

DIE BAUTECHNIK

Die zweite feste Straßenbrücke über die Mosel bei Koblenz, genannt Adolf-Hitler-Brücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Fr. Dischinger, ord. Professor an der Technischen Hochschule Berlin.

(Fortsetzung aus Heft 12.)

II. Die konstruktive Durchbildung der Brücke.

1. Angaben über die zugelassenen Beanspruchungen und die Ergebnisse der Betonversuche zur Feststellung der notwendigen Mischungen und Kornzusammensetzungen.

α) Die der Berechnung zugrunde gelegten Bestimmungen:

Diese sind:

die von der Stadt Koblenz festgesetzten besonderen Bestimmungen für die statische Berechnung;

die amtlichen Bestimmungen über Straßen- und Massivbrücken DIN 1072 und 1075 sowie die deutschen Eisenbetonbestimmungen DIN 1045 und für die Berechnung der Lehrgerüste die DIN 1074.

Aus den besonderen Bestimmungen der Stadt Koblenz werden nur die wesentlichsten Punkte angeführt.

Bei der Eigengewichtsberechnung waren in Rechnung zu stellen:

- 1 Wasserrohr mit 600 mm l. Durchm.,
- 1 Gasrohr mit 600 mm l. Durchm.,
- 2 Druckrohre für Hochdruckgas mit je 300 mm l. Durchm.,
- 5 Kabel der Reichspostverwaltung,
- 10 Kabel der Straßenbahngesellschaft und des Elektrizitätswerkes.

Alle diese Rohre und Kabel mußten in der Fahrbahn der Strombrücke übergeleitet werden.

Von den Verkehrsbelastungen werden die angeführten, die ungünstigere Spannungen herbeiführten als die Bestimmungen der DIN 1072 für Brückensklasse I. Diese waren gemäß Abb. 1 a.:

1 Lastkraftwagen mit 20 t Gesamtgewicht, Achsgewicht je 10 t, schwerste Wagen der Stadtschnellbahn mit vier Achsen von etwa 13 t, beide Wagen maßgebend für die Berechnung der Fahrbahnkonstruktion,

für die Berechnung der Haupttragssysteme außerdem zwei nebeneinander stehende Schnellbahnwagen mit Achsgewichten von 11 t bei unbegrenzter Länge der Züge. Die vorgeschriebenen Verkehrslasten gehen also weit über die Vorschriften der DIN 1072 hinaus.

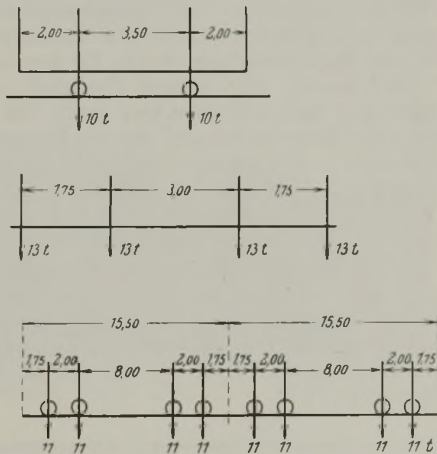


Abb. 1a. Vorgeschriebene Belastungen, abweichend von der DIN 1072.

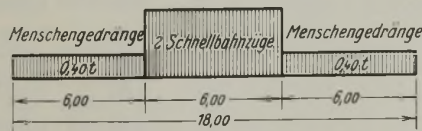


Abb. 1b. Schema der für die Gewölbe maßgebenden Verkehrsbelastungen.

Für die Haupttragssysteme ergab sich demnach gemäß Abb. 1 b folgende Verkehrsbelastung für die 18 m breite Brücke:

$$2 \text{ Schnellbahnzüge} = \frac{1}{15,5} \cdot 2 \cdot 4 \cdot 11 = 5,70 \text{ t}$$

$$\text{Menschengedränge } 12 \cdot 0,40 = 4,80 \text{ t}$$

$$p = 10,50 \text{ t.}$$

β) Die Stoßzuschläge:

- für die Fahrbahnplatten, die Neben- und die Quertäger $\varphi = 1,4$
- für die Fahrbahnlängsträger $\varphi = 1,3$
- für die Rahmenkonstruktionen der Rampenbrücke $\varphi = 1,2$
- für die Bogen der Strombrücke und die Fundierung $\varphi = 1,0$

γ) Die zulässigen Beanspruchungen:

Es wurden gemäß den Normen zugelassen:

- für die Fahrbahnplatte, Längs- und Querträger $= 60 \text{ kg/cm}^2$
- im Bereich der negativen Momente der Längs- und Querträger $= 70$
- für die Rahmen und außermittig gedrückten Säulen $= 75$
- für die mittig gedrückten Säulen $= 50$
- für die Bogen und Gelenksteine $= 90$

Diese Spannung von 90 kg/cm^2 konnte jedoch nur bei den Hohlbogen der rechten Öffnung ausgenutzt werden. Bei den massiven Bogen der mittleren und linken Öffnung konnte mit Rücksicht auf die Knicksicherheit nur eine Spannung von 70 kg/cm^2 erreicht werden.

- für die Schubspannungen $= 16 \text{ kg/cm}^2$
- für die Haftspannungen $= 6$
- für die Eisenspannung bei St 37 $= 1200$
- für die Stahlgußlager aus Stahl 52/81. S. $= 1800$
- für die zulässige Pressung des Felsens $= 15$

δ) Auf Grund dieser Spannungen mußten bei gleichzeitiger Erfüllung der besonderen Bestimmungen des § 14 der DIN 1075 folgende Würfel-festigkeiten beim Bauwerkbeton erfüllt werden:

- für die Auflagersteine $W_{b28} = 4 \cdot 90 = 360 \text{ kg/cm}^2$
- für die Hohlbogen der rechten Öffnung $W_{b28} = 3 \cdot 90 = 270$
- für die massiven Bogen der mittleren und linken Öffnung $W_{b28} = 3 \cdot 70 = 210$
- für die übrigen Konstruktionsteile $W_{b28} = 180 \text{ bis } 225$

Zum Nachweis dieser Festigkeiten wurden unter Kontrolle der städtischen Verwaltung im Laboratorium der Dyckerhoff & Widmann AG in Wiesbaden-Biebrich eine große Reihe von Versuchen durchgeführt, die bei der ausgezeichneten Zusammensetzung des Rheinkieses ganz vorzügliche Ergebnisse zeigten.

Hierbei war es auch sehr wichtig, genaue Angaben über die Raumgewichte des Betons zu bekommen. Da für den Hohlbogen der rechten Öffnung ein hochwertiger Beton verwendet werden mußte als für die beiden anderen Massivgewölbe, durfte man sich mit dem in den Bestimmungen vorgeschriebenen Gewicht von $2,4 \text{ t/m}^3$ für Eisenbeton nicht begnügen, insbesondere auch deshalb, weil dieser rechte Bogen stark bewehrt war, in den beiden anderen Bogen jedoch nur die vorgeschriebene Mindestbewehrung von $0,1\%$ eingelegt wurde.

Zur genauen Ermittlung der Gewölbeschübe und vor allem der auf die Zwischenpfeiler wirkenden Kräfte wurde deshalb nicht der Wert von $2,4 \text{ t/m}^3$, sondern das tatsächliche Raumgewicht eingesetzt.

Die der Rechnung zugrunde gelegten Raumgewichte betragen einschließlich der Eiseneinlagen:

- für die Gelenkquader $2,50 \text{ t/m}^3$
- für den Eisenbeton des rechten Bogens $2,42 \text{ t/m}^3$
- für die beiden übrigen Bogen $2,33 \text{ t/m}^3$

Diese Raumgewichte entsprechen zwar nicht genau den durch die Versuche festgestellten, weil man sich bei der Aufstellung der statischen Berechnung nur auf Vorversuche stützen konnte, aber das Verhältnis der einzelnen Gewichte zueinander ist durch die Versuche bestätigt worden. Die Versuche wurden für alle an der Baustelle vorkommenden Betonsorten durchgeführt; nachstehend werden jedoch nur die Ergebnisse für die hochwertigen Betonmischungen wiedergegeben, da die anderen Versuche von geringem Interesse sind.

1. Versuchsreihe für den Beton der Massivgewölbe und der Eisenbetonkonstruktion der Fahrbahn und der Rampen mit $W_{b28} \cong 180 \text{ bis } 225 \text{ kg/cm}^2$.

Vorgesehene Zementmenge 300 kg/m^3 fertiger Beton Dyckerhoff-Doppel, Raumgewicht $1,25 \text{ t/m}^3$.

- Raumgewicht des Sandes $0 \text{ bis } 7 \text{ mm} = 1,678 \text{ t/m}^3$
- Raumgewicht des Feinkieses $7 \text{ bis } 32 \text{ mm} = 1,600 \text{ t/m}^3$
- Raumgewicht des Kiessandes (ungetrennt) $0 \text{ bis } 32 \text{ mm} = 1,864 \text{ t/m}^3$.

Größe der Probewürfel $20 \times 20 \times 20 \text{ cm}$.

Jeder Versuch wurde mit drei Würfeln durchgeführt; in der Zusammenstellung sind die erreichten Mittelwerte angegeben. Die Versuchsreihe I zeigt:

1. daß die besten Festigkeiten erreicht werden, wenn das Zuschlagmaterial aus 50% Sand 0 bis 7 mm und 50% Feinkies 0 bis 32 mm besteht.
 2. Die Festigkeiten bei getrenntem und ungetrenntem Material unterscheiden sich kaum.
- Da während der ganzen Bauzeit Sicherheit vorhanden sein mußte, daß der Beton immer in gleicher Zusammensetzung verarbeitet wird, konnte jedoch nur getrenntes Material in Betracht gezogen werden.
3. Die Festigkeiten des erdfeuchten Stampfbetons sind fast 25% höher als die des plastischen Betons, trotzdem fiel aber bei den Massivgewölben die Entscheidung auf den plastischen Beton wegen seiner leichteren Verarbeitung, die gleichmäßigere Festigkeiten gewährleistet als der Stampfbeton, besonders, da bei dem Stampfbeton die Stampfrichtung senkrecht zu den Gewölbekräften gewesen wäre.

Die mit diesem plastischen Beton erreichten Festigkeiten von 345,8 kg/cm² liegen um 54% über den verlangten von $W_{b28} = 225 \text{ kg/cm}^2$.

II. Versuchsreihe für den Beton der Hohlgebölbe des rechten Bogens $W_{b28} \cong 270 \text{ kg/cm}^2$.

Vorgesehene Zementmenge 350 kg/m³ fertiger Beton Dyckerhoff-Doppel, Raumgewicht 1,25 t/m³.

Raumgewicht des Sandes 0 bis 7 mm = 1,689 t/m³

Raumgewicht des Feinkieses 7 bis 32 mm = 1,600 t/m³.

Größe der Probewürfel 20 x 20 x 20 cm.

Die Versuchsreihe zeigt, daß bei dem Beton für den großen Bogen mit 350 kg Zement ein Verhältnis von 40% Sand : 60% Feinkies bessere Festigkeiten ergibt als ein Verhältnis 50:50%, im Gegensatz zu der Versuchsreihe I, die bei 300 kg Zementgehalt gerade umgekehrte Ergebnisse gebracht hatte. Die erreichten Festigkeiten der Versuche Nr. 6 mit 476,7 kg/cm², die für die Ausführung maßgebend sind, liegen 76% über dem geforderten Werte von $W_{b28} = 270 \text{ kg/cm}^2$.

III. Versuchsreihe für den Beton der Auflagersteine $W_{b28} \cong 360 \text{ kg/cm}^2$.

Vorgesehene Zementmenge 350 kg/m³ fertiger Beton Dyckerhoff-Doppel, Raumgewicht 1,25 t/m³.

Raumgewicht des Feinsandes 0 bis 3 mm = 1,558 t/m³

" " Grobsandes 3 " 7 " = 1,614 "

" " Feinkieses 7 " 32 " = 1,633 "

" " Quarzsplitts 7 " 32 " = 1,693 "

" " Basaltsplitts 7 " 32 " = 1,578 "

" " Dioritsplitts 7 " 32 " = 1,410 "

Die Versuchsreihe III zeigt, daß die notwendige Festigkeit von $W_{b28} = 360 \text{ kg/cm}^2$ in allen Fällen erreicht wurde, selbst bei den Versuchen Nr. 11, bei denen ein weicher Beton verwendet wurde, dessen

Wassergehalt schon an der oberen Grenze des plastischen Betons beim Übergange zum Gußbeton liegt. Die Versuche für diesen Beton wurden nur durchgeführt, um zu prüfen, ob auch bei fehlerhafter Konsistenz des Betons infolge zu großen Wassergehaltes noch die notwendigen Festigkeiten erreicht werden. Dies ist in genügendem Maße der Fall.

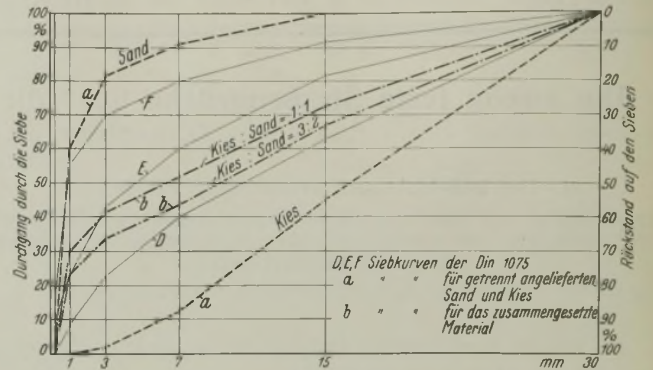


Abb. 2.

Siebdiagramm der getrennt angelieferten Kies- und Sandmaterialien.

Die Festigkeiten von reinem Kiesbeton liegen über denen mit Dioritbeimischung und um ein geringes unter denen mit Quarz- und Basaltbeimischung. Quarzzuschlag hätte eine wesentliche Verteuerung herbeigeführt und mußte deshalb ausscheiden, Basalt aber hat den großen Nachteil, daß er sehr scharfkantig ist und die Steine einen schiefriegen Bruch haben. Infolgedessen ist das Einbringen des Betons erschwert, und es bilden sich leicht Nester, so daß die Gefahr vorhanden ist, daß im Bauwerk selbst die Festigkeit der Probewürfel nicht erreicht wird. Basalt wurde deshalb auch ausgeschieden, und um die etwas geringere Festigkeit gegenüber den Versuchsergebnissen mit Quarz bzw. Basaltsplitt auszugleichen, wurde die Zementmenge auf 340 kg/m³ erhöht. Bei der Bauüberwachung wurde für den Beton der Massivgewölbe nach 4 bis 5 Wochen eine mittlere Festigkeit von 360 kg/cm² und bei dem Hohlbogen nach 3 Wochen eine solche von 450 kg/cm² festgestellt, Werte, die unter Berücksichtigung, daß die Festigkeit von 450 kg/cm² schon nach 3 Wochen erzielt wurde, sogar noch über den Zahlen der maßgebenden Versuche Nr. 4, 6 und 7 liegen.

2. Die Rampenanlagen auf beiden Seiten der Strombrücke.

Die Rampenanlage auf der Koblenzer Seite besteht aus einem geschütteten Erddamm, der auf beiden Seiten am Fuß durch niedrige Stützmauern gefaßt ist. Ihre Ausführung ist also nicht von besonderem Interesse, wohl aber die Durchbildung der linksseitigen Rampe, die als Rahmenbrücke ausgeführt wurde und die deshalb im nachstehenden ausführlicher besprochen wird.

Nr.	Betonart	Verhältnis in % von		Nach den Versuchen erforderte 1 m ³ fertiger Beton						Raumgewicht des fertigen Betons	Ausbeute	Wasser in Gewichts-%	Wasserzementfaktor	Festigkeit nach 28 Tagen	
		Sand zu Kies		Zement		Sand 0 bis 7 mm		Kies 7 bis 32 mm							Wasser
		0 bis 7 mm	7 bis 32 mm	kg	m ³	kg	m ³	kg	m ³						
Versuchsreihe I	1. erdfeucht	50 %	50 %	300	0,240	1040	0,620	989	0,620	115,3	2,405	0,676	4,95	0,385	445,8
	2. erdfeucht	40 %	60 %	295	0,236	828	0,492	1182	0,737	104,0	2,360	0,686	4,53	0,354	389,2
	3. erdfeucht	ungetrennt		303	0,242	ungetrennt		2015	1,080	122,3	2,400	0,756	5,21	0,403	439,2
	4. plastisch	50 %	50 %	304	0,243	1042	0,628	1018	0,628	181,5	2,420	0,667	7,66	0,596	345,8
Versuchsreihe II	5. plastisch	50 %	50 %	348	0,279	991	0,593	955	0,593	184,5	2,405	0,682	8,02	0,530	405,8
	6. plastisch	40 %	60 %	351	0,282	882	0,482	1157	0,723	181,3	2,435	0,673	7,78	0,513	476,7

Nr.	Betonart	Verhältnis in % von				Nach den Versuchen erfordert 1 m ³ fertiger Beton										Raumgewicht des fertigen Betons	Ausbeute	Wasser in Gewichts-%	Wasserzementfaktor	Festigkeit nach 28 Tagen	
		Feinsand 0 bis 3 mm	Grobsand 3 bis 7 mm	Feinkies 7 bis 32 mm	Zuschlag 7 bis 32 mm	Zement		Feinsand		Grobsand		Feinkies		Zuschlag							Wasser
						kg	m ³	kg	m ³	kg	m ³	kg	m ³	kg	m ³						
Versuchsreihe III	7. plastisch	25 %	20 %	55 %	—	350	0,280	498	0,311	396	0,249	1096	0,686	—	—	173,7	2,415	0,656	7,41	0,496	452,50
	8. plastisch	25 %	20 %	27,5 %	27,5 % Quarz	349	0,279	494	0,309	397	0,248	558	0,341	558	0,341	177,0	2,405	0,658	7,48	0,506	479,20
	9. plastisch	25 %	20 %	27,5 %	27,5 % Basalt	354	0,284	511	0,314	411	0,252	564	0,347	549	0,347	179,0	2,500	0,647	7,48	0,504	467,50
	10. plastisch	25 %	20 %	27,5 %	27,5 % Diorit	357	0,285	470	0,317	412	0,254	590	0,350	493	0,350	177,0	2,394	0,643	7,63	0,496	405,00
	11. weich*)	25 %	20 %	55 %	—	351	0,281	498	0,311	411	0,250	1102	0,668	—	—	186,0	2,420	0,654	8,00	0,530	375,80

*) An der Grenze von plastischem Beton.

a) Allgemeines.

Die Rampe zerfällt in vier Bauabschnitte:

a) In den Bauteil A (Stützenreihe 11 bis 12) anschließend an das linke Widerlager. Dieser Bauteil tritt als Brücke gar nicht in Erscheinung, weil er durch Eisenbetonwände vollständig abgeschlossen ist. Der Grund hierfür liegt in der Architektur und der damit verbundenen Flächenwirkung. Obwohl das linke Widerlager mit seinem weit auskragenden Hals eine große Länge besitzt, ist der eigentliche Aufbau über dem Widerlager auf der Oberstromseite nur etwa 15 m lang, und deshalb hätte der kurze Aufbau auf dem Widerlager in der Außenansicht den Eindruck erweckt, als ob das Widerlager nicht in der Lage wäre, dem flachen Bogen das Gleichgewicht zu halten. Dazu kommt noch, daß in architektonischer und statischer Hinsicht zwischen der flach gewölbten Strombrücke und der Balkenbrücke der Rampe ein so großer Gegensatz besteht, daß es unbedingt notwendig war, durch einen langen, massiv wirkenden Bauteil eine Trennung zwischen diesen beiden grundverschiedenen Brückensystemen zu schaffen. Dieser Gegensatz hätte sich, wie die verschiedenen Entwürfe der drei Wettbewerbe zeigten, am einfachsten dadurch lösen lassen, daß man auch die Rampenbrücke als Bogenbrücke durchgebildet hätte. Aber dadurch wären sehr erhebliche Mehrkosten im Betrage von etwa 150 000 RM entstanden, die sich nachträglich noch erhöht hätten, weil während des Baues festgestellt wurde, daß der schon in seinen oberen Schichten als tragfähig angesehene Baugrund für eine flache Fundierung nicht geeignet war, so daß selbst die Balkenbrücke der Rampe auf Pfähle fundiert werden mußte. Durch das Zwischenschalten eines etwa 30 m langen geschlossenen Baublocks, umfassend den Widerlageraufbau und den Bauteil A, zwischen der Strom- und der Rampenbrücke, wurde diese schwierige architektonische Frage jedoch zur vollen Zufriedenheit aller beteiligten Stellen gelöst. Die Bilder der Brücke zeigen auch, daß die geschaffene Lösung in jeder Hinsicht befriedigend wirkt.



Abb. 5. Ausbildung der Rampenbrücke im Bauteil B.

Zwischen dem Bauteil A und dem Widerlageraufbau ist eine Bewegungsfuge eingeschaltet, durch 7,50 m lange Einhängerträger, die den Einfluß einer etwaigen Widerlagerverschiebung beim Ausrüsten von der Rampenbrücke fernhalten soll.

β) In den Bauteil B, umfassend die Felder zwischen den Stützenreihen 6 und 10, gelegen zwischen dem Bauteil A und der Weinbergstraße.

γ) Daran schließt sich der Bauteil C an, umfassend die Felder zwischen den Stützenreihen 1 bis 5, zwischen der Weinbergstraße und der Metternichstraße, die beide unter der Rampenbrücke durchgeführt werden mußten.

In den Feldern zwischen den Stützenreihen 2 und 5 des Bauteiles C ist eine Turnhalle eingebaut, so daß also der Bauteil B der Rampenbrücke zwischen zwei von außen geschlossene Bauwerke zu liegen kommt. Um eine lebhaftere architektonische Wirkung für diese zwischen zwei geschlossenen Baublöcken liegenden Bauteile der Rampenbrücke zu erreichen, wurde auf Vorschlag von Architekt Fuß hier die Auskragung der Fußwege aus den Hauptträgern auf 2,70 m vergrößert, während in den benachbarten Bauteilen, ebenso wie bei der Strombrücke, die Fußwege

nur 1,55 m weit auskragen. Hierdurch wurde, wie Abb. 5 zeigt, eine sehr ansprechende Wirkung erzielt.

δ) In den Bauteil D zwischen der Metternichstraße und dem Anfangspunkte der Brücke an der Trierer Straße, wo die große Fernstraße von Köln in den Brückenzug einmündet. Dieser letzte Teil wurde als geschüttete Rampe ausgeführt. Auf der Ostseite mußte die Rampe durch eine Stützmauer abgefangen werden, um nicht die neben der Rampe verlaufende tiefer liegende Maria-Hilf-Straße einzuengen. Den Abschluß der Erdrampe gegenüber der Rampenbrücke des Baublocks bildet das an die Rampenmauer anschließende Widerlager an der Metternichstraße.

b) Die konstruktive Durchbildung der Rampenbrücke.

Die Fahrbahn der Rampenbrücke wird getragen durch fünf Längsträger, die in Abständen von 3,70 m angeordnet sind. Aus den Randträgern kragen die Fußwege 1,55 m weit vor. Nur bei dem Bauteil B wurde, wie schon erwähnt, die Auskragung der Fußwege aus architektonischen Gründen auf 2,70 m vergrößert, wodurch sich in diesem Bauteil die Plattenspannweite und der Abstand der Längsträger auf 3,10 m verringert.

Die Spannweite der Längsträger beträgt im Bauteil B je 15,60 m und im Bauteil C je 15 m. Jeder Bauteil ist durch Trennfugen nochmals in zwei Unterabschnitte eingeteilt, so daß sich die einzelnen Längsträger jeweils über drei Felder erstrecken. Die beiden Zwischenlängsträger wurden, da sie ihre Auflagerkräfte erst mittelbar durch die Querrahmen auf die Stützen übertragen können, als durchlaufende Träger über drei Felder auf drehbaren Stützen berechnet. Die drei übrigen Längsträger, d. h. der mittlere und die beiden äußeren, die in der Flucht der Stützen liegen, wurden als dreifeldrige Rahmen mit fest eingespannten Stützen und einem festen

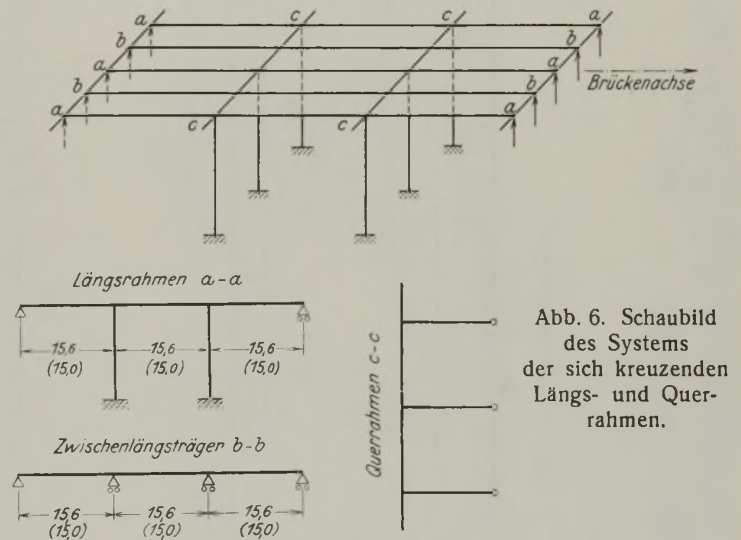


Abb. 6. Schaubild des Systems der sich kreuzenden Längs- und Querrahmen.

und einem beweglichen Endauflager berechnet. Die Mittelstützen dieser Längsrahmen sind nicht nur am Kopf, sondern auch am Fuß fest eingespannt. Die Lasten der Zwischenlängsträger werden also von dem im Abstände von 15,60 m bei Bauteil B bzw. 15 m bei Bauteil C angeordneten Querrahmen aufgenommen. Diese Querrahmen sind ebenfalls als dreistielige Rahmen ausgebildet, aber mit Fußgelenken versehen.

Das Schaubild der Abb. 6 zeigt das System der Längsrahmen mit den fest eingespannten Stützen und das der sie kreuzenden Querrahmen mit den Fußgelenken sowie die als durchlaufende Träger wirkenden Zwischenlängsträger. In Abb. 7 ist einer dieser Zwischenlängsträger des Bauabschnittes B in seiner Bewehrung dargestellt. Die Höhe sämtlicher fünf Längsträger beträgt 1,85, ihre Breite 0,40 m. Da in der Ansicht aus architektonischen Gründen senkrechte Vouten vermieden werden sollten, mußten die Breiten der Träger an den Stützen auf 0,60 m vergrößert werden. Um eine gleichmäßige Durchbiegung sämtlicher fünf Längsträger zu erzielen, sind sie jeweils in der Feldmitte durch ebenfalls 1,85 m und 0,25 m breite Zwischenquerträger versteift, die aber bei Bauteil B zugleich auch den Zweck haben, die Auflagerkräfte der Nebenträger der Fußwegauskragung aufzunehmen, auf die ich noch zu sprechen komme. Die Querträger an

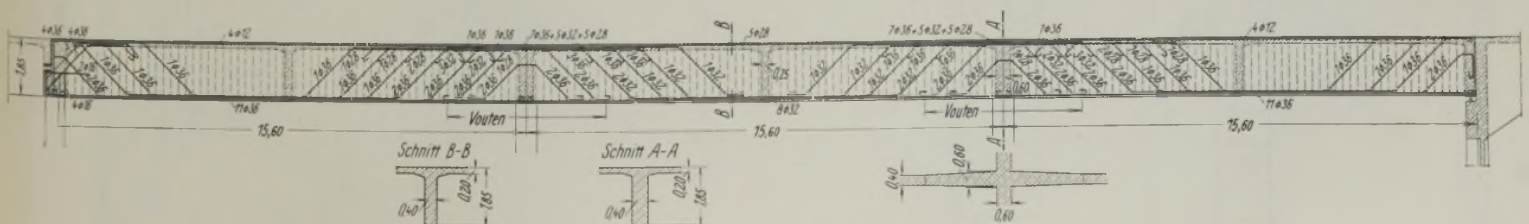


Abb. 7. Bewehrung eines Zwischenträgers.

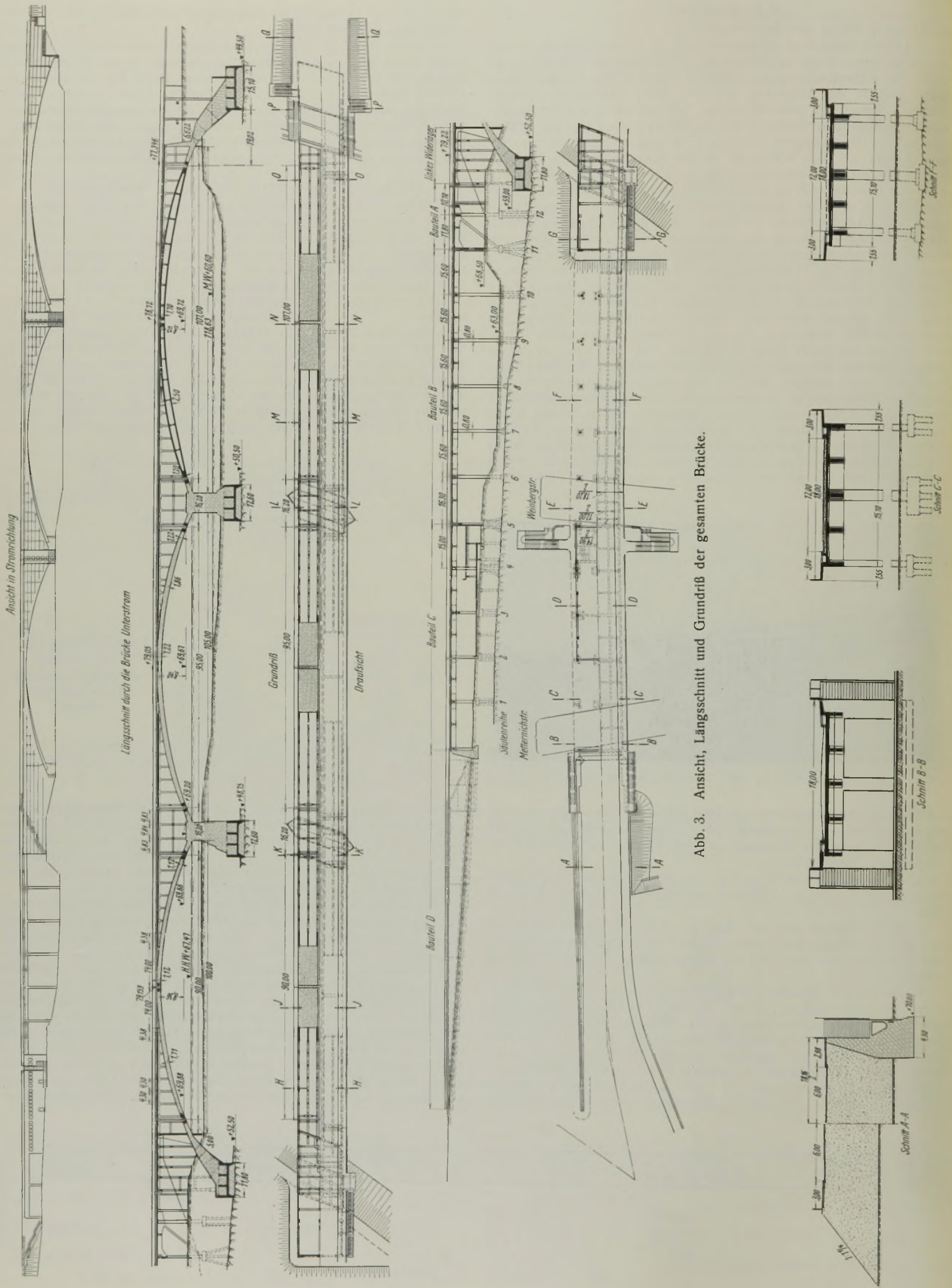


Abb. 3. Ansicht, Längsschnitt und Grundriß der gesamten Brücke.

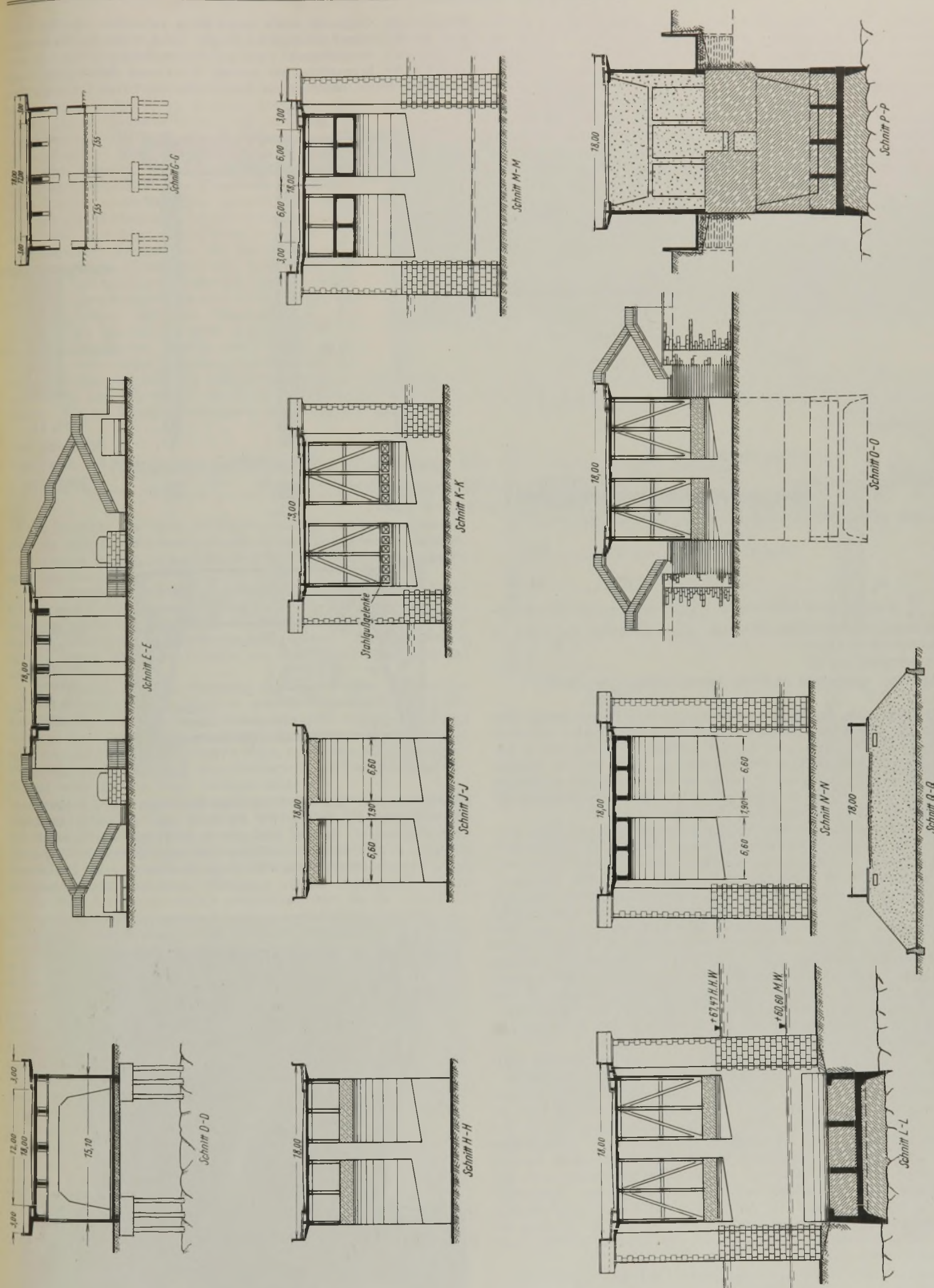


Abb. 4. Querschnitte durch die Strom- und Rampenbrücken.

den Stützen dagegen sind 0,60 m breit, da sie zugleich Riegel der besprochenen Querrahmen sind. Sämtliche in Abständen von 7,80 m angeordneten Querträger kragen seitlich aus, um die Lasten der Nebenträger der Fußwegplatte aufzunehmen. Diese Nebenträger sind im Brückenquerschnitt der Abb. 8a dargestellt. Die 2,70 m weit auskragende Fußwegplatte ist naturgemäß nicht in der Lage, auf diese große Strecke frei auszukragen, sie ist deshalb geknickt ausgeführt, so daß sich dadurch der obengenannte Nebenträger von 0,75 m Höhe ergibt, der seine Last auf die 7,80 m weit entfernten Querträger durchtragen muß. Abb. 8b zeigt im Gegensatz dazu die Ausbildung der Fahrbahnkonstruktion im Bauteil C, bei der die Fußwegplatten ebenso wie bei der Strombrücke nur 1,55 m weit auskragen.

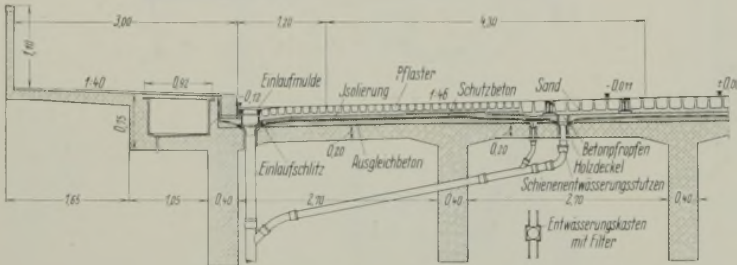


Abb. 8a. Querschnitt durch die Brückenfahrbahn des Bauteils B.

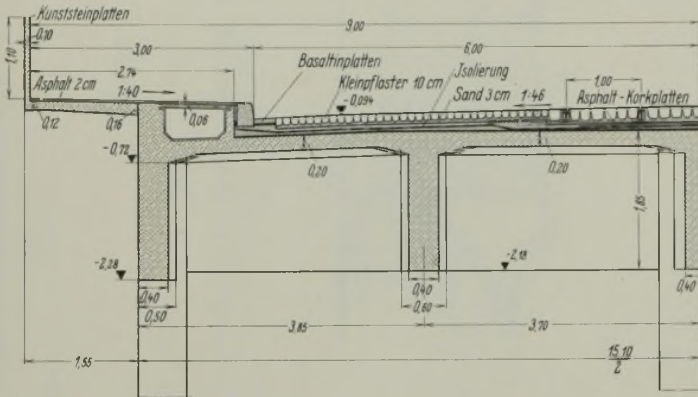


Abb. 8b. Querschnitt durch die Brückenfahrbahn des Bauteils C.

Die Stützweite der über vier Felder gespannten Platten beträgt beim Bauteil C 3,70 und beim Bauteil B 3,10 m; trotz dieser großen Stützweite der Fahrbahnplatte kam man mit der geringen Dicke von 0,20 m aus, allerdings bei Einlage einer Druckbewehrung. Dies war nur möglich durch die günstige Momentenverteilung der über vier Felder gespannten Platte mit ihren großen Auskragungen und infolge der Einspannung der Endfelder der Platte in den äußeren Randträger.

Bei der Fahrbahnplatte der Strombrücke, die im folgenden besprochen werden wird, liegen die Verhältnisse nicht so günstig, weil mit Rücksicht auf die Teilung des Bogens in zwei Einzelquerschnitte und damit auch der Fahrbahnplatte die Fahrbahnplatte nur über zwei Felder durchläuft. Außerdem kam der Ausbildung des Querschnitts der Rampenbrücke zugute, daß hier nur Lichtkabel in den beiderseitigen Fußwegen untergebracht werden mußten; bei der Strombrücke aber waren außerdem auch zwei Rohre mit 600 mm, zwei Rohre mit 300 mm und des weiteren Strom- und Telefonkabel mitzuführen. Abb. 8a u. 8b zeigen auch zugleich die Ausbildung der Fahrbahnplatte, bestehend aus 10 cm Kleinfalter auf 3 cm Sand, die Isolierung mit darüberliegender 5 cm dicker Schicht mit Drahteinlage und darunterliegendem Gefällbeton, des weiteren auch die Anordnung der Entwässerung der Straßenrinne, der Isolierung und der Straßenbahnschienen.

Da die Fahrbahn der Brücke bis zu 16 m über dem Gelände liegt, mußte der Übertragung der Wind- und Bremskräfte besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden. Zur Übertragung der Windkräfte wurden an jeder Stützenreihe, wie schon bei Abb. 6 besprochen, die drei Tragsäulen zu einem dreistieligen Rahmen mit Fußgelenken zusammengefaßt, der die auf ein Feld anfallenden Windkräfte in die Fundamente zu übertragen hatte. Die dreistieligen Rahmen in Richtung der Brückenachse dagegen sind, obgleich in dieser Richtung die Säulen in den Fundamenten fest eingespannt sind, zu elastisch, um die wesentlich größeren Horizontalkräfte infolge der Brems- und Abfahrkräfte durch die Schnellbahnzüge nach den Fundamenten abtragen zu können. Diese in der Richtung der Brückenachse wirkenden Kräfte werden auf drei in dieser Richtung steife Konstruktionsteile geleitet.

Der aus drei Feldern bestehende rechte Teil des Bauabschnitts B, Felder 8 bis 11, gibt diese Kräfte an den Bauteil A ab. Damit der Bauteil A diese Kräfte aufnehmen kann, sind die Säulen 11 und 12 des Bau-

teils A durch Streben zu einem festen Block verbunden. Der linke Teil des Bauabschnitts B (Feld 5 bis 8) gibt seine Kräfte an die massiven Außenwände der Turnhalle zwischen den Säulen 4 und 5 ab, die auch zugleich die Bremskräfte des rechten Teiles vom Bauabschnitt C aufzunehmen haben, während die Bremskräfte des linken Teiles des Bau-

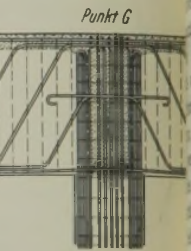
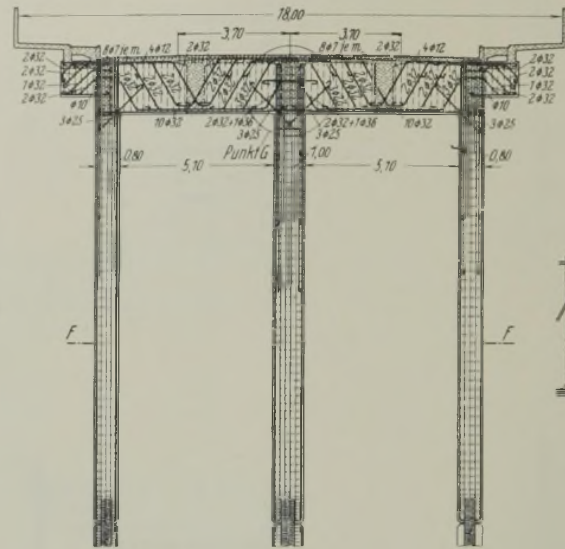


Abb. 9a. Bewehrung eines der dreistieligen Querrahmen.

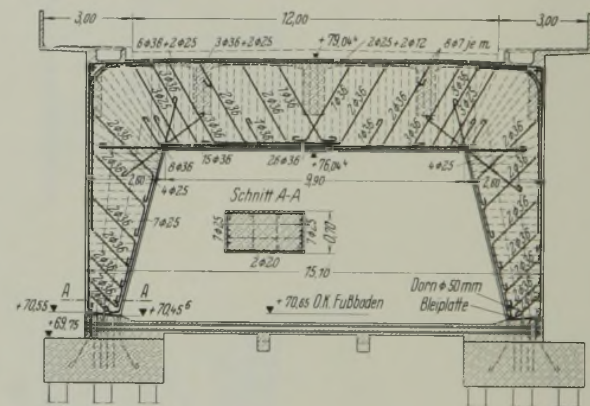


Abb. 9b. Bewehrung des Zweigelenkrahmens in der Turnhalle.

abschnitts C von dem anschließenden Widerlager an der Metternichstraße aufgenommen werden. Für die festen Lager sämtlicher Längsträger wurden Kipplager, für die beweglichen Rollenlager aus Stahlguß vorgesehen. In Abb. 9a ist der normale dreistielige Querrahmen dargestellt, wie er bei den Stützenreihen 6 bis 10 zur Ausführung kam. Die Gelenke an den Säulenfüßen wurden hergestellt durch eine Einschnürung der

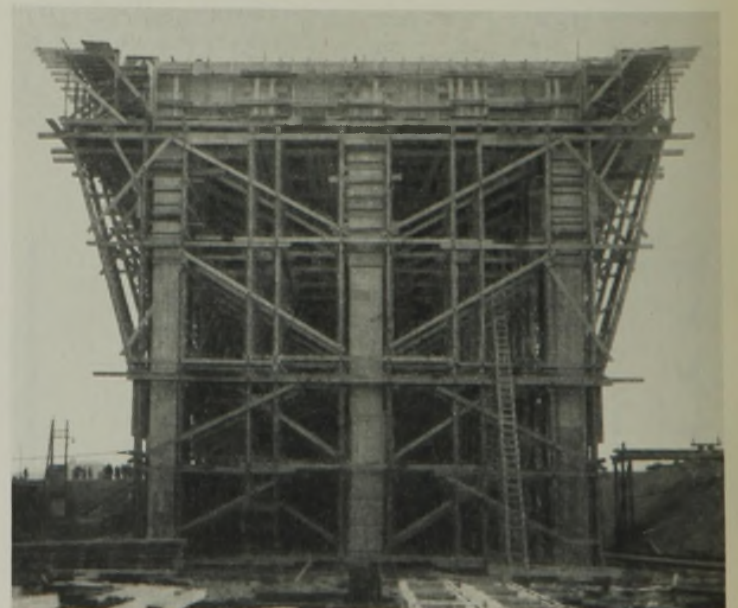


Abb. 10a. Die Einrüstung der Rampenbrücke. Vorderansicht.

Säulen auf die Hälfte bei gleichzeitiger Umschnürung des noch verbleibenden Kerns. Nur der Rahmen in der Turnhalle mußte davon abweichend als Zweigelenrahmen ausgebildet werden, da in dem freien Raum der Turnhalle eine Zwischensäule nicht erwünscht war. Dieser Rahmen ist in Abb. 9b in seiner Bewehrung dargestellt. Um die Geräusche in der Turnhalle infolge des Fahrzeugverkehrs auf der Brücke abzdämpfen, wurden auf der Fahrbahn unter dem Gefällbeton 2 cm dicke Korkplatten eingelegt, und das Kleinpflaster wurde durch Holzpflaster ersetzt. Die Ausführung der Rampenbrücke geschah in hochwertigem Zement. Mit Rücksicht auf die zugelassenen Beanspruchungen und die daraus sich ergebenden Würfelfestigkeiten wäre dies nicht notwendig gewesen, da die Betonversuche bei dem vorzüglichen Kiesmaterial des Rheins auch bei normalem Portlandzement wesentlich höhere Festigkeiten als verlangt ergeben hatten. Jedoch zeigte eine Vergleichsrechnung, daß die Ersparnisse an den Rüstungen, die bei hochwertigem Zement öfters verwendet werden konnten, größer waren als die Mehrkosten des hochwertigen Zements gegenüber dem normalen Portlandzement. Abb. 10a zeigt die Einrüstung des Bauabschnitts B von der Seite, Abb. 10b dieselbe Einrüstung in Richtung der Brückenachse gesehen. Wie aus diesen Abbildungen zu ersehen, geschah das Aufstellen

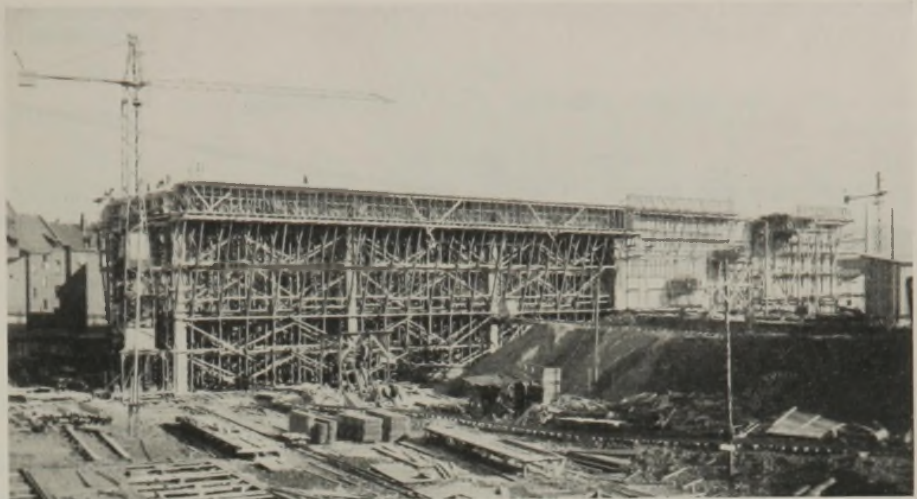


Abb. 10b. Die Einrüstung der Rampenbrücke von der Seite.

der Gerüste, der Transport der Schalungen und des Rundeisens und das Betonieren mit Hilfe von Turmdrehkränen mit einer Ausladung von 20 m, so daß die ganze Breite der Brücke von ihnen bedient werden konnte. (Fortsetzung folgt.)

Näherungsverfahren zur Ermittlung der Sickerung in geschütteten Dämmen auf undurchlässiger Sohle.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. Leo Casagrande, Berlin.

Das Bestreben, die Höhe der Sickerverluste in geschütteten Dämmen sowie das Strömungsbild durch einfache Näherungsverfahren zu erfassen, hat besonders in den letzten Jahren zu zahlreichen Forschungsarbeiten Anlaß gegeben.

Für homogene Dammkörper auf undurchlässiger Sohle haben Schaffernak²⁾ und gleichzeitig van Iterson³⁾ die ersten einfachen Näherungsformeln zur Bestimmung der Austrittshöhe des Wasserspiegels sowie der Sickermenge an flachen Dämmen gegeben. Schaffernak konnte überdies zeigen, daß diese Formeln mit den Versuchsergebnissen gut übereinstimmen.

Im folgenden soll eine Gleichung abgeleitet werden, die auch für steile Böschungen den Ergebnissen von Modellversuchen entspricht. Weiter soll ein zeichnerisches Verfahren entwickelt werden, mit dessen Hilfe man den Austrittspunkt der obersten Stromlinie — kurz Spiegellinie genannt — auf einfache und schnelle Weise bestimmen kann; schließlich wird gezeigt werden, wie man, falls erforderlich, den Verlauf der Spiegellinie auf zeichnerischem Wege festlegen kann.

Bevor auf die Theorie des Spiegellinienverlaufes genauer eingegangen wird, muß noch die Frage behandelt werden, wie die Spiegellinie bei festgelegter Unterwasserböschung aus dem Damm austritt. Da diese Arbeit vor allem den Fall der Sickerung bei Unterwasserhöhe $h_u = 0$ zum Gegenstande hat, soll auch der Spiegellinienaustritt unter dieser Voraussetzung untersucht werden.

Um diese heute noch vielfach umstrittene Frage, für die noch keine zufriedenstellende mathematische Lösung gefunden wurde, zu klären, hat der Verfasser zahlreiche sorgfältige Versuche durchgeführt, die bei Verwendung von vollkommen rundkörnigem und sehr gleichförmigem Sand zeigten, daß bei kleinen Unterwasserhöhen die Spiegellinie an der Böschung berührend austritt. Dies konnte ohne Ausnahme festgestellt werden, solange die Unterwasserböschung zwischen 0° und 90° Neigung hatte; sobald die Böschung jedoch die senkrechte Lage überschritt, somit überhängend war, blieb die Spiegellinie in der Umgebung ihres Austrittes in senkrechter Lage (s. auch Abb. 9). Bei Annahmen gleicher Potentialdifferenzen und daher eines quadratischen Stromliniennetzes läßt sich übrigens für den Austrittspunkt der Spiegellinie mit Hilfe einfacher goniometrischer Beziehungen der Nachweis erbringen, daß die Spiegellinie berührend austreten muß, solange die Böschung $< 90^\circ$ ist, daß sie aber lotrecht verläuft, sobald die Böschung $> 90^\circ$ wird.

¹⁾ Auf die folgende Arbeit, die damals als Manuskript in weit ausführlicherer Fassung vorlag, ist in einigen Berichten für den Talsperrenkongreß, Stockholm 1933, Bezug genommen. Die darin enthaltenen theoretischen und experimentellen Untersuchungen wurden in den Jahren 1930 bis 1932 im Erdbaumechanischen Laboratorium des Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass., USA (Vorstand Professor G. Gilboy), und im Hydrologischen Institut der Technischen Hochschule in Wien (Professor F. Schaffernak) vom Verfasser durchgeführt.

²⁾ Über die Standsicherheit durchlässiger geschütteter Dämme, Vortrag gehalten im Österr. Ing. und Arch. Verein 1916; Allgemeine Bauzeitung 1917.

³⁾ Einige theoretische beschouwingen over kwel; De Ingenieur 1916 und 1919.

1. Bestimmung des Spiegel-Austrittspunktes A und der Sickermenge q.

Führt man in die Darcysche Gleichung⁴⁾

$$(1) \quad q = k \cdot \frac{dy}{dx} \cdot y$$

statt des Differentialquotienten $\frac{dy}{dx}$ die wirkliche Spiegelneigung $\frac{dy}{ds}$ ein, so lautet mit Vernachlässigung der senkrechten Geschwindigkeitskomponente die Gleichung für die Sickermenge

$$(2) \quad q = k \cdot \frac{dy}{ds} \cdot y.$$

Integriert man diese Gleichung für den Querschnitt AA_0 (Abb. 1), führt die Grenzbedingungen ein und setzt außerdem in Gl. (2) für $y = y_0 = a \sin \alpha$ und für $a = m - s_0$, so erhält man

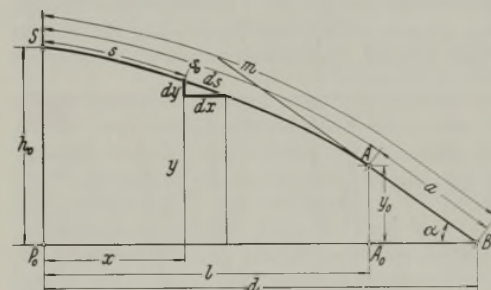


Abb. 1. Verlauf der Spiegellinie in allgemeiner Darstellung.

$$(3) \quad a = m - \sqrt{m^2 - \frac{h_0^2}{\sin^2 \alpha}}$$

und

$$(4) \quad y_0 = a \sin \alpha = m \sin \alpha - \sqrt{m^2 \sin^2 \alpha - h_0^2}.$$

In der Gl. (3) bzw. (4) muß der Wert m geschätzt werden; er darf für die erste Annäherung gleich dem Abstände zwischen S und B gewählt werden (Abb. 1). Mit Hilfe des solcherart aus Gl. (4) errechneten Wertes y_0 und der Bedingung, daß der Punkt A auf der Böschung liegen muß, wird man der richtigen Länge von m näher kommen. Hat man einige Übung im Zeichnen von Spiegellinien erlangt, so kann in der Regel schon bei der ersten Schätzung von m genügende Genauigkeit erzielt werden⁵⁾.

Die im Querschnitt AA_0 durchfließende sekundliche Wassermenge je Breitereinheit beträgt nach Gl. (2)

$$q = k \cdot \frac{dy}{ds} \cdot y = k y_0 \sin \alpha,$$

und wird hier für y_0 der Wert aus Gl. (4) eingeführt, so ergibt sich

$$q = k \sin \alpha (m \sin \alpha - \sqrt{m^2 \sin^2 \alpha - h_0^2})$$

oder

$$(5) \quad q = k \sin^2 \alpha (m - \sqrt{m^2 - \frac{h_0^2}{\sin^2 \alpha}}).$$

⁴⁾ Etudes théoretiques et pratiques sur le mouvement des eaux, Paris 1863.

⁵⁾ G. Gilboy gelang es, auf Grund obiger Annahmen durch Integration eine Gleichung zu finden, die den Zusammenhang zwischen d und y_0 in implizierter Form darstellt. Siehe seinen Bericht für den Talsperrenkongreß in Stockholm 1933: Hydraulic-Fill Dams.

Vergleicht man Gl. (4) mit der von Schaffernak bzw. van Iterson angegebenen Gleichung:

$$(6) \quad y_0 = -l \operatorname{tg} \alpha + \sqrt{l^2 \operatorname{tg}^2 \alpha + h_0^2}$$

oder, noch besser, mit der verbesserten Form dieser Gleichung (s. Abschnitt 2):

$$(7) \quad v_0 = d \operatorname{tg} \alpha - \sqrt{d^2 \operatorname{tg}^2 \alpha - h_0^2},$$

so erkennt man den ähnlichen Aufbau in der Form der Gleichungen. Von nun an sollen die beiden Gleichungen kurzer Hand einfach mit „Tangenten-“ und „Sinusgleichung“ bezeichnet werden.

Tabelle 1.

Böschung	$h_0 = h - \Delta$ in cm	d in cm	y_0 in cm			Versuchsnr.
			y_0 in Versuch	$y_0 = m \sin \alpha$ $-\sqrt{m^2 \sin^2 \alpha - h_0^2}$	$y_0 = d \operatorname{tg} \alpha$ $-\sqrt{d^2 \operatorname{tg}^2 \alpha - h_0^2}$	
1:5	11,2	80,0	4,7	4,7	4,5	1
1:4	13,6	71,8	6,2	6,3	6,2	1a
1:3	8,0	34,5	3,2	3,3	3,3	2
1:3	18,7	72,0	8,8	8,8	9,0	31
1:2	21,8	60,0	10,1	10,1	9,4	7
1:1 1/2	16,0	50,2	4,9	4,7	4,2	4
1:1	36,4	73,5	12,8	12,4	9,6	100
1:1	18,1	52,7	4,3	4,3	3,3	39
1:1 1/2	21,4	27,2	10,2	10,1	4,4	32
1:1 1/6	17,7	16,9	6,9	6,8	—	3
1:1 1/6	24,0	29,0	8,2	8,0	—	6
1:0	24,7	47,9	6,3	5,3	—	25
1:0	38,0	46,0	14,0	11,8	—	104

Um Vergleiche zwischen Versuch und Rechnung zu erhalten, wurden für einige Fälle die Austrittshöhen y_0 so genau wie möglich gemessen und auch mittels Gl. (4) u. (7) berechnet. Eine in Tabelle 1 enthaltene Gegenüberstellung der Versuchs- und Rechenwerte zeigt deutlich die Brauchbarkeitsgrenzen der beiden Gleichungen. Danach dürfte die „Tangentengleichung“ noch bis zu Böschungen von 1:3 gut brauchbare Ergebnisse liefern. Für steilere Dämme sind die errechneten Austrittshöhen y_0 gegenüber den Versuchswerten zu klein. Die mittels der „Sinusgleichung“ errechneten y_0 stimmen nahezu bis zu Böschungen von 90°, d. h. bis zur senkrechten Wand, gut mit den Versuchswerten überein. Wohl sind die Austrittshöhen bei sehr steilen Böschungen und senkrechter Wandung schwer meßbar, doch wurden die Versuchswerte y_0 zeichnerisch durch Einzeichnen von Strom- und Potentiallinien nachgeprüft.

Für überhängende Wandungen, Böschungen von 90° bis 180° Neigung, liefert auch die „Sinusgleichung“ keine richtigen Werte mehr. Um trotzdem die Möglichkeit zu haben, auch für diese Böschungsneigungen Aufgaben zu lösen, wurden die vorhandenen Versuchsergebnisse graphisch aufgetragen. Aus dem in Abb. 2 dargestellten Kurvensystem kann die Größe y_0 für die nicht mehr durch Rechnung erfaßbaren Fälle leicht entnommen werden.

Soll nun für einen Damm, dessen Fuß durch ein Filter gebildet wird, der Verlauf der Sickerung bestimmt werden, ist es offenbar ohne weiteres erlaubt, sich den im Vergleich zum Damm stark durchlässigen Filter fort zu denken und die gesuchte Austrittshöhe y_0 mit Hilfe des Kurvensystems in Abb. 2 zu bestimmen.

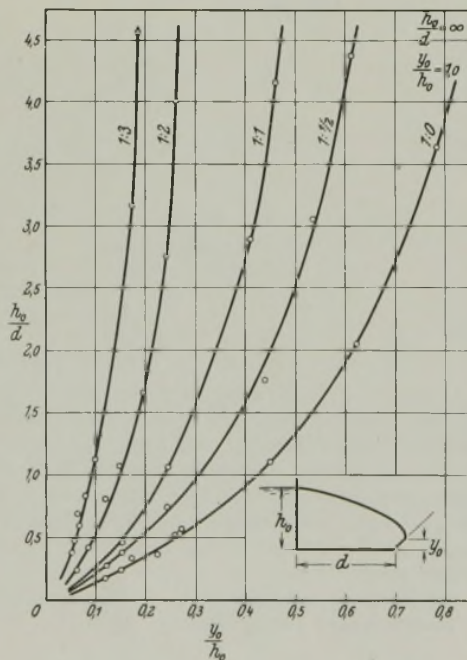


Abb. 2. Ermittlung der Austrittshöhe y_0 für überhängende Dammböschungen.

2. Zeichnerische Bestimmung des Austrittspunktes A an flachen Dämmen.

Zur Überführung von Gl. (6) in die brauchbarere Form Gl. (7) sei von der Grundbedingung

$$(8) \quad y \cdot \frac{dy}{dx} = C_1$$

ausgegangen, die besagt, daß die Durchflußmenge in jedem Querschnitt des Dammes konstant ist. Durch Integration dieser Gleichung erhält man:

$$(9) \quad \frac{y^2}{2} = C_1 x + C_2.$$

Aus den Grenzbedingungen $x = 0$ und $x = l$ wird

$$(10) \quad C_2 = \frac{h_0^2}{2},$$

und mit Gl. (8) u. (10) erhält man aus Gl. (9) für den Querschnitt A A₀ die Beziehung

$$(11) \quad -\frac{y_0^2}{2} = -l y_0 \operatorname{tg} \alpha - \frac{h_0^2}{2},$$

daraus durch Einführung von $\operatorname{tg} \alpha = \frac{y_0}{(d-l)}$ die Gleichung

$$(12) \quad l = \sqrt{d^2 - \frac{h_0^2}{\operatorname{tg}^2 \alpha}}.$$

Wird in Gl. (6) für l die Beziehung (12) eingesetzt, so erhält man

$$(7) \quad y_0 = d \operatorname{tg} \alpha - \sqrt{d^2 \operatorname{tg}^2 \alpha - h_0^2}.$$

Zieht man in Abb. 3 von S aus eine Parallele zur Böschung, so wird die Strecke $P_0 R = \frac{h_0^2}{\operatorname{tg}^2 \alpha}$; trägt man diese Größe von P₀ aus auf der Senkrechten durch P P₀ auf und schneidet von T aus die Strecke d auf der Dammsohle ab, so ist nach Gl. (12) die Strecke $P_0 A_0 = l$ und daher $A A_0 = y_0$.

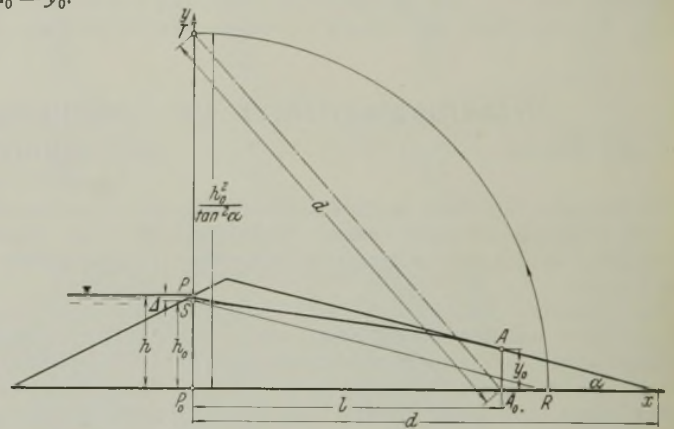


Abb. 3. Zeichnerische Ermittlung der Austrittsstelle A.

Es ist somit gezeigt, wie man den Austrittspunkt A bei flachen Dämmen ohne Rechnung, mit Hilfe eines zeichnerischen Verfahrens, auf schnelle Weise finden kann.

Es möge nun noch darauf hingewiesen werden, daß in Gl. (7) für h_0 nur im Falle einer senkrechten Oberwasserwandung die volle Wasserrhöhe h eingesetzt werden darf. Haben wir eine schräge Oberwasserwandung, somit eine normale Dammböschung vor uns, so ist $h_0 = h - \Delta$ (s. Abb. 3). Zur Bestimmung der Abhängigkeit des Wertes Δ wurden einzelne Dammquerschnitte in großem Maßstabe aufgezeichnet und die entsprechenden Netze von Strom- und Potentiallinien mit peinlicher Genauigkeit konstruiert (s. auch Abschn. 3). Hierbei ergab sich, daß die Größe Δ von der Neigung der Oberwasserböschung des Dammes sowie von dem Verhältnis h/d abhängig ist. Außerdem bestätigen Versuche, daß für einen festliegenden Dammquerschnitt die Größe Δ proportional mit h wächst. Es ist somit $\Delta = c h$.

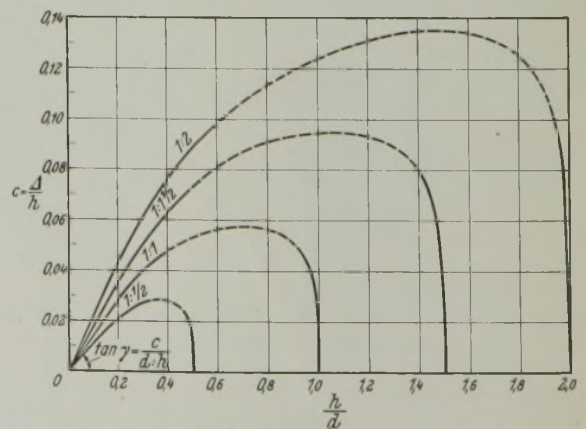


Abb. 4. Darstellung der Größe Δ für verschiedene Dammformen.

In Abb. 4 ist die Abhängigkeit des Wertes Δ von h , h/d und einzelnen Böschungsneigungen bildlich dargestellt. Wie nun aus Abb. 4 zu ersehen ist, können die so erhaltenen Kurven zwischen den Werten $h/d = 0$ und $h/d = 0,2$ mit genügend großer Genauigkeit durch gerade Strecken ersetzt

werden. Da bei geschütteten Dämmen meist $h/d < 0,2$ ist, kann der Beiwert c einfach analytisch, mit $c = h \operatorname{tg} \gamma / d$ bestimmt werden, es ist daher

$$(13) \quad J = c h = \frac{h^2}{d} \operatorname{tg} \gamma.$$

Zur leichteren Auswertung von Gl. (13) ist $\operatorname{tg} \gamma$ für eine Anzahl vorkommender Dammneigungen wie folgt errechnet worden:

Tabelle 2.

Böschung 1 : n	1 : 1/2	1 : 1	1 : 1 1/2	1 : 2	1 : 2 1/2
$\operatorname{tg} \gamma$	0,105	0,140	0,175	0,215	0,244

3. Festlegung des Verlaufes der Spiegellinie auf zeichnerischem Wege.

Sobald wir den Austrittspunkt der Spiegellinie kennen, ist uns damit die Möglichkeit an die Hand gegeben, unter Benutzung von geometrischen Eigenschaften der isothermischen Netze die Spiegellinie zu zeichnen. Auch hier sei, wie bisher, nur der Fall ohne, oder nur mit geringer Unterwasserhöhe behandelt.

Lassen wir die Stromlinien und die Linien gleicher Druckhöhe oder Potentiallinien ein Netz von Quadraten bilden, beachten wir ferner, daß der Druckabfall oder Höhenunterschied zwischen aufeinanderfolgenden Potentiallinien konstant sein muß, ist damit schon der Gedanke einer zeichnerischen Bestimmung des Spiegellinienverlaufes verknüpft.

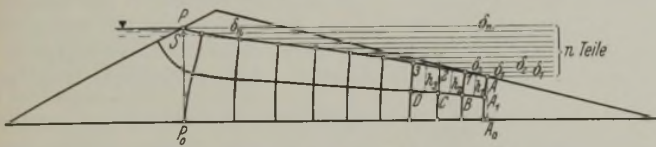


Abb. 5. Zeichnerisches Verfahren zur Festlegung des Spiegellinienverlaufes.

Wird daher in Abb. 5 der Höhenunterschied zwischen P und A in n gleiche Teile so unterteilt, daß Strom- und Potentiallinien Quadrate bilden, ist leicht einzusehen, daß die Mittellinien dieser Quadrate annähernd gleich den Längen der Spiegellinien von einem Quadrat bis zum nächsten sein müssen. Sobald man sich somit entschieden hat, mit wieviel übereinanderliegenden Quadratreihen man in A beginnen will oder kann, schätzt man die Höhe h_1 des ersten zu zeichnenden Quadrates mit dem Zirkel und schneidet von A aus mit h_1 zwischen den Zirkelspitzen auf der Waagerechten $\delta_1 \delta_1$ die Strecke A—1 ab.

Die Spiegellinie berührt in A, wird daher schon vor A der Böschung sehr nahe kommen. Um das Schätzen von h_1 zu erleichtern, kann man ohne weiteres annehmen, daß die obere Begrenzung A—1 des ersten Quadrates in der Dammböschung liegt. Die Konstruktion des Punktes 1 zeigt natürlich, daß dieser Punkt nicht mehr auf der Böschung, sondern schon knapp unter ihr liegt; für die richtige Schätzung von h_1 ist obige Annahme von großer Hilfe. Stellt sich trotzdem heraus, daß man h_1 nicht genau geschätzt hatte, weil die Abmessungen des zu zeichnenden Quadrates nicht festlagen, ist es leicht, durch nochmalige Schätzung von h_1 den begangenen Fehler gutzumachen. Es wird sich jedoch meist ergeben, daß die erste Schätzung von h_1 genau genug war und die Lage des ersten Punktes 1 sich nicht geändert hat. Nach dem Einzeichnen des ersten Quadrates, bzw. der ersten Gruppe übereinanderliegender Quadrate, schätzt man h_2 und schneidet mit h_2 im Zirkel die Strecke 1—2 ab usw., bis die so entwickelte Spiegellinie im Punkte S die Senkrechte PP_0 schneidet. Die Spiegellinie tritt bei P senkrecht zur Böschung ein und geht nach scharfer Krümmung allmählich in die konstruierte Spiegellinie über.

In Abb. 5 sind, um ein klareres Bild von der Entwicklung der Konstruktion zu geben, nur zwei übereinanderliegende Quadratreihen gewählt worden. Ein Vergleich mit Spiegellinien, die mit Hilfe von vier und mehr Quadratreihen erhalten wurden, hat gezeigt, daß die Genauigkeit des Entwurfes schon bei zwei oder drei Reihen von Quadraten eine sehr gute ist. Für eine erste Schätzung gibt sogar eine einzige Quadratreihe ein ziemlich zutreffendes Bild vom Spiegellinienverlauf. Falls man im Gebiete der Oberwasserboschung hierbei auf Schwierigkeiten stößt, kann das Quadratnetz nachträglich unterteilt werden.

Falls man nur am Verlauf der Sickerlinie interessiert ist, läßt sich das angegebene Verfahren noch vereinfachen. Es genügt, die talseitige Böschung aufzuzeichnen, darauf in beliebiger Höhe einen Punkt A zu wählen und, ohne Rücksicht auf eine Anpassung der Anzahl übereinanderliegender Quadratreihen an den Höhenunterschied zwischen P und A, mit einer beliebigen Anzahl von Quadratreihen zu beginnen. Den Höhenunterschied des nahezu in der Böschung liegenden ersten Quadrates (wie in Abb. 5) benutzt man, um die äquidistanten waagerechten Linien zu zeichnen. Wenn die Konstruktion der Spiegellinie so weit fortgeschritten ist, daß $\frac{h_0}{d} = \frac{y}{d-x}$ ungefähr erreicht ist (s. auch Abb. 1), kann man ohne Schwierigkeiten den Dammquerschnitt eintragen. Natürlich kann man in diesem Falle nicht voraussagen, in welchem Maßstabe der Quer-

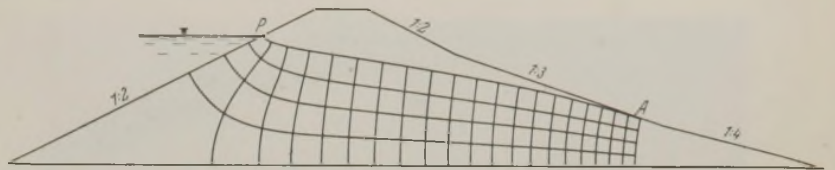


Abb. 6. Isothermisches Netz für ein praktisches Beispiel.

schnitt erscheinen wird. Ist aber der Verlauf der Spiegellinie bekannt, kann hingegen das ganze Bild in einen schon vorgezeichneten Dammquerschnitt eingetragen werden.

In Abb. 6 ist das isothermische Netz für den Querschnitt eines geschütteten Dammes auf undurchlässiger Sohle nach dem beschriebenen bildlichen Verfahren eingezeichnet worden. Im Eintrittspunkte P der Spiegellinie sei die Böschung mit 1 : 2 gewählt. Falls, wie hier, die Unterwasserböschung verschiedene Neigungen hat, muß darauf Bedacht genommen werden, daß für die Berechnung der Lage von A auch tatsächlich jener Böschungswinkel, der in A vorhanden ist, in Rechnung gestellt wird. Stellt sich heraus, daß trotz der Voraussetzung A nicht auf die Böschung 1 : 3 wie in diesem Falle, sondern schon auf die Böschung 1 : 4 zu liegen kommt, so muß eben die Berechnung von A unter Benutzung des neuen Böschungswinkels 1 : 4 wiederholt werden.

Die in großer Zahl durchgeführten Versuche zwischen Glasplatten ergaben bei Verwendung von „Ottawa Standard Sand“⁶⁾ ohne Ausnahme eine verblüffende Übereinstimmung mit dem zeichnerischen Verfahren.

4. Anwendung der Ergebnisse auf zusammengesetzte Dammquerschnitte.

Ist der Damm aus einzelnen Teilen verschiedener Durchlässigkeit zusammengesetzt, so wird die Spiegellinie an jeder Trennfläche in ihrem Lauf eine Unstetigkeit aufweisen, deren Art von dem Verhältnis der Durchlässigkeiten der angrenzenden Schuttmaterialien, aber auch davon abhängt, ob die Sickerung an der Trennfläche in einen dichteren oder durchlässigeren Körper stattfindet.

Versuche zwischen Glasplatten zeigten, daß der Übertritt der Spiegellinie in ein durchlassigeres Material ($k_2 > k_1$) tangential stattfindet (Abb. 7 u. 11). Dies gilt natürlich, wie beim freien Austritt aus dem Damm, nur bis zur lotrechten Lage der Trennfläche, für überhängende Trennflächen, d. h. für $\gamma > 90^\circ$ bleibt der Übergang, ebenso wie beim freien Austritt lotrecht (s. auch Abb. 9).

Geschieht der Übergang in ein Material von geringerer Durchlässigkeit ($k_2 < k_1$), so verläuft die Spiegellinie, wie ebenfalls auf empirischem Wege festgestellt wurde, nicht tangential, sondern senkrecht zur Trennfläche der beiden Materialien. Steht die Trennfläche, wie in Abb. 10 gezeigt, lotrecht, so geschieht der Übergang daher waagrecht. Je geringer der Unterschied in der Durchlässigkeit der beiden Materialien ist, desto undeutlicher tritt das beschriebene Verhalten der Spiegellinie im Übergangsgebiete zutage. Dies ist auch der Grund, weshalb bei Versuchen in diesem Falle von einem Tangieren der Spiegellinie nicht mehr viel zu sehen ist. Sind die Durchlässigkeiten links und rechts gleich groß, d. h. $k_1 = k_2$, so geht die Spiegellinie nach Abb. 7 ohne Brechung durch die Trennfläche der beiden Materialien; sobald aber ein kleiner Unterschied zwischen k_1 und k_2 vorhanden ist, so dürfte, wenn auch mit freiem Auge nicht unterscheidbar, der Übergang tangential bzw. senkrecht zur Grenzfläche geschehen.

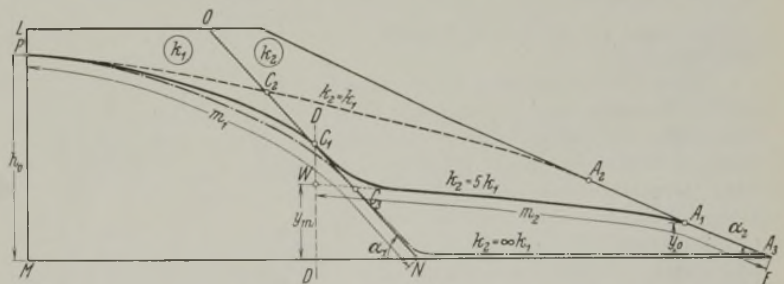


Abb. 7. Spiegellinie in einem zusammengesetzten Damm mit zwei verschiedenen Durchlässigkeiten.

Allgemein wurde das Verhalten eines Grundwasserstromes an Grenzflächen zwischen Materialien verschiedener Durchlässigkeit erstmalig von O. Hoffmann⁷⁾, durch das Brechungsgesetz

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \beta}$$

festgelegt, wobei k_1 und k_2 die Durchlässigkeitskoeffizienten zu beiden Seiten der Trennfläche, α und β die Winkel, die die Stromlinien mit der

⁶⁾ Ein rundkorniger Quarzsand von 0,6 bis 0,8 mm Korndurchmesser.

⁷⁾ Permazioni d'acqua e loro effetti nei muri di ritenuta, Ulrico Hoepli, Milano 1928.

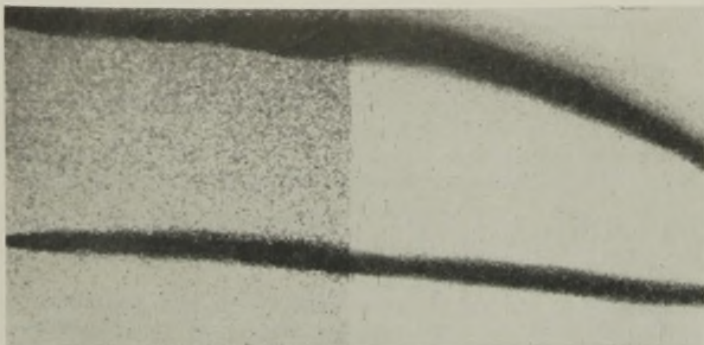


Abb. 10. Übertritt in dichteres Material.

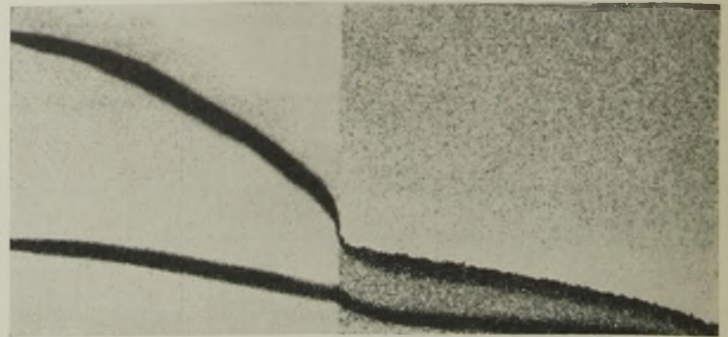


Abb. 11. Übertritt in durchlässigeres Material.

Flächennormalen bilden, bezeichnen. Das Brechungsgesetz behält auch für die Spiegellinie seine Gültigkeit, da im Grenzfalle

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{0}{0} \text{ bzw. } \frac{\infty}{\infty} \text{ wird.}$$

Nachdem nun die Frage des Spiegellinienüberganges bei Vorhandensein von Trennungsf lächen zwischen Materialien verschiedener Durchlässigkeit erläutert wurde, soll gezeigt werden, wie man mit Hilfe der Näherungsgleichung (5) den Verlauf der Spiegellinie für einen beliebig zusammengesetzten Querschnitt bestimmen kann.

In jeder Trennungsf läche muß die Kontinuitätsgleichung gewahrt bleiben, d. h. die zufließende Wassermenge muß gleich der abfließenden sein und die Gl. (5) für jeden an die Trennungsf läche grenzenden Querschnitt Gültigkeit haben.

In Abb. 7 ist ein zusammengesetzter Damm dargestellt. Links von der Trennungsf läche herrscht die Durchlässigkeit k_1 , rechts davon die Durchlässigkeit k_2 , wobei $k_2 > k_1$. Man trennt nun den Querschnitt so, daß man links von NO einen Damm $LMNO$ und rechts einen zweiten Damm, durch DD , E begrenzt, erhält. Die durch den Damm $LMNO$ frei fließende Wassermenge ist nach Gl. (5)

$$q = k_1 \sin^2 \alpha_1 \left(m_1 - \sqrt{m_1^2 - \frac{h_0^2}{\sin^2 \alpha_1}} \right).$$

Die solcher Art errechnete, in der Zeiteinheit und Breitereinheit durchfließende Wassermenge lassen wir nun in den rechten Damm DD , E eintreten und bestimmen die der Durchlässigkeit k_2 entsprechende Eintrittshöhe y_{m_1} . Die Größe von y_{m_1} erhält man, wenn man

$$q = k_2 \sin^2 \alpha_2 \left(m_2 - \sqrt{m_2^2 - \frac{y_{m_1}^2}{\sin^2 \alpha_2}} \right) \text{ setzt.}$$

Die Größen m_1 und m_2 werden, wie schon beschrieben, durch mehrmaliges Schätzen bestimmt. Die Werte α_1 und α_2 , sowie h_0 und das Verhältnis $\frac{k_1}{k_2}$ sind gegeben, so daß der Berechnung von y_{m_1} nichts im Wege steht. Die Größe y_{m_1} stellt andererseits für den Damm $LMNO$ gleichzeitig die Unterwasserhöhe h_u dar. Steigt aber die Höhe des Unterwassers, so fällt die Durchflußmenge q auf q_1 . In Abb. 8 ist für die lotrechte Wandung und eine Böschungsneigung von 1:1 das Verhältnis

von $\frac{h_u}{h_0}$ (hier gleichbedeutend mit $\frac{y_m}{h_0}$) zu der Durchflußmenge q_1, \dots, q_n in Prozenten von q auf empirischem Wege ermittelt worden.

Der auf diese Art gefundenen reduzierten Wassermenge q_1 entspricht ein neuer Wert y_{m_2} , diesem wieder eine bestimmte reduzierte Durchflußmenge q_2 usw. Wiederholt man dieses Verfahren einige Male, so nähert man sich einem Grenzzustande, bei dem die Größen y_m und q sich nicht mehr wesentlich ändern werden. Wie oft diese Rechnung wiederholt werden muß, hängt nur von dem Grade der angestrebten Genauigkeit ab; in der Regel wird man schon nach zwei- oder dreimaliger Wiederholung genügend genaue Werte erhalten.

Ist der gewünschte Genauigkeitsgrad erreicht, kann man nach den in früheren Abschnitten beschriebenen Verfahren den Spiegelaustrittspunkt A finden und damit die Frage nach dem Spiegellinienverlauf beantworten. Die genaue Lage des Punktes C_1 in Abb. 7 ist bisher

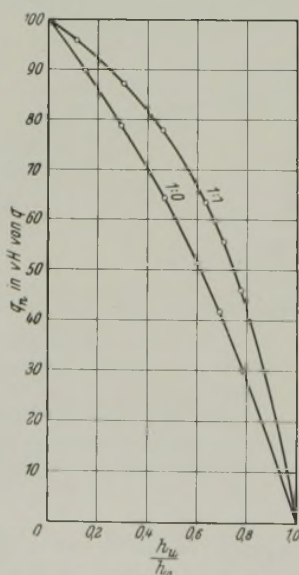


Abb. 8. Verminderung der Sickermenge bei steigendem Unterwasser.

nicht bekannt, sie kann jedoch nach Schaffernak⁸⁾, der eine Beziehung über die Abhängigkeit zwischen der Unterwasserhöhe und der Austrittshöhe aufstellte, berechnet werden. Da die Lage des Eintrittspunktes P sowie der Punkte W und A_1 bekannt sind, ist es übrigens leicht, auch den Verlauf des Astes PC_1 einzuzichnen, wenn man sich die Art des Überganges der Spiegellinie in Trennungsf lächen und besonders ihr Verhalten in den Grenzfällen ($k_2 = k_1$) und ($k_2 = \infty k_1$), wie in Abb. 7 gezeigt, vergegenwärtigt.

Bisher wurde angenommen, daß der Eintrittspunkt P der Spiegellinie bekannt ist. Besteht ein Damm aus drei Teilkörpern mit verschiedener Durchlässigkeit, z. B. ein Damm mit Kern, so ist der Übergangspunkt der Spiegellinie in den Kern nicht gegeben. Auf empirischem Wege wurde festgestellt, daß schon bei Durchlässigkeitsverhältnissen von $\frac{k_1}{k_2} = 10$ ein waagerechtes Durchfließen der Spiegellinie bis zum Kern als genügend genau angenommen werden kann.

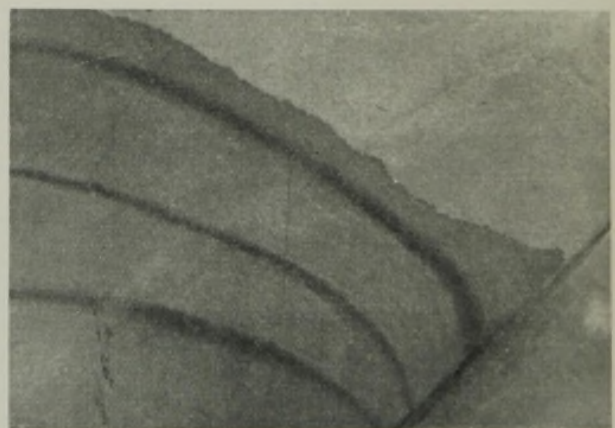


Abb. 9. Freier Austritt an überhängender Böschung.

Da es sich im Dammbau stets um große Unterschiede zwischen der Durchlässigkeit des Kernes und der Deckschüttung handelt, ist dies ohne weiteres gerechtfertigt. Ist somit die oberste Grenzlage der Spiegellinie bei $k_1 \gg k_2$ (oder hier auch $k_1 = 10 k_2$), und die untere Grenzlage bei $k_1 = k_2$ gelegen, so zeigten die Versuche, daß man annähernd zu Zwischenlagen der Spiegellinie ($k_1 = a k_2$) gelangen kann, wenn die in den Grenzfällen ($k_1 = 10 k_2$ und $k_1 = k_2$) auf der Trennungsf läche abgeschnittene Strecke logarithmisch unterteilt wird. In unserem Falle beträgt die Länge dieser Strecke somit $\log 10$ und wird jeder beliebige Schnittpunkt von ($k_1 = a k_2$) mit der Trennungsf läche gefunden, indem man die Größe $\log a$ vom Schnittpunkte der unteren Grenzlage ($k_1 = k_2$) nach oben aufträgt.

Sollen praktische Beispiele bearbeitet werden, so wird man bei allen Berechnungen, bei denen es sich um Bestimmung des Durchlässigkeitsverhältnisses zweier Böden handelt, auf Schwierigkeiten stoßen. Trotz sorgfältigen und gleichmäßigen Schüttens der Dämme im Modell ist es unmöglich zu behaupten, daß die Durchlässigkeit dieselbe sein wird, wie jene im Durchlässigkeitsapparat erhaltene. Nehmen wir somit an, daß das Verhältnis $\frac{k_2}{k_1} = 3$ ist, so kann es ebensogut 2,5 oder 3,5 betragen. Solche kleine Unterschiede spielen natürlich nur bei wissenschaftlichen Untersuchungen eine Rolle, sie sind hingegen in der Praxis des Dammbaus, wo man es mit Verhältnissen von mindestens $\frac{k_2}{k_1} = 10$ und mehr zu tun hat, ohne Bedeutung.

⁸⁾ S. Fußnote ²⁾.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Schleuse Kostheim, ihre Ergänzungs- und Umbauten.

Von Regierungsbaurat Theodor Pfaue in Frankfurt a. M. (jetzt Königsberg i. Pr.) und Regierungsbaumeister a. D. Weyand in Mainz (jetzt Oldenburg).

1. Erster Ausbau (Nordschleuse).

Die 3 km oberhalb der Mainmündung liegende Staustufe Kostheim ist die Eingangstufe vom Rhein zu dem kanalisiertem Main und damit zu dem im Bau befindlichen Großschiffahrtsweg Rhein-Main-Donau. Bei der Kanalisierung des unteren Mains in den Jahren 1883 bis 1886 ist hier wie bei allen bis Frankfurt aufwärts damals geschaffenen fünf Staustufen außer dem Nadelwehr und der Floßgasse eine im linken Ufergelände liegende 80 m lange und 10,50 m breite Schiffahrtsschleuse mit senkrechten Wänden gebaut worden (Abb. 1)¹⁾. Der bald nach der Betriebseröffnung der Kanalisierung aufgetretene große Verkehrsaufschwung gab Anlaß, die Schleusen aller fünf Staustufen Anfang der 90er Jahre durch Anbau einer 255 m langen Kammer mit geböschten, mit Basaltsäulen abgeplatteten Wänden und eines neuen 12 m breiten Unterhauptes zu verlängern²⁾. Das alte Unterhaupt wurde Mittelhaupt und unterteilte die 350 m lange Schleppzugschleuse in eine kleine und eine große Kammer. Die gegenüber dem Ausbau aus den 80er Jahren um 1,50 m größere lichte Weite des neuen Unterhauptes konnte wegen der verbliebenen schmalen Breite der kleinen Kammer niemals ausgenutzt werden.

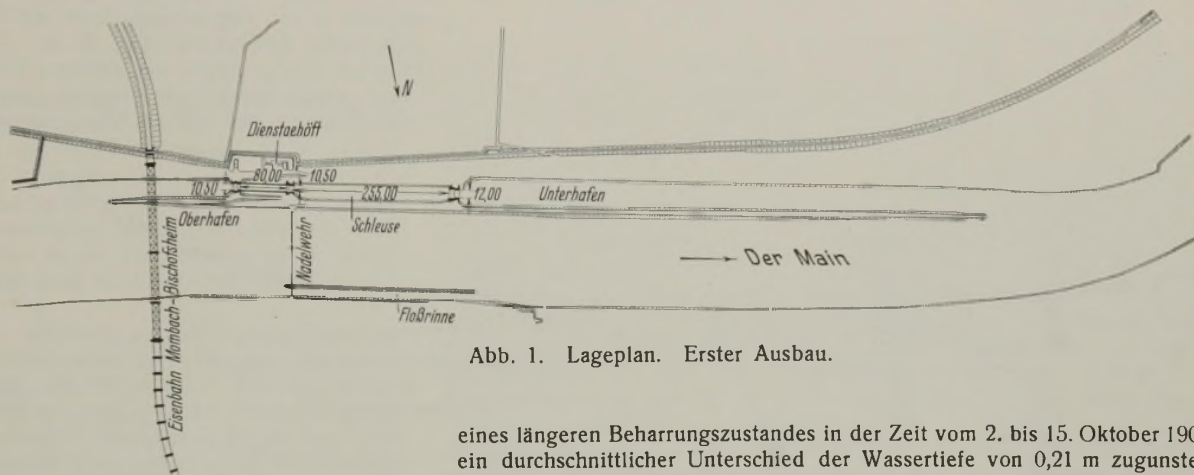


Abb. 1. Lageplan. Erster Ausbau.

Dieser Umstand gab der preußischen Wasserbauverwaltung Veranlassung, die durch die ungünstigen Wassertiefenverhältnisse an der Schleuse Kostheim bei niedrigen Wasserständen verursachte Beeinträchtigung der Schiffahrt und die Frage der Verbesserung der Schiffahrtverhältnisse an dieser Schleuse und damit im kanalisiertem Main in einer längeren Reihe von Jahren eingehend zu untersuchen. Während der Niedrigwasserzeiten in den Jahren 1903 und 1904 war beobachtet worden, daß die in der Rheingaaustrecke vorhandene Fahrwassertiefe etwa 0,20 m mehr als die auf dem Kostheimer Unterdrempel betrug. Auch im Vergleich mit der Felsenstrecke bei Bingerbrück ergab sich nach den Beobachtungen

2. Verschlechterung der Schiffahrtverhältnisse.

Die Schleuse Kostheim liegt im Rückstau des Rheins. Die Abhängigkeit der Fahrwassertiefe über ihrem Unterdrempel von den Niedrigwasserständen des Rheins hat im Laufe der Jahrzehnte infolge Absinkens der Rheininniedrigwasserstände, teilweise im Zusammenhange mit den Rheinregulierungsarbeiten, zu besonderen Baumaßnahmen an der Schleuse Kostheim geführt.

Bei der Festlegung der Höhenlage des Unterdrempels der in den 80er Jahren erbauten kleinen Kammer und der in den 90er Jahren hinzugekommenen großen Kammer wurde das damals in Betracht kommende Rheinregulierungsziel von 2 m Wassertiefe unter gemitteltem NW auch für die Mainkanalisierung übernommen. Um jedoch etwaigen durch Rheinregulierung und durch Baggerung in der Mainmündung verursachten Absenkungen Rechnung zu tragen, wurde die Höhenlage des Unterdrempels sogleich 30 cm tiefer, nämlich auf 2,30 m unter dem genannten Wasserstände festgesetzt. Dem gemittelten NW-Stande mit 1,50 m am Kölner Pegel entsprach damals

- + 1,25 m am Binger Pegel
- + 0,70 m am Mainzer Pegel und
- + 0,37 m am Kostheimer Staatspegel.

Bei der damaligen Nullpunktlage des letzteren von + 80,90 m NN ergab sich unter Vernachlässigung des geringen Gefälles von der Schleuse bis zu dem 2 km unterhalb stehenden Staatspegel also die Höhenlage des Unterdrempels der Kostheimer Schleuse zu

$$80,90 + 0,37 - 2,30 = + 78,97 \text{ m NN,}$$

ausgeführt wurde + 78,96 m NN.

Nach Feststellungen der Landesanstalt für Gewässerkunde in Berlin fand in den Jahren 1886 bis 1905 eine erhebliche Absenkung des gemittelten NW-Standes bei Mainz statt; + 1,50 m am Kölner Pegel waren nunmehr im Jahre 1905 gleichwertig:

- + 1,28 m am Binger Pegel
- + 0,45 m am Mainzer Pegel
- + 0,12 m am Kostheimer Pegel.

Bei diesem Wasserstände war also die Wassertiefe in der Schleuse Kostheim abgesunken auf

$$80,90 + 0,12 - 78,96 = 2,06 \text{ m,}$$

so daß die ursprünglich aus Sicherheitsgründen vorgesehene Wassertiefe von 0,30 m auf dem Schleusenunterdrempel nahezu geschwunden war.

eines längeren Beharrungszustandes in der Zeit vom 2. bis 15. Oktober 1907 ein durchschnittlicher Unterschied der Wassertiefe von 0,21 m zugunsten der Felsenstrecke. Hinzu kommt noch, daß im freien Fluß wegen des größeren Wasserquerschnitts die Fahrwassertiefe vollkommener ausgenutzt werden kann als in einem engen Schleusenhaupt. Während in der Schleuse Kostheim gemäß Polizeiverordnung für den kanalisiertem Main vom 28. Januar 1899 mindestens 0,20 m Wasser zwischen Schiffsboden und Drempel vorhanden sein mußte, nutzten nach damaligen Feststellungen die Schiffe im Rheingau infolge des leichten Untergrundes die Fahrwassertiefe fast restlos und in der Felsenstrecke bis auf etwa 10 cm aus. (Am 12. und 19. November 1907 wurde ein Spielraum zwischen Sohle und Schiffsboden von nur 6 bzw. 9 cm gemessen.) Vom Wasserbauamt Bingerbrück ist im Jahre 1909 eine Zusammenstellung geringster Wassertiefen in der Felsenstrecke, im Rheingau und am Unterdrempel der Kostheimer Schleuse angefertigt worden, wobei die Tiefen aus den Peilergebnissen der vorhergehenden acht Jahre bei Gl. W. 1908 (= + 1,28 m am Pegel Bingen, s. oben) und bei bis zu 0,50 m darunter liegenden Wasserständen festgestellt sind. Unter Beachtung des in Kostheim erforderlichen Spielraums über dem Drempel ergaben sich für die kleineren Wasserstände die in folgender Tabelle festgehaltenen Verhältnisse:

Pegelstand Bingen m	Tiefgang der Schiffe			Es fehlen in Kostheim gegenüber der	
	im Rheingau m	in der Felsen- strecke m	in Kostheim m	Rheingau- strecke m	Felsen- strecke m
+ 1,28	2,10	1,90	1,85	0,25	0,05
+ 1,18	2,00	1,89	1,78	0,22	0,11
+ 1,08	1,95	1,78	1,59	0,36	0,19
+ 0,98	1,80	1,70	1,47	0,33	0,23
+ 0,88	1,80	1,60	1,41	0,39	0,19
+ 0,78	1,75	1,51	1,34	0,41	0,17

Diese ungünstigen Umstände wirkten sich zum Nachteil der Mainschiffahrt aus. Es ist ermittelt worden, daß in der Zeit vom 1. Januar bis 31. Dezember 1912 die nach der Polizeiverordnung vom 28. Januar 1899 für den kanalisiertem Main zulässige Tauchtiefe von 2,30 m an 74 Tagen nicht vorhanden war, und daß es nach Abzug von 22 Tagen, an denen infolge von Eisgang und besonders angeordneten Schiffahrtssperren der Verkehr an und für sich unterbunden war, an 52 Tagen bis zu 23 cm Tiefe auf dem Kostheimer Unterdrempel gegenüber der ausnutzbaren Tiefe in der Rheingaaustrecke gemangelt hat.

Die bei niedrigen Wasserständen an der Schleuse Kostheim unzureichende Wassertiefe hatte schon seit Jahren dazu geführt, daß die Schiffe, die allgemein bis zum vollen im Rhein möglichen Tiefgang abladen, vor der Einfahrt in den Main in Biebrich, Mainz oder Gustavsburg ihren Tiefgang um 25 bis 35 cm vermindern mußten. So mußten z. B. in der Zeit vom 20. September bis zum 21. Dezember 1907 371 Schiffe um 42500 t

¹⁾ Ztrbl. d. Bauv. 1886, S. 407 bis 410. — Z. f. Bauwes. 1888, S. 19 bis 44.

²⁾ Ztrbl. d. Bauv. 1893, S. 30 bis 31 und 40 bis 42.

leichtern, wodurch den Schiffahrttreibenden natürlich erhebliche Unkosten entstanden. Beispielsweise schätzte die Handelskammer zu Frankfurt a. M. die allein im Jahre 1911 entstandenen Leichterungskosten zu 600 000 Mark.

3. Zweiter Ausbau (Südschleuse).

Die zur Beseitigung der geschilderten Übelstände seit 1905 von der preußischen Wasserbauverwaltung betriebenen Umbaupläne führten schließlich zu folgenden drei Vorschlägen:

- Anbau eines dritten Unterhauptes etwa 300 m unterhalb des in den 90er Jahren erbauten unter Schaffung einer neuen Schleusenammer, die lediglich bei niedrigen Wasserständen benutzt werden sollte;
- Vertiefung des bestehenden Unterhauptes und der großen Schleusenammer um 50 cm;
- Anlage einer zweiten Schiffahrtsschleuse auf der Südseite neben der bestehenden.

Die Baukosten wurden veranschlagt

für a zu	640 000 Mark
„ b „	200 000 „
„ c „	1 350 000 „

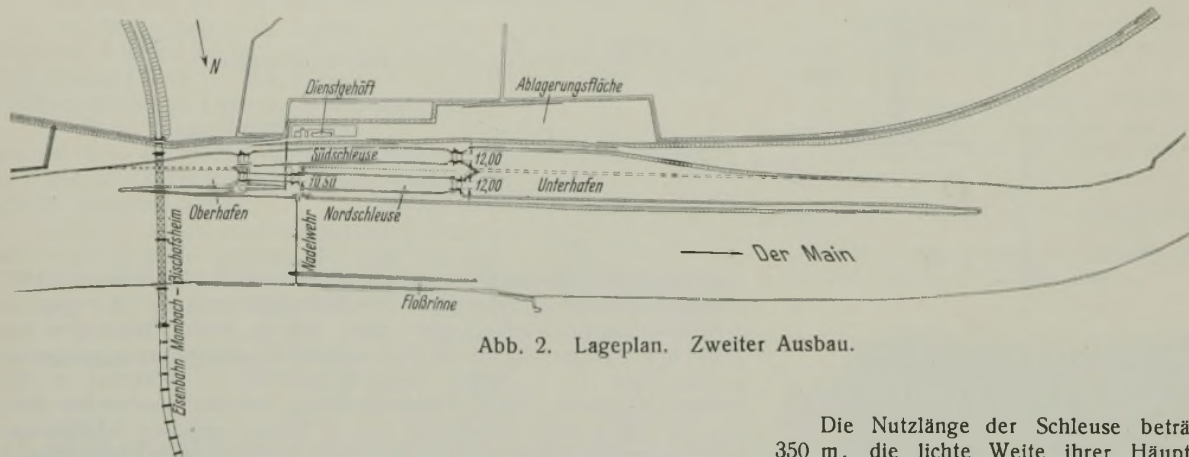


Abb. 2. Lageplan. Zweiter Ausbau.

Die Lösungen a und b mußten wegen ihrer Unvollkommenheit und des Nachteils einer mit ihrer Ausführung verbundenen längeren Schiffahrtssperre ausscheiden, und es kam zum Bau der neuen Südschleuse der im Frühjahr 1914 in Angriff genommen wurde.

Bei der Festlegung der Höhenlage des Unterdrempels der neuen Schleuse war zu berücksichtigen, daß gemäß Vereinbarung der Rheinufestaaten vom Januar 1908 für künftige Rheinregulierungen nicht mehr + 1,50 m, sondern + 1,22 m Kölner Pegel maßgebend war, eine Höhe, die noch durchschnittlich 20 mal im Jahre nach den Beobachtungen von 1886 bis 1905 unterschritten wurde.

Diesem Wasserstande waren gleichwertig

- + 1,11 m am Binger Pegel
- + 0,25 m am Mainzer Pegel
- 0,10 m am Kostheimer Pegel.

Um für alle Fälle gesichert zu sein, wurde die für die Rheingautstrecke in Aussicht genommene Regulierungstiefe von 2,50 m bei gleichwertigem Wasserstande 1908 vollständig als Tauchtiefe gerechnet. Hinzu kam noch der vorgeschriebene Spielraum zwischen Schiffsboden und Schleusendrempel im Betrage von 0,20 m (s. oben) und ein Sicherheitsmaß von 0,40 m für eine mögliche Wasserspiegelabsenkung im Rhein infolge der weiteren Vertiefung. Danach würde die Wassertiefe über dem Schleusenunterdrempel

$$2,50 + 0,20 + 0,40 = 3,10 \text{ m}$$

unter — 0,10 m am Kostheimer Pegel betragen. Aus Zweckmäßigkeitsgründen wurde auch noch darüber hinausgegangen, um die Einfahrt der Schiffe zu erleichtern und den Wirkungen des Verschwindens des etwa 16 bis 20 cm betragenden Gefälles der Mainmündung zu begegnen. Vorgesehen wurde eine Gesamttiefe von 3,50 m und der Drempel demgemäß gelegt auf: $80,93 - 0,10 - 3,50 = \text{rd. } 77,30 \text{ m NN}$ (Unterdrempel der alten Nordschleuse + 78,96 m NN).

Bei dieser Gelegenheit sei darauf hingewiesen, daß durch den Schleusenneubau gleichzeitig der Nachteil beseitigt wurde, der in der bei niedrigen Wasserständen zu hohen Lage der Sohle des Schiffsdurchlasses im Nadelwehr (+ 80,76 m NN) beruhte. Die Sohle des Oberkanals und der Oberdrempel der Südschleuse wurden mit 79,20 m NN so tief gelegt, daß bei niedergelegten Wehren die Schiffahrt statt durch den Schiffsdurchlaß des Wehres ihren Weg durch die Südschleuse nehmen kann.

Wie aus dem Lageplan (Abb. 2) zu ersehen, hat die Südschleusenachse eine zur Achse der alten Nordschleuse divergierende Lage erhalten.

Die Durchführung der Forderung einer möglichst gestreckten Linienführung der Schleusenachse und der anschließenden Strecken des Ober- und Unterkanals erlitt eine gewisse Behinderung durch die Lage des linkseitigen Landpfeilers der Eisenbahnbrücke über den Main im Zuge der Strecke Mombach—Bischofsheim, dicht oberhalb der bestehenden Schleusenanlage. Mit Rücksicht auf diesen Pfeiler mußte der neuen Schleusenachse nicht nur eine Drehung in Bezug auf die Achse der bestehenden Nordschleuse gegeben werden, sondern es mußte die Schleuse selbst in eine Krümmung gelegt werden, um eine allzu starke Verschiebung des Unterhauptes landeinwärts zu vermeiden und eine günstige Ausfahrtichtung aus dem Oberhaupt zu erzielen. Die Schleusenammer liegt in einer Krümmung von 3000 m Halbmesser, die im Oberhaupt beginnt und 50 m oberhalb des Unterhauptes in eine zur Achse der alten Schleuse parallele Richtung übergeht. Der Unterhafen wurde im Anschluß an das Unterhaupt auf 250 m Länge auf 62,75 m verbreitert, behielt aber dahinter in der Verbindungsstrecke mit dem freien Flusse seine alte unzureichende Sohlenbreite von 25 m. Ungünstig liegen auch die Verhältnisse in dem wegen der örtlichen Verhältnisse kurz gestalteten Oberkanal. Seine Sohlenbreite beträgt unter der Eisenbahnbrücke nur 32 m und verringert sich bis zur Übergangsstelle in den Main auf 27 m. Die

Schiffsliegeplätze für die Talfahrt liegen oberhalb der Einfahrt zum Oberkanal und beginnen in einer Entfernung von 320 m vom Oberhaupt.

Die Schleuse wurde als Schlepplugschleuse mit massivem, auf einer Betonsohle zwischen hölzernen Spundwänden gegründetem Ober- und Unterhaupt gebaut. Die 1:1 geneigten Böschungen der Schleusenammer wurden mit Reihenpflaster aus rotem Main-sandstein auf einer Packlage aus gleichem Gestein abgedeckt.

Die Nutzlänge der Schleuse beträgt wie bei der alten Schleuse 350 m, die lichte Weite ihrer Häupter sowie die Sohlenbreite der Schleusenammer 12 m. Die gewählte Lichtweite entspricht derjenigen der Schleusen der ebenfalls in der Kriegs- und ersten Nachkriegszeit bis Aschaffenburg aufwärts weitergeführten Mainkanalisierungsstrecke.

Die Schleusentore sind eiserne Stemm-tore. Zum Füllen und Entleeren der Schleuse dienen kurze, um die Tore herumgeführte Umläufe, sowie in den Torflügeln angeordnete Schütze, Anordnungen, die auch die alte Nordschleuse aufweist.

Die Tiefbauarbeiten für die Herstellung des Unterhauptes und der anschließenden Verbreiterung des Unterhafens wurden von der Firma Minthe, Mainz, der 30 kriegsgefangene Russen zugeteilt waren, in den Jahren 1914 bis Ende 1917 ausgeführt. Nach einer Arbeitspause im letzten Kriegsjahre 1918 stellte die Firma Dyckerhoff & Widmann AG in den Jahren 1919 bis Frühjahr 1921 das Oberhaupt und die Schleusenammer sowie die Vertiefungen im Oberkanal her. Die Schleusentore und Umlaufverschlüsse für das Unterhaupt lieferte die Firma F. A. Seebeck, Geestemünde, und die für das Oberhaupt die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg.

Am 1. April 1921 wurde die Südschleuse in Betrieb genommen. Ein Leichtern der Schiffe vor der Einfahrt in den Main bei niedrigen Wasserständen war nicht mehr notwendig, in solchen Fällen nahm von nun an der größte Teil der Schiffahrt den Weg durch die Südschleuse.

4. Dritter Ausbau.

(Abbruch der alten und Bau der neuen Nordschleuse sowie Erweiterung des Unterkanals.)

a) Begründung und Entwurf.

Der Plan der Umkanalisierung des Untermains³⁾ sah an den neuen Staustufen Griesheim und Eddersheim je zwei Schleusen von 12 m Lichtweite und 350 m Nutzlänge vor. Die Stadt Frankfurt hatte darüber hinaus den Wunsch, Rheinkähnen größten Ausmaßes den Zugang zu den Frankfurter Häfen zu ermöglichen. Dies führte unter entsprechender Beteiligung der Stadt Frankfurt an den Baukosten der Umkanalisierung dazu, daß je eine Schleuse an den beiden erwähnten neuen Staustufen mit 15 m lichter Weite gebaut und die Schleusenanlagen in Kostheim ebenfalls den Forderungen eines 15 m breiten Schleusenschiffahrtsweges angepaßt werden mußten. Eingehende Ermittlungen über die hierfür vorhandenen Mög-

³⁾ DWV 1929, S. 127 bis 135 und S. 141 bis 146. — Bautechn. 1930, Heft 9, S. 121 bis 125.

lichkeiten ergaben, daß in Kostheim der Bau einer neuen neben den vorhandenen beiden Schleusen ausschied. Die wirtschaftlichste Lösung war, die alte Nordschleuse abzubauen und an ihrer Stelle eine neue 350 m lange und 15 m breite Schleppzugschleuse zu bauen. Diese Lösung bot ferner günstige Gelegenheit, die unzulänglichen Wassertiefenverhältnisse in der alten Nordschleuse, die bei niedrigen Wasserständen fast den ganzen Schiffsahrtverkehr in die Südschleuse ablenkten, nunmehr endgültig zu beseitigen.

Nach dem Entwurf ist der Neubau derart in die alte Schleppzugschleuse gelegt, daß ein Übergreifen des Bauwerks in die Schleusenkanäle vermieden wird (Abb. 3 u. 4). Dementsprechend ist die Vorderkante des Oberhauptes der alten Nordschleuse als Bauwerkankfang beibehalten. Technische und wirtschaftliche Erwägungen bedingten jedoch eine Versetzung der neuen Schleusenachse um 2,25 m nach dem Flusse zu. Ein symmetrisches Hineinpassen in die alte Schleuse war nicht möglich, da für diesen Fall nicht genügend Baufreiheit am Oberhaupt vorhanden war.

Die neue Schleppzugschleuse wird wie die alte in zwei Kammern unterteilt. Beide Kammern erhalten senkrechte Wände. Die kleine Kammer von 120 m Nutzlänge liegt nach Oberwasser. Der Entwurf sieht bei der großen Kammer von 220 m Nutzlänge die Verwendung von Spundwand-eisen System Larssen Profil III als Kammerwände vor. Hierdurch wird eine wesentlich vereinfachte Bauausführung (vgl. Ausführungen unter 4b) und eine Ersparnis an Baukosten erzielt. Die kleine Kammer dagegen erhält massive Wände, weil in dem nach Oberwasser zu sich verjüngenden Schleusentrennungsdamm ein Einbringen von Verankerungen für eiserne Kammerwände ohne wesentliche Schwierigkeiten und ohne starke Gefährdung des Schiffsahrtbetriebes in der dicht benachbarten Südschleuse nicht möglich erscheint. Die eisernen Kammerwände werden in der Schleusensole durch ein Absteifungssystem aus Beton gegeneinander abgestützt, dessen Spannbalken von 1 m x 1 m Querschnitt einen Abstand von 2,50 m, von Achse zu Achse gemessen, haben. In den Feldern zwischen den Spannbalken ist Betonprismen- bzw. Basaltsäulenpflaster auf Kiesfilterunterlage vorgesehen. Die Sole der kleinen Kammer ist in derselben Weise ausgestaltet; der Abstand der Spannbalken beträgt hier 4 m. Als Festmachvorrichtungen für die Schiffe sind in Abständen von rd. 16 m die üblichen Haltekreuze und in dem eisernen Holm der eisernen Kammerwände und dem waagerechten eisernen Kantenschutz der massiven Kammerwände Kantenspöller angeordnet. In doppelt so großem Abstände sind Steigeleitern für den Verkehr zwischen den Schiffen und der Schleusenplattform angebracht.

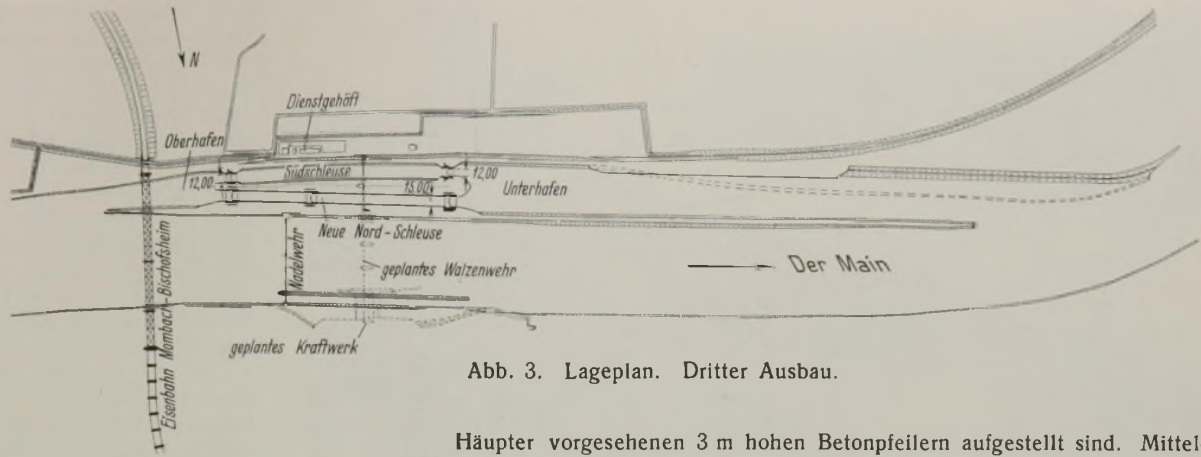


Abb. 3. Lageplan. Dritter Ausbau.

Häupter vorgesehenen 3 m hohen Betonpfeilern aufgestellt sind. Mittel- und Unterhaupt liegen mit ihrem Drempel auf + 77 m NN, also 1,96 m tiefer als die entsprechenden Drempel der alten Nordschleuse und 30 cm tiefer als der Unterhauptdrempel der Südschleuse. Es ist dies eine weitere, jedoch ausreichende Vorsichtsmaßnahme in Rücksicht auf noch mögliche Absenkungen des Unterwasserspiegels infolge künftiger Regulierungsarbeiten in der Rheingaustrasse. Der Oberhauptdrempel liegt auf + 79,15 m NN. Es soll damit wie bei der Südschleuse ermöglicht werden, daß die Kleinschiffahrt bei aufgehobenem Stau ebenfalls durch die geplante Schleuse gehen kann. Die Eingänge zur Schleuse sind auf der Nordseite mit 50 m langen eisernen Leitwerken versehen, während auf der Südseite die Vorköpfe ebenfalls durch eiserne Spundwände in zweckentsprechende Form gebracht sind. Der alte, kurz oberhalb des alten Mittelhauptes liegende Schleusensteg (vgl. Abb. 2) ist durch einen neuen, in der zukünftigen Wehrachse angeordneten ersetzt (vgl. Abb. 3). In Verbindung mit dem Stegpfeiler auf dem Schleusentrennungsdamm befindet sich nach Oberwasser zu das Schleusenbedienungshaus, in dem die elektrische Zentralsteuerung für die gesamte Doppelschleusenanlage untergebracht ist. Zur Regelung des Schiffsahrtbetriebes werden die bei der Untermain-Umkanalisierung eingeführten Tageslichtsignale verwendet, die an den Einfahrten zu den Kanälen und Schleusen aufgestellt sind. Zur Erleichterung des Schleusenbetriebes während der Dunkelheit dient eine Beleuchtungsanlage. Die Lampen sind in einem Abstände von rd. 60 m über der Mitte der Schleusenammern aufgehängt, um dadurch die Lage der Schleusenachsen schon auf große Entfernung kenntlich zu machen. Des weiteren werden die Molenköpfe der Vorkanal-dämme angestrahlt.

Der Unterkanal wird auf seiner ganzen Länge durchgehend auf eine Mindestsohlenbreite von 60 m gebracht. Die Erweiterung ist, wie sich aus Abb. 3 ergibt, nach Süden vorgesehen derart, daß in Fortsetzung des am Ostende bereits in genügender Breite vorhandenen Kanalstückes ein eisernes Leitwerk von 375 m Nutzlänge aus Larssen-Spundbohlen erstellt wird, an dessen westlichem Ende sich das neue Ufer wieder in gebrochener Böschung anschließt. Die vor allem bei niedrigen Unterwasserständen vorhandene Unzulänglichkeit im Auslauf des Unterkanals wird durch diese

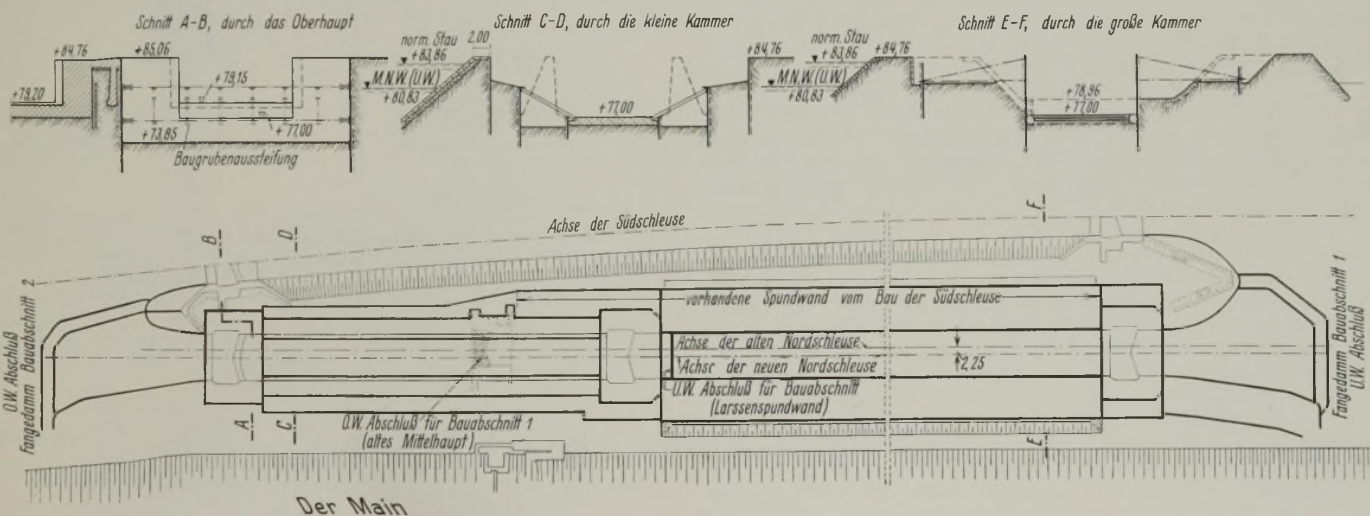


Abb. 4. Baugrubenplan für den Umbau der Nordschleuse.

Die drei Häupter weisen eiserne Stemmtore auf, und zwar Riegel-tore mit zweimal gebrochener, ebener Blechhaut und steifen Diagonalen. Die um die Tore herumführenden Umlaufkanäle in den Häuptern werden sämtlich mit Rollkeilschützen, die nach Oberwasser zu dichten, verschlossen. Die Tore und Schützen werden bewegt durch elektromotorisch angetriebene Windwerke, die hochwasserfrei auf besonderen auf beiden Seiten der

Erweiterung beseitigt, dem Unterkanal wird die erwünschte notwendige Aufnahmefähigkeit gegeben, und zugleich wird der Schiffsahrt durch das Leitwerk eine sehr willkommene Anlegestelle geschaffen. Darüber hinausgehende Verbesserungen im Unterkanal, u. a. in Gestalt eines eisernen Leitwerks auf seiner Nordseite, mußten infolge finanzieller Erwägungen zurückgestellt werden. Aus demselben Grunde konnte auch ein Umbau



Abb. 5. Luftbild der Schleuse Kostheim. Juli 1931.

des Oberkanals — der durchgreifend nur unter Aufwendung erheblicher Kosten hätte ausgeführt werden können — nicht in den Entwurf eingestellt werden.

b) Ausführung des Umbaues.

Die Bauarbeiten zur Herstellung der Verbreiterung und des Leitwerks im Unterkanal wurden nach vorangegangener beschränkter Ausschreibung der Hoch-Tief AG Essen, Filiale Frankfurt a. M., übertragen, die die Arbeiten im Jahre 1928 ausführte. Die Erweiterungsbauten im Anschluß an das Leitwerk nach Westen wurden durch das Preußische Wasserbauamt Frankfurt a. M. im Eigenbetriebe ausgeführt.

Kostheim als Eingangstufe weist in erheblichem Maße einen stoßweisen Verkehr auf. Vor Inangriffnahme der Abbrucharbeiten an der Nordschleuse wurde daher die Südschleuse während der Jahre 1929 und 1930 durch Einbau elektromotorischer Bewegungseinrichtungen für Schütze und Tore, sowie durch Herstellung einer ausreichenden Beleuchtungsanlage leistungsfähiger gemacht.

Mit Beginn des Jahres 1931 wurde mit den Arbeiten zum Umbau der Nordschleuse begonnen; sie wurden als Bestandteil der gesamten Tiefbauarbeiten zum Umbau der Staustufe Kostheim auf Grund öffentlicher Ausschreibung vergeben. Für die Durchführung der Schleusenbauarbeiten war maßgebend, daß unter allen Umständen die volle Betriebsicherheit

der unmittelbar daneben liegenden Südschleuse gewahrt werden mußte, und daß keinerlei Stockungen oder irgendwelche Behinderungen für die Schifffahrt eintreten durften. Diese Bedingungen und die sehr beengten örtlichen Platzverhältnisse führten zu dem nachstehend beschriebenen Baustelleneinrichtungs- und Bauplan.

Der Platzmangel und die nicht hochwasserfreie Lage der Schleusenplattform bedingte, daß das Baufeld von allen nicht unmittelbar zu Bauzwecken erforderlichen Einrichtungen frei gehalten werden mußte. Die Werkstätten, Lagerschuppen, Bauhütten u. dgl. wurden auf der südlich der Schleusenanlage befindlichen hochwasserfreien Fläche aufgestellt (Abb. 5). Dort befand sich auch das Bindemittelager, das von einer dem Unternehmer am westlichen Ende des Leitwerks im Unterkanal eingeräumten Umschlagstelle aus versorgt wurde. An den Bindemittelschuppen war die Vormischanlage für Zement und Traß angebaut. Von dieser Stelle aus wurde das Zementtraßgemisch in Hängewagen über eine die unteren Schleuseneinfahrten überquerende hölzerne Fachwerkbrücke einem mit Abmeßvorrichtung ausgestatteten Bindemittelsilo zugeführt, der auf dem Trennungsdamm zwischen Fluß und Schleusenkanal aufgestellt war. Auf demselben Trennungsdamm kurz unterhalb dieses Silos befanden sich auch die ebenfalls mit Abmeßvorrichtungen versehenen Bunker für die Zuschlagstoffe. Die Kies- und Sandmengen wurden ebenfalls auf dem Wasserwege angefahren und unmittelbar in die Bunker umgeschlagen. Die Abmeßvorrichtungen für die Bindemittel und für die Zuschlagstoffe entleerten ihr Gut in Muldenkipperzüge, die die trockenen Betonbaustoffe auf einem Gleis von 60 cm Spur zu den Gießmasten an den einzelnen Betonierstellen fuhren. Rundeisen, Spundwandisen und sonstige sperrige Baustoffe in größeren Mengen wurden auf dem Wasserwege angefahren und auf die dafür frei gehaltenen Flächen der Schleusenplattform umgeschlagen.

Im ersten Baujahre wurden zunächst das alte Unterhaupt und die große Kammer abgebrochen und an deren Stelle die große eiserne Kammer mit dem Unter- und Mittelhaupt einschließlich der dazugehörigen Verschlüsse und deren Antriebe erstellt. Hierdurch war es möglich, für den weiteren Bau die entstandenen Lagerflächen entlang der großen Kammer nutzbar zu machen. Im zweiten Bauabschnitt folgte dann der Abbruch der alten kleinen Kammerschleuse, der Neubau der kleinen Kammer mit Oberhaupt und die Fertigstellung der Zentralsteuerung einschließlich der Beleuchtungs- und Signalanlage für die gesamte Doppelschleusenanlage.

(Schluß folgt.)

Vermischtes.

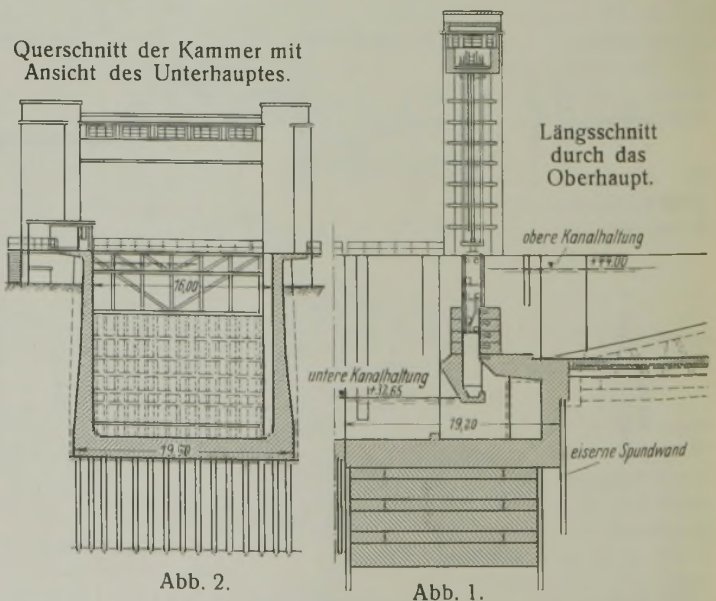
Monrad Wiig †. Am 3. März d. J. starb infolge eines Herzleidens Monrad Wiig. In Stavanger am 9. Februar 1873 geboren, kam er nach Abschluß seiner Schulbildung in Bergen 1891 nach Deutschland, wo er seine zweite Heimat fand, der er bis zu seinem Tode treu blieb. Von 1893 bis 1902 war er im Dienste der Freien und Hansastadt Lübeck, wo er besonders beim Bau des Elbe-Trave-Kanals tätig war. Von 1902 bis 1931 gehörte er der Ingenieurfirma Havestadt & Contag, und zwar von 1920 ab als Geschäftsführer und Mitinhaber an.

An den vielen Wettbewerben und großen Entwurfsarbeiten und Ausführungen dieser Firma hat er mitgearbeitet. Neben seiner beruflichen Arbeit war er auch fachliterarisch tätig; eine große Reihe technischer und volkswirtschaftlicher Aufsätze aus seiner Feder sind in deutschen Zeitschriften veröffentlicht worden. Sein hohes fachliches Können und sein liebenswürdiges Wesen haben ihm im Kreise seiner Berufsgenossen Achtung und Freundschaft erworben. H.

Der Bau des Julianakanals zwischen Maastricht und Maasbracht (in Holländisch-Limburg) stellt, wie wir aus De Ingen. 1933, Nr. 1 u. 20, entnehmen, vor bemerkenswerte technische Aufgaben.

Die Kammerschleuse bei Born, die mit 136 m nutzbarer Länge und 16 m Breite gegenwärtig im Bau ist, liegt am Nordrande des limburgischen Bergbaugesbietes. Sie soll zunächst einen Gefälleunterschied von 11,35 m vermitteln (Abb. 1 u. 2). Da aber in der südlich anschließenden Haltung Geländesenkungen zu gewärtigen sind, trägt man einer Verlagerung des Wasserspiegels bis 4 m bei der konstruktiven Ausbildung Rechnung. Der Drempel am Oberhaupt kann daher bis zu 4 m abgetragen werden. Es sind Hubtore vorgesehen. Sie können diese Änderungen ohne weiteres mitmachen. Die Kammer wird durch langsames Anheben des Tores am Oberhaupt gefüllt, wobei das Wasser durch eine besondere Ausbildung des Oberdrempels, die durch Laboratoriumsversuche bestimmt wurde, nach rückwärts abgelenkt wird und entsprechend beruhigt in die Kammer eintritt. Um übertrieben große Abmessungen der Bewegungseinrichtungen zu vermeiden, sind beide Tore einmal unterteilt. Beim Heben schiebt sich der untere Teil in den oberen hinein. Wegen des großen Gefälleunterschiedes erweisen sich bewegliche Poller als zweckmäßig. Sie laufen in Aussparungen der Mauern und heben oder senken sich mit dem Wasserstande (ähnlich der

Lösung an der Schleuse bei Fürstenberg a. d. O.). In Abständen von 4,69 m sind in die Mauern eiserne Schienen eingelassen, die 3 cm über die Flucht der Wände herausragen und sie gegen Beschädigung schützen. Die Kammerwände werden in Eisenbeton biegezugsfest mit dem Schleusen-



boden verbunden. Der ganze Bauteil wird mit Pfählen durch eine nicht genügend tragfähige Kleilage hindurch in festem Kies gegründet. Da bei dem großen Schleusengefälle erhebliche waagerechte Kräfte auftreten, werden zur Sicherheit die Fundamente des Ober- und Unterhauptes mit Magerbeton bis auf den Kies hinabgeführt.

Aus Sicherheitsgründen wird das Bergbaugebiet auch im Süden durch eine Kammerschleuse bei Steen abgegrenzt. Wenn auch innerhalb dieses Gebietes im Laufe der Zeit Absackungen bis zu 7 m eintreten können, rechnet man innerhalb der nächsten 30 Jahre doch nur mit Änderungen bis zu 4 m und paßt die Bauten diesem Maß an. Die Deiche bei Steen erhalten daher neben dem gewöhnlichen Maß von 3 m über dem Kanalwasserspiegel noch eine weitere Überhöhung von 3 m. Teilweise werden sie damit bis zu 14 m hoch. Die Brücken über den Kanal müssen auch nach einer Senkung eine genügende Stützweite behalten. Sie sollen die Senkung zudem ungefährdet mitmachen können. Die Stützweite wird darum gegenüber den regelmäßigen Fällen um 18 m auf 76,6 m vergrößert. Die Widerlager erhalten außen glatte senkrechte Wände, um keinen Widerstand beim Setzen zu bieten; sie werden in vier gleiche Kästen aufgeteilt, die mit Erdschutt so angefüllt werden kann. Der Überbau in Eisenbeton wird beweglich aufgelegt. Er kann gehoben und mit Eisenbeton unterfangen werden. Außerdem sind die Auflager so bemessen, daß sie eine Verminderung der Stützweite bis zu 60 cm und eine Vergrößerung bis zu 30 cm mitmachen können. Ein Bach, der den Kanal kreuzt, wird mit zwei Düken unterführt. Jeder von diesen ist imstande, die größte Wassermenge abzuführen, so daß zur Not mit Rücksicht auf etwaige Senkungen einer ausfallen könnte.

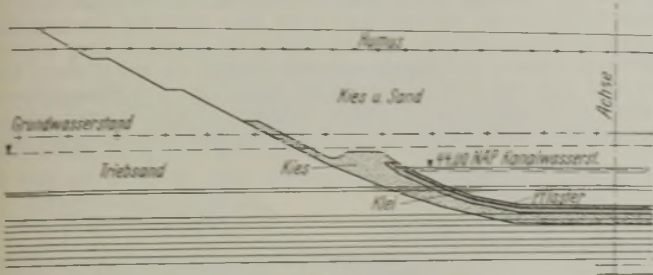


Abb. 3. Kanalquerschnitt.

In der Nähe von Elsloo kommt der Kanal auf eine Länge von 1500 m in einen 25 m tiefen Einschnitt zu liegen. Um diese gefährliche Strecke möglichst zu kürzen, wurde sie nahe an den Fluß herangeführt. Bohrungen ergaben unter dem Humus Kies, darunter Triebssand mit eingelagerten Kleischichten. Man entschloß sich dazu, den Aushub des Triebssandes unter Grundwasserabsenkung vorzunehmen. Unter der dichtenden Kleilage des Kanalbodens wird eine Kiesschicht angeordnet, die die Entwässerung des Grundwassers zur Maas sicherstellt (Abb. 3). Bei der Ausführung ist die Grundwasserabsenkung in vollem Umfange gelungen, der Aushub konnte im Trockenem geschehen. van Rinsum.

Der Seehafen von Havre. Engineer 1933, Bd. CLV, Nr. 4039, vom 9. Juni, S. 566, berichtet über bemerkenswerte Erweiterungsanlagen des Hafens von Havre. Die 1895 geplanten und bis 1909 durchgeführten Hafenarbeiten umfaßten den Bau einer Nord- und Südmole zur Vergrößerung des alten Außenhafens, der damals eine 200 m breite Einfahrt erhielt. Ein Lageplan des Hafens findet sich bereits in Bautechn. 1932, Heft 40, S. 517, zu dem dortigen Bericht über „Die französischen Seehäfen“. Dieser Bericht behandelt den Seebahnhof am Kai d'Escale (S. 516/517), den Dockhafen und die Seeschleuse (Quinette de Rochemont), (S. 520), die damals zu den größten der Welt gehörte, sowie die 500 m lange Kaianlage mit 13,7 m Wassertiefe bei MNW im Außenhafen. Die Molenbauten waren auf angeschwemmtem Sand in geringen Wassertiefen von

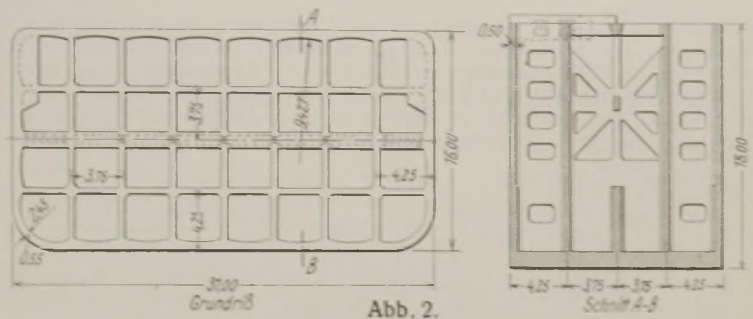


Abb. 2.

2 bis 3 m zu gründen. Die Beckentiefe von zunächst 6 m wurde durch Ausbaggern geschaffen.

Außer diesen Arbeiten wurden seit 1909 eine Reihe von anderen Erweiterungen geplant und ausgeführt, die sich auf den Bau einer neuen, um 200 m vorgeschobenen Südmole sowie auf die Beseitigung der alten Südmole, auf den Bau einer Zentralmole und von Öl- und Petroleumbehältern im Maree-Becken erstreckten.

Zu den zuletzt in Angriff genommenen Arbeiten gehört die Beseitigung der alten Südmole sowie die noch im Bau befindliche neue Südmole, die eine Erweiterung der Einfahrt auf 250 m bringen soll¹⁾. Diese Ausführungen waren gleichzeitig mit einer Vertiefung der Zufahrtrinne auf 9 m mit Rücksicht auf die Indienststellung größerer Schiffe und wegen der durch Strömungen und stark wechselnden Wasserstand oft behinderten Schifffahrt erforderlich. Die für später noch in Aussicht genommenen Wellenbrecher, die in Verlängerung des Südabschlusses des Maree-Beckens in einem von Südost nach Nordwest verlaufenden Bogen vor dem Außenhafen geplant sind, werden den vor Anker liegenden Schiffen Schutz bieten.

Der neue Südmolenkopf wird durch drei Eisenbetonsenkkasten gebildet. Der Verlauf der Südmole ist aus Abb. 6 in Bautechn. 1932, S. 517, ersichtlich, während die Querschnitte der alten und neuen Mole in der untenstehenden Abb. 1 dargestellt sind.



Abb. 3.

Die Eisenbetonsenkkasten werden in einem der Trockendocks am Maree-Becken gefertigt und nach dem Einschwimmen durch Füllen der Kammern mit Sand auf den vorher ausgebagerten und eingeebneten Grund abgesenkt. Einer dieser Senkkasten, dessen Grundriß und Querschnitt in Abb. 2 dargestellt sind, ist bereits am neuen Südmolenkopf eingebaut. Die beiden anderen werden zunächst verwendet für die Beseitigung des alten, aus Stahl bestehenden Molenkopfsenkkastens, der seinerzeit unter Luftdruck abgesenkt worden ist.

Zu diesem Zwecke wurden diese beiden Eisenbetonsenkkasten an den Langseiten des alten Stahlsenkkastens zum Schutze gegen Seegang abgesenkt, nachdem der Grund bis zur Unterkante des Stahlsenkkastens ausgebagert worden war (Abb. 1 u. 3).

An ihren Enden wurden sie zu einer geschlossenen Baugrube durch Stahlpundwände verbunden. Der Zwischenraum zwischen dem alten Stahlsenkkasten und dem so gebildeten Fangedamm wurde mit Baggergut ausgefüllt, worauf die oberen Teile des Stahlsenkkastens einschließlich des aus Beton bestehenden Kernes bis herunter zum NW-Spiegel in offener Baugrube beseitigt wurden. Die Hebung des unteren Teiles des Stahlsenkkastens geschah mit Hilfe eines auf die Eisenbetonsenkkasten aufgesetzten Kranes (Abb. 1).

Die neue Südmole wird vom Molenkopf ausgehend errichtet. Für die Herstellung des Unterbaues werden die ausgebauten Stücke der zu beseitigenden alten Südmole verwendet. Die für die Hebung des Stahlsenkkastens verwendeten Eisen-

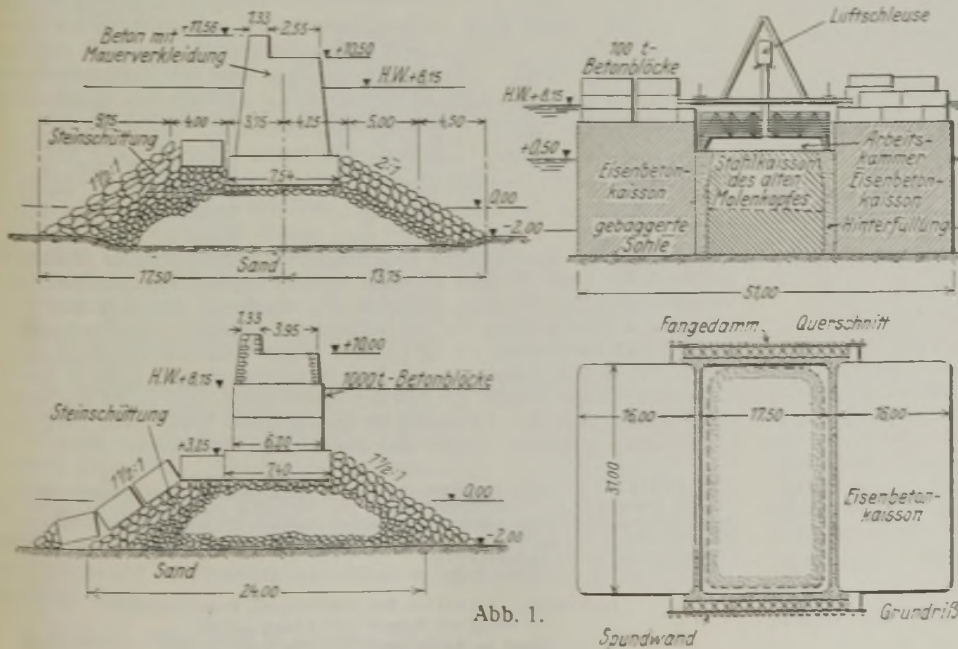


Abb. 1.

¹⁾ Vgl. den Lageplan in Bautechn. 1932, S. 517, Abb. 6.

betonsenkkasten kommen zunächst zur Verstärkung an den neuen Süd-
molenkopf zur Aufstellung, während sie später an der Zufahrtrinne als
Abschluß der Wellenbrecher bestimmt sind. Die wegen ihrer Größe
bemerkenswerten Eisenbetonsenkkasten haben sich also nicht nur für
ihre eigentliche Bestimmung, sondern auch für Hilfsdienste im See- und
Hafenbau zweckmäßig erwiesen.

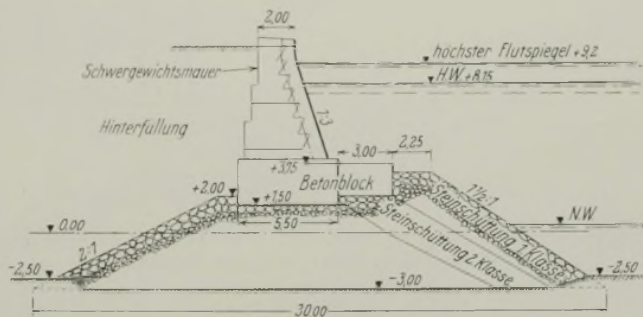


Abb. 4.

Die übrigen Teile der alten Mole werden mit Hilfe eines 25-t-Kranes
und eines auf der Mole selbst arbeitenden Laufkranes beseitigt.

Die Ausbildung des Süd- und Ostabschlusses des Marea-Beckens ist
aus Abb. 4 ersichtlich. — Zs. —

500-kg-Explosionsstamper. Zum Verdichten großer Erdmengen
beim Anschütten von Dämmen, beim Straßenbau usw., verwendet man
vielfach Stampfplatten (von etwa 2 t Gewicht), die mit einem in einen
Kran umgebauten Löffelbagger gehoben werden und frei herabfallen.
Dieses Verfahren ist jedoch teuer im Betriebe. Schwere Walzen sind für
diese Arbeiten ebenfalls nur ein Behelf, da sie in den lose geschütteten
Boden einsinken, das Material überaus schieben und verhältnismäßig geringe
Tiefenwirkung haben. Um große Flächen lose geschütteten Bodens wirt-
schaftlich zu stampfen, ist daher ein 500-kg-Explosionsstamper (der Del-
mag, Eßlingen) entstanden, dessen Bewegung grundsätzlich auf dieselbe Art
wie bei den anderen Explosionsrammen¹⁾ hervorgerufen wird.

Die Achse des Stampfers ist um 8°
nach vorn geneigt (Abb. 1), so daß
sich der Stampfer bei jeder Explosion
um 20 bis 25 cm nach vorn bewegt.
Bedient wird der Stampfer durch eine
um waagerechte Zapfen am Stampfer
drehbare, U-förmig gebogene Stange
(Abb. 2), mit der der Bedienungsmann
den Stampfer während des Hochfliegens
in eine andere Richtung dreht. An der
Führungsstange befindet sich der Ober-
flächenvergaser, der zur Erzeugung des
in dem Zylinder zur Explosion kommen-
den Benzinflutgemisches dient, ferner
die elektrische Zuleitung zur Zündkerze.
Der Stromkreis für die Zündung wird
von Hand durch einen Druckknopf an
der Führungsstange geschlossen.

Die Schlagzahl beträgt etwa 40/min und genügt zum einmaligen
Stampfen von rd. 350 m² h. Schüttungen von 60 cm Höhe müssen zwei-
bis dreimal überstampft werden. An Brennstoff werden etwa 1,5 l/h ver-
braucht.

Die mit dem neuen Stampfer bis jetzt vorgenommenen Versuche
haben gezeigt, daß die Verdichtung nach der Tiefe ungleich besser ist als
mit einer Walze. R.—



Abb. 1. Skizze des 500-kg-
Explosionsstampfers für lose
geschütteten Boden.

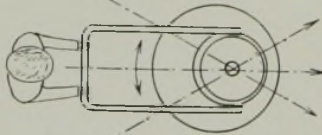
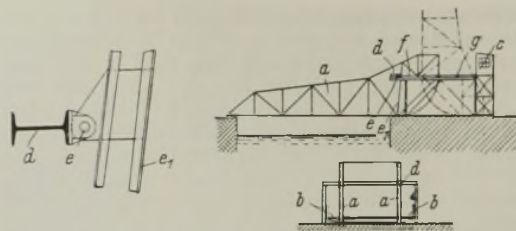


Abb. 2. Grundriß des Stampfers,
dessen Sprungrichtung durch
Drehen der U-förmigen Füh-
rungsstange geändert wird.

Patentschau.

Vorrichtung zum Bewegen von Rollklappbrücken. (Kl. 19 d,
Nr. 555 089 vom 6. 6. 1930 von Société Paindavoine Frères in Lille, Frank-
reich.) Die zur Bewegung der Hauptträger dienenden Mittel greifen an
einem quer zur Brückenachse angeordneten, beiderseits ausladenden Träger
an, der mit den Hauptträgern durch in der senkrechten Hauptträgerenebene
liegende Gelenke mit zur Achse des zylindrischen Jochteils parallelen
Achsen verbunden ist. Die Rollklappbrücke enthält die beiden Haupt-
träger a, an deren Auflagerende sich der zylindrische Jochteil anschließt,
auf dem die Brücke beim Klappen abrollt. Außerhalb der zwischen den
Trägern a liegenden Bahn sind die freitragenden Fußsteige b angeordnet.

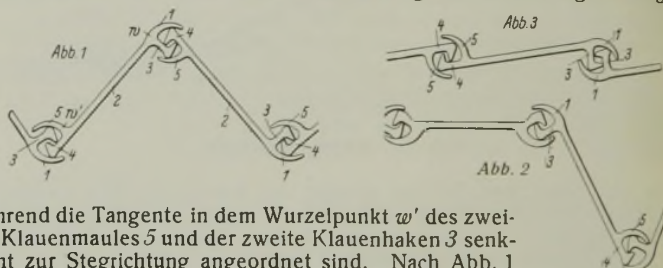
¹⁾ Bautechn. 1930, Heft 30, S. 473; 1931, Heft 17, S. 254; 1932, Heft 9,
S. 398; 1933, Heft 28, S. 409.



Die erforderlich
Hebevorteilung
befinden sich
einem vor und
über der Brückeneinfahrt
angeordneten fest-
angeordneten fest-
Quersteig c. Die
Bewegungsmittel
greifen nicht un-
mittelbar an den Haupt-
brückenträgern a

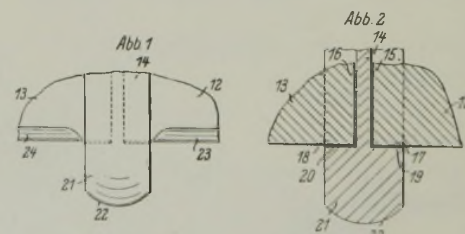
sondern an einem, quer zur Brückenachse angeordneten Träger d an, d
beiderseits so weit über die Hauptträger a hinausragt, daß die Angrif-
stellen der Teile, Ketten f od. dgl. außerhalb der Fußsteige b lie-
gen. Der Querträger wird an den Hauptträger a angeschlossen mittels eines
Gelenkes e, das an einem Pfosten oder einer Diagonale e₁ angebracht ist.
Um den Querträger d von I-förmigem Querschnitt stets in der günstigste
Lage hinsichtlich seines Widerstandsmomentes zu beanspruchen, werden
die Kräfte mittels Kappen, Gabeln auf den Träger d übertragen, die
zweckmäßig in einer geraden oder gekrümmten Bahn g geführt ist.

Eiserne Spundwandbohle. (Kl. 84 c, Nr. 564 292 vom 4. 12. 193
von Charles Marie Pierre Costes in Paris.) Um sowohl sägearti-
geknickte als auch — durch Umkehrung der Spundwandbohlen — ge-
streckte Spundwände herzustellen, wird eine nach Art der Lackawanna
Spundwandbohlen geformte eiserne Bohle mit geradem Steg angewandt
an den sich beiderseits Längsklauen anschließen, die aus je einem Klauen-
haken und bogenförmigen Klauenmaul bestehen. Der Klauenhaken 4 an
der einen Seite des Steges 2 und die Tangente in dem Wurzelpunkt w de
Klauenmaules 1 verlaufen an der anderen Stegseite in Richtung des Steges 2



während die Tangente in dem Wurzelpunkt w' des zwei-
ten Klauenmaules 5 und der zweite Klauenhaken 3 senk-
recht zur Stegichtung angeordnet sind. Nach Abb. 1
bilden immer zwei Bohlen einen Winkel, und die
Wand zeigt im Querschnitt sägezahnartigen Verlauf. Der Winkel zwischen
den Bohlen schwankt zwischen 70° und 110° und beträgt im Mittel
etwa 90°. Nach Abb. 2 werden zwei erfindungsgemäß ausgeführte Bohlen
durch eine Lackawanna-Bohle getrennt, während Abb. 3 nur die neuen
Bohlen zeigt, deren Verbindung derart geschieht, daß die eine Bohle
umgekehrt in die andere Bohle eingehakt wird, so daß die beiden Klauen-
haken 4 und auch die Haken 3 immer eine gemeinsame Gelenkverbindung
darstellen.

Spundwand mit genuteten Schloßeisen. (Kl. 84 c, Nr. 566 653 vom
13. 12. 1930 von Fried. Krupp AG, Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen,
Niederrhein.) Zur Vermeidung des Ausknickens der Schloßeisen durch die
unmittelbaren Rammschläge werden die Schloßeisen mittelbar durch die
Spundbohlen herabgezogen, auf die allein nunmehr die Rammschläge ge-
richtet werden. Das Herabziehen der Schloßeisen wird dadurch bewirkt,
daß die Nuten der Schloßeisen in der Nähe des unteren Endes mit Auf-
lagflächen versehen sind, auf die sich die eingreifenden Spundwandbohlen-
enden abstützen. Die Nuten 15, 16 des die Bohlen 12 und 13 miteinander
verbindenden Schlo-
eisens 14 sind bis zu einer
solchen Höhe mit Werk-
stoff ausgefüllt, daß sich
die keilförmigen Enden der
Bohlen 12, 13 mit ihren
Stirnflächen 17 bzw. 18
auf die waagerechten
Flächen 19 bzw. 20 der
Ausfüllungen abstützen
können. Der untere
Kopf 21 des über die
Unterkannten der Spundbohlen hinausragenden Schloßeisens 14 ist keilartig
und nach Art eines Meißels mit einer in der Längsrichtung der Spundwand
verlaufenden gekrümmten Schneide 22 versehen. Die Unterkannten 23
und 24 der Spundbohlen sind als Schneiden ausgeführt. Die Rammschläge
werden auf die Bohlen 12, 13 geführt, deren Widerstandsmoment größer
ist als das des Schloßeisens 14. Erst in seinem unteren Ende 21 werden
die Rammschläge mittels der Flächen 18, 20 und 17 und 19 auf das Schlo-
eisen übertragen, das hierdurch in dem größten Teile seiner Länge von
Knickbeanspruchungen befreit und nur auf Zug beansprucht wird.



INHALT: Die zweite feste Straßenbrücke über die Mosel bei Koblenz, genannt Adolf-Hitler-
Brücke. (Fortsetzung.) — Näherungsverfahren zur Ermittlung der Sicherung in geschütteten
Dämmen auf undurchlässiger Sohle. — Die Schleuse Kostheim, ihre Ergänzungs- und Umbauten. —
Vermischtes: Monrad Wilgt. — Bau des Julianakanals. — Seehafen von Havre. — 500-kg-
Explosionsstamper. — Patentschau.