Namen der Reichs- und Landesbehörden sowie der Stadt Berlin seinen Dank und die besten Wünsche aus. Ministerialrat Haffner übermittelte die Glückwünsche des Österreichischen Bundesministeriums für Handel und Verkehr, Oberbaurat Dr. F. Emperger die der österreichischen Fachverbände. Für die deutschen Verbände sprach Dr.-Ing. Chr. Hüser, der zugleich bekanntgab, daß der Deutsche Beton-Verein Herrn Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck als Vorsitzendem des DAE die Ehrenmitgliedschaft verliehen habe.

Die dann folgenden wissenschaftlichen Vorträge sollten hauptsächlich einen Überblick über neuere Forschungen geben, deren Auswertung den Bestimmungen 1932 zugrunde gelegt worden ist. Prof. Dr.-Ing. Gehler sprach über „Die Ergebnisse der Versuche mit kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten und ihre Nutzanwendung in den neuen Eisenbetonbestimmungen“. Er wies auf die Bedeutung des Plattenproblems für den Eisenbetonbau hin; zweiachsig bewehrte Grundformen (Platten, Scheiben, Schalen) werden in zunehmendem Umfang ausgeführt. Für die Klärung des Verhaltens und der Bemessungsverfahren kreuzweise bewehrter Platten sind Versuche an baumäßigen Probekörpern notwendig. Solche Versuche wurden u. a. an den Materialprüfungsanstalten an den Technischen Hochschulen Stuttgart und Dresden ausgeführt; sie zeigten, daß die Platten sich unterhalb der Rißlast wie homogene (isotrope) Körper verhalten; das Verhältnis der Rißlast zur zulässigen Belastung ergab sich zu etwa 1,8 (bei Balken nur etwa 0,5). Die Berechnungsverfahren unterscheiden im wesentlichen drei Stufen: Streifenabteilung, Trägerrost und drillungssteife Platte. Das Wesen der Verdrillung und die ihr entsprechende Bewehrung sind eingehend erforscht worden. Die Ausbildung als kreuzweise bewehrte Platte ist nur zweckmäßig bei einem Längenverhältnis der Plattenseiten von nicht mehr als etwa 1,5. Die verwendeten Versuchseinrichtungen wurden kurz beschrieben und die für die neuen Bestimmungen verwerteten Ergebnisse sowie die aus ihnen abgeleiteten Kennziffern mitgeteilt. Schließlich wurde auf durchgeführte dynamische Versuche an einem Neubau mit 12 m weit gespannten Pflzdecken hingewiesen.

Prof. Dr.-Ing. Chr. Mörsch berichtete über „Die Ergebnisse der Versuche über die Schubsicherung und ihre Nutzanwendung in den Eisenbetonbestimmungen“. Ausgehend von den Grundlagen der Wirkung der Schubspannungen und schrägen Zugspannungen, wurden Bedeutung und Aufgaben der Schubsicherung und die für ihre Ausbildung zur Verfügung stehenden Hilfsmittel erörtert. Die Versuche sollten einen Vergleich der verschiedenen Bewehrungsarten ermöglichen. Die Gegenüberstellung der nach den Bestimmungen von 1907, 1916, 1925 und 1932 angeordneten Schubsicherungen zeigt, daß die volle Schubsicherung den größten Wirkungsgrad besitzt und auch in wirtschaftlicher Beziehung günstig ist. Ferner ist der Einfluß der Betonfestigkeit und die Wirkung von Querschnittänderungen an den Auflagern (z. B. Schrägen bei durchlaufenden Balken) untersucht worden. Die in Heft 67 des DAE⁵⁾ veröffentlichten Versuche rechtfertigen erneut, daß in den Bestimmungen 1932 eine volle Schubsicherung vorgeschrieben worden ist.

Prof. Dr.-Ing. Chr. Spangenberg behandelte „Die Berechnungsgrundlagen für massive Brücken und die neuere Entwicklung

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1932, Heft 15, S. 205, und die vom Verlage Wilh. Ernst & Sohn überreichte Erinnerungsschrift. — ²⁾ Vgl. B. u. E. 1932, Heft 7/8. — ³⁾ Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin. — ⁴⁾ Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin. — ⁵⁾ Vgl. Bautechn. 1931, Heft 54, S. 783.

des Massivbrückenbaues“. Die 1930 ebenfalls vom DAE als Ergänzung zu den Bestimmungen aufgestellten Vorschriften (DIN 1075) enthalten für die Entwicklung der Massivbrücken wichtige Festsetzungen, die sich bereits in der Praxis bewährt haben. Dabei kommen hauptsächlich in Betracht: Gütesteigerung der Baustoffe und Ausführung, Anwendung erhöhter zulässiger Spannungen, Berechnungsgrundlagen. An Hand der aus verschiedenen neuen bisher nicht veröffentlichten Ausführungsbeispielen entnommenen Zahlenwerte gab der Vortragende einen Überblick über Fortschritte in der Gestaltung, Spannweite und Wirtschaftlichkeit massiver Brücken als Bogen- und Balkentragwerke. Außerdem wurden einige Anregungen gegeben, deren Berücksichtigung in den „Berechnungsgrundlagen“ bei ihrer auf Grund der neuen Eisenbetonbestimmungen bevorstehenden Überarbeitung empfehlenswert erscheint.

Dr.-Ing. Petry besprach „Sonstige Neuerungen in den neuen Eisenbetonbestimmungen“ unter besonderer Berücksichtigung der Festsetzungen für Eisenbetonbauteile. Erörtert wurden hauptsächlich die Zusammensetzung des Betons und die Sieblinien für Betonzuschläge, die neue Steifprüfung, die drei Arten von Betonprüfungen und die dabei zu verwendenden Würfelproben, ferner die geforderten Festigkeiten der Baustoffe und die zulässigen Spannungen. Außerdem wurde auf die Grundsätze für die bauliche Ausbildung und neue Vorschriften für die verschiedenen Bauteilarten hingewiesen. Schließlich wurde die Entstehung der neuen Formeln für Eisenbetonsäulen und ihre Auswirkung für die Praxis erläutert. Zahlen- und bildmäßige Gegenüberstellungen zwischen den Vorschriften von 1925 und 1932 ließen erkennen, welche Bedeutung den neuen Bestimmungen des DAE zukommt. Dr. R.

Die neuen deutschen Normen für Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement¹⁾ sind nunmehr in der Fassung fertiggestellt und vom Reichsverkehrsminister gemäß den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1925 (Teil A § 5 Ziff. 1, C § 6 Ziff. 1) anerkannt und den zuständigen Reichs- und Länderbehörden zur amtlichen Einführung übermittlelt worden. Der Entwurf der neuen Zementnormen war in der Zeitschrift Zement 1930, Nr. 38 u. 39, veröffentlicht worden. Bei der Beratung der darauf eingegangenen Anregungen und bei den späteren Verhandlungen zwischen den zuständigen Reichs- und Länderbehörden und der Zementindustrie ist der Entwurf an einigen Stellen noch ergänzt und geändert worden.

Die neuen Zementnormen sehen eine dauernde Überwachung der Normenzementwerke vor. In den neuen Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932 wird die Verwendung von Zement aus dauernd überwachten Werken vorgeschrieben; die gleiche Bestimmung wird auch in anderen amtlichen Vorschriften getroffen werden. Für die Eisenportland- und Hochofenzementwerke war die dauernde Überwachung schon in den bisherigen Normen vorgeschrieben; bei der Mehrzahl der Portlandzementwerke wurde sie bereits freiwillig durchgeführt.

Als äußeres Zeichen für die dauernde Überwachung trägt die Verpackung des Normenzements der überwachten Werke ein besonderes Warenzeichen „Normenüberwachung“. Die Vorschriften über dieses Zeichen und die allgemeine Durchführung der dauernden Überwachung sollen am 1. Oktober d. J. in Kraft treten. Für die Ausführung der dauernden Überwachung sind Richtlinien aufgestellt und den Zementnormen als § 19 angefügt worden. Verstößt ein Werk wiederholt gegen die Normen, so darf es das Zeichen „Normenüberwachung“ nicht mehr führen und seinen Zement nicht mehr als Normenzement bezeichnen.

Für hochwertigen Zement sind bei Verpackung in Papiersäcken grüne Säcke zu verwenden, für die Verpackung anderen Zements ist diese Farbe also ausgeschlossen. Auch diese Bestimmung ist erst vom 1. Oktober ab bindend.

Für die Ermittlung der chemischen Zusammensetzung des Zements ist ein Analysengang aufgestellt und in der Zeitschrift Zement 1931, S. 258 u. 987, veröffentlicht.

Bei Streitfällen über die Normenfestigkeiten soll die Zug- und Druckfestigkeit nach 3 bzw. 7 und nach 28 Tagen gemischter Lagerung maßgebend sein. Die Festigkeiten nach 28 Tagen Wasserlagerung sind also hierbei nicht ohne weiteres maßgebend, es sei denn, daß dies im Einzelfall besonders vereinbart wird.

Die Bedingungen für das Bestehen des Kochversuches sind schärfer gefaßt. Besteht der Zement diesen Versuch nicht, so ist diese Prüfung mit Zement zu wiederholen, der 3 Tage lang in einer etwa 5 cm dicken Schicht offen ausgebreitet gelegen hat.

¹⁾ Zementverlag Berlin-Charlottenburg 2; demnächst auch als Normblatt vom Beuth-Verlag, Berlin S 14, zu beziehen. Die Normen sind ferner im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W 8, erschienen und zum Preise von 0,60 RM von dort zu beziehen.

INHALT: Die neue Usedomer Bäderbrücke bei Zecherin. — Der Bau der Emscherfluß-Kläranlage bei Essen-Karnap. (Schluß). — Sickerlinien bei hohen Kanaldämmen. — Vermischtes: Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. — Neue deutsche Normen für Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement.

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