

DIE BAUTECHNIK

8. Jahrgang

BERLIN, 10. Juni 1930

Heft 25

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wasserkraftanlage am Shannon in Irland.

Konstruktive Durchbildung der Bauwerke. Die Inbetriebsetzung des Werkes.

Von Dr.-Ing. M. Enzweiler, Direktor der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges.

Über die Arbeiten an der Wasserkraftanlage am Shannon in Irland, deren Ausführung dem Siemens-Konzern im Jahre 1925 von der Irischen Regierung mit einem Kostenaufwand von 100 Mill. RM übertragen wurde, ist bereits zu verschiedenen Zeitpunkten berichtet worden (vgl. Bautechn.

März 1927, Mai 1928, April 1930 — ETZ 1927 — Z. d. VdI 1928 usw.). Diese Aufsätze beschäftigen sich jedoch in der Hauptsache mit der Entwicklung und Organisation der Bauarbeiten, sowie mit den elektrotechnischen Einrichtungen. Die Konstruktion der Bauwerke ist dagegen wenig behandelt. Nachdem die gesamte Wasserkraftanlage nunmehr fertiggestellt ist und sich seit Oktober 1929 in Betrieb befindet, scheint es angebracht, im Zusammenhang die Konstruktion der einzelnen Elemente der Wasserkraftanlage zu erörtern und auf die Inbetriebsetzung des Werkes näher einzugehen.

Zur Erleichterung des Verständnisses der folgenden Ausführungen ist der Lageplan der Gesamtanlage noch einmal in Abb. 1 dargestellt.

Der Shannon ist in seiner gefällereichsten Strecke etwa 16 km oberhalb des Städtchens Limerick ausgenutzt und in der Nähe des Dorfes O'Briensbridge mit einem Wehr abgeriegelt. Der etwa 12 km lange Obergraben, der für eine Wassermenge von 600 m³/sek ausgebaut ist, verbindet das Wehr mit dem Krafthaus, in dem ein Gefälle von rd. 30 m in einer einzigen Stufe für Energiezwecke ausgenutzt wird. In einem 2 km langen Untergraben wird das Wasser nach seiner Ausnutzung in das alte Flußbett zurückgeleitet.

Im folgenden sollen die Einzelemente, und zwar das Wehr, das Einlaufbauwerk, der Obergraben, das Krafthaus mit Wasserschloß, Leerschuß und Nebenanlagen behandelt werden.

Im folgenden sollen die Einzelemente, und zwar das Wehr, das Einlaufbauwerk, der Obergraben, das Krafthaus mit Wasserschloß, Leerschuß und Nebenanlagen behandelt werden.

A. Wehr und Einlaufbauwerk.

Bei der Anlage des Wehres war zunächst neben den wasserwirtschaftlichen Gesichtspunkten die geologische Beschaffenheit des Untergrundes maßgebend. Die ursprüngliche

Linienführung sah einen etwa 10 km langen Obergraben vor mit einem Wehrbauwerk kurz oberhalb des Dorfes O'Briensbridge. Diese Stelle ist aus geologischen Gründen vor Beginn der Arbeiten verlassen worden zugunsten einer etwa 1,5 km oberhalb gelegenen, bei der die tragfähige Flußsohle rd. 12 m höher lag als an der ursprünglichen Wehrbaustelle. Der angetroffene Flußuntergrund besteht hier aus altem roten Sandstein der Devonformation, der als durchweg tragfähig angesprochen werden konnte, jedoch infolge seiner Klüftigkeit in bezug auf Wasserdichtigkeit Schwierigkeiten erwarten ließ. Die

Wasserdurchlässigkeit hat sich als eine Schwierigkeit während der Ausführung der Bauarbeiten erwiesen. Im endgültigen Zustande ist durch die Anordnung einer Betonschürze, sowie durch Preßzementenspritzungen die unterirdische Abriegelung des Wassers erzielt worden.

Mit dem Einbau eines Wehres in einen bestehenden Fluß sind im allgemeinen vier Faktoren zu erörtern, die durch den Bau des Wehres beeinflußt werden.

Es sind:

1. die Regelung des Wasserabflusses,
2. die Regelung der Fischfrage,
3. die Regelung der Schifffahrt,
4. die Entwässerung des Einzugsgebietes innerhalb der durch den Wehr einbau gebildeten Staustrecke.

1. Regelung des Wasserabflusses.

Die Ausbildung des Wehres war ursprünglich mit vier Überlauföffnungen von je 18 m mit hoch gelegener Wehrkrone und mit zwei Grundablässen in der Mitte des Bauwerkes von je 10 m Breite geplant. Von rein baulichem Standpunkte aus betrachtet, ist es erwünscht, zur Erleichterung der Ableitung der Hochwässer während des Baues die Grundablässe an die Ufer zu verlegen und durch sie die Hochwässer während des Baues durchzuleiten. Diese Einteilung war beim Shannonwerk um so wichtiger, als die örtlichen



Abb. 1. Gesamt-Lageplan.

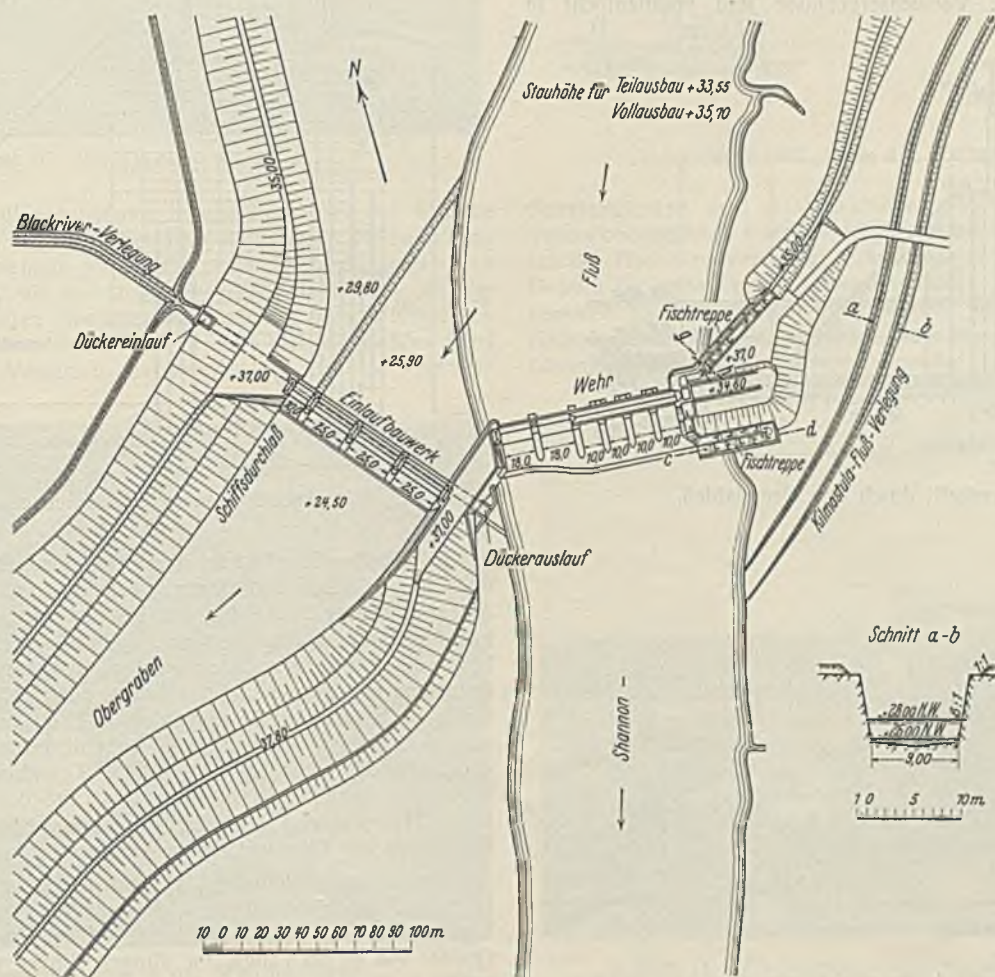


Abb. 2. Lageplan der Wehranlage.

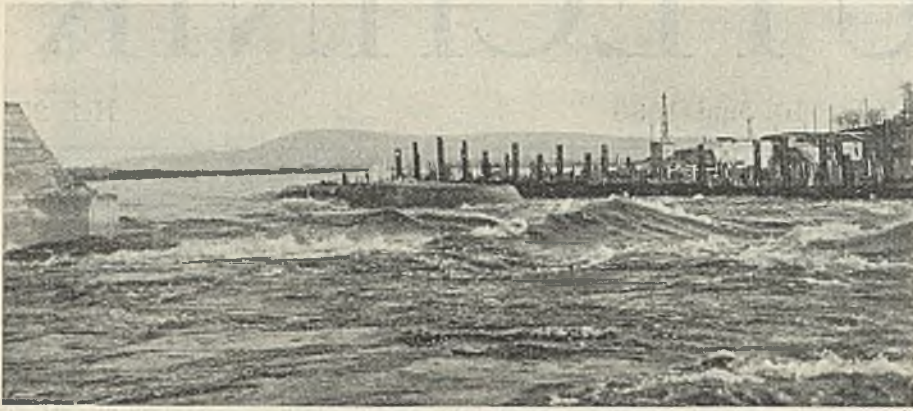


Abb. 3. I. Wehrabschnitt bei Hochwasser.

Verhältnisse gestatteten, das Wehrbauwerk in offener Baugrube unter Zuhilfenahme von Fangedämmen zu errichten. Schifffahrt und Wasserabführung verlangten die Herstellung des Bauwerkes in drei Bauabschnitten, deren Reihenfolge insofern gegeben war, als zunächst die beiden Uferabschnitte und als letzter der mittlere Abschnitt zu bauen waren.

Die gewählte Verteilung der Öffnungen geht aus dem Lageplan der Wehranlage hervor (Abb. 2). Am rechten Ufer sind zwei Öffnungen zu 18 m mit festem Wehrrücken angeordnet, während alle übrigen vier Öffnungen als Grundablässe mit 10 m Weite ausgebildet sind. Die Anordnung der beiden festen Wehrrücken am rechten Ufer entspricht der Absicht, das rechte Ufer beim Hochwasserdurchlaß nicht durch Grundablässe zu gefährden. Es ergab sich dadurch die Notwendigkeit, um den obenerwähnten Abfluß der Hochwässer während des Baues ohne Schwierigkeiten durchzuführen, die beiden Öffnungen mit festem Wehrrücken zunächst ohne Aufsatzschwelle auszubilden. — Der Hochwasserdurchlaß durch die im ersten Bauabschnitt fertiggestellten Öffnungen ist aus Abb. 3 ersichtlich. Erst am Schluß des Baues, in einem sogenannten vierten Bauabschnitt, sind die festen Wehrrücken nachträglich im Trockenen aufgesetzt worden.

Die Formgebung des Wehres, wie sie in Abb. 4 u. 5 gezeigt wird, ist das Ergebnis von Modellversuchen, die im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule Charlottenburg von Herrn Prof. Dr. Ludin durchgeführt wurden. (Die Versuchsergebnisse sind veröffentlicht in Baug. 1927, Heft 40.)

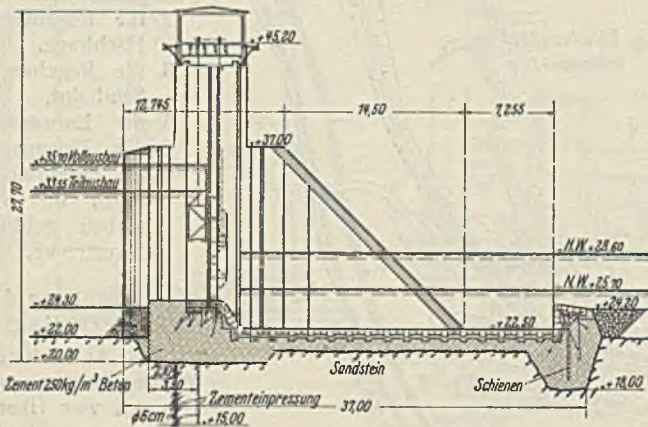


Abb. 4. Querschnitt durch den Grundablaß.

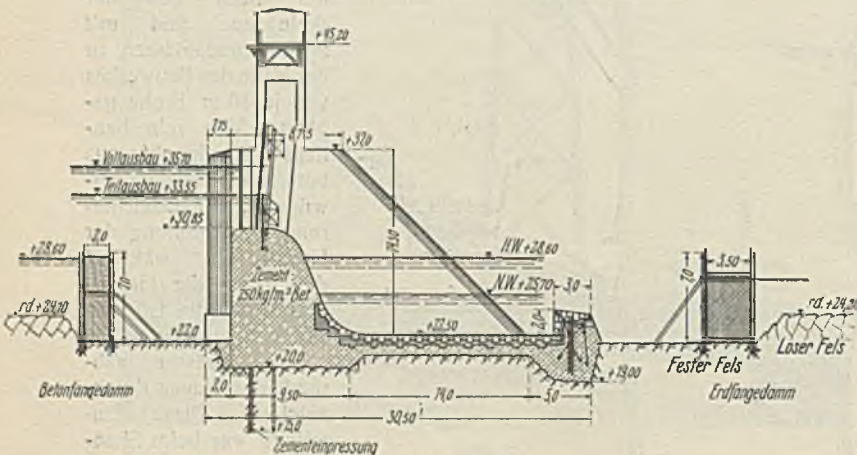


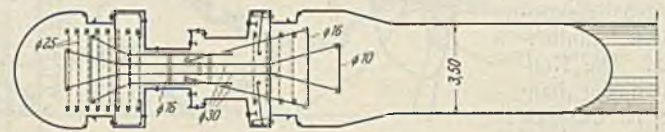
Abb. 5. Querschnitt durch eine Seitenöffnung.

Die Versuche klärten die Ausbildung des Sturzbettes, für deren Ermittlung sie in erster Linie durchgeführt wurden. Es ergab sich ein wünschenswertes Vorziehen der Sturzbettsohle im Bereich der Grundablässe auf 37 m Länge. Zur günstigeren Verteilung des Wasserabflusses über die Breite des gesamten Wehrbauwerkes wurde die Kronenhöhe beider festen Überläufe verschieden gewählt, und zwar auf Ordinate + 30,05 und auf + 30,85, wobei die uferseitige Schwelle höher liegt. Die Abschlußschwelle des Sturzbettes erhielt eine senkrechte Stirnwand und eine leicht abwärts geneigte Krone. Die zwischen den einzelnen Öffnungen vorgesehenen Pfeilerverlängerungen sind auf Grund der Modellversuche in Wegfall gekommen, und die flußabwärts geneigten Pfeilerwände wurden abgerundet.

Die Wasserabführung des Shannon beträgt:

- bei Niederwasser 25 m³/sek
- bei Mittelwasser 150 m³/sek
- bei höchstem Hochwasser 930 m³/sek,

entsprechend normalen Wasserständen von + 25,70, + 26,40 und + 28,30. Durch den Wehrinbau werden beim Teilausbau bei einem höchsten Betriebswasserstande von + 33,50 Stauerhöhen von 5,20 m bei Hochwasser und 7,80 m bei Niederwasser erzielt, bis auf 10 m im Vollausbau anwachsend. Im ungünstigsten Zustande muß die gesamte Hochwassermenge durch vier Grundablaßöffnungen zum Abfluß gebracht werden, entsprechend einer Abflußmenge von 23 m³ f. 1 lfd. m Grundablaß.



Schnitt b-b

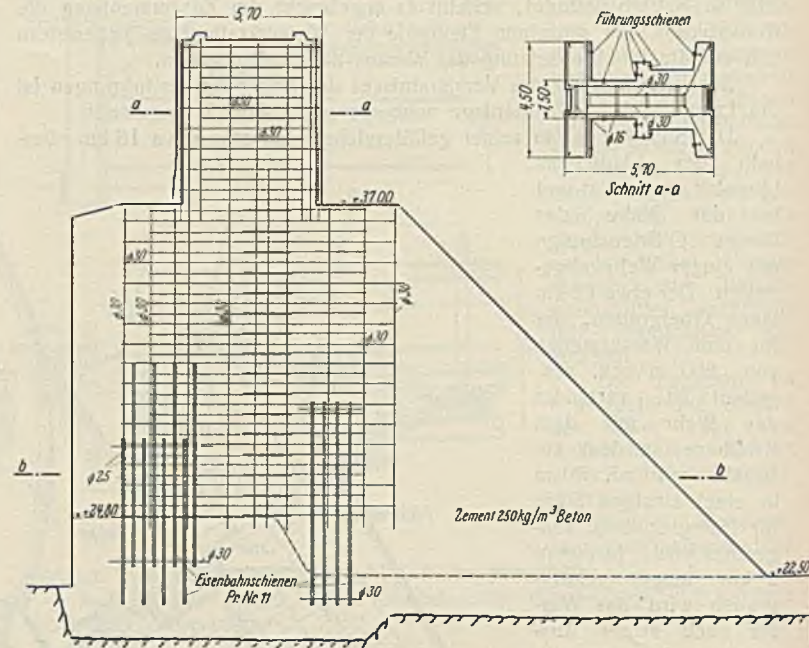


Abb. 6. Querschnitt durch einen Wehrpfeiler.

In statischer Hinsicht sei darauf hingewiesen, daß die Pfeiler im Gebiete der Schützen und Dammbalkennischen von ihrem Querschnitt von 3,50 m normaler Stärke bis auf 1,50 m eingeschnürt wurden. Die auftretenden Kräfte konnten nur unter weitestgehender Anwendung von Eisenbeton derartig aufgenommen werden, daß das ganze Pfeilergewicht zur Aufnahme und Überleitung der auftretenden Drücke herangezogen werden durfte (Abb. 6). Zur Vermeidung von Drehbeanspruchungen der Pfeiler infolge einseitiger Belastung sind außerdem starre Eiseneinlagen in Form von Schienen verwendet worden. Die Gründung der oberwasserseitigen Schwelle geschah auf Ordinate + 20,0, die des eigentlichen Sturzbettes auf + 21,0, während der unterwasserseitige Sporn bis auf Ordinate + 18 im Bereich der Grundablässe heruntergeführt wurde.

Grundablaßschwelle und Sturzbett des ganzen Wehres sind mit Granit verkleidet zur Erhöhung der Widerstandsfähigkeit. An der Schwelle sind Binder von 70 cm Tiefe verwendet, auf der Krone der Sturzbettstirnwand Quader von 80 cm Länge, im übrigen Binder von im Mittel 60 cm Einbandtiefe abwechselnd mit Läufern von im Mittel 40 cm Einbandtiefe.

Im Gebiete der Saugwirkung der Grundablaßschwelle und an der Stirnwand des Sturzbettes sind die Quader, die besonders beansprucht werden, mit dem Unterbeton verankert.

Die Klüftigkeit des Sandsteins an der Wehrbaustelle führte während des Baues zu relativ großem Wasserandrang. Die auf die Felssohle aufgesetzten Fangedämme, die auf Abb. 5 mit aufgenommen sind, erwiesen sich als dicht. Auch der schwierige Übergang zwischen Fangedamm und Fels war dank der Verwendung von Tauchern während der Herstellung gut gelungen. Bezüglich der Herstellung der Fangedämme wird auf frühere Veröffentlichungen verwiesen. Ein Bild der Baugrube für den ersten Bauabschnitt mit Darstellung der Fangedämme ist in Abb. 7 gegeben. — Der Wassereintritt bei Herstellung des Wehrkörpers geschah hauptsächlich durch die Spalten des klüftigen Sandsteins. Abb. 8 zeigt den Wasserandrang, der zeitweise nur mit Hilfe von sechs Pumpen bewältigt werden konnte und eine Höchstwassermenge von 1000 l/sek ergab bei einem Höhenunterschiede zwischen Außenwasserspiegel und Gründungssohle von 9 m.

Zur Schließung der Wasseradern unterhalb der Fundamentsohle des Wehres sind nach Fertigstellung der Betonsohle Bohrlöcher im Abstände von etwa 2,50 m in einer Tiefe von 5 m bei 6 cm Durchm. durch den Fels durchgetrieben und später Zementeinpressungen mit 6 at Druck vorgenommen worden. Der Verbrauch an Zement betrug f. 1 lfd. m Bohrloch im Mittel 60 l oder rd. 300 l f. 1 Bohrloch.

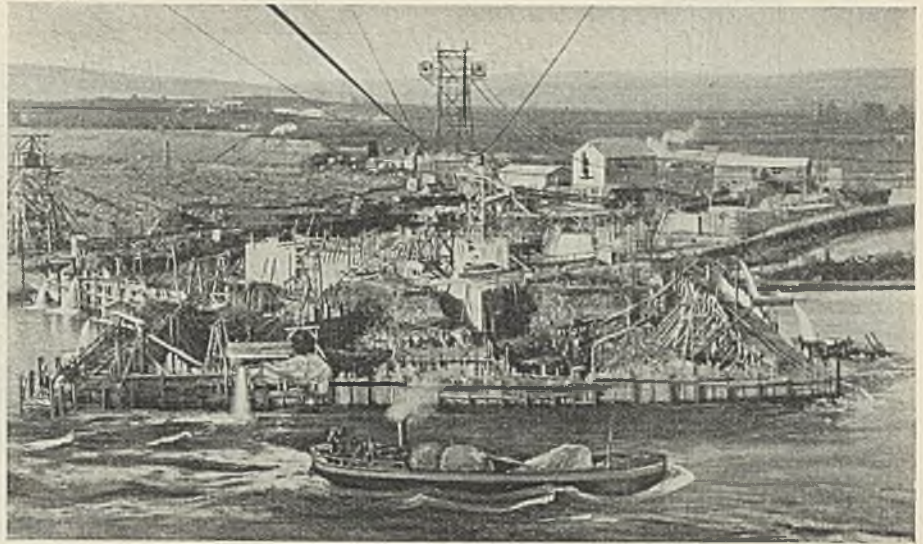


Abb. 7. Baugrube des 1. Wehrabschnittes.

über das ganze Wehrbauwerk entlang verlegt, und zwar auf der Oberwasserseite. Die Kranbahn umfährt den linken Endpfeiler der Grundablässe und geht auf der Unterwasserseite auf die Länge der Grundablässe am Bauwerk entlang.

2. Die Regelung der Fischfrage.

Die Frage der Fischerei bot beim Shannonwehr deshalb besondere

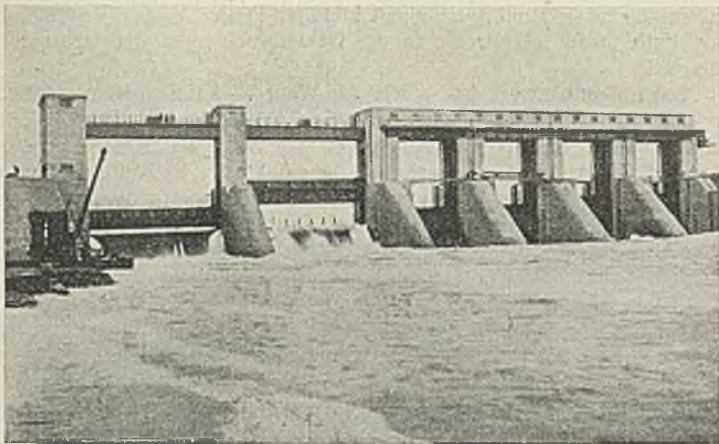


Abb. 9. Wehr fertiggestellt.

Als Verschlusskörper dienen bei den beiden Wehrüberläufen einfache Rollschützen, bei den vier Grundablässen Doppelschützen. Die Betätigung in den Grundablässen geschieht von einer gedeckten Bedienungsbrücke in Eisenkonstruktion aus, die auf Ordinate + 45,20 liegt (Abb. 9). Die Aufsatzschützen der beiden Wehrüberläufe werden von Windwerken bedient, die auf den Pfeilern stehen. Über die Überlauföffnungen führt ein eiserner Steg. Zum Versetzen der Dammbalken ist eine Kranbahn

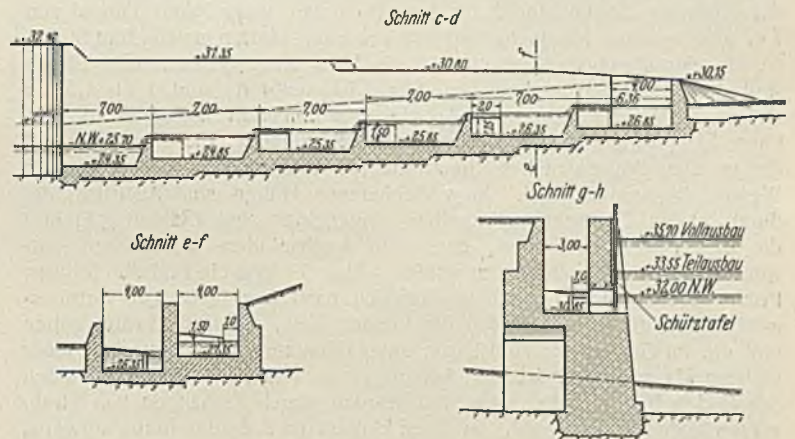


Abb. 10. Schnitt durch die Fischtreppe (vgl. Abb. 2).

Schwierigkeiten, weil die Lachsfischerei am Shannon von bedeutendem volkswirtschaftlichen Interesse ist, und daher die im Wehr für den Durchlaß der Fische zu wählenden Einrichtungen unter allen Umständen eine Gewähr für gutes Gelingen bieten mußten. Für den Durchlaß der Fische kommen im wesentlichen Fischtreppen und Fischschleusen in Frage. Nach Lage der Verhältnisse wurde hier die Fischtreppe als brauchbarste Lösung gewählt. Die Fischtreppeanlage am Shannon gehört zu den

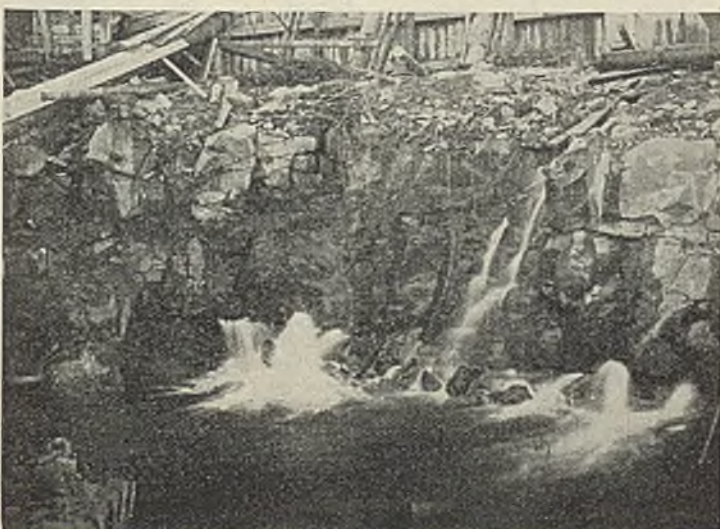


Abb. 8. Wasserandrang in der Wehrbaugrube.

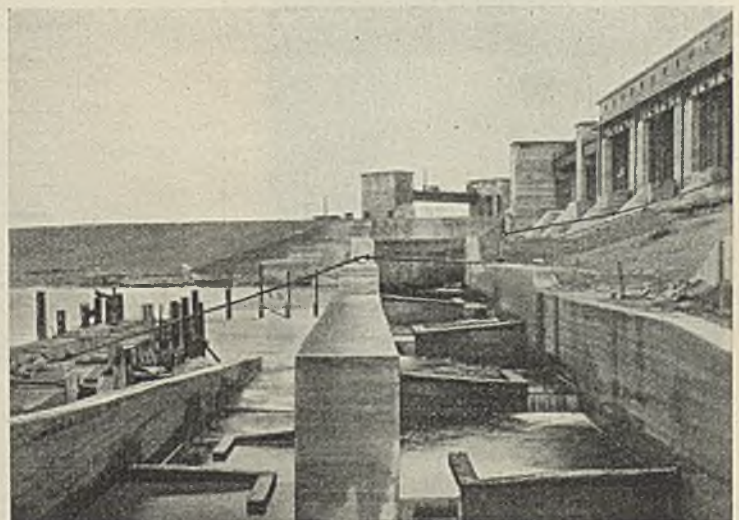


Abb. 11. Fischtreppe. Aufstieg vom Unterwasser.

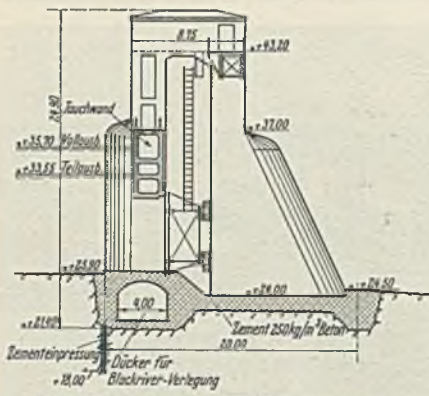


Abb. 12. Querschnitt durch das Einlaufbauwerk.

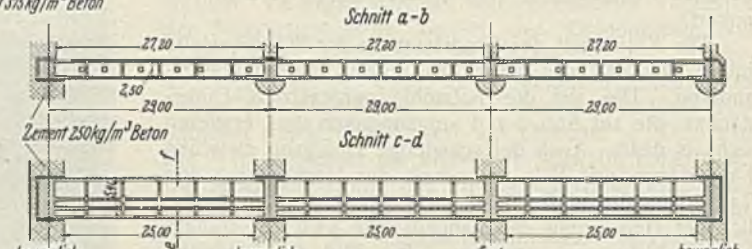
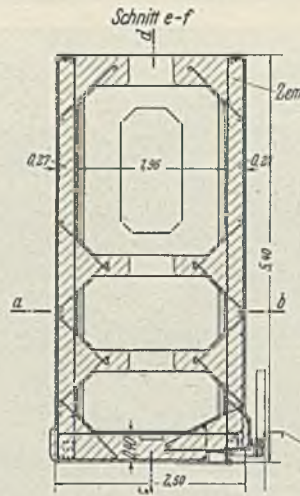


Abb. 13. Schnitt durch die Tauchwand.

bedeutendsten ihrer Art. Sie weist einen Höhenunterschied zwischen Unter- und Oberwasser bis zu 10 m auf.

Im alten Shannonbett muß eine Mindestwassermenge von 10 m³/sek dauernd erhalten werden. Ein Teil dieser Mindestwassermenge bildet, über die Fischtreppe geleitet, den kontinuierlichen Wasserfaden für den Fischanstieg zwischen Unterwasser und Oberwasser. — Die Grundrißanordnung der Fischtreppe ist bereits in Abb. 2 auf dem Lageplan ersichtlich. Ein Längsschnitt mit Querschnitt auf Abb. 10 gibt die gewünschte Aufklärung für die Einzelausführung. Die Fischtreppe ist in Beton ausgeführt und lehnt sich an das linke Widerlager des Wehrkörpers an. Sie hat im Teilausbau 16 Stufen bei 50 cm Stufenhöhe. Die Becken der einzelnen Stufen sind 3 bis 4 m breit bei einer Mindestlänge von 7 m und bei einer Mindestwassertiefe von 1 m. Hinter jeweils fünf Stufen ist ein Beruhigungsbecken von 10 bis 20 m eingeschaltet. Die Stufen sind durch Betonmüerchen von 30 cm Kronenbreite und 1 bis 1,50 m Höhe voneinander getrennt. An die Stufenmauern anschließend sind kurze Längswände in den Becken von 1,20 m Höhe, die bewirken, daß das in einer Breite von 1 m überstromende Wasser vom ruhig gehaltenen Wasser abgegrenzt wird. In verschiedenen Höhen sind Austritte, die durch kleine Gleitschütze regelbar eingerichtet sind (Schnitt *g h*) und die den Fischen gestatten, eine dem wechselnden Wasserstand entsprechende Austrittsöffnung zu wählen. Abb. 11 gibt ein Bild der fertigen Fischtreppeanlage. Die Anlage hat sich nach den bisherigen Betriebserfahrungen gut bewährt. Für die kleinen Aale, die flußaufwärts gehen und die im Gegensatz zum Lachs unter Benutzung einer Unterlage mehr klettern als springen, ist der Aufstieg, der anfänglich bei den Stufen Schwierigkeiten machte, erleichtert worden durch Einhängen von Strohzöpfen in den Wasserstrahl. An ihnen klettert der Aal ohne Mühe aufwärts.

grabens seitlich vom Krafthaus. Die Schifffahrt in Irland ist nicht entwickelt. Zur Zeit verkehren auf dem Shannon nur 50-t-Schiffe. Bisher ist die Schifffahrt an der fraglichen Strecke des Shannon durch einen besonderen, seit vielen Jahren existierenden Schifffahrtskanal mit acht Schleusen, alle im bescheidensten Ausmaße ausgebildet, betrieben worden. Zur Zeit der Wasserklemme und bei Hochwasser ist die Schifffahrt bislang stillgesetzt gewesen. Bei der neuen Anlage des Wasserkraftbauwerks ist die Schifffahrtschleuse für 150-t-Schiffe bemessen. Die Schiffe fahren durch das Einlaufbauwerk ein, das in Abb. 2 „Lageplan der Wehranlage“ mit aufgenommen ist. Das Einlaufbauwerk ist mit dem Wehrbauwerk zusammengefaßt und bildet einen Winkel von 35° zur Wehrachse. Beide Bauwerke sind getrennt durch einen kräftigen Pfeiler, dessen Verlängerung eine Futtermauer bildet, die in die Dammböschungen des Obergrabens übergeht.

Das Einlaufbauwerk ist — wie das Wehr — auf Sandstein gegründet und hat drei Einlauföffnungen von 25 m lichter Breite, daneben einen Schiffsdurchlaß von 10 m lichter Breite. Die Sohle des Schiffsdurchlasses liegt auf Ordinate + 29,80, während die Sohle der Einlauföffnungen auf Ordinate + 25,90 liegt. Hinter dem Einlaufbauwerk ist ein kurzes Beruhigungsbecken mit der Sohle auf Ordinate + 24,0 angeordnet mit einer Abschlussschwelle von 50 cm Höhe gegen die auf Ordinate + 24,50 liegende Sohle des Werkgrabens. Das ganze Einlaufbauwerk hat eine Breite von 97 m zwischen den Widerlagern (Abb. 12).

Um an Höhe für die beweglichen Verschlüsse der Einlauföffnungen zu sparen, ist der obere Teil der Öffnungen von Ordinate + 31,60 aufwärts durch eine Tauchwand abgegrenzt. Die Tauchwand, eine Eisenbetonkonstruktion von ungewöhnlichen Abmessungen (Abb. 13), ist als durchlaufender Balken über drei Öffnungen mit je 29 m Stützweite aus-



Abb. 14. Bewehrung der Tauchwand.

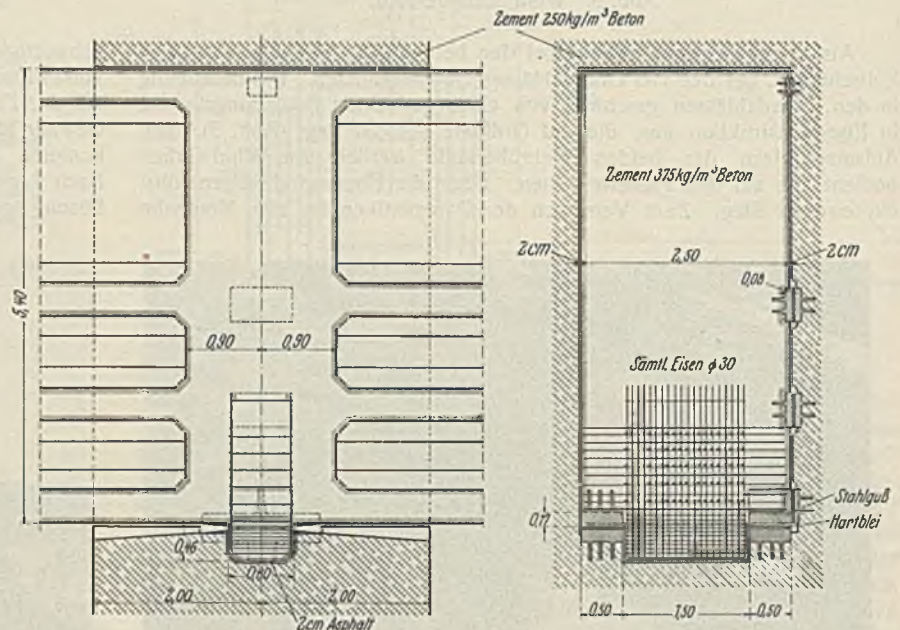


Abb. 15. Lager der Tauchwand.

3. Die Schifffahrt.

Die Schifffahrtfrage ist beim Shannon dadurch gelöst, daß der ganze Schiffsverkehr in den Kraftwasserkanal eingeleitet wird durch einen besonderen, im Einlaufbauwerk des Obergrabens eingebauten Schiffsdurchlaß und durch Anordnung einer Doppelschleuse am Ende des Ober-

gebildet und besitzt eine Gesamtlänge von 90 m, eine Höhe von 5,40 m und eine Breite von 2,50 m. Der Eisenbetonbalken hat einen Rauminhalt von 1200 m³ und eine Masse von 620 m³.

Der Querschnitt ist ein allseitig umschlossener Kastenquerschnitt mit zwei waagerechten Zwischenwänden. Die vier waagerechten Balken

wegenden Massen zusammen mit den Massen des Untergrabens und der Staustrecke ist ein Organisationsplan aufgestellt worden, der den Ansatz von 6 großen Eimerkettenbaggern und 14 großen Löffelbaggern mit 2 m³ Löffelinhalt vorsah. Auf die interessante Herstellung dieses Bauwerks, sowie die zur Bewegung der etwa in Frage kommenden 7 Mill. m³ Boden und 1 Mill. m³ Fels verwendeten Gewinnungs- und Transporteinrichtungen soll hier nicht näher eingegangen werden. Es wird auf die früheren Veröffentlichungen verwiesen. Die Bauzeit für die Herstellung betrug 3 1/2 Jahre, wobei zu berücksichtigen ist, daß wegen der außerordentlich regenreichen Gegend, in der das Bauwerk erstellt wurde, über 100 Arbeitsschichten innerhalb dieser Bauzeit vollständig ausfallen mußten. In Abb. 19 ist ein Leistungsdiagramm für die Bewegung der Erd- und Felsmassen wiedergegeben, aus dem man die Ergebnisse der während der ganzen Bauzeit erzielten Leistungen und Fortschritte sehen kann.

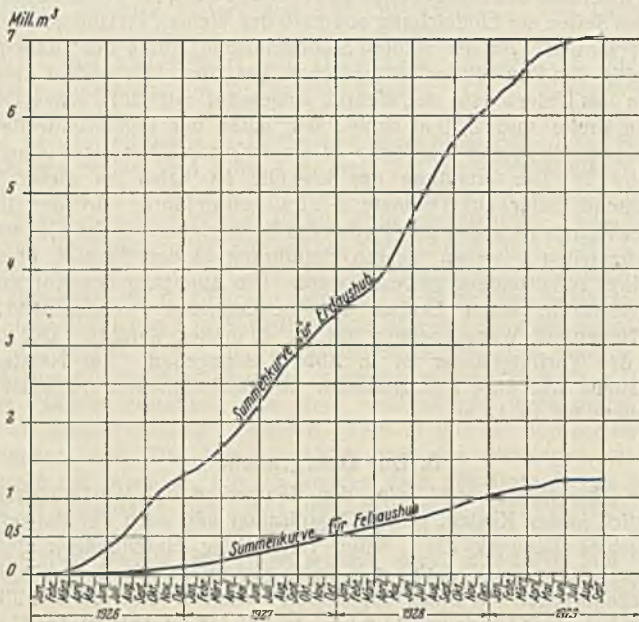


Abb. 19. Leistungsdiagramm für Erd- und Felsaushub.

Wesentlich beeinträchtigt wurde die Herstellung des Obergrabens außer durch die klimatischen Verhältnisse durch die geologischen Schwierigkeiten, die vielfach dazu zwangen, sowohl die Ausbildung des Profils als auch die ursprüngliche Verteilung der Bodenmassen zu ändern. Die geologischen Verhältnisse sind auf dem in Abb. 20 dargestellten Längenprofil durch den Obergraben zu sehen.

In der Hauptsache mußte der Obergraben eingeschnitten werden in einen mit Steinen durchsetzten Mergelboden großer Härte, so daß die zu seiner Bewältigung angesetzten Eimerkettenbagger an die Grenze ihrer Leistungsfähigkeit gebracht waren. Dazu kam ein stark behinderender Nachteil, insofern der gewonnene Boden sehr leicht mit Wasser übersättigt wurde, was seine Verwendbarkeit für Dammschüttungen schwer beeinträchtigte, ja vielfach unmöglich machte. In den angeschnittenen Mergelstrecken waren feinere Sandeinlagen, die durch das an der Einschnittböschung in den Sandadern ausfließende Grundwasser ausgewaschen wurden und damit die überlagerten Mergelschichten ins Rutschen brachten. Abb. 21 zeigt eine der Rutschungen infolge von Auswaschung der Sandadern. Die ursprüngliche Böschungneigung in den Einschnitten von 1:2 mußte streckenweise abgeflacht werden auf 1:3. An den Stellen, wo der Werkkanal, wie aus dem geologischen Profil ersichtlich, durch Moorboden geführt werden mußte, ist der Moorboden vor Beginn der Dammerstellung auf 2/3 seiner Länge entfernt worden, während im äußeren luftseitigen Dammfuß der Moorboden belassen wurde. An vereinzelt Stellen wurde beim Einschnitt Schwimmsand angetroffen. Auch hier mußte das Normalprofil geändert werden, und zwar derart, daß die Schwimmsandschicht abgeriegelt wurde durch eine Felsbrockenvorlage, die sich in der Sohle des Obergrabens auf besonders kräftig ausgebildeten Steinfüßen aufsetzte.

Während sich die Bewegungen an den Einschnittböschungen immerhin auf relativ kurze Abschnitte beschränkten, war die Dammerstellung

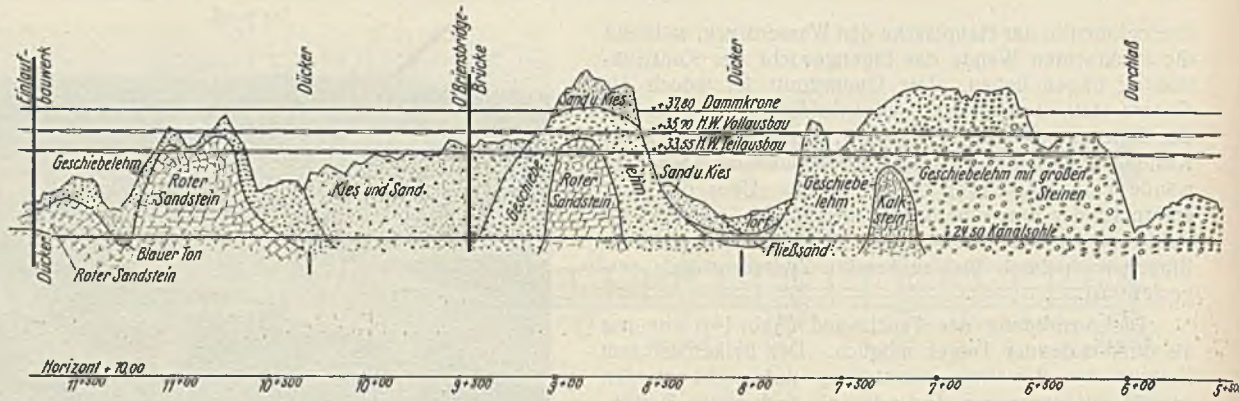


Abb. 20. Obergraben.

erschwert insofern, als das aus den Einschnitten frei gewordene Material nicht überall oder nur mit größter Vorsicht für die Herstellung der Dämme verwendet werden konnte. Die Untersuchungen, die angestellt wurden über den angetroffenen Einschnittboden, der am besten als rötlichbrauner sandiger Ton angesprochen werden kann, lieferten sowohl was Wasserdurchlässigkeit als auch Standfestigkeit anbelangt, günstige Ergebnisse. Es

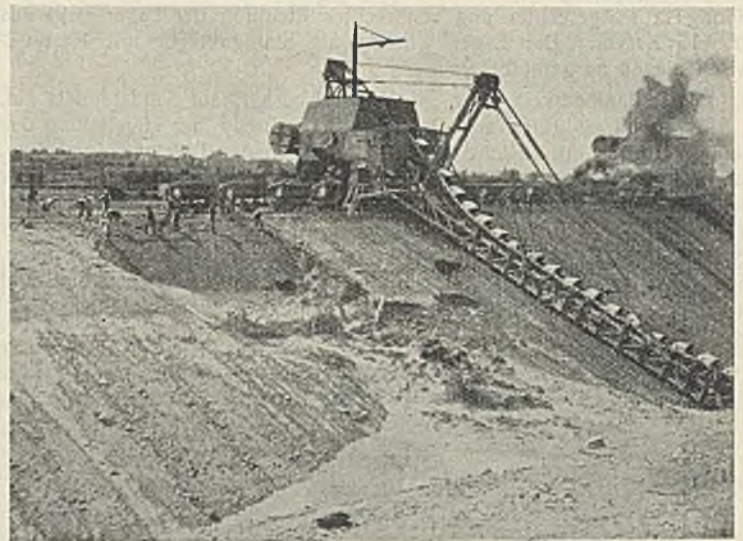
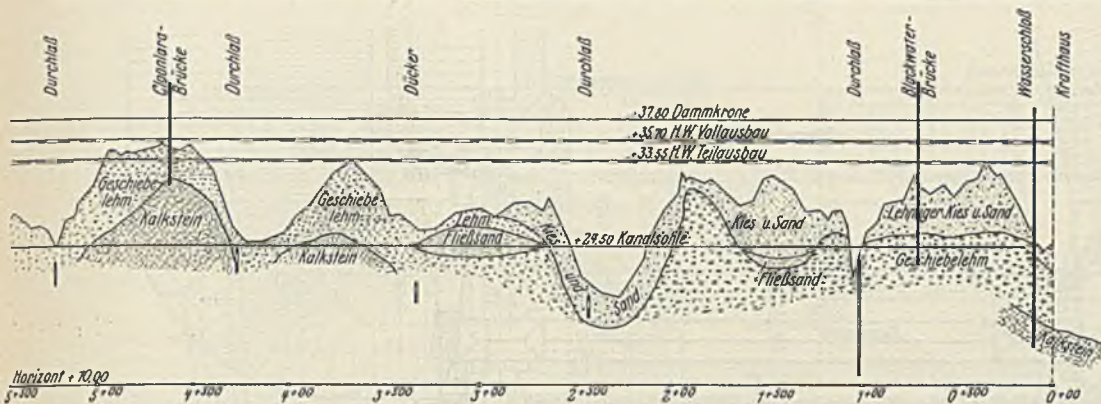


Abb. 21. Rutschung im Einschnitt.

hat sich jedoch herausgestellt, daß diese günstigen Faktoren allein nicht ausreichen, um das Material als brauchbar bezeichnen zu können. Eine besonders störende Eigenschaft, die sich während der Ausführung erst bemerkbar machte, war die bereits erwähnte, leicht eintretende Wasserübersättigung des Materials, die zu dessen Fließen führte. Die Wasserdurchlässigkeit des Materials erwies sich, wie bereits gesagt, als äußerst gering, hervorgerufen durch den hohen Gehalt an feinen Bestandteilen. Angestellte Proben ergaben eine Wasserdurchlässigkeit von nur 0,04 l/m² stündlich für ein Gefälle 1:1. Auch die Laboratoriumfeststellungen über



Abb. 22. Rutschung am Damm.



Geologischer Längsschnitt.

die Standsicherheit des Materials erwiesen sich bei natürlichem Wassergehalt als außerordentlich günstig. Bei einer Belastung von $0,5 \text{ kg/cm}^2$ war der Schubfestigkeitsbeiwert etwa $0,46$ und stieg bei einer Belastung von $1,5 \text{ kg/cm}^2$ auf $0,53$. Die Zusammendrückbarkeit des Bodens war nur verhältnismäßig gering, eine Folge des starken Gehalts an Feinsand. Diese günstigen Umstände wurden jedoch überschattet von dem Nachteil, der bei einer geringen Überschreitung der Wassersättigung eintrat. Die sehr feinen Teilchen im Material verloren bei der Übersättigung ihre festen Materialstützen, so daß das Material in ein zähflüssiges Schüttmaterial überging. Dabei war die Übersättigung ganz besonders begünstigt durch das außerordentlich regenreiche Klima Irlands. Das an der Gewinnungstelle als brauchbar erscheinende Material für die Dämme hatte vielfach an der Verbrauchsstelle, also nach einem Transport von einigen

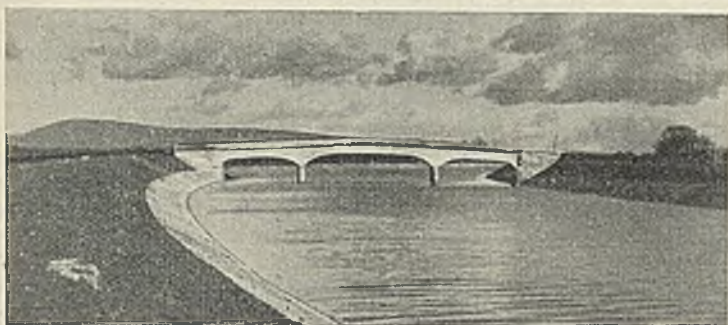


Abb. 24. Felsstrecke im Obergraben.

Kilometern in Regenwetter den Charakter einer breiigen Masse angenommen, so daß es von der Verarbeitung in den Dämmen ausgeschlossen werden mußte. In Abb. 22 ist eine der Rutschungen dargestellt, die infolge der Übersättigung des Mergelbodens durch Regen verursacht waren. Ein brauchbares Mittel, hier Abhilfe zu schaffen, war die Vermengung mit gröberem Sand bzw. Schaffung großer einwandfreier Vorlagen aus Sandboden an den Außenflächen der Dämme, um innerhalb der so geschaffenen Widerlager das gefährliche Mergelmaterial im Dammkern verwenden zu können. Etwa $\frac{1}{10}$ der bewegten Bodenmassen mußte als unbrauchbar abgesetzt und durch solches ersetzt werden, das in besonderen Seitenentnahmestellen entnommen wurde.

Das fertiggestellte Obergrabenprofil ist an der wasserseitigen Böschung geschützt worden durch eine Beschotterung von 40 cm Stärke. In der Zone des wechselnden Wasserspiegels zum Schutze gegen Wellenschlag ist an Stelle der Schotterdecke eine Betondecke von 12 cm Stärke auf 28 cm Schotterunterlage eingebaut. Das Einbringen sowohl des

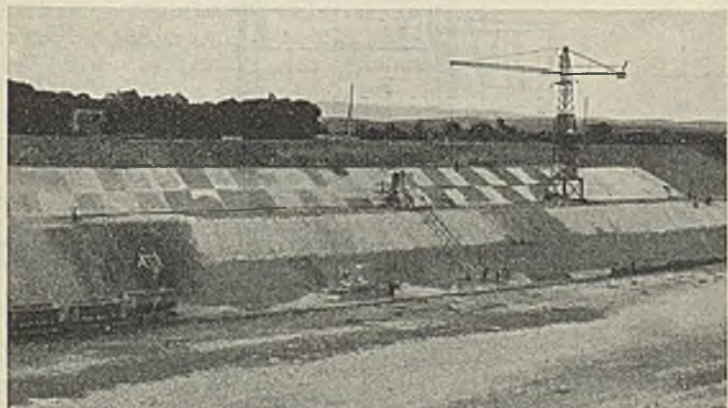


Abb. 23. Beschotterung mit Turmdrehkran.

Schotterbettes, als auch des Betons geschah ausschließlich durch leichte Turmdrehkrane, die auf der halben Höhe der Böschung fahrbar aufgebaut und mit einer solchen Ausladung versehen waren, daß sie die ganze zu schützende Böschungfläche bestreichen konnten. Das Material wurde ihnen am Böschungsfuß mit besonderen Zügen zugebracht (Abb. 23). Die Felsstrecken — vgl. geologisches Längsprofil — sind ungeschützt geblieben. Man begnügte sich mit einem Absichern der durch Aus Sprengung hergestellten Profile. Abb. 24 zeigt eine Felsstrecke im Obergraben nach ihrer Fertigstellung und gibt gleichzeitig die Ansicht einer der drei Straßenbrücken, die zur Aufrechterhaltung des Verkehrs den neuen Werkkanal kreuzen. Abb. 25 zeigt den fertigen

Obergraben in gefülltem Zustande mit einer Straßenbrücke, die im Gegensatz zu der vorhergehend erwähnten mit zwei Mittelpfeilern ausgebildet ist.

Die Brücken selbst bieten nichts besonders Erwähnenswertes. Soweit sie Mittelpfeiler bekommen haben, sind die Brücken als Gerberträger ausgebildet, während die Pfeilerlosen Brücken als Eisenbeton-Dreigelenkbogen ausgebildet wurden. Die beiden Gerberträger mußten mit Rücksicht auf die Unzuverlässigkeit des Untergrundes auf Holzpfählen gegründet werden. Die Beobachtungen bei der Absenkung der Lehrgerüste der Brücken haben ergeben, daß eine größte Senkung im Scheitel bei den Gerberträgern von 5 bzw. 7 mm , bei den Dreigelenkbogen von 9 mm eintrat.

Über die Füllung des Obergrabens und die im Zusammenhang damit beobachteten Sickererscheinungen wird am Schluß nochmals besonders berichtet.

C. Die Krafthausanlage.

Das Krafthausbauwerk umfaßt das eigentliche Maschinenhaus, das sich daran anschließende 38-kV -Schalthaus und das 10-kV -Schalthaus, das dem Wasserschloß oberwasserseitig vorgelagert ist. Im Zusammenhang damit sind hier zu behandeln das Wasserschloß, die Rohrbahn, der Leerschuß und die Schleuse.

Das Krafthaus ist nur für den ersten Ausbau gebaut. Es sind drei Francis-Turbinen mit stehender Welle von je $38\,600 \text{ PS}$ eingebaut; die Turbinen sind unmittelbar mit je einem Schirmgenerator von $30\,000\text{-kVA}$ -Leistung gekuppelt. Das Wasser wird dem Leitapparat der Turbinen durch ein ganz in Beton gelagertes Blechspiralgewölbe zugeführt. Das Nutzgefälle, das am Krafthaus ausgenutzt wird, ist außer von dem Seespiegelstand auch von Ebbe und Flut abhängig, die sich vom Meere her bis in den Unterkanal des Kraftwerkes fortsetzen. Das Gefälle schwankt zwischen $26,40$ bis $33,70 \text{ m}$. Seitlich von den Hauptturbinen ist eine kleine Hilfsturbine eingebaut, die in der Lage ist, auch bei Stillstand der großen Maschinen den für den Hilfsbetrieb nötigen Strom zu liefern. Auf die Einzelheiten des turbinentechnischen und elektrotechnischen Teiles soll hier nicht näher eingegangen werden. Es wird auf die Abhandlungen in der ETZ 1927 und Z. d. VdI. 1928 verwiesen.

Die Gesamtanordnung des Maschinenhauses, der Schalthäuser und des Wasserschlosses geht aus Abb. 26 u. 27 hervor. Die Gründung des Krafthauses geschah auf Kalkfelsen. Die Gründungssohle bei den Turbinenausläufen liegt auf Ordinate $-8,00$. Bei den Gründungsarbeiten stellte sich insofern eine Schwierigkeit heraus, als inmitten des kompakten Felsens eine Erdtasche angetroffen wurde, deren Verlauf nach unten so ungünstig war, daß sie für die Gründung des gesamten Bauwerkes mit einer 3 m starken Eisenbetonplatte überbrückt werden mußte.



Abb. 25. Obergraben gefüllt.

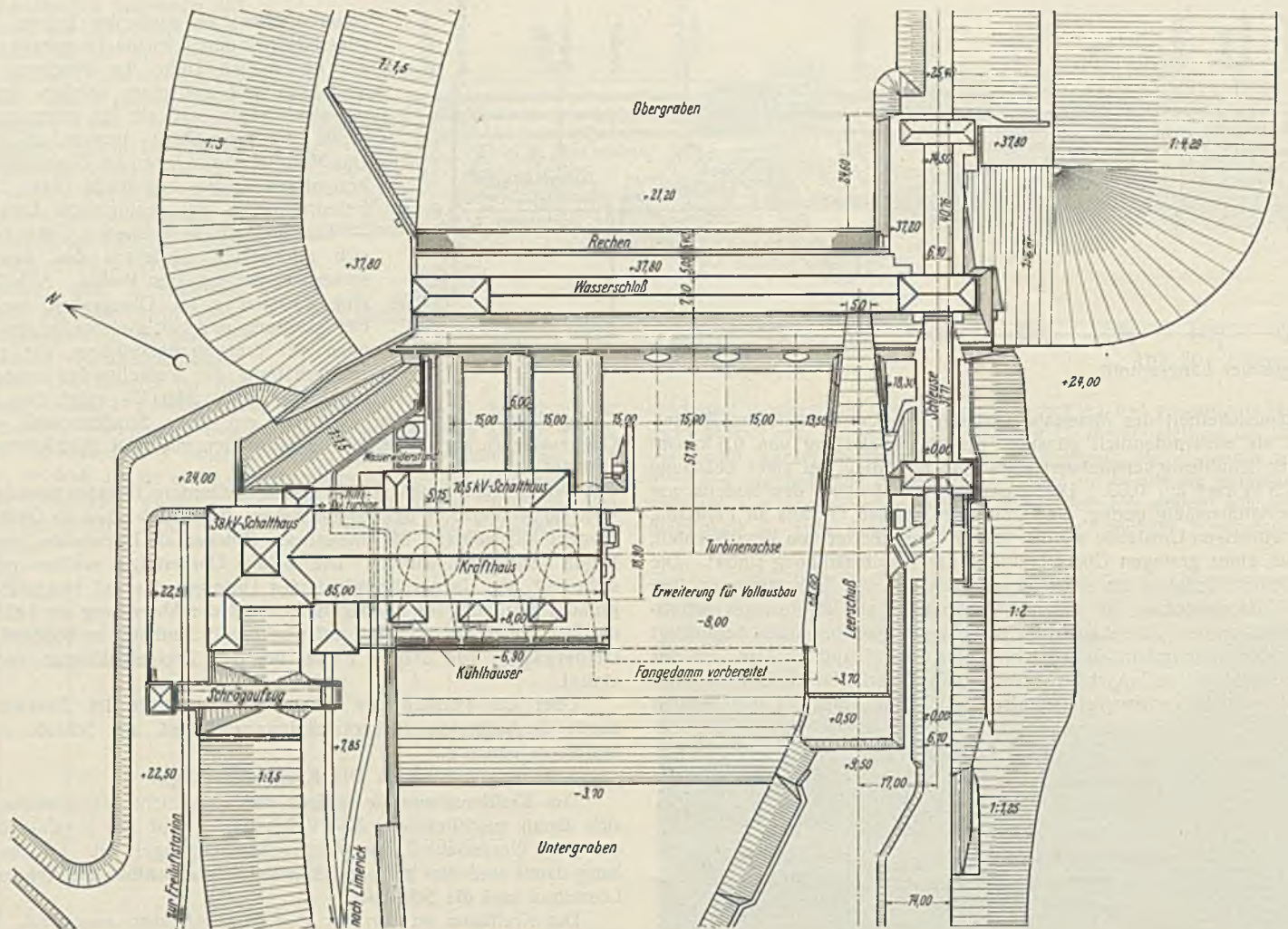


Abb. 26. Gesamtanordnung des Krafthaus.

Im Beton des Krafthaustiefbaues wurden keine Fugen vorgesehen, da die Schwindgefahr in dem stets feucht gehaltenen Beton nicht befürchtet wurde. Die Turbinenausläufe haben jeder eine aus Eisenbeton gebildete gekrümmte Mittelwand, die infolge der beträchtlichen Spannweite von 13 m in der Mitte nochmals gegen die Sohle abgestützt wurde. Der Austrittsquerschnitt der Betonsaugrohre ist 13 m breit und 5 m hoch. Auf der Oberwasserseite der Turbinenschläuche ist ein Revisionsgang angeordnet in der ganzen Länge des Krafthaus, von dem zu den Turbinen Stichkanäle führen. Zu dem auf Höhe $-1,9$ gelegenen Revisionsgang gelangt man von der Fußbodenhöhe $+8,20$ durch einen Schacht mittels Leitern.

Das Wasser tritt in die Turbinen ein mit Hilfe eines Spiralgehäuses. Das Gehäuse ist allein imstande, die Kräfte des inneren Wasserdruckes

aufzunehmen. Der größte Durchmesser eines Gehäuses beträgt rd. 19 m, die Blechstärke bis zu 18 mm. Vor Einbau der Blechspiralgehäuse ist der Betonunterbau des Krafthaus bis zur Höhe ± 0 hochgeführt worden, in welcher Höhe das Spiralgehäuse zusammengebaut wurde. Um ein völliges Einbetten der Gehäuse in Beton zu erzielen, sind auf den Außenseiten der Gehäusewand Blechklappen angeietet, die in den Beton einbinden. Zur weiteren Sicherheit sind von innen später die Blechwandungen angebohrt und mit Zement hinterspritzt worden. Da die Gehäuse keine Belastung außer dem einhüllenden Beton aufnehmen durften, insbesondere keine Drücke von den Generatoren, mußte für die Gründung der Generatoren ober- und unterwasserseitig je ein schwerer vierstieliger Eisenbetonrahmen angeordnet werden. Die Rahmen sind durch Quer-

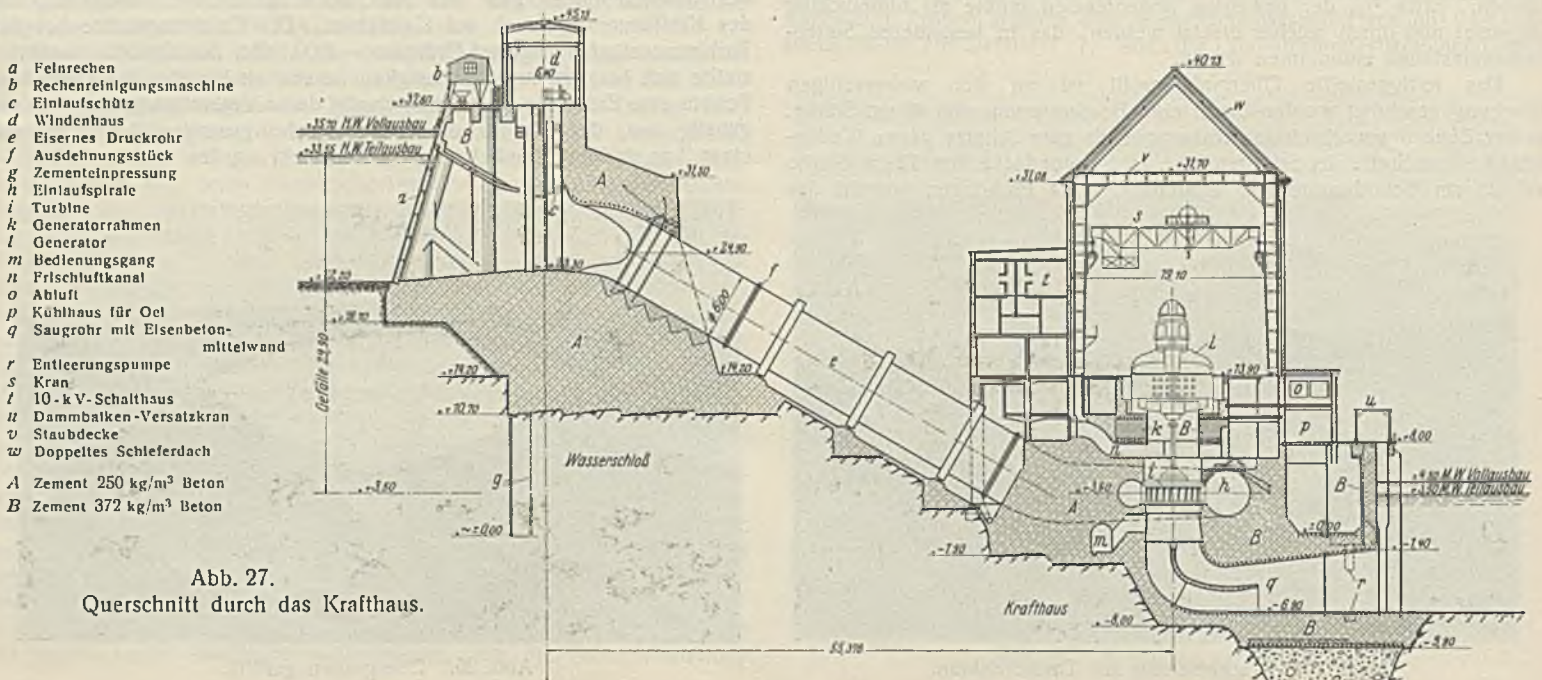


Abb. 27. Querschnitt durch das Krafthaus.

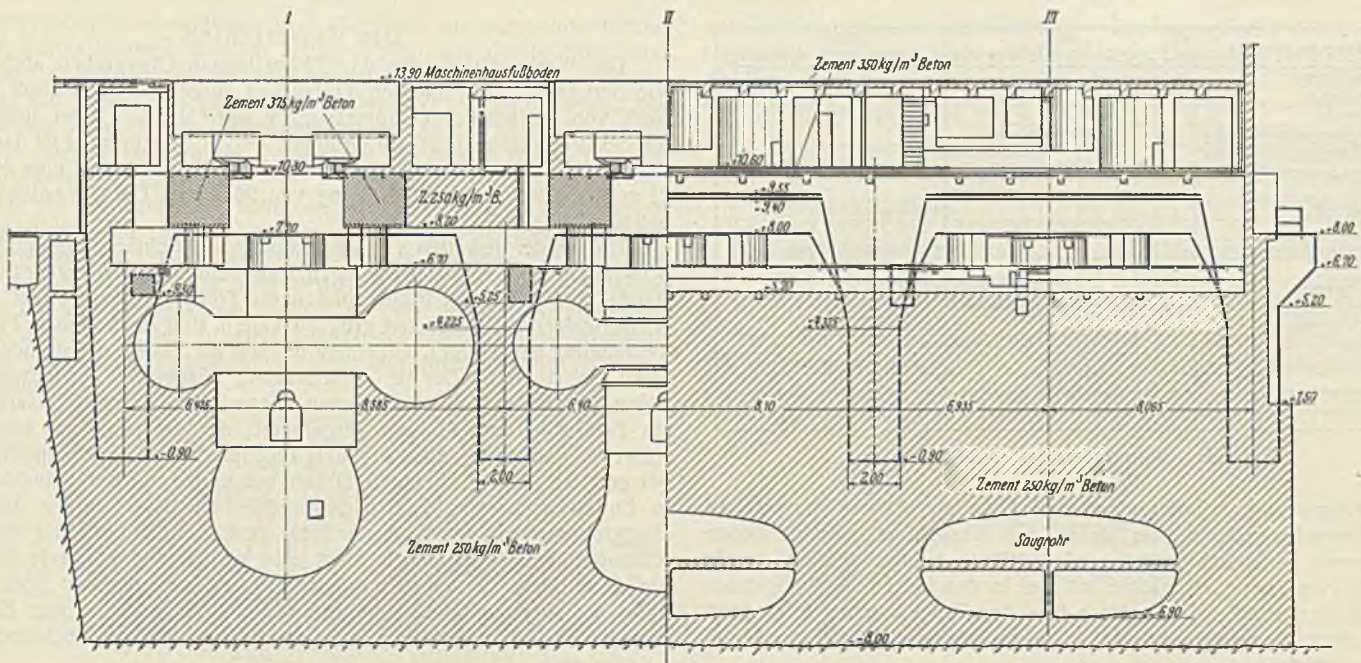


Abb. 28. Längsschnitt durch das Krafthaus.

riegel miteinander verbunden. Die Eisenbeton-Rahmenkonstruktion ist in Abb. 28 als stark gestrichelte Linie gekennzeichnet und in einer schematischen Darstellung in Abb. 29 wiedergegeben. Die Kräfte, die dieser Rahmen aufzunehmen hat, sind außerordentlich hoch, so daß die Formgebung der Eisenbetonrahmen auf Schwierigkeiten stieß. Von jedem Generator mit angehängter Turbine werden auf die Riegel Einzellasten übertragen, die zusammen mit einem Stoßzuschlag von 100 % 1350 t für einen Maschinensatz betragen. Die beiden vierstieligen Rahmen erforderten einschließlich der vorhandenen Querträger 1296 m³ Beton bei der hohen Bewehrungszahl von 150 kg Eisen f. 1 m³. Wenn man die Querträger als weniger stark bewehrt außer Betracht zieht, so erforderten die beiden Rahmen rd. 178 kg Eisen f. 1 m³ Beton. Messungen über die Durchbiegung eines Riegels bei voller Wasserlast ergaben 1/20 mm Durchbiegung, eine sehr günstige Zahl, die nur damit zu erklären ist, daß die Annahme des 100 %igen Stoßzuschlages als eine sehr sichere bezeichnet werden kann. Die Verankerung der Stiele des Rahmens wurde bis auf den Felsen herabgeführt und der waagerechte Schub der äußersten Stiele durch besondere Rundisen in die vorletzten Stiele übertragen.

Über dem Maschinenhausfußboden auf Höhe +13,9 beginnt der Hochbau. Die ursprüngliche Absicht, den Hochbau als Hallenbau in Eisenbeton auszuführen, mußte aufgegeben werden, um das Krafthaus innen für die Montage der Generatoren möglichst früh freigeben zu können. Die Krafthaus-Hochbaukonstruktion ist in eiserne Portale aufgelöst, die einen Abstand von 7,50 m haben; die Zwischenwände sind mit Beton in 32 cm Stärke ausgefacht. Auch der Dachstuhl ist in Eisen ausgebildet. Die gesamte Höhe des Krafthauses von Maschinenhausfußboden bis zur Traufe beträgt 17,18 m. Die Portale sind zweistielig mit waagrechttem Querriegel und an den Füßen gelenkig gelagert (Abb. 27). An jedem Stiel der neun Eisenportale ist eine Konsole von 1,08 m Ausladung angebracht, die der Auflagerung der Kranträger für die Maschinenhauskrane dient. Als Maschinenhauskrane sind zwei Dreimotorenkrane für je 100 t Tragfähigkeit eingebaut, die durch einen Lasttragbalken miteinander verbunden werden können. Die Umfassungswände sind, wie bereits erwähnt, aus Eisenfachwerk mit 32 cm starkem Beton, jedoch so, daß die Eisenteile auf der Außenseite des Gebäudes nicht sichtbar sind. Die behelfsmäßige Giebelwand, die bei der Krafthaus-erweiterung wieder entfernt werden muß, ist mit Ambi-Steinen ausgefacht. Die Krafthausdecke besteht ebenfalls aus Eisen, und zwar aus I 20. Zwischen den Trägern ist eine 5 cm starke Eisenbetondecke eingezogen.

Das Krafthausdach besteht aus eisernen Bindern, eisernen Pfetten und Holzsparren. Bretterschalung, Pappe und doppelte Schieferlage bilden die Eindeckung.

An der rechten Krafthausseite befindet sich auf Höhe + 6,7 oberwasserseitig die bereits erwähnte Hilfsturbine. Der Raum gegenüber der Hilfsturbine ist als Transformatorenwerkstatt ausgebildet. Über den Turbinenausläufen ist eine 35 cm starke Abschlußwand errichtet, auf der die Eisenbetondecke auf Höhe + 8,0 aufliegt.

Die Abschlußwand mußte in Eisenbeton ausgeführt werden, da sie zur Zeit der Flut starken seitlichen Wasserdrücken ausgesetzt sein kann. Eine besondere Heizung des Krafthauses ist nicht erforderlich, da dafür die erwärmte Abluft der Generatoren benutzt wird. Mit Hilfe zweier Kanäle, die unter dem oberwasserseitigen Rahmenriegel liegen, gelangt die kühle Luft von der Oberwasserseite her zu jedem Generator und verläßt die Generatoren in erwärmtem Zustande, soweit nicht im Krafthaus benötigt, durch die Kühlhäuser.

Auf der Decke über den Turbinenausläufen liegen die drei Kühlhäuser. Durch den oberen Teil gelangt, wie bereits erwähnt, die warme Luft der Generatoren ins Freie. Am unteren Teil wird das Gebrauchsöl mittels Ventilatoren zurückgekühlt. Vor den Kühlhäusern liegt senkrecht zu den Turbinenschläuchen das Normalspurgleis zum Antransport der 30 000-kVA-Transformatoren. Die Transformatoren stehen zwischen den Kühlhäusern. Das Normalspurgleis geht durch bis zur Transformatorenwerkstatt. Letztere ist in Eisenbeton mit flachem Dach ausgeführt. Sie liegt auf der Höhe + 8,0 und befindet sich bereits auf dem rechten Ufer des Untergrabens. Der Antransport in die Werkstatt geschieht durch das Gleis, das am Untergraben entlang läuft. Das genannte Gleis endet in seinem geraden Verlauf im Abstellraum des Krafthauses, so daß der Maschinenhauskran imstande ist, durch eine entsprechende Öffnung im Maschinenhausfußboden unmittelbar das Gleis zu erreichen um Montagestücke ins Krafthaus zu bringen (Abb. 26).

Für die Turbinensaugrohre sind Notabschlüsse vorgesehen, die aus zwei geteilten Schütztäfelchen in einfachster Ausführung bestehen. Die Pfeiler an den Turbinenausläufen sind für den Einbau der Schütztäfelchen mit entsprechenden Einschnitten versehen und in Eisenbeton ausgeführt.

Die Wasserversorgung geschieht aus einem Tank, der im Wasserschloß-Hochbau aufgestellt ist und der das Gebrauchswasser mittels Pumpen dem Obergraben entnimmt. Für Trinkzwecke verwendbares Wasser wird durch eine besondere Ozonanlage gereinigt.

Bei dem jetzigen Teilausbau des Krafthauses ist bereits Vorsorge getroffen zur Erleichterung der Arbeiten für den späteren Vollausbau. Der anstehende Fels wurde bis auf die erforderliche Gründungstiefe — 8,0 ausgehoben. Zum Abschluß der Baugrube nach dem Unterwasser hin

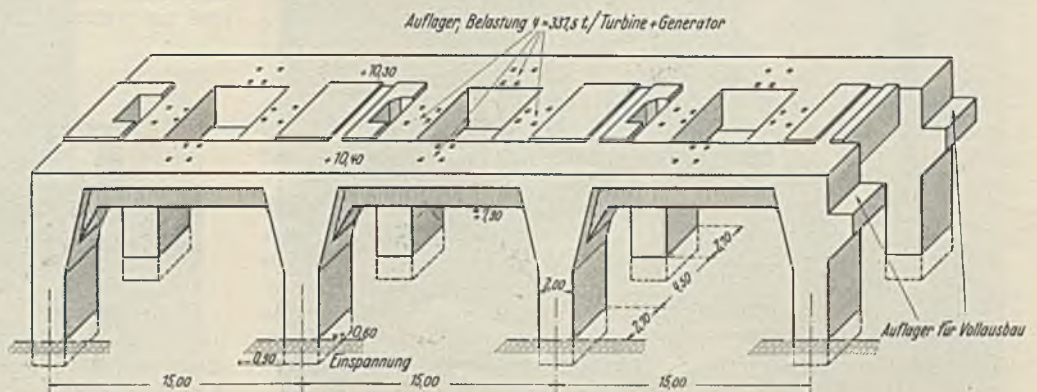


Abb. 29. Eisenbetonrahmen. Schematische Darstellung.

Bezeichnung der Arbeiten	1928												1929											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Maschinenhaus																								
Beton bis Höhe Spiralen																								
Montage der Spiralen																								
Beton bis Höhe Maschinenhausfußb. + 13,50																								
Montage der eisernen Binder u. d. Dachstuhl																								
Beton für Wände u. Staubdecke, Dachdeckung																								
Kranmontage																								
Montage Turbine I-III																								
Montage Generator I-III																								
Montage der Druckrohre																								
38 kV-Schalt haus u. Mittelbau																								
desgl. elektrische Einrichtung																								
10 kV-Schalt haus																								
desgl. elektrische Einrichtung																								

Abb. 30. Bauprogramm. Krafthaus.

wird ein Fangedamm erforderlich, dessen Lage aus Abb. 26 zu ersehen ist. Für diesen Fangedamm, der bis zu 15 m Wasserdruck zu widerstehen hat und somit besonders kräftig und sorgfältig auszubilden ist, wurde bereits jetzt eine ebene Betonsohle mit tief in den Felsen hineinragenden Eisenankern hergestellt. Der spätere Bau des Fangedammes folgt dann mit Hilfe eines Eisengerippes, das an diesen Ankern angeschraubt und ausbetoniert wird.

Bei der gedrängten Bauzeit war größte Sorgfalt auf die richtige Ineinanderschaltung der am Krafthaus erforderlichen Bauarbeiten mit den

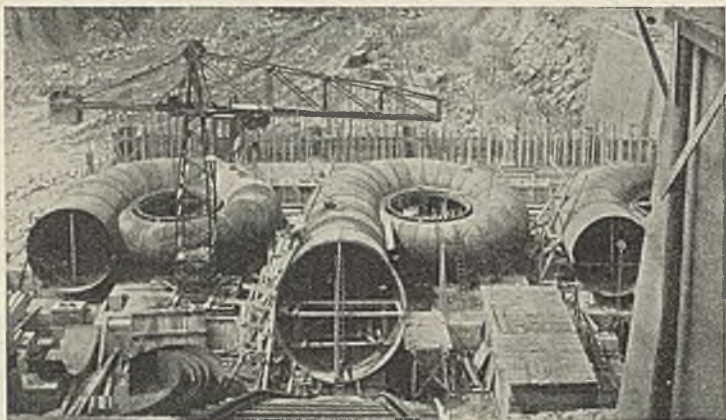


Abb. 31. Montage der Spiralgehäuse.

Montagearbeiten für die mechanischen und elektrischen Anlagen erforderlich. In Abb. 30 ist die graphische Darstellung der Hauptarbeiten am Krafthaus gegeben, aus dem Diagramm ist die Reihenfolge der Arbeiten, sowie die hierfür erforderlichen Zeiten ersichtlich. Die Bauarbeiten selbst, soweit es sich um Fels und Betonarbeiten handelt, sind in früheren Abhandlungen geschildert. Den Vorgang der Montage der Blechspiralgewölbe gibt Abb. 31, während Abb. 32 einen Blick in das fertige Kraftwerk darstellt mit Ansicht der drei großen Schirmgeneratoren. Schließlich ist eine Gesamtansicht des fertigen Kraftwerkes vom Unterwasser im Teillausbau in Abb. 33 wiedergegeben.

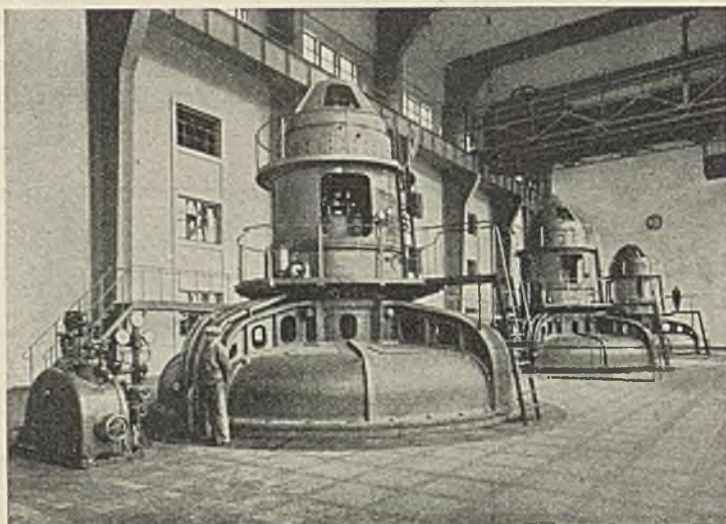


Abb. 32. Krafthaus. Innenansicht.

Das Wasserschloß.

Das Wasserschloß, das den 12 km langen Obergraben abriegelt, ist, wie bereits erwähnt, für den Vollausbau ausgebildet und stellt ein Bauwerk von beträchtlichen Abmessungen dar (Abb. 27). Der höchste Stau für den Vollausbau liegt auf Ordinate + 35,7. Gezündet ist das Wasserschloß auf Ordinate + 10 auf Kalkfelsen. Es hat somit eine Höhe von 27 m bei einer Gesamtausdehnung von 95,50 m. Die Gesamtbetonmenge beträgt 40 000 m³.

Um bei der gewaltigen Länge des Bauwerkes einer Rissebildung infolge Schwindens des Betons vorzubeugen, sind mehrere Fugen angeordnet im Abstände von 30 m. Die Fugen sind in die Trennpfeiler eingebaut. Um den Wasserwiderstand möglichst groß zu halten, sind die Fugen in Form einer Verzahnung ausgebildet, außerdem ist quer zur Fuge ein federndes Kupferblech einbetoniert. Der für die Federung ausgesparte Zwischenraum im Beton ist nachträglich mit Bitumen ausgegossen. Dem Wasserschloß ist ein Feinrechen mit Podium vorgelagert, der einerseits auf einer Betonschwelle und andererseits auf der Tauchplatte des Rechenpodiums aufgelagert ist. Das Rechenpodium ruht auf kräftigen Eisenbetonböcken, die in Entfernungen von 7,50 m angeordnet sind. — Da die Achsen der Druckrohre 15 m voneinander entfernt sind, steht in der Mitte der Einlauföffnung ein Eisenbetonbock. Um eine wirbel- und stoßfreie Einführung um diese Böcke herum zu ermöglichen, sind zwischen den Böcken unterhalb des Rechenpodiums gekrümmte Führungswände aus Eisenbeton angeordnet. — Auf dem Rechenpodium ist eine fahrbare Rechenreinigungs-



Abb. 33. Krafthaus vom UW.

maschine mit dazwischenliegendem 60 cm breiten Gleis zur Abfahrt des vom Rechen aufgenommenen Gutes aufgestellt. Die gesammelten Abfälle werden durch eine Rutsche beim Leerschuß in den Untergraben entfernt.

Im Wasserschloß sind sechs Öffnungen vorgesehen für die Aufnahme der Druckrohre. Der Querschnitt dieser Öffnungen ist an der Kanalseite viereckig und geht allmählich in das Kreisprofil über. Der Beton über den Öffnungen ist bewehrt und in den Zwischenpfeilern verankert, damit bei plötzlichem Rückstoßen des Wassers die Decke über den Rohren nicht abgehoben werden kann. Für den Teillausbau sind nur drei Druckrohre von 6 m Durchm. eingebaut, während die Aussparungen für sechs Rohre vorgesehen wurden. Da die Montage der Rohre erst der Fertigstellung des Wasserschlosses folgte, mußten Aussparungen im Wasserschloß gelassen werden. Diese wurden mit Verzahnung angeordnet und durch Rundeisenanker dafür Sorge getragen, die spätere Betonfüllung in eine feste Verbindung mit dem Hauptkörper zu bringen. Über den Rohren sind zur weiteren Dichtung der Fugen noch Kupferbleche einbetoniert.



Abb. 34. Wasserschloß und Schleusenoberhaupt.

Die Öffnungen des Wasserschlosses sind abgesperrt mit sechs Rollschützen von 6,4 m lichter Weite und 6,5 m lichter Höhe. Vor den Schützen sind Dammbalken in besonderen Schlitten vorgesehen. Der einzelne Dammbalken hat ein Gewicht von 5 t. Neben den sechs Hauptöffnungen für die Druckrohre ist noch eine kleine Öffnung vorhanden, durch die mittels eines 0,6 m starken Druckrolres der bereits erwähnten Hilfsturbine im Krafthaus Wasser zugeführt wird.

Die für die Bedienung der Schützen notwendigen Windwerke sowie der Transportkran sind gegen Witterungseinflüsse dadurch geschützt, daß das Wasserschloß mit einem gedeckten Windenhaus versehen ist. Der Hochbau geht in einem Zuge über den Leerschub bis auf die Schleuse durch und hat eine Gesamtlänge von 121 m. Der Bau ist in Eisenbeton ausgeführt und infolge der in Irland auftretenden starken Stürme für einen Winddruck von 250 kg/m² berechnet. Dehnungsfugen sind auch im Hochbau ausgeführt.

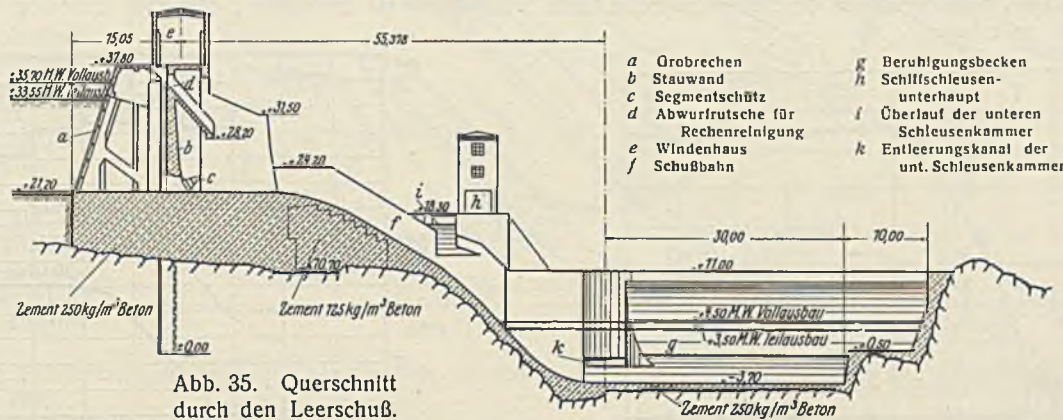


Abb. 35. Querschnitt durch den Leerschub.

Abb. 34 gibt einen Blick auf das fertige Wasserschloß vom Oberwasser aus gesehen mit dem Schleusenportal. Die Druckrohrleitungen zwischen Wasserschloß und Krafthaus sind je 44 m lang und zwischen den beiden genannten Gebäuden nur dreimal gestützt. Da die Stützung mittels Walzenlager geschieht, bekommen die Stützenfundamente nur senkrechte Drücke. Die Rohrlängenänderungen werden durch ein kurz hinter dem Wasserschloß liegendes tellerförmiges Ausdehnungsstück unschädlich gemacht. Wegen des großen Durchmessers mußten die einzelnen Rohrschüsse in drei Stücken angeliefert werden, die an Ort und Stelle zusammengenietet wurden.

Um Durchsickerungen vom Wasserschloß durch den Gründungsfelsen hindurch nach dem Krafthaus hin zu vermeiden, wurde der Fels durch Zementeinpressungen, ähnlich wie bereits beim Wehr- und Einlaufbauwerk erwähnt, abgedichtet. Diese Felsabdichtung erstreckt sich über die Gesamtbreite des Wasserschlosses, des Leerschusses und des Schleusenmittelhauptes hinweg und riegelt somit den Obergraben nach dem Krafthaus hin unterirdisch vollkommen ab. — An der Trennmauer beim Krafthaus ist ein Pumpensumpf mit selbsttätiger Pumpe vorgesehen, die das trotzdem aus etwaigen Undichtigkeiten zwischen Wasserschloß und Krafthaus austretende Wasser über die Trennmauer in den Untergraben ableitet.



Abb. 36. Leerschub im Betrieb.

Der Leerschub.

Der Leerschub, dessen Gestaltung aus Abb. 35 ersichtlich ist, bezweckt, beim plötzlichen Abschluß der Turbinen den im Oberwasserkanal entstehenden Absperrschwall zu dämpfen durch Ableitung des Wassers zum Untergraben. Der Zweck wird erreicht durch eine selbsttätige Steuerung

mit der Turbinenverschlusseinrichtung. Die Formgebung des Leerschusses ist ähnlich wie beim Wehr auf Grund von Versuchen festgelegt worden, die Herr Prof. Dr. Ludin in Berlin durchführte.

Die Hauptergebnisse waren:

1. Einleiten des Leerlaufwassers durch einen senkrecht abgewinkelten Stichkanal in das Turbinenauslaufbecken,
2. Ausbildung der Auslauföffnung als breiter, niedriger, rechteckiger Querschnitt mit Sektorschützverschluss,
3. Regelbarkeit von Öffnungszeit und Öffnungsquerschnitt des Leerlaufs und
4. Ausziehen des Schußstrahles des Leerschusses in die Breite.

Der Einlauf zum Leerschub entspricht in seiner Ausbildung den Zuführungen zu den Druckrohren. Auch hier geht der Rechen mit seiner Bockkonstruktion vor dem Leerschubbauwerk durch. Die Sohle des Einlaufs am

Leerschub liegt auf Ordinate + 21,20, das Rechenpodium wie beim übrigen Wasserschloß auf Ordinate + 37,80. Das Sektorschütz am Leerschubeinlauf verschließt eine Öffnung von 2 m auf 5 m. Da die Wassergeschwindigkeit infolge der großen Druckhöhe sehr groß ist, so mußte besondere Vorsicht auf die Ausbildung verwendet werden. Es sind alle auftretenden Kanten abgerundet und die meist beanspruchten Stellen mit Gußstahlkörpern verkleidet worden. Die Abfallrinne verbreitert sich von 5 m am Eintritt des Wassers auf 13 m innerhalb einer Länge von 38 m. Die Rinne am Ende dieser Verbreiterung liegt auf Höhe + 3,60. Das Wasser hat daher in der Rinne einen Abschub von rd. 18 m. Die Sohle der Rinne wurde wegen der großen Geschwindigkeit aus fettem Beton (hochwertigem Zement 250 kg/m³) hergestellt. Der besondere Beton wurde auf eine verzahnte Unterlage mit herausragendem Rundeisen aufgebracht. In Abb. 36 ist der Leerschub in Betrieb dargestellt.

Die Schleuse liegt in der Gesamtgruppierung der Bauwerke neben dem Leerschub und ist so angelegt, daß das Mittelhaupt der beiden Stufen in der Ebene des Wasserschlosses verläuft. Bezüglich der Ausbildung der Schleuse wird auf die Veröffentlichungen in der Bau-techn. 1930, Heft 15 u. 23 verwiesen.

D. Füllung des Obergrabens und Inbetriebnahme des Werkes.

Die gesamten Bauanlagen, die vorhergehend behandelt wurden, sind etwa im Oktober 1925 begonnen und im Oktober 1929 in Betrieb genommen worden. Es muß dabei berücksichtigt werden, daß für die Inbetriebsetzung des Werkes im Oktober 1929 der Obergraben so viel vorher fertiggestellt sein mußte, daß seine vorsichtige Füllung möglich wurde und auch genügend Zeit für den Probetrieb der Maschinen und Verschlusseinrichtungen verblieb. Die Füllung des Obergrabens geschah in drei Abschnitten. Am 21. Mai 1929 begann die Füllung der ersten Teilstrecke vom Krafthaus bis zur Felsstrecke bei Clonlara (Abb. 20). Zu diesem Zwecke mußte ein behelfsmäßiger Abschluß aus Holz in der Felsstrecke eingebaut werden. Die Teilfüllung war in Aussicht genommen bis zu einer Höhe von 4 m, so daß die Absperrwand in der Felsstrecke nur für eine solche Höhe nötig wurde. Diese Strecke wurde vorzeitig gefüllt, weil sie die höchsten Dämme aufweist, demzufolge auch im Gesamtprogramm der Arbeiten an erster Stelle in Angriff genommen und für die Füllung daher auch zuerst fertiggestellt war. Das Wasser zum Füllen wurde aus dem in der Nähe vorbeifließenden Blackwater genommen. Bezüglich der Füllungsgeschwindigkeit wird auf Abb. 37 verwiesen. Ab 1. Juli wurde der zweite Abschnitt, und zwar vom Wehr bis zu der Felsstrecke bei O'Briensbridge (Abb. 20) gefüllt. Hier kam eine Speisung unmittelbar aus dem Shannon in Frage. Die Teilfüllung erreichte hier nur eine Höhe von 2 m. Es war ratsam, den zweiten Abschnitt so früh wie möglich zu füllen, da das aus den inneren Böschungen austretende Grundwasser Auswaschungen an den Böschungsfüßen verursachte, dem durch Wassergegengewicht Einhalt geboten wurde. Am 15. Juli konnte auch die letzte Strecke in der Mitte zum Füllen freigegeben werden.

Der dritte mittlere Abschnitt bot für die Füllung keine Schwierigkeit, da hier viel Felsstrecken und Einschnitte liegen. Am 4. August 1929 betrug bei allen drei Abschnitten die Wasserhöhe im Kanal 4 m; von da ab konnte das weitere Auffüllen des Obergrabens auf die ganze Länge gleichmäßig folgen. Die tägliche Hebung des Wasserspiegels betrug in den ersten folgenden 14 Tagen 10 cm, von da auf weitere 14 Tage nur noch 6 cm täglich. Der obere Teil ist schließlich mit einer täglichen Hebung des Wasserspiegels von 5 cm gefüllt worden. Noch während der Füllung am 26. August 1929 fand der erste Probetrieb im Krafthaus statt.

Bei der Füllung des Obergrabens wurde ein Überwachungsdienst eingerichtet, um in der Lage zu sein, etwaige unerwartete Erscheinungen und unliebsame Sickerungen am Obergraben sofort festzustellen. Auch ist gleichzeitig versucht worden, möglichst einwandfreie Messungen zu bekommen von den auftretenden Sickerungen, um in der Lage zu sein, das Anwachsen bzw. Abnehmen des Sickerwassers im Laufe der Zeit möglichst genau zu erfassen.

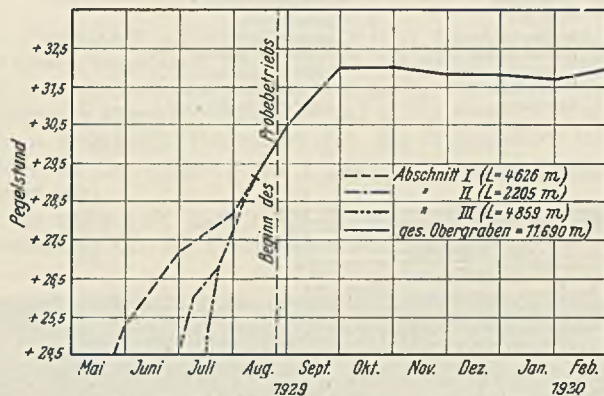


Abb. 37. Obergraben. Füllungsdiagramm.

Es ist nur in Ausnahmefällen möglich, die Gesamtmenge des Verlustwassers in einem Bauwerk, wie dem vorliegenden, festzustellen. Diese Feststellungen könnten nur geschehen, wenn der Obergraben vorübergehend an beiden Enden abgeschlossen wird, so daß weder Zulauf noch Ablauf ist. Aber auch in diesem Falle sind unvermeidliche Wasserverluste an den Verschlusseinrichtungen der Bauwerke, ferner die Verdunstung des Wassers, die Anreicherung durch Regenwasser usw. Umstände, die verhindern genaue Ziffern zu bekommen. Für den vorliegenden Zweck war es jedoch nicht wichtig, die Verlustwassermengen zu kennen, sondern vielmehr die Sickerwässer, und diese auch nur, soweit sie für die Standfestigkeit und Dichtigkeit des Bauwerkes von Bedeutung sind.

Die Sickererscheinungen beim Obergraben am Shannon traten in der Hauptsache in den drei Tälern Clonlara, Annegrove und Blackwater auf, wie nicht anders zu erwarten war. Es sei vorweg bemerkt, daß die Dämme am Shannon als praktisch dicht bezeichnet werden können. Sickerungen sind in der Hauptsache an dem porösen und dränierten Untergrund festgestellt worden. Man kann sie in zwei Gruppen einteilen:

1. Sickerungen durch sandigen, kiesigen Boden,
2. Sickerungen durch ein System vorhandener Dränagen.

Irland ist als das Land der Viehweiden und der starken Regenfälle mit einem dichten Dränagenetz überzogen, das als Produkt der Tätigkeit vieler Generationen in verschiedenen Tiefen angelegt ist. Es sind eine Reihe dieser Dränagen beim Bau des Shannon-Obergrabens aufgedeckt worden, andere tief gelegene wurden gar nicht gefunden und mußten verbleiben. Diese Dränagen kann man als Sammeladern für die Sicker-

wässer ansehen. Sie verhindern hier unliebsame Wasseranstauungen bzw. Aufweichen der Dammfüße.

Was die Menge der gemessenen Sickerwässer anlangt, so wird auf Abb. 38 verwiesen. Es ist gleichzeitig in dem Diagramm die Regenwassermenge in Beziehung gebracht zu den Sickerungen, da zweifelsfrei ein Zusammenhang besteht und auch festgestellt werden konnte. Es sind ferner auch in dem Diagramm die Wasserschwankungen im Kanal mit aufgenommen.

Was die Sickerwassermengen anlangt, so ist interessant festzustellen, inwieweit die hier vorgefundenen Zahlen als normal oder als unbedeutend anzusprechen sind. Es ist sehr schwer, schon aus den obengenannten Gründen genaue Angaben über normale Sickerverluste zu erhalten. Die aus der Literatur bekannten Zahlen schwanken in sehr weiten Grenzen. Versucht man für die Wasserverluste als Maßstab anzuführen diejenigen Liter Wasser, die in 1 sek auf 1 km gemessen werden, so sind zwar Anhaltspunkte geschaffen, die aber unbedingt in Beziehung gebracht

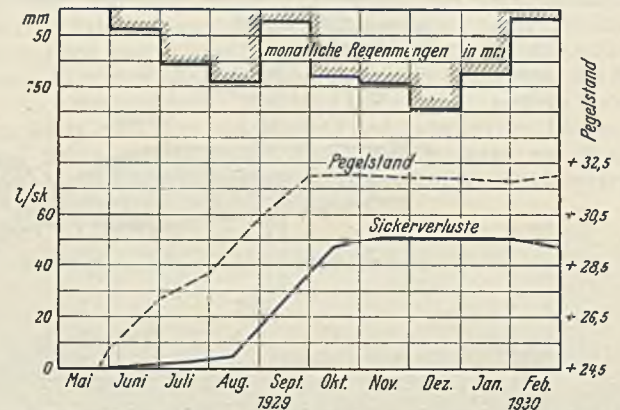


Abb. 38. Obergraben. Sickerwassermengen.

werden müssen zu der Füllhöhe des Kanals. Hier sind die Beispiele sehr verschieden, so daß es schwer ist, das vorhandene Zahlenmaterial auf eine gemeinschaftliche Grundlage zu bringen.

Beim Dortmund-Ems-Kanal sind nach dem „Handbuch der Ingenieurwissenschaften“ 2 l/sek · km bei einer gut gedichteten Strecke festgestellt worden; beim 5. Binnenschiffahrtkongreß, Paris, sind Beobachtungen mitgeteilt worden an Kanalstrecken von mindestens 21 km Länge. Bei 2 m Wassertiefe sind dort Wasserverluste von 12 bis 29 l/sek · km angegeben. Im Rhein-Herne-Kanal sind an besonderen Versuchstrecken Feststellungen getroffen worden, die bei einer Wassertiefe von 3,5 m Wasserverluste an frisch ausgebaggerten und gedichteten Strecken von 23 l/sek · km ergaben, eine Zahl, die dann im Beharrungszustand auf 13 l/sek · km heruntergegangen ist. Beim Oberwasserkanal des Innwerkes, der bekanntlich keinerlei Lehmdichtungen besitzt, sind die Wassermengen bei der Füllung außerordentlich groß gewesen. Rohe Schätzungen ergaben 250 l/sek · km Kanal. Dieser Teil des Obergrabens ist dann später vollständig mit einer Betonschale ausgekleidet worden. Im 2. Teil des Obergrabens des Innwerkes sind die Verhältnisse günstiger gewesen. Hier sind bei einem Wasserstande von 4,75 m Höhe 20 l/sek · km Wasserverlust beobachtet worden.

Bei Betrachtung der Sickerverluste im Obergraben am Shannon ergaben sich im Februar 1930 etwa 48 l gemessener Sickerungen in 1 sek auf 12 km Obergraben oder auf die Einheit von 1 km ein Sickerverlust von 4 l/sek, eine Zahl, die nach dem vorher Angeführten als äußerst gering zu bezeichnen ist, namentlich dann, wenn man berücksichtigt, daß in dieser Zahl ein Prozentsatz des Regenwasserzuflusses enthalten ist.

Die Grundlagen der Entwurfbearbeitung und Bauausführung der Nordschleusenanlage in Bremerhaven.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat Dr.-Ing. Arnold Agatz, Bremerhaven.

I. Der Ausbauplan Bremens für die Fahrgastanlagen in Bremerhaven.

Der weitere Ausbau der Fahrgastanlagen in Bremerhaven wurde im Jahre 1923 von Bremen in Angriff genommen und wird voraussichtlich bis Ende 1931 durchgeführt sein. Der Ausbauplan umfaßt (Abb. 1):

die 1000 m lange Columbuskaje für 15,50 m Wassertiefe bei mittlerem Hochwasser, die in den Jahren 1923 bis 1925 am offenen Weserstrom erbaut wurde,

die Fahrgastanlagen auf der Columbuskaje (Straßen- und Gleisanlagen und Abfertigungsgebäude), die im Jahre 1926 errichtet wurden (Abb. 2),

die Erweiterung der Fahrgastanlagen auf der Columbuskaje in den Jahren 1928 bis 1930,

die Nordschleuse, deren Bau Ende des Jahres 1927 wieder aufgenommen wurde und deren Fertigstellung Ende 1931 vorgesehen ist,

die Verlängerung des Kaiserdocks II, die in den Jahren 1930/31 zur Ausführung gelangt.

Der Bau der Nordschleusenanlage wurde notwendig, weil die Abmessungen der „Großen Kaiserschleuse“ mit 223 m Länge, 28 m Einfahrtweite und 10,5 m Drempeltiefe unter MHW nicht mehr genügten, um die 1927 vom Norddeutschen Lloyd auf Stapel gelegten Fahrgastdampfer „Bremen“ und „Europa“ in die neuen Häfen und ins Trockendock aufnehmen zu können. Fernerhin war es zweckmäßig, den neuen Kaiserhäfen und dem Verbindungshafen aus Gründen der Betriebssicherheit eine zweite Ein- und Ausfahrt zu geben, da es immerhin im Bereich der Möglichkeit liegt, daß die bisherige größte Schleuse, die „Große Kaiserschleuse“, durch ein- und ausführende Dampfer beschädigt wird und dadurch auf Zeit gesperrt werden muß. — Das Kaiserdock II muß ebenfalls, den größten Schiffsabmessungen entsprechend, erweitert werden.

II. Die Erweiterungsbauten der Fahrgasthäfen

London, Southampton, Cherbourg, Le Havre, Boulogne.

Aus der nebenstehenden Zusammenstellung ersieht man, daß nach dem Kriege der Fahrgastumschlag den Kanalhäfen überwiegend zugefallen ist, während die deutschen Fahrgasthäfen Cuxhaven/Hamburg und Bremerhaven/Bremen sich infolge Ablieferung der Handelsflotte und Herabsetzung der

¹⁾ Von der Abhandlungsreihe „Nordschleusenanlage Bremerhaven“ erscheint später ein Gesamtsonderdruck. Bestellungen hierauf werden schon jetzt entgegengenommen.

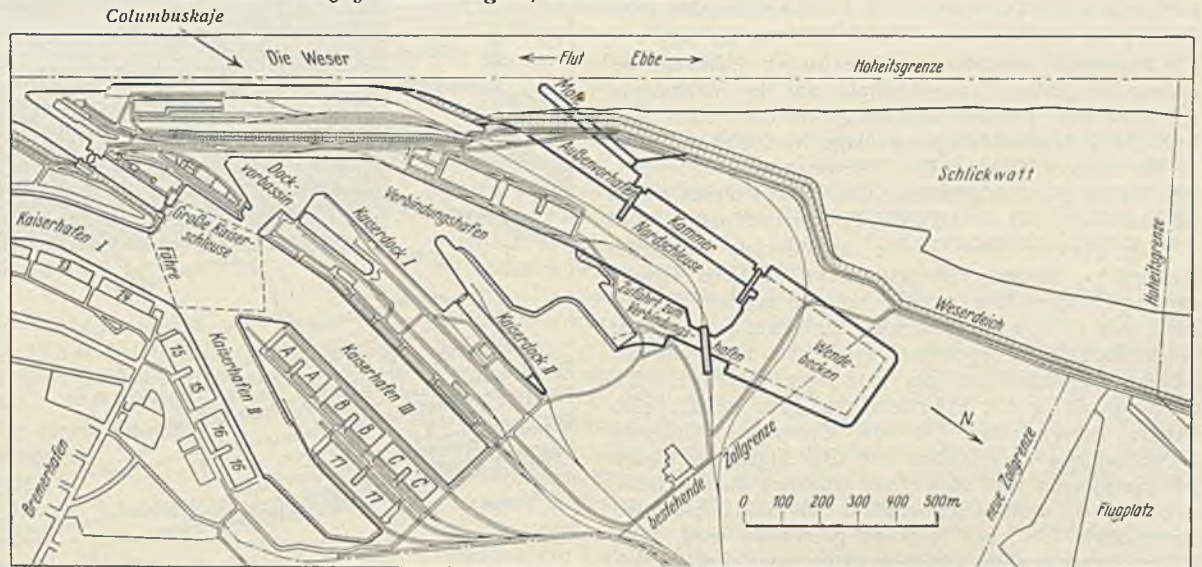


Abb. 1. Lageplan der Fahrgast- und Nordschleusenanlage.

Fahrgasthafen	Fahrgastumschlag.		
	1913	1927	1928
Southampton	378 917	481 362	504 637
Cherbourg	54 744 (1910)	197 251	186 757
Le Havre		104 000	
Cuxhaven/Hamburg	364 018	129 209	139 177
Bremerhaven/Bremen	323 015	115 410	128 795



Abb. 2. Fahrgastabfertigung an der Columbuskaje.

Auswanderungsquoten in Amerika von neuem in zähem Aufbauwillen durch Heranziehen des Touristenverkehrs ihre Stellung erringen müssen.

Es kommt ferner hinzu, daß England sowohl wie Frankreich ihre Fahrgasthäfen in erheblichem Umfange mit dem Ziel ausbauen, die nach dem Kriege errungene Vorherrschaft nicht nur unbedingt zu halten, sondern noch zu erweitern.

In London sind die Fahrgastanlagen in Tilbury (Abb. 3), hauptsächlich für den Kolonialfahrgastverkehr, bestehend aus einer neuen Schleuse, einem neuen Trockendock und einer neuen schwimmenden Fahrgastanlage mit einem Kostenaufwande von rd. 60 Mill. RM nahezu fertiggestellt.

Southampton, der englische Hafen des Nordamerikaverkehrs, baut seit etwa 2 Jahren an einer Erweiterung seiner Hafenanlagen. Die neuen



Abb. 3. Fahrgastanlagen von Tilbury.



Abb. 4. Fahrgastanlage von Cherbourg.

Kajen werden im Endausbau eine Länge von fast 5,7 km erhalten, deren Wassertiefe auf einer Strecke von 1,2 km 13,50 m bei NW betragen wird und die damit weit über die bislang bestehenden Wassertiefen an den übrigen Kajen hinausgehen wird. Der erste Bauabschnitt soll innerhalb eines Zeitraumes von 4 Jahren beendet sein. Die Kosten sind auf etwa 60 Mill. RM veranschlagt.

Frankreich errichtet in Cherbourg (Abb. 4), wo bislang die großen Fahrgastdampfer auf der Außenreed mit Hilfe von Tendern abgefertigt wurden, eine neue landfeste Fahrgastabfertigungsanlage von 600 m Länge an der inneren Reede. Die Fahrwassertiefe dieser Anlage ist für 14 m vorgesehen. Die Kosten dieses ersten Ausbaues sind auf rd. 165 Mill. Fr. veranschlagt.

Le Havre, der zweite kontinentale Endhafen Frankreichs, dessen Fahrgastverkehr ebenfalls bereits eine beachtliche Höhe erreicht hat und der der Heimathafen der Compagnie Générale Transatlantique ist, hat bereits nach dem Kriege seine bestehenden zwei Fahrgastanlagen ausgebaut und um eine neue vermehrt. Die Hafenverwaltung hat außerdem den Plan gefaßt, eine weitere Fahrgastanlage für die Compagnie Générale Transatlantique zu errichten und den Zugang zu diesen Fahrgastanlagen vom Meere aus erheblich zu erweitern, so daß für die bestehenden größten Fahrgastdampfer eine einwandfreie Ein- und Ausfahrt geschaffen wird. Die Kosten dieser gesamten Hafenerweiterungen werden sich auf rd. 500 Mill. Fr. belaufen.

Dem Vernehmen nach soll auch Boulogne, der dritte französische Fahrgasthafen, die Verbesserung seiner Hafeneinfahrtverhältnisse und Fahrgastabfertigungsanlagen in Aussicht genommen haben.

III. Die Abmessungen der Nordschleuse.

Die Nordschleuse umfaßt (Abb. 5):

- den Außenvorhafen, Länge 350 m, Breite an der Mündung 120 m, Breite an der Wurzel 80 m, Fahrwassertiefe an der 350 m langen Mole 16 m bei MHW,
- die Schleusenammer, Länge 372 m, Durchfahrtsbreite 45 m, Kammerbreite 60 m, Fahrwassertiefe 14,50 m bei MHW,
- das Wendebecken, Länge 400 m, im Mittel 240 m breit, Fahrwassertiefe 13 m bei mittlerem Hafenwasser,
- den Verbindungskanal, Durchfahrtsweite 45 m, Fahrwassertiefe bei mittlerem Hafenwasser 13 m,
- die Drehbrücke, Länge zwischen den Endauflagern 111,9 m, Hauptträgerabstand 16,2 m, mit zwei Schienensträngen für Güter- und Personenverkehr und mit zweiseitiger Straßensfahrbahn sowie einseitig auskragendem Fußweg von 2,8 m Breite,
- den Ausbau des nördlichen Teiles des Verbindungshafens auf eine Länge von 300 m und eine Fahrwassertiefe von 13 m bei mittlerem Hafenwasser,
- die Verlängerung des Kaiserdocks II um 67 m auf 335 m größte Nutzlänge bei 35,20 m Einfahrtsweite in Sohlenhöhe.

Stellt man diesen Abmessungen diejenigen der übrigen bestehenden bzw. im Bau befindlichen Schleusen- und Dockanlagen gegenüber und vergleicht ferner die Abmessungen der größten gebauten Fahrgastdampfer für den Nordamerikaverkehr (vgl. Tabellen), so ist zu erwarten, daß die Nordschleusenanlage auf weite Sicht den Ansprüchen der Fahrgastdampfer

Tabelle 1. Die großen Seeschleusen des In- und Auslandes.

Ort	Länge zwischen den Toren m	Breite der Einfahrt m	Drempeltiefe m
Panamakanal (Miraflores)	305,00	33,50	12,50 m unter mittlerem Wasserspiegel d. Stillen Ozean
Bristol	266,70	30,50	14,00 m unter mittl. Flut
London, Tilbury Dock	320,00 (Verlängerung auf 381,00 m möglich)	39,60	16,80 m unter mittl. Flut
Kruisschans-Antwerpen	334,00	35,00	14,53 m unter MHW
IJmuiden-Amsterdam	400,00	50,00	16,00 m unter MHW
Wilhelmshaven	260,00	40,00	13,00 m unter MHW
Emden	260,00	40,00	13,00 m unter MHW
Kaiser-Wilhelm-Kanal	330,00	45,00	13,70 m unter mittlerem Kanalwasser
Bremerhaven	372,00	45,00 (Kammerbreite 60,00 m)	14,70 m unter MHW

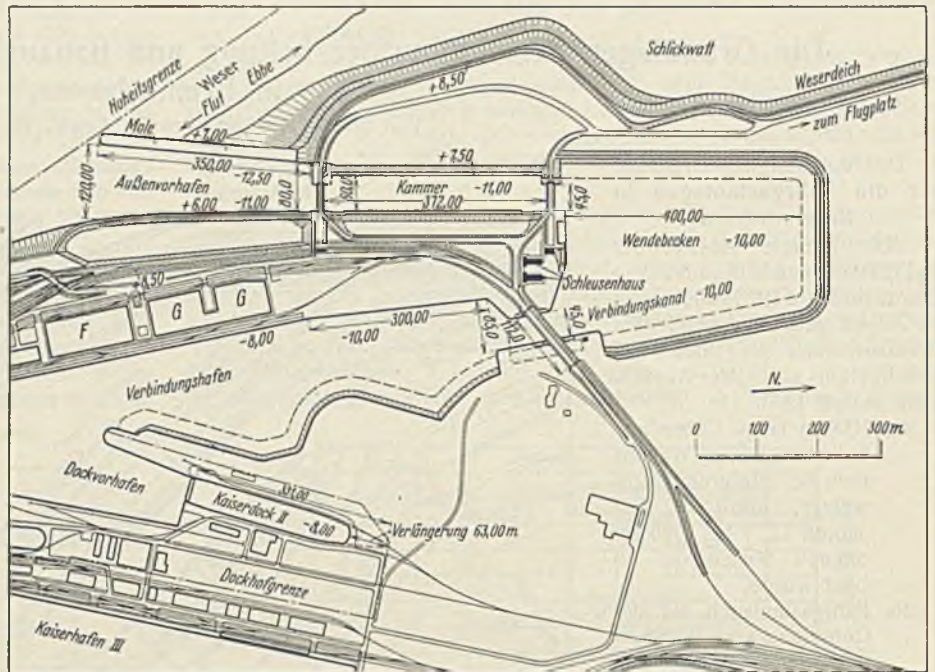


Abb. 5. Lageplan der Erweiterungsbauten.

genügen wird. Noch einen Dampfer von rd. 100 000 Br. Reg. T. Größe, also annähernd doppelt so groß wie „Bremen“ oder „Europa“, wird die Nordschleuse und noch einen Dampfer von rd. 75 000 Br. Reg. T. wird das verlängerte Kaiserdock II aufnehmen können.

Tabelle 2. Die großen Trockendockanlagen des In- und Auslandes.

Dock	Lichte Länge m	Einfahrtsweite m	Drempeltiefe unter MHW m
Trafalgar-Dock, Southampton	280,00	30,50	11,00
Tilbury-Dock, London	230,00 (später 305)	34,00	12,00
Gladstone-Dock, Liverpool	320,00	37,00	14,00 (bei Springtiden-HW)
Großes Dock, Le Havre	313,00	38,00	15,00
Kaiserdock II, Bremerhaven (nach Verlängerung)	335	41,20 (i. Oberkante) 35,20 (in Sohle)	12,00 (HHW) 11,00 (MHW)
Trockendock U. S. Navy, Boston	360,00	38,00	11,00

Tabelle 3. Die größten Fahrgastdampfer des In- und Auslandes.

Name	Br. Reg. T.	Länge m	Breite m	normaler Tiefgang m
Majestic (ex Bismarck)	56 621	279,01	30,50	11,80
Leviathan (ex Vaterland)	54 282	276,60	30,55	12,20
Berengaria (ex Imperator)	52 226	269,29	29,92	11,08
Bremen	51 656	286,10	31,06	10,20
Europa	49 746	285,52	31,00	10,40
Olympic	46 439	259,81	28,16	10,50
Aquiltania	45 647	264,74	29,56	11,20
Ile de France	43 548	230,93	27,94	10,20
Paris	34 569	224,13	25,98	10,00
Homeric (ex Columbus)	34 351	228,90	25,37	9,90
Columbus	32 354	228,44	25,32	9,80
Mauretania	30 696	232,31	26,82	11,20

IV. Die Grundlagen der Entwurfbearbeitung.

Der Bau der Nordschleuse war bereits im Jahre 1914 unter Herrn Hafenbaudirektor Claussen in Angriff genommen worden, hatte jedoch zu Beginn des Krieges wieder eingestellt werden müssen, nachdem die beiden Hauptterbaugruben etwa 8 m tief ausgehoben und ein Teil der Umfangspundwände dieser Bauwerke gerammt war (Abb. 6).

Mit der Kiellegung der Dampfer „Bremen“ und „Europa“ von seiten des Norddeutschen Lloyd wurde im Sommer 1927 die Wiederaufnahme der Bauarbeiten von Bremen beschlossen und die Drempeltiefe von rd. 13,70 m unter MHW auf rd. 14,70 m unter Berücksichtigung des wieder einsetzenden Großschiffbaues erweitert.

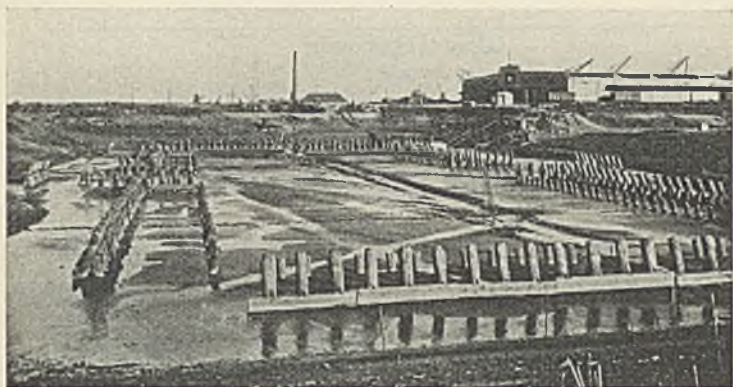


Abb. 6. Bauzustand 1915 bis 1927.

An Einzelbauwerken umfaßt die Nordschleusenanlage:

- 2,3 km Kajemauern von 15 bis 19,5 m freier Höhe und 13 bis 16 m Fahrwassertiefe bei MHW bzw. mittlerem Hafengewässer,
- die massiven Schleusenhäupter,
- die beiden Schleusentore nebst einem Ersatztor,
- die Drehbrücke nebst Fundamenten,
- die Eisenbahn- und Straßenanlagen,
- die Hochbauten (3 Maschinenhäuser, 1 Schleusengebäude),
- die massive Dockverlängerung.

Um den Dampfern „Bremen“ und „Europa“ möglichst bald eine Dockungsgeliegenheit in Bremerhaven zu geben, war es unbedingt notwendig, die Bauzeit der Nordschleusenanlage auf ein Mindestmaß herabzudrücken, d. h. Entwurf, Vorbereitung und Bauausführung eng ineinanderzuschalten. Die Entwurfsarbeit wurde daher in Voruntersuchungen und Hauptuntersuchungen zergliedert, um den Beginn der Bauarbeiten nicht aufzuhalten. Auf Grund der Voruntersuchungen konnte die Größe der auszuhebenden Baugruben für die Kajemauern und Häupter und Anzahl, Länge und Stärke der Spundbohlen und Pfähle festgelegt und mit den Bauarbeiten bereits Januar 1928 begonnen werden.

1. Die Untersuchung des Baugrundes²⁾.

Die Entwurfsbearbeitung der Einzelbauwerke gründete sich wesentlich auf das Ergebnis der vorgenommenen Untersuchungen des Baugrundes und erstreckten sich auf die Kajemauern, die Häupter, die Fundierung der Drehbrücke, die Drehbrücke, die Schiebetore, die Dockverlängerung und die Ausrüstung der Schleusenanlage.

Fußend auf den Untersuchungen an der Columbusmauer, wurden rd. 400 Bohrungen bis zu 50 m Tiefe vorgenommen und ihr Ergebnis in verschiedenen Untergrund-Längen- und Querschnitten zu den einzelnen Bauwerken festgelegt.

Der Baugrund der Nordschleusenanlage besteht aus einer 10 bis 20 m mächtigen alluvialen Tonschicht, dem Kiesel, der schwer wasserdurchlässig ist. Darunter liegt die 0,30 bis 30,0 m starke sedimentäre Sandschicht, die wiederum von unten her durch eine schwer wasserdurchlässige Schicht, den diluvialen Ton, von über 20 m Mächtigkeit begrenzt wird, so daß sich in dieser stark wasserführenden Sandschicht ein artesischer Wasserdruck bis zu 2 at gebildet hat. Es kommt ferner hinzu, daß die Oberflächen der Sand- und Tonschicht in ihrer Höhenlage Unterschiede von 6 bis 12 m aufweisen.

Die sehr eingehend vorgenommenen Bohrungen und Beobachtungen der Wasserstandverhältnisse mit den hierfür aufgewendeten Kosten von rd. 180 000 RM haben sich insofern als sehr zweckmäßig erwiesen, als vier erhebliche Vorteile für die Abmessung und Ausführung der Bauwerke erzielt werden konnten:

a) Die Verschiebung der Schleusenachse um rd. 47 m parallel nach Westen (Abb. 7).

Auf der Ostseite des Außenvorhafens und der Kammer wurde die tragfähige Sandschicht nur in einer Stärke von 0,30 bis 1,50 m auf Strecken von je rd. 150 m Länge festgestellt. Obwohl der darunterliegende diluviale Ton derartig fest ist, daß er aus den Bohrern vielfach nur mit scharfen Werkzeugen herausgeschlagen werden konnte, zeigten die Prüfungen auffallend geringe Schubfestigkeiten. Die alsdann aufgestellten Berechnungen ergaben, daß an den in dem beigefügten Plan schraffierten Strecken eine genügende Standsicherheit der 18,5 und 21 m hohen freistehenden Kajen auch bei 35 m Rostplattenbreite nicht zu erreichen war. Ihre Herstellung würde außerdem auch eine Unterbrechung der Gleisanlagen bei Schuppen G sowie eine teilweise Abfangung des Schuppens selbst bedingt haben.

²⁾ Vgl. Aufsatz: „Die Untersuchungen des Baugrundes und die Grundwasserentlastungsanlagen“.

Die in Bremerhaven festgestellten Prüfungsergebnisse stimmten mit den Erfahrungen bei den Rutschungen von Kajen im Gothenburger Hafen und im Hafen Antwerpen überein. Die dort gefundenen Reibungsbeiwerte des Tones liegen annähernd gleich ungünstig. Zu beachten war ferner, daß die Gothenburger Mauer bei einer freien Höhe von nur 10 m bereits eine Rostplattenbreite von 21 m hatte. Trotz einer erheblichen Grundverbesserung durch Wegbaggern des Urtones und Einbringen einer etwa 7 m starken Sandschicht unter die Hafensohle trat ein Aufbrechen des Urtones tief unter der neuen Sandsohle ein.

Die gesamte Nordschleuse konnte nicht verlegt werden, weil die Schleusenhäupter vor dem Kriege bereits 8 m tief ausgehoben waren und damit nicht nur eine erhebliche Bauverzögerung, sondern auch große Kosten verbunden gewesen wären. Außerdem zeigten die Bohrerergebnisse, daß eine günstigere Lage der Bodenschichtung für die Häupter nicht gefunden werden konnte. Die Lösung der Schwierigkeiten mußte also auf anderem Wege versucht werden.

Ein Übereinanderlegen der aus den Bohrungen konstruierten Höhen-schichtlinien des tragfähigen Sandes und des Urtones ergab, daß unter Beibehaltung der Baugruben für die Häupter eine wirtschaftlich günstige Verschiebung der Schleusenachse um 47 m nach Westen dann möglich war, wenn die nach dem ursprünglichen Entwurf auf der Westseite liegenden Torkammern auf die Ostseite gebracht wurden. Auf diese Weise konnten nämlich die Kajen des Außenvorhafens und der Kammer um Torkammerlänge, d. h. also um 47 m verschoben und dadurch in günstigere Bodenverhältnisse gebracht werden, ohne daß eine Änderung der Häupterbaugruben einzutreten brauchte. Ferner konnte im Außenvorhafen der Deichschutz von der Kaje losgelöst und um 47 m landeinwärts gelegt werden, wodurch die freie Höhe dieser Kaje um 2,5 m verringert und eine bessere Bauausführung ohne Gefährdung des neuen Landesschutzdeiches möglich wurde.

Berücksichtigte man ferner noch, daß der Dremel der neuen Schleuse auf -11 m³⁾ liegt und damit auch für die Ostseite des Vorhafens, als Einfahrtstraße, eine Sohlenlage von -11 m genügt, so ergab sich daraus eine Verringerung der freien Höhe der Ostkaje um weitere 1 1/2 m; sie wurde also von vorher 21 m auf 17 m Höhe ermäßigt (Abb. 8).

Auf der Westseite des Vorhafens kann hingegen die dort gegebenenfalls erforderlich werdende Liegestelle für Dampfer auch bei Niedrigwasserständen in genügender Breite auf -12,50 m ausgebaggert werden, ohne daß die Nordmole gefährdet wird, da das rückwärtige Gelände nach der Weser zu sehr niedrig gehalten werden und nach dort stark abfallen kann.

In der neuen Flucht der Kajen wurde hierauf der Untergrund nochmals durch eingehende Bohrungen aufgeschlossen. Die verschiedenen Schnitte durch die Kammer und den Außenvorhafen auf Grund der bisherigen Bohrungen ließen erkennen, daß fast überall die Lage der Sandschicht günstiger wurde. Dort, wo die Sandschicht unter der Mole zu Bedenken Anlaß gibt, kann das dahinterliegende Deichvorland genügend weit abgetragen werden. Durchgeführte überschlägliche Berechnungen ergaben alsdann, daß die Kajemauern mit genügender Sicherheit stand-sicher zu erbauen waren. Schiffahrtstechnisch wurde durch die neue Schleusenlage nichts geändert, da die Form des Vorhafens und der Schleuse beibehalten wurde.

Durch die Verschiebung der Kajemauern wurde weiterhin erreicht, daß die ursprünglich an der engsten Stelle nur rd. 85 m breite Schleusen-

³⁾ Sämtliche Ordinaten beziehen sich auf Bremerhavener Null = -2,07 Normalnull.

Mittleres Hochwasser der Weser: + 3,64 Brhv. N.

Mittleres Niedrigwasser der Weser: + 0,32 Brhv. N.

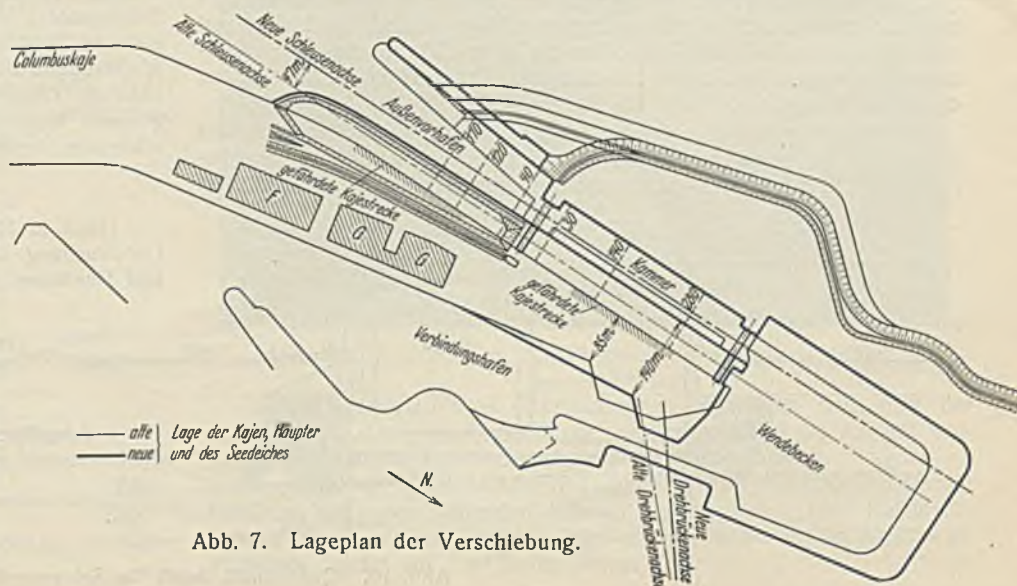


Abb. 7. Lageplan der Verschiebung.

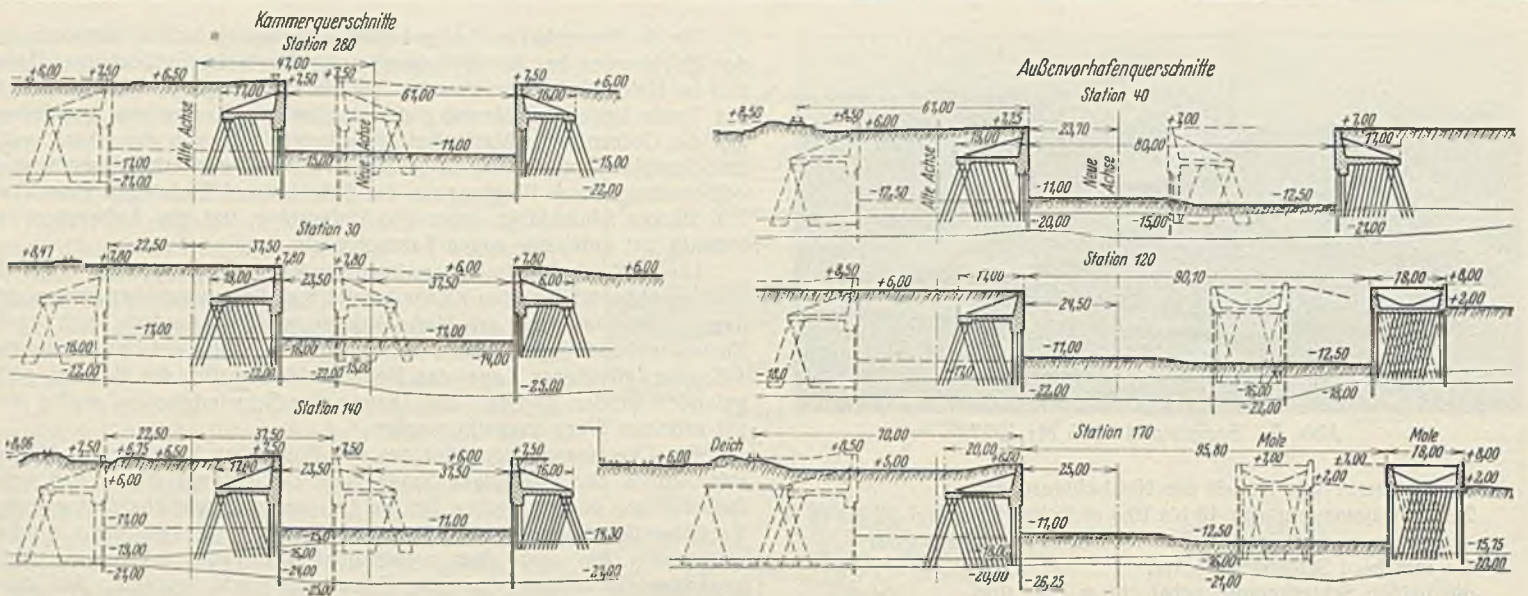


Abb. 8. Querschnitte durch Kammer und Außenvorhafen.

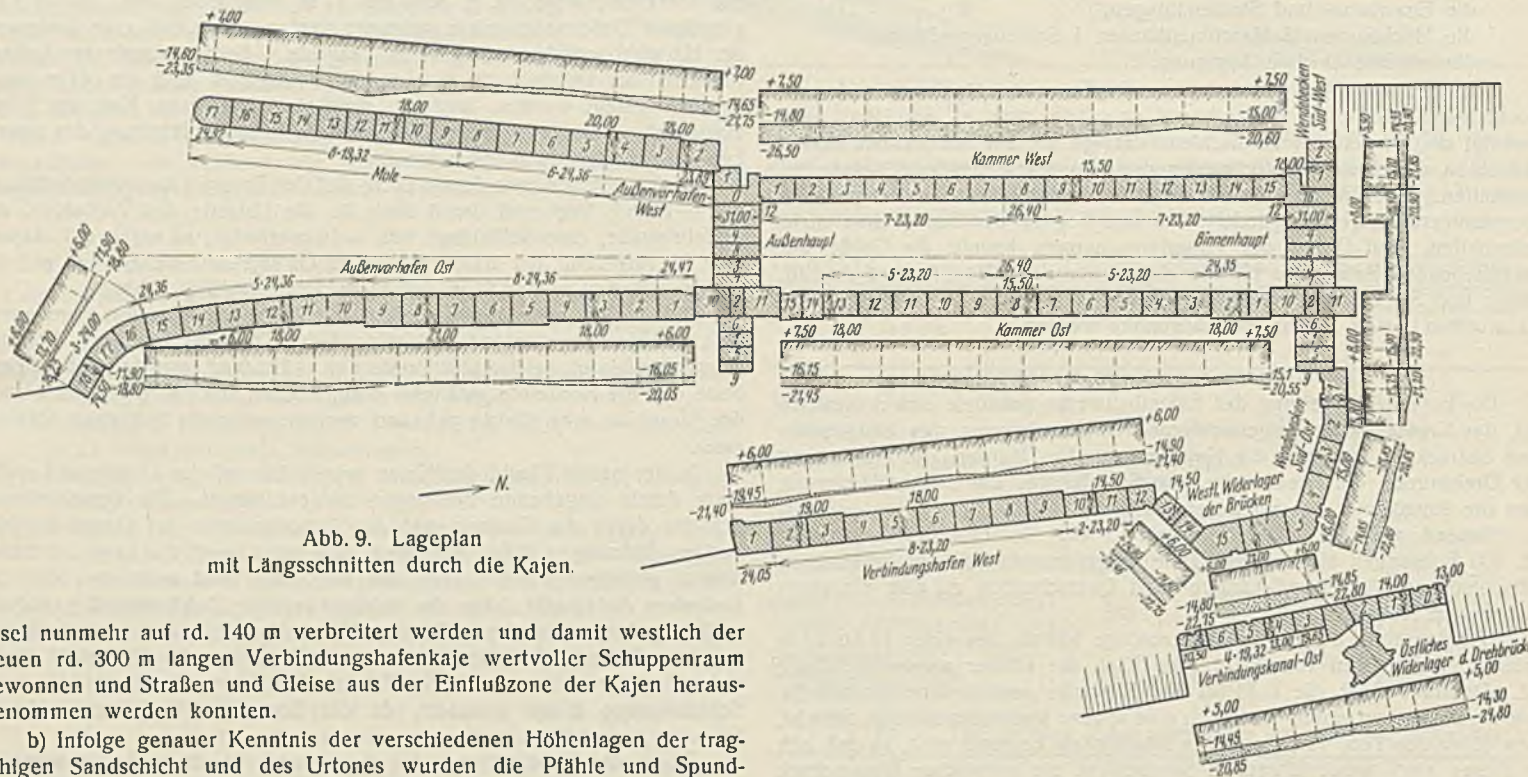


Abb. 9. Lageplan mit Längsschnitten durch die Kajen.

insel nunmehr auf rd. 140 m verbreitert werden und damit westlich der neuen rd. 300 m langen Verbindungshafenkaje wertvoller Schuppenraum gewonnen und Straßen und Gleise aus der Einflußzone der Kajen herausgenommen werden konnten.

b) Infolge genauer Kenntnis der verschiedenen Höhenlagen der tragfähigen Sandschicht und des Urtones wurden die Pfähle und Spundbohlen ohne das sonst übliche Übermaß für Sicherheit in den Längen bestellt.

c) Die Kajemauern wurden nunmehr den jeweiligen Untergrundverhältnissen angepaßt und dadurch erhebliche Ersparnisse erzielt (Abb. 9). Das bedingte, daß nicht mehr nur 4, sondern 20 verschiedene Kajemauerquerschnitte berechnet werden mußten. Ihre Rostplattenbreiten schwankten zwischen 10,5 und 21 m bei einer freien Höhe von 15 bis 19,5 m und einer Wassertiefe bei MHW von 13 m bis 16 m. Die Kosten dieser Kajemauern bewegen sich zwischen 4200 und 7100 RM/lfd. m, die Kosten der Mole betragen rd. 12 000 RM/lfd. m.

d) Die infolge der Tieferlegung des Dremfels um 1 m an verschiedenen Stellen der Schleusenammer nur 1,5 m starke Kleidecke hätte ohne Befestigung der Sohle dem Wasserüberdruck in der Sandschicht während

des Betriebes kaum standhalten können (Abb. 10). Es lag die Gefahr des Durchbruches und der Unterspülung der Kajen im Bereich der Möglichkeit. Ihr zu begegnen lagen zwei Ausführungsmöglichkeiten vor: entweder stärkere Kajemauerprofile für die volle Baugrubenhöhe, teurer Aushub des Kammerbodens im Trockenem und Befestigung der Sohle mit Betonquadern oder Durchrammung der wasserführenden Sandschicht mit eisernen Spundwänden bis in den Urton hinein, dadurch Beseitigung des Wasserüberdruckes in der Sandschicht unter der Schleusenammer, Verzicht auf Trockenaushub und auf Befestigung der Sohle. Auf Grund der genauen Kenntnis des Untergrundes wurde die letztere, billigere und schnellere Ausführungsart gewählt.

2. Die Wertigkeit der Bodenschichten.

Hand in Hand mit den Bohrungen auf der Baustelle geschah die Untersuchung der Bodenwertigkeit in den Versuchsanstalten in Berlin und Hannover. Ihr Ergebnis geht aus der folgenden Tabelle hervor.

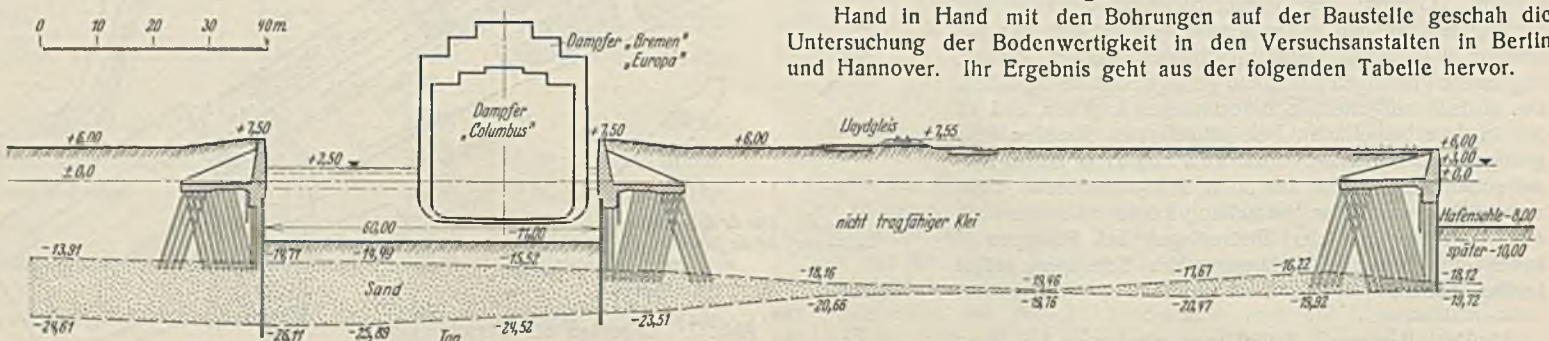


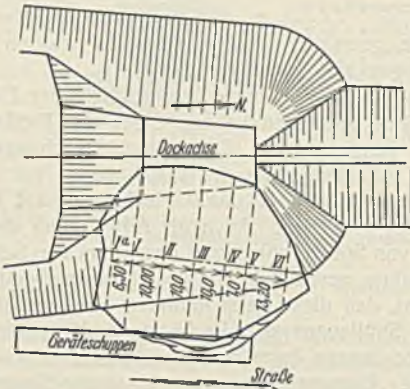
Abb. 10. Querschnitt durch die Schleusenammer.

Tabelle.

Bodenart	Versuchswerte			Gewählte Werte			
	$\mu = \operatorname{tg} \varrho$	ϱ	γ	$\mu = \operatorname{tg} \varrho$	ϱ	über Wasser	unter Wasser
Magerer Klei ^{*)}	0,38 — 0,62	21° — 32°	1,5 — 1,7				
Fetter Klei	0,32 — 0,52	18° — 27,5°	1,4 — 1,6				
Hinterfüllungsklei ^{*)}				0,315	17,5°	1,65	0,75
Gewachsener Klei				0,414	22,5°	—	0,75
Sand	0,64	32,5°	1,8 — 2,1	0,637	32,5°	1,8	1,1
Sandiger Ton ^{*)}	0,35 — 0,60	19,5° — 31°	} 1,8 — 2,1				1,1
Fetter Ton	0,14 — 0,28	8° — 15,5°					—
Obere Tonlage ^{*)}				0,15	8,5°		
Untere Tonlage				0,25	14,0°		

^{*)} Trennung wurde auf Grund der Bodenwertigkeit vorgenommen.

Der Schubfestigkeitsbeiwert (μ) schwankt beim Klei fast um das Doppelte, beim Ton um mehr als das Vierfache. Daher war die Wahl des den tatsächlichen Verhältnissen am nächsten kommenden Schubfestigkeitsbeiwertes schwierig. Eine zu günstige Annahme der Bodenwertigkeit würde wohl sehr geringe



Zu Abb. 11.

Baukosten ergeben haben, jedoch wäre die Gefahr des Einsturzes auf Grund vorliegender Erfahrungen, auch in Bremerhaven, in sehr wahrscheinliche Nähe gerückt. Bei der Wahl eines zu ungünstigen Schubfestigkeitsbeiwertes würden die Kosten für die Einzelbauwerke nicht mehr im Rahmen der Wirtschaftlichkeit geblieben sein. Es wurden daher außer den verschiedenen Bodenschichtungsplänen auch Bodenwertigkeitspläne in den verschiedenen Schnitten zu den Einzelbauwerken aufgestellt und auf Grund dieser die endgültige Wahl der Schubfestigkeitsbeiwerte vorgenommen.

Die Auswertung der Baugrunduntersuchungen für die Berechnung der Kajemauern wurde durch das reiche Wissen des verstorbenen Prof. Dr. Krey, durch die Erfahrungen an der Columbuskaje und durch das Gutachten von Geheimrat de Thierry und Prof. Krey über die Ursachen der Bewegung und die Art der Verstärkung derselben in weitestem Umfange unterstützt.

Wie verschiedenartig der Klei rein äußerlich ist, zeigt bereits seine Beschaffenheit. Während bei trockener Witterung der Boden von tiefen Trockenrissen durchzogen ist, verwandelt sich der Klei bei nasser Witterung in eine weiche Masse, in die man fast bis zu den Knien hinein versinkt. Das Eintreten von Rutschungen an der Dockbaugrube während des Baues trotz hergestellter Böschungen 1 : 3 und 1 : 3,5 mit Bermen beweist fernerhin die Unzuverlässigkeit der Bodenverhältnisse (Abb. 11 u. 12).

3. Die Kajemauern.⁴⁾

Um festzustellen, welches der günstigste Querschnitt für die an der Nordschleuse vorliegenden Bodenverhältnisse ist, wurden 30 verschiedene Kajemauern überschläglich untersucht, und zwar hinsichtlich

- Lage der Spundwand,
- Wahl des Baustoffes für Spundwand und Pfähle,
- Breite der Rostplatte,
- Anordnung von nur schrägen Druckpfählen,
- Anordnung von schrägen und senkrechten Druckpfählen,
- Einfügung von Zugpfählen vorn und hinten,
- Ausbildung des Massivkörpers als
 - Schwergewichtkörper,
 - Eisenbetonkörper mit Gelenk,
 - biegungsfester Eisenbetonrippkörper,
- Schutz der Spundwand durch Vorziehen des Betonkörpers,
- Verkürzung der freien Länge der Spundwand durch Herunterziehen des Betonkörpers.

⁴⁾ Vgl. Aufsatz: „Die Grundlagen der Entwurfbearbeitung von Kajemauern auf hohem Pfahlrost“.

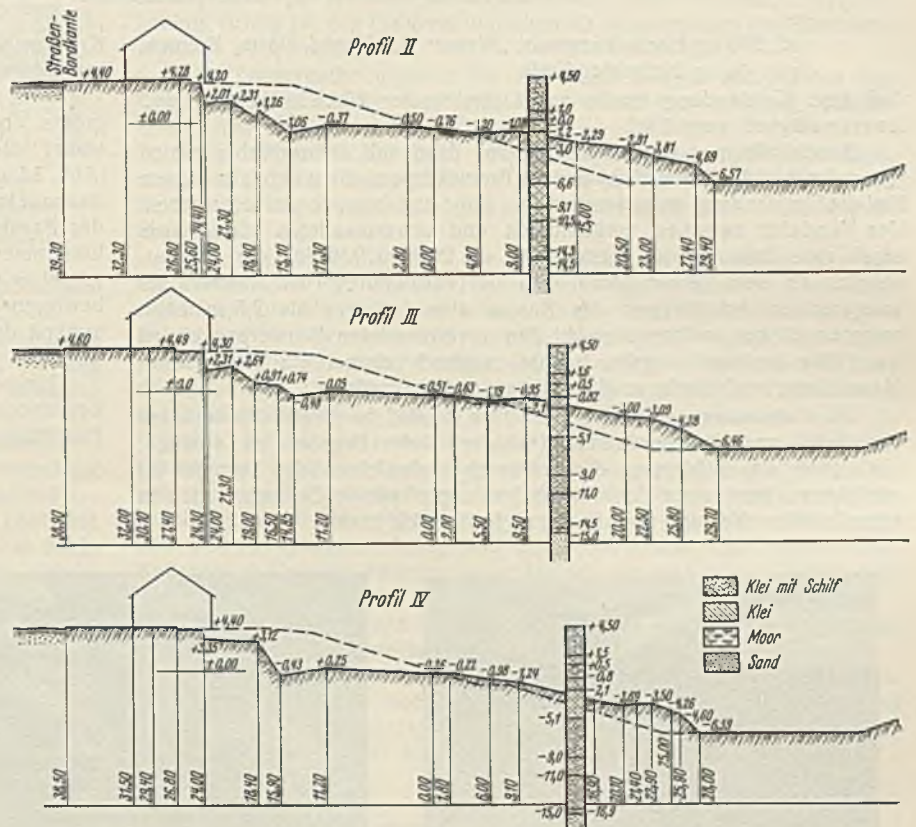


Abb. 11. Rutschung in der Baugrube der Dockverlängerung.



Abb. 12. Rutschung in der Baugrube der Dockverlängerung.

Sämtliche vorstehenden Untersuchungen erstreckten sich nicht nur allein auf die statischen Verhältnisse, sondern auch auf die Art der Bauausführung und die Kostenermittlungen der Bauausführung.

Gewählt wurde die in Abb. 13 dargestellte Kajemauerform: hölzerner Pfahlrost mit vorn liegender eiserner Spundwand. Die Holzpfähle werden durch einen Eisenbetonrippkörper gehalten. Das Mischungsverhältnis beträgt auf 1 m³ festen Beton:

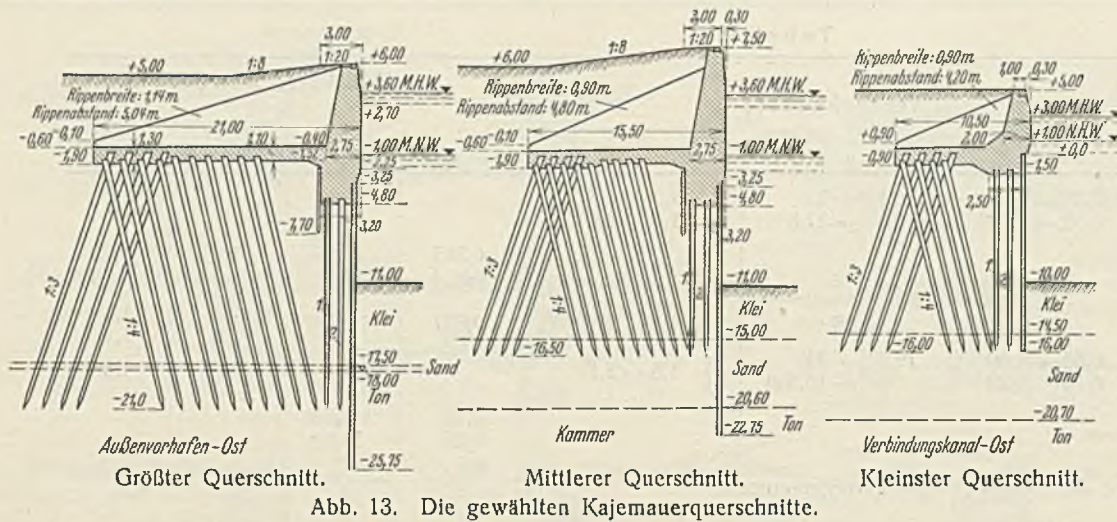


Abb. 13. Die gewählten Kajemauerquerschnitte.

rd. 270 kg Hochofenzement „Weser“ der Nordd. Hütte, Bremen, rd. 45 kg Nettetalter Traß.

Auf eine Verblendung wurde aus Gründen der Wirtschaftlichkeit und Zweckmäßigkeit verzichtet.

Entschließt man sich zu Eisenbeton, dann soll der statisch günstige Querschnitt nicht durch Einbau eines Fremdkörpers, als welcher in diesem Fall die Verblendung anzusprechen ist, eingeengt bzw. verwässert werden. Der Vergleich zwischen verblendeten und unverblendeten Kajemauern ergab eine Ersparnis für letztere von rd. 200 000 RM für das Gesamtobjekt. Es kam ferner hinzu, daß bei Verblendung der Abstand der waagerechten Arbeitsfugen des Betons niemals mehr als 2,5 m betragen können, während er bei den unverblendeten Bauwerken bis zu 9 m Höhe bestimmt werden konnte, wodurch einmal ein einheitlicher Mauerkörper und rascherer Baufortgang erzielt wurde.

Die Kajemauern sind auf rd. 50 cm Breite durch Basaltlavaplatten abgedeckt, um eine genügende Rauigkeit beim Begehen zu erhalten. Um ferner das Schleppen der schweren Verholleinen der Dampfer zu erleichtern, liegt auch der anschließende gepflasterte Geländestreifen in einer leichten Neigung von 1:8 und 1:20 nach hinten.



Abb. 14. Schwach gestauchter Pfahl.



Abb. 15. Stark gestauchter Pfahl.

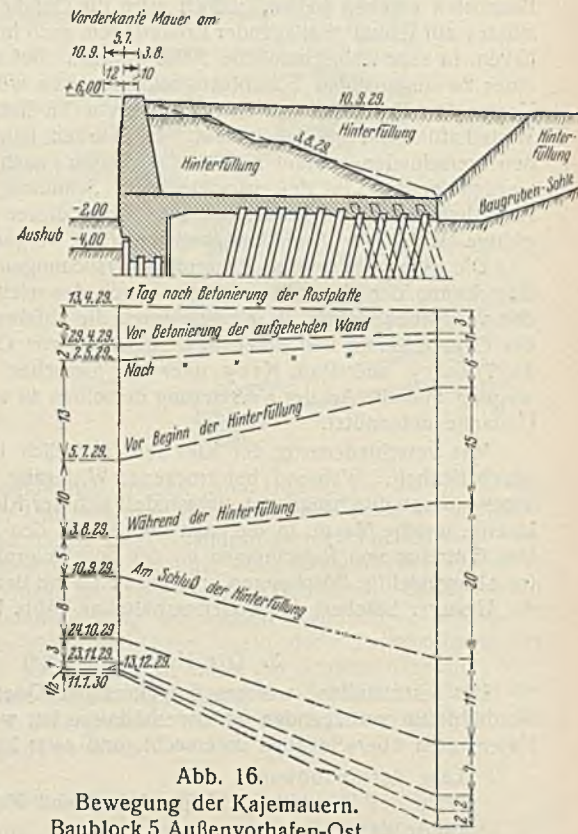


Abb. 16. Bewegung der Kajemauern. Baublock 5 Außenvorhafen-Ost.

Zum Schutze der Spundwände der Kajemauern gegen Beschädigungen durch Dampfer ist der Mauerkörper um 0,50 m über die Spundwand hinaus vorgezogen, im oberen Teil jedoch um 0,30 m wieder zurückgesetzt, um daselbst die Abdeckplatten ebenfalls gegen Verschieben und Beschädigung durch Dampfer zu schützen, und um außerdem Schiffstöße dort wirken zu lassen, wo die größte Breite und Masse des Mauerkörpers liegt.

Für die Wahl der Baustoffe waren maßgebend einmal die Wirtschaftlichkeit und zweitens ihre Eignung für die vorliegenden Untergrundverhältnisse. In Bremerhaven hat sich der Holzpfahl im Laufe von fast 100 Jahren einwandfrei bewährt und wurde daher beibehalten, zumal Kostenvergleiche mit Eisenbetonpfählen ergaben, daß diese das Gesamtobjekt um etwa 400 000 RM verteuerten.

Kupferzusatz gewählt. Die Spundbohlen wurden zu Doppelbohlen zusammengesogen und leicht gepreßt.

Wie zweckmäßig es war, hinsichtlich der Eindringtiefe der Pfähle größte Vorsicht walten zu lassen, ergab die Freilegung alter Pfahlroste, wobei die verschiedenste Form von Stauchungen festgestellt wurde (Abb. 14 u. 15). Man sollte daher sich lieber mit einem Mindestmaß an Rammtiefe begnügen, als deren Höchstmaß auf Kosten der Zerstörung des Baustoffes erreichen. Auch die Anwendung des Spülverfahrens beim Einrammen von Spundbohlen und besonders von Schrägpfählen ist insofern mit einer Gefahr verbunden, als das Herausziehen von gespülten Pfählen bewiesen hat, daß diese beim Rammen bei der naturgemäß großen Biegsamkeit der Spüllanzen sehr leicht starke Krümmungen infolge des Ausweichens der Lanzen beim Spülen erleiden.

Um die Beanspruchung der eisernen Spundwände durch axiale Belastungen möglichst gering zu halten, mußten diese bis zur beendeten Hinterfüllung verschleiblich am Betonkörper angeschlossen werden.

Hierauf hatte sich die Berechnung des Pfahlfundamentes abzustellen, und zwar: Berechnung des Pfahlfundamentes einschließlich Hinterfüllung „ohne“ Spundwand und Berechnung des Pfahlfundamentes „mit“ Spundwand nach Ausbaggerung der Hafenbecken.

Wie bereits oben erwähnt, wurden nicht mehr für eine größere Strecke jeweils gültige Kajemauerquerschnitte gewählt, sondern diese der wechselnden Stärke der Sandschicht und Höhenlage der Urtonschicht angepaßt. Es wurden drei Belastungsfälle gerechnet: der ungünstigste Fall, der Regelfall und ein günstiger Belastungsfall. Auf diese Weise konnte das Kräftespiel in den einzelnen Bauwerkgliedern genau verfolgt werden. Die stark vermehrte Rechnungsarbeit wurde durch Aufstellung von Tabellenrechnungen und weitgehende Zuhilfenahme von Rechenmaschinen

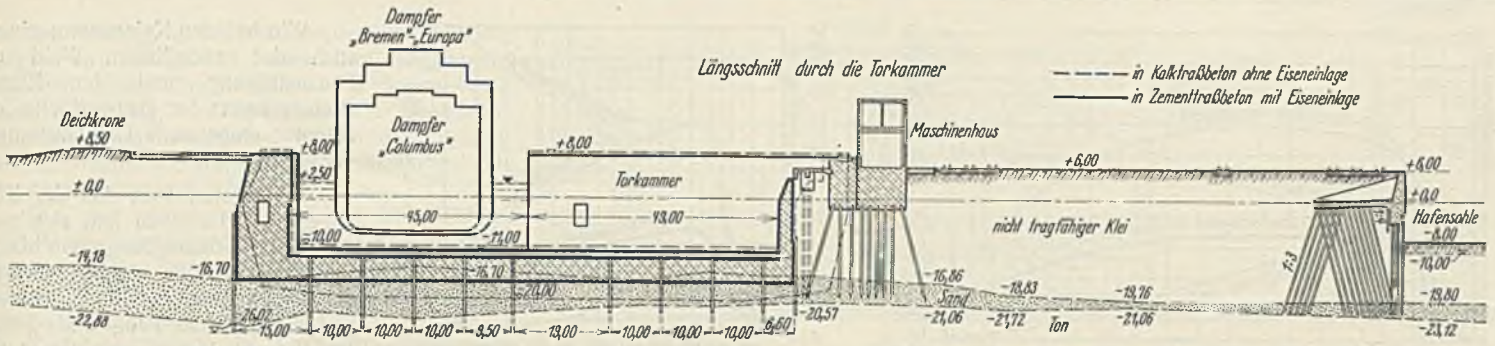


Abb. 17a. Vergleich des Außenhauptes in Kalktraßbeton ohne Eiseneinlagen (Unterwasserschüttverfahren) und in Zementtraßbeton mit Eiseneinlagen (Trockenbauverfahren).

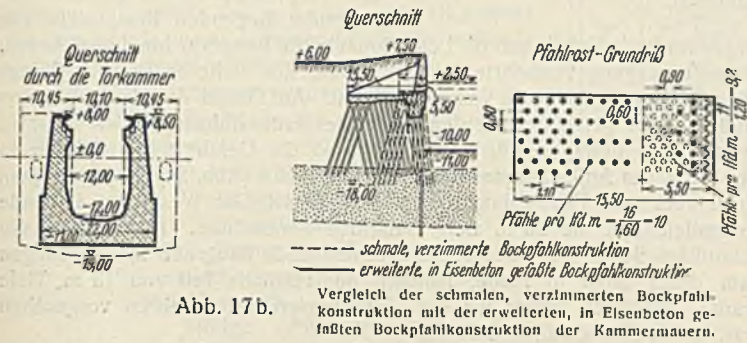


Abb. 17b.

Vergleich der schmalen, verzimmerten Bockpfehlkonstruktion mit der erweiterten, in Eisenbeton gefüllten Bockpfehlkonstruktion der Kammermauern.

rationalisiert und ihre Richtigkeit durch Einfügung von Kontrollrechnungen festgestellt.

Die umfangreichen Berechnungsgrundlagen und Berechnungsergebnisse wurden in einer Gesamttabelle übersichtlich zusammengestellt, um eine nochmalige Kontrolle hinsichtlich ihrer Übereinstimmung für sämtliche Querschnitte zu erzielen.

Bei Kajen von großen freien Höhen und schlechten Untergrundverhältnissen ist es unbedingt richtig, ihre Berechnung sehr eingehend durchzuführen, wie die Ergebnisse der Messungen an den Kajemauern der Nordschleuse während der einzelnen Baustadien zeigen (Abb. 16). Die Bewegungen beruhen hier nur zum geringen Teil auf einem Nachgeben einzelner Bauwerkglieder, hauptsächlich werden sie durch örtliche Mehrbelastung des Urtones unter den Kajemauern hervorgerufen.

Die theoretischen Überlegungen wurden, soweit wie irgend möglich, durch Versuche im großen unterstützt.

Probelastungen und Probezugversuche. Die Erkenntnis, daß die Tragfähigkeit von Pfählen auf Grund theoretischer Überlegungen nicht einwandfrei bestimmt werden kann, zwang dazu, Probelastungen vorzunehmen.

Es wurden in engem Abstand sechs Pfähle in den Untergrund getrieben, und zwar: zwei Pfähle nur mit der Spitze in den tragfähigen Sand, zwei weitere Pfähle etwa 0,5 m weiter in den Sand und die zwei letzten Pfähle so weit in den Sand, daß die Eindringung in der letzten Hitzte von zehn Schlägen nicht weniger als 5 cm und in den drei letzten Hitzten von je zehn Schlägen nicht mehr als 20 cm betrug bei rd. 2500 kgm lebendiger Rammkraft.

Alle sechs Pfähle wurden nun von 10 min bis zu fast 5 Tagen jeweils von 0 bis 95 t be- und entlastet. Das Ergebnis dieser Versuche ist dahin zusammenzufassen, daß die nur mit der Spitze und 0,5 m weiter in den Sand getriebenen Pfähle die genügende Sicherheit nicht erzielten, während der bis zu rd. 5 cm Eindringung bei der letzten Hitzte in den Sand getriebene Pfohl seine Tragfähigkeit bis zu rd. 95 t erwies, wobei die bleibende Einsenkung bei 95 t Belastung und einer Belastungsdauer von 88,5 Stunden nicht mehr als 5,25 mm betrug. Ob diese aber auf ein Nachgeben des Pfahles im Klei und Sand oder, wie später bei den fertigen Kajemauern festgestellt wurde, zum überwiegenden Teil auf ein Nachgeben des weit unter den Pfahlsitzen liegenden Urtones infolge der höheren Auflast

zurückzuführen ist, konnte einwandfrei seinerzeit nicht beobachtet werden. Die elastische Formänderung der Pfähle bzw. des Untergrundes betrug annähernd 1 mm je 10 t. Sie erbrachte also den Nachweis, daß es unbedingt richtig ist, den Pfahlrost derartiger Kajemauern nach der Elastizitätsmethode zu berechnen.

Die Zugversuche ergaben für die letzte Gruppe von Pfählen eine Grenzzugbeanspruchung von etwa 60 t, wobei die bleibende Hebung etwa 1 mm betrug.

Es wurde daher für „den jeweils ungünstigsten Fall“ die Grenze der Tragfähigkeit der Pfähle auf rd. 40 bis 48 t/Druck und auf rd. 26 bis 32 t/Zug festgesetzt. Es ergab sich damit eine rd. zweifache Sicherheit.

Um auch hinsichtlich der Lage der Einspannstelle für die Spundwände ein annäherndes Bild der Wirklichkeit zu erreichen, wurden verschiedene eiserne Spundbohlen L III und L V als Einzel- und Doppelbohlen rd. 6,5 m tief in den Klei gerammt und alsdann abgebogen. Wenn auch diese Form der Ermittlung der Einspannstelle gegenüber der Beanspruchung der Spundwand im Pfahlrost nicht ganz mit den tatsächlichen Verhältnissen in Übereinstimmung zu bringen war, so ergab sie trotzdem das wertvolle Ergebnis, daß bei dieser Art der Spundwandbelastung je nach Profil und Einzel- oder Doppelbohle der Beginn der Abbiegung etwa 1,20 bis 1,70 m unter Oberkante Gelände lag. Die Höhe der Beanspruchung und der Durchbiegung der Spundwände wurde für die verschiedenen Belastungsfälle und Rechnungsannahmen und bei verschiedener Lage der unteren Auflagerung (Grenzen zwischen freier Auflagerung und voller Einspannung) ermittelt.

Für den ungünstigsten Annahmefall beträgt die Gesamtbeanspruchung 2400 kg/cm² für Kupferhartstahl St 50/60.

Maßgebend für die Bemessung der Spundwände bleibt die Elastizitätsgrenze des Baustoffes und die Durchbiegung; diese darf nur so groß werden, daß die dahinterliegenden Holzpfähle infolge gleich großer Durchbiegung nicht über 80 kg/cm² im ganzen beansprucht werden.

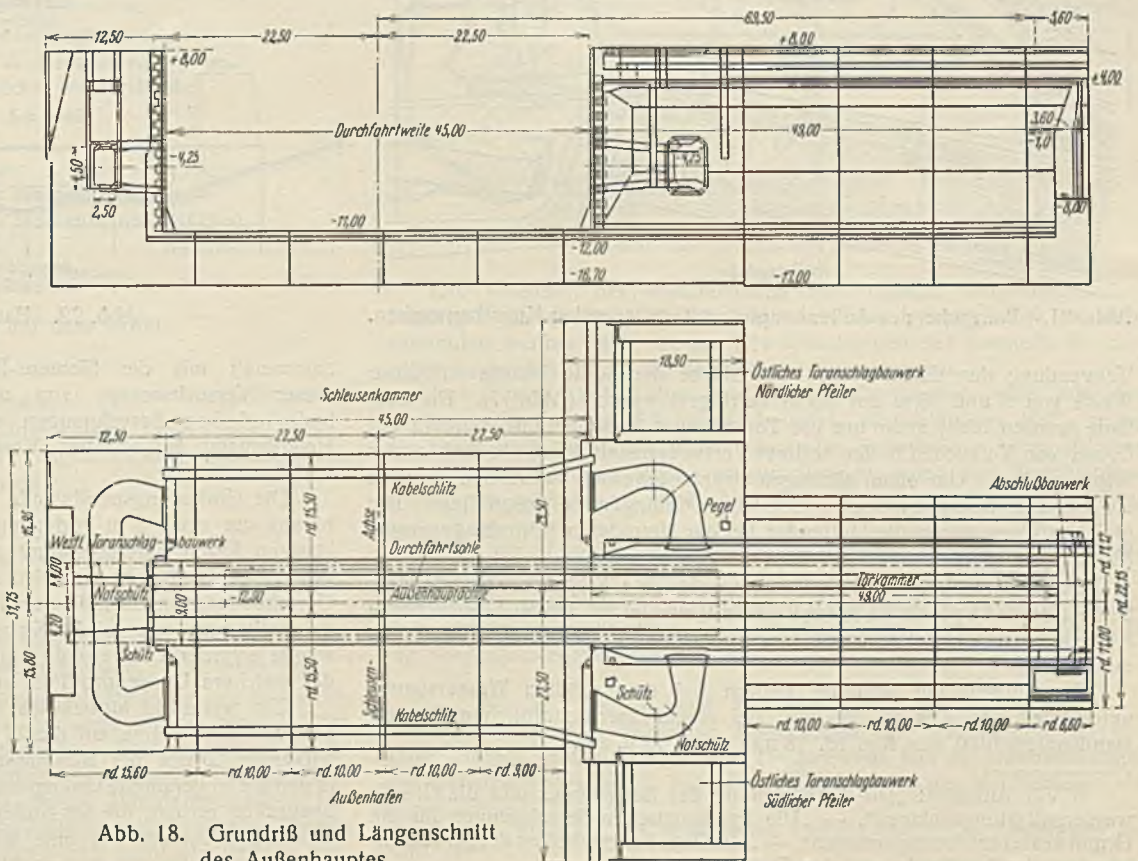


Abb. 18. Grundriß und Längsschnitt des Außenhauptes.

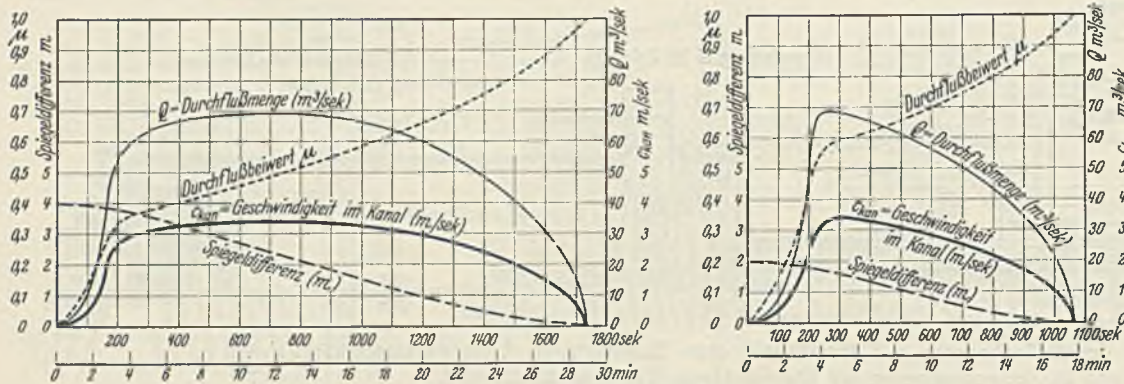


Abb. 19 u. 20. Kurven der Füllzeiten der Schleusenammer.

Bei der Untersuchung des Geländes gegen Gleiten auf kreisförmig gekrümmter und ebener gebrochener Gleitfläche wurde im ungünstigsten Annahmefall eine Sicherheit von rd. 1,1 bis 1,2 für ruhende und von 1,4 bis 1,6 für bewegliche Belastung festgelegt.

Zur Verringerung der freien Länge der Spundwand wurde der Eisenbetonrippenkörper in Form einer Schürze heruntergezogen.

Die Grenzbeanspruchung für den Eisenbetonkörper bewegte sich hinsichtlich des Betons zwischen 25 bis 30 kg/cm² und hinsichtlich des Rundeisens zwischen 800 bis 1000 kg/cm².

4. Die Schleusenhäupter.⁵⁾

Während der frühere Entwurf für die Gründung der Schleusenhäupter das bei dem Bau der Kaiserschleuse und der beiden Kaiserdocks angewendete Unterwasserschüttverfahren und die Herstellung der Bauwerke im Kalk-Traß-Beton ohne Eiseneinlagen vorsah, entschloß man sich auf Grund eingehender Überlegungen und der Gutachten der Herren Geheimrat Gustav Meyer und Oberbaudirektor Tillmann zu dem Trockenbauverfahren unter dem Schutze von Grundwasserabsenkungsanlagen und der

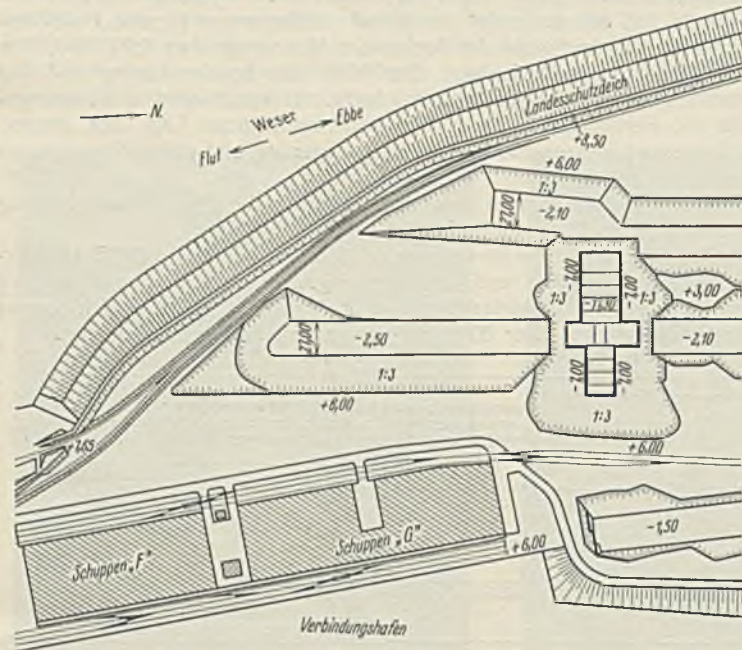


Abb. 21. Baugrube des Außenhauptes mit anliegenden Kunstbauwerken.

Verwendung des Eisenbetons. Die Stärke der Sohle konnte auf diese Weise von 9 und 10 m auf 6,5 m verringert werden (Abb. 17). Die Umläufe werden nicht mehr um die Torkammern herumgeführt, sondern auf Grund von Versuchen in der Berliner Versuchsanstalt durch die Torkammer selbst geführt. Um einen günstigen Strömungsverlauf zu erzielen, wurden die Umläufe trompetenförmig nach den Öffnungen zu ausgebildet. Die gleichen Wege waren die Holländer bei der IJmuldener Schleuse gegangen (Abb. 18).

Durch diese beiden Maßnahmen wurde eine Ersparnis an Beton für beide Häupter von rd. 65000 m³ erreicht, was nicht nur eine wesentliche Kostenersparnis, sondern auch eine erhebliche Ersparnis an Bauzeit bedeutete.

Die Füllzeit der Schleuse beträgt bei dem größten Wasserstandsunterschied von 4 m rd. 29 min, bei einem durchschnittlichen Wasserstandsunterschied von 2 m rd. 18 min (Abb. 19 u. 20).

⁵⁾ Vgl. Aufsätze: „Die Untersuchung des Baugrundes und die Grundwasserentlastungsanlagen“. — „Die hydrologischen Berechnungen für die Grundwasserentlastungsanlagen“. — „Die Gründungsarbeiten der Schleusenhäupter, der Nordmole und des Trockendocks“.

Wie bei den Kajemauern gingen auch der endgültigen Wahl der Bauausführung und der Einzelabmessungen der Bauwerkteile der Häupter eingehende Untersuchungen voraus.

Da bekannt war, daß der Kleiboden das Bestreben hat, sich nach den ausgeworfenen Baugruben hin zusammenzuschleben, wurde vor Beginn der Bauausführung ein Netz von Festpunkten über das Baugelände gelegt. Bereits nach Leerpumpen der rd. 8 m tiefen Häupterbaugruben ergab sich, daß die in der Nähe der Außenhauptbaugrube liegenden Festpunkte mit

einer Geschwindigkeit von rd. 1 cm/Monat in die Baugrube hineinwanderten. Diese Bewegung vermehrte sich im Laufe des weiteren Bodenaushubes bis zu einem Höchstwerte von 4 cm/Monat. Auf Grund des Bauprogramms mußte damit gerechnet werden, daß die Bauausführung jedes Hauptes etwa 1 Jahr betragen würde. Es lag also die Gefahr nahe, daß die in der Nähe des Außenhauptes liegenden Bauwerke (Abb. 21) (Kajeschuppen, Kajemauer und Eisenbahngleise und der nach der Weser zu liegende Außendeich) in die 23 m tiefe Baugrube abrutschten. Eine bis auf die zukünftige Sohle der Häupter herunterreichende Baugrube in Böschungen kam daher nicht in Frage, sondern der restliche Teil von 13 m Tiefe wurde, wie auch früher für das Unterwasserschüttverfahren vorgesehen war, durch Spundwände eingefaßt.

Aus den Bodenuntersuchungen war bekannt, daß die Sandschicht zum Teil stark wasserführend und unter einem Druck bis zu 2 at steht. Daher konnte der Aushub der Häupterbaugruben nur unter dem Schutze einer Grundwasserabsenkungsanlage stattfinden. Nach den Erfahrungen beim Bau der Geestemünder Doppelseeschleuse würde sich die Reichweite einer derartigen Grundwasserabsenkungsanlage sehr weit erstreckt haben. Die hydrologischen Verhältnisse wurden daher durch eine Probeanlage

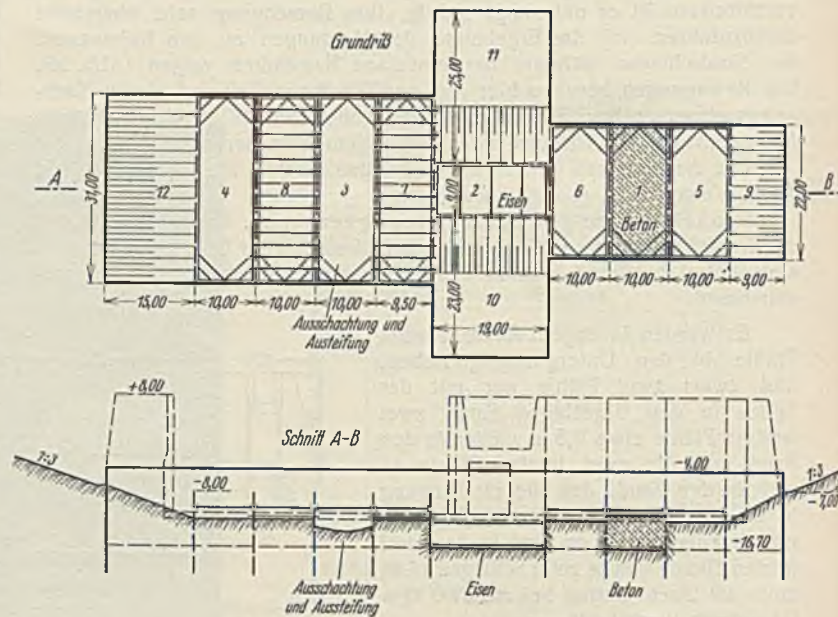


Abb. 22. Bauvorgang im Außenhaupt.

zusammen mit der Siemens-Bauunion festgestellt. Die auf Grund dieser Versuchsanlage von der Siemens-Bauunion vorgenommenen hydrologischen Berechnungen und die Hand in Hand hiermit vom Hafenbauamt aufgestellten Kostenermittlungen ergaben folgendes Bauverfahren:

Die Umfassungspundwände wurden über die rechnungsmäßige Länge hinaus um etwa 3 m verlängert, 1,5 m tief in den schwer wasserdurchlässigen Urton hineingerammt und damit eine theoretisch wasserdichte Baugrube erzielt. Es war also nur notwendig, den Wasserdruck auf die Umschließungspundwände durch außerhalb angeordnete Brunnen so weit zu verringern, wie es die Sicherheit für die eisernen Umfassungspundwände erforderte. Gewählt wurde für die Häupterbaugrubenspundwände das weichere Larssenprofil III in St 37.

Um weiterhin hinsichtlich der Bauausführung sicher zu gehen und den von allen Seiten auf die 23 m tiefe Baugrube mit ihren Spundwänden wirkenden Druck der Kleimassen zu begegnen, wurden durch ebenfalls in den Urton gerammte Querspundwände die Häupterbaugruben in 12 Einzelbaugruben zerlegt, die für Außen- und Binnenhaupt möglichst gleiche Abmessungen hatten, um eine Wiederverwendung der Verankerungs- und Aussteifungsteile aus wirtschaftlichen Gründen zu erreichen.

Der Bauvorgang für die Häupter war dann so vorgesehen, daß jeweils immer drei Baugruben, zwischen denen eine Baugrube mit Boden bzw. Beton gefüllt lag, in Arbeit waren. In der einen Baugrube wurde ausgeschachtet, in der zweiten der Unterbeton und die Rundeseisen eingebracht, in der dritten betoniert (Abb. 22).

Die zwischen diesen in Arbeit befindlichen drei Baugruben liegenden, jeweils mit Klei oder Beton gefüllten Zwischenbauteile hatten die Aufgabe, den größten Teil des auf die Spundwände wirkenden Erddrucks aufzunehmen.

Nachdem nunmehr die Art der Bauausführung klar war, konnte die statische und konstruktive Durcharbeit der Häupter beginnen. Die Voruntersuchungen ergaben, daß an Kosten und Zeit gespart werden konnte, wenn Außenhaupt wie Binnenhaupt gleich ausgebildet wurden.

Die Untersuchungen erstreckten sich auf:

A. Aufgelöste Bauwerke.

I. Torkammertrog:

Belastungsfälle: gewöhnliche Wasserstände, außergewöhnliche Wasserstände, Bauzustände.

Statische Berechnung der Torkammerwände: Rechnerische Ermittlung der Normalkräfte und Momente

infolge Eigengewichtes, Raddruckes des oberen Torwagens, senkrechter Auflasten durch Bodenhinterfüllung und Wasser, Erddruckes und Wasserüberdruckes.

Zeichnerische Ermittlung der Momente mit Hilfe der Stützlinie. Vergleich der rechnerischen und zeichnerischen Ermittlungen.

Ermittlung der Beton- und Eisenspannungen.

Ermittlung der Schubspannungen.

Ermittlung der Haftspannungen.

Statische Berechnung der Torkammersohle: wie vor.

Statische Berechnung der Ecke des Torkammertroges: wie vor.

Zusammenfassung und konstruktive Gestaltung des Torkammerquerschnittes:

Momentenlinien,

Spannungen in verschiedenen Querschnittsfugen bei sämtlichen Belastungsfällen,

Bestimmung der Formänderung des Torkammertroges beim ungünstigsten Belastungsfall.

Stand sicherheitsnachweis und Bodenbeanspruchungen.

II. Abschlußbauwerk zum Torkammertrog: entsprechend wie unter I.

B. Schwergewichtbauwerke.

I. Nördlicher Pfeiler des östlichen Toranschlagbauwerkes:

Belastungsfälle: gewöhnliche Wasserstände, außergewöhnliche Wasserstände, Bauzustände.

Stand sicherheitsnachweis:

Beanspruchung des Baugrundes:

Beanspruchung infolge der Normalkräfte,

" " " Momente der x-Achse,

" " " " y-Achse,

Gesamtbeanspruchung des Baugrundes.

Sicherheit gegen Gleiten,

" " Verschieben auf dem Urton,

" " Kippen,

" " Drehen.

Statische Berechnung des Pfeilerkörpers:

Untersuchung einzelner Pfeilerfugen usw.

II. Südlicher Pfeiler des östlichen Toranschlagbauwerkes: wie unter I.

III. Westliches Toranschlagbauwerk: wie unter I.

C. Sohlenbauwerke.

I. Durchfahrtssole zwischen östlichem und westlichem Toranschlagbauwerk.

Belastungsfälle,

Stand sicherheitsnachweis,

Statische Berechnung des Bauwerkquerschnitts.

II. Sohle zwischen dem östlichen Toranschlagbauwerk: wie unter I.

Die Torkammer wurde als trogförmiger Körper berechnet und dementsprechend bemessen (Abb. 23). Die geringste Breite beträgt 10 m die größte 12 m, ihre freie Höhe 20 m. Diese Torkammern gehen in ihren Querschnitten also über die Abmessungen großer Binnenschiffschachtschleusen hinaus. Da auch bei diesen Häupterbauwerken Bewegungen infolge des mangelhaften Untergrundes später auftreten können und die wirkliche Größe der angreifenden Kräfte nicht einwandfrei fest-

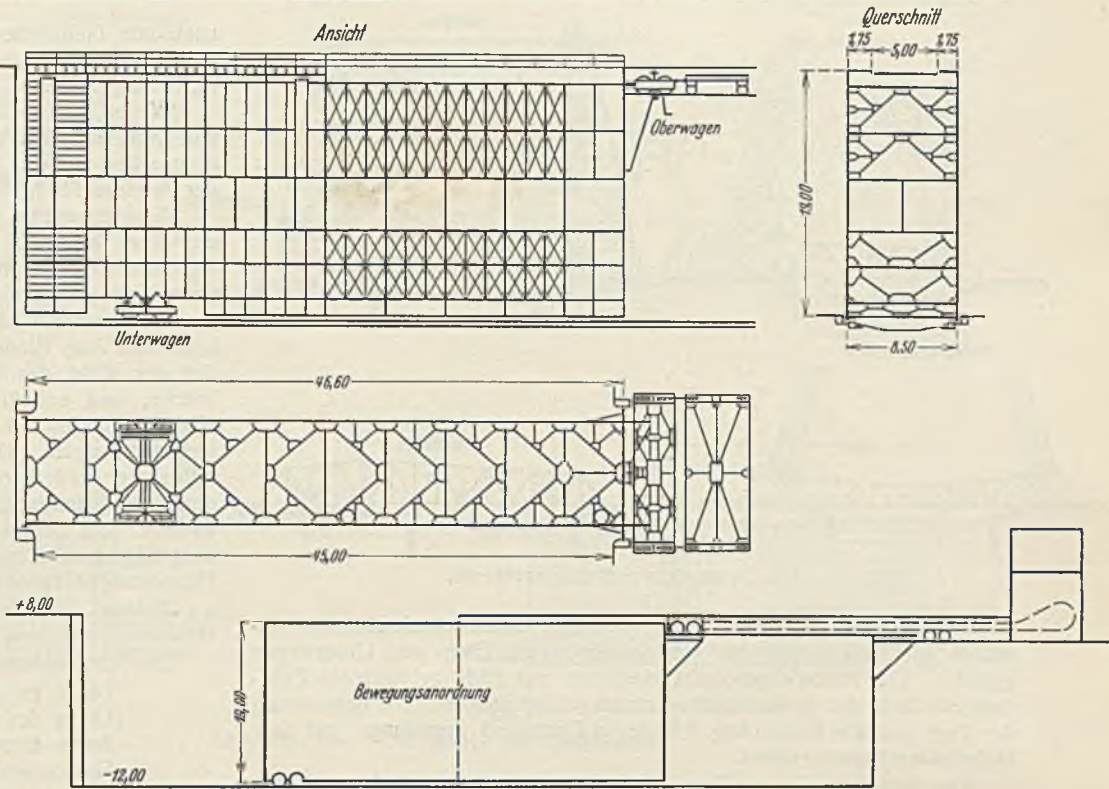


Abb. 24. Schlebetor.

liegt, da ferner das Bauwerk während des Bauvorganges und während des Betriebes stark wechselnden Belastungsfällen unterworfen ist, sind die Beanspruchungen für Beton mit 25 bis 30 kg/cm² und für Rundeseisen mit 800 bis 1000 kg/cm² eingesetzt.

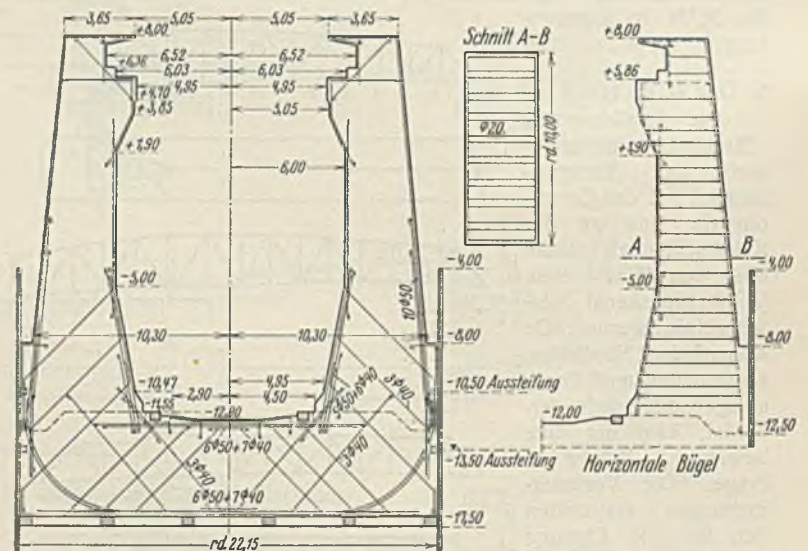


Abb. 23. Torkammerquerschnitt.

Die während der verschiedenen Bauvorgänge festgestellten Bewegungen dieser Bauwerke haben auch hier gezeigt, daß es nicht empfohlen werden kann, in den Beanspruchungen der Baustoffe für derartige Seebauten bis an die äußerste Grenze zu gehen.

Der Boden unter den drei Anschlagbauwerken wird für den ungünstigsten Fall mit 5,6 kg/cm² belastet, ein zulässiges Maß, zumal der Sandboden durch die tiefer reichenden Spundwände eingeschlossen ist. Um ungünstigere Bodenbeanspruchungen unter den Anschlagbauwerken zu verhindern, sind Aussparungen mit Leichtbetonausfüllung angeordnet.

Auch für diese Bauwerke wurde der unverblendete Beton, auf Grund der Erfahrungen bei der Geestemünder Doppelseeschleuse, gewählt, deren Außenhaupt nach vierjährigem Betrieb trockengelegt wurde und deren Betonoberfläche einwandfreie Beschaffenheit zeigt, nachdem der Bewuchs mit Seepocken entfernt worden war.

5. Die Schlebetore.⁹⁾

Auf Grund der bisherigen Erfahrungen mit Schlebetoren an den verschiedenen großen Seeschleusen Deutschlands und der Untersuchungen des Hafenbauamtes wurde bei der Durchfahrtsweite der Nordschleuse mit

⁹⁾ Vgl. Aufsatz: „Die Schlebetore und die elektrische Ausrüstung der Schleuse“.

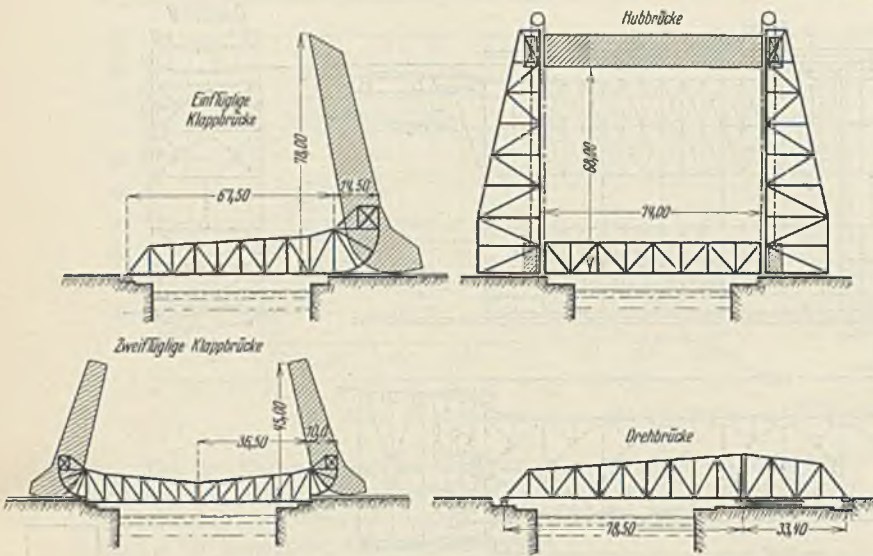


Abb. 25. Die beweglichen Brückensysteme.

45 m im lichten und einer Höhe von rd. 20 m als zweckmäßigster Abschluß der Schleusenkammer das Schiebeter mit Ober- und Unterwagen gewählt. Der Antrieb geschieht elektrisch mit Hilfe gebrochener Zahnstangen, die in den Torkammertrog zurückgeführt werden. Die Berechnung der Tore hat die Firma Aug. Klönne in Dortmund gemeinsam mit dem Hafengebäudeamt durchgeführt.

Das Schiebeter ist ein Riegeltor mit Schwimmkasten (Abb. 24); seine Abmessungen betragen 8,50 m Breite, 19,00 m freie Höhe und 46,60 m Länge.

Die Tore dienen gleichzeitig für die Überführung des Personen- und Lastwagenverkehrs. Als Baustoff wurde St 37 gewählt. Die Herstellung der Torkörper geschieht durch die Firma Aug. Klönne in Dortmund, die der Antriebsvorrichtungen einschließlich der Ober- und Unterwagen durch die MAN in Gustavsburg.

6. Die Drehbrücke.⁷⁾

Die Straßen- und Eisenbahnverbindung nach den Fahrgastanlagen auf der Columbuskaje und an der Kaiserschleuse mußte über den 45 m breiten Verbindungskanal hinweggeführt werden. Da dieser jedoch Nordhafen, Kaiserhafen und Dockanlagen miteinander verbindet, kam nur eine bewegliche Brücke in Frage. Die Voruntersuchungen erstreckten sich auf die Eignung sämtlicher Brückensysteme für die vorliegenden Verhältnisse (Abb. 25).

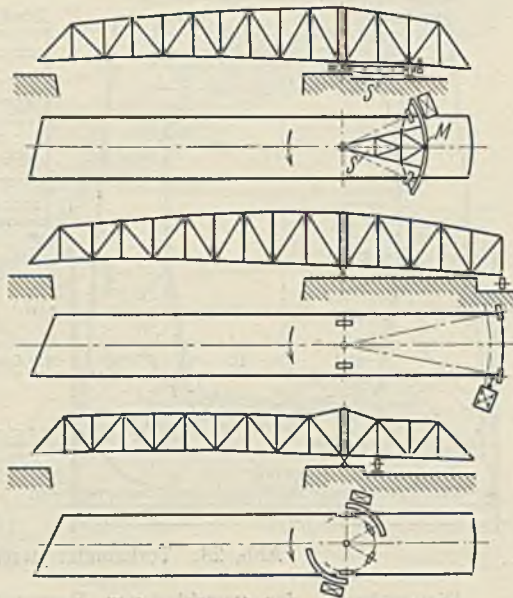


Abb. 26. Die verschiedenen Antriebsarten.

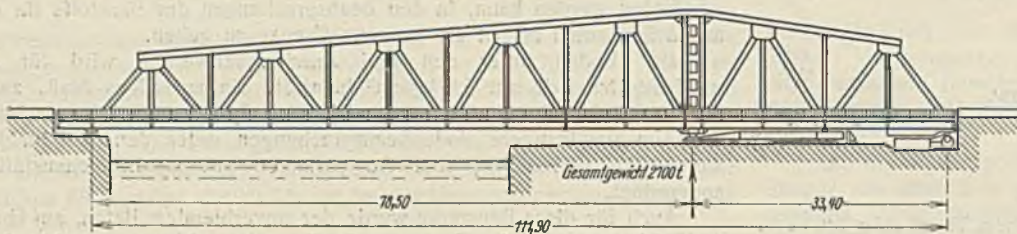


Abb. 27a. Ansicht der Drehbrücke.

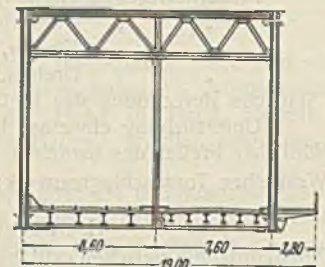


Abb. 27b. Querschnitt der Drehbrücke.

Die Höhe der einflügeligen Klappbrücke im aufgeklappten Zustande beträgt rd. 78 m. Infolge ihrer erheblichen Winddruckfläche würden z. T. sehr ungünstige Beanspruchungen des Fundamentes auftreten, die bei den schlechten Untergrundverhältnissen ein ungleichmäßiges Setzen wahrscheinlich erscheinen lassen. Man mußte daher mit Betriebsstörungen infolge nicht einwandfreien Schließens der Brücke rechnen.

Die zweiflügelige Klappbrücke schied aus gleichen Gründen aus;

⁷⁾ Vgl. Aufsatz: „Die Drehbrücke“.

außerdem bietet die Verriegelung zweiflügeliger Klappbrücken Schwierigkeiten und ist bisher für Eisenbahnbrücken in diesem Umfange noch nicht ausgeführt.

Wegen der großen Höhe der Mastspitzen der Dampfer „Bremen“ und „Europa“ über Wasser hätten die Pylonen einer Hubbrücke rd. 80 m hochgeführt werden müssen. Die Gefahr des ungleichen Nachgebens der Fundamente konnte auch hier nicht einwandfrei ausgeschaltet werden.

Gewählt wurde die ungleicharmige Drehbrücke, weil sich hier einmal ungleiche Setzungen der Fundamente durch Nachstellbarkeit der Lager am einfachsten ausgleichen lassen und weil die Kosten für dieses Brückensystem die geringsten sind.

Gemeinsam mit den Firmen MAN, Dortmunder Union, Gutehoffnungshütte und Aug. Klönne wurden die weiteren Voruntersuchungen hinsichtlich der Wahl des Brückenquerschnitts, ob Zwei- oder Dreihauptträgerbrücke, und endgültige Wahl der Antriebsvorrichtungen vorgenommen (Abb. 26). Gewählt wurde nach dem Vorschlage der MAN der feststehende Antrieb. Die Brücke wird durch einen Zahnsektor und einen Mitnehmer mittelbar bewegt. Auftretende Fundamentsenkungen können durch Nachstellbarkeit der Lager und des Drehzapfens ausgeschaltet werden. Die Brücke wurde nach dem Vorschlage der MAN als Zweihauptträgerbrücke ausgebildet. Die Querträger sind in der Mitte durch Hängestangen an oberen Fachwerkkriegeln aufgehängt (Abb. 27).

Entwurf, Berechnung und Ausführung der Brücke besorgten im Einvernehmen mit dem Hafengebäudeamt die Dortmunder Union und MAN.

Die Abmessungen dieser Drehbrücke betragen:

- Länge zwischen den Endauflagern 111,9 m,
- Länge des langen Armes 78,5 m,
- Breite einschließlich Fußweg rd. 19 m,
- Gesamtgewicht rd. 2700 t.

Von den verschiedenen neuen Eisenbaustoffen wurde der Union-Baustahl als der zweckmäßigste gewählt. St 37 wurde für die Hauptkonstruktionsglieder nicht verwendet, um das Brückengewicht wegen der Untergrundverhältnisse möglichst niedrig zu halten.

7. Die Fundamente der Drehbrücke.

Maßgebend für die Ausbildung der Fundamente waren die Antriebsvorrichtungen und die Lagerung der Drehbrücke. Die Gründung wurde in vier einzelnen Fundamenten ausgeführt (Abb. 28).

Das östliche Widerlager trägt die beiden Hublager und die Antriebsvorrichtungen. Dieses Fundament konnte auf Holzpfählen gegründet werden, da die darauf ruhenden festen und beweglichen Lasten nicht übermäßig hoch sind.

Das Fundament für den Drehkranz ist ebenfalls auf Pfählen gegründet.

Das Drehpfeilerfundament trägt das gesamte Brückengewicht in der Drehlage, es wurde daher auf den tragfähigen Sand in gleicher Weise wie die Schleusenhäupter zwischen eisernen Spundwänden im Trockenbauverfahren unter dem Schutze einer Grundwasserabsenkungsanlage gegründet. Auf diesem Pfeilerfundament sind gleichzeitig auch die seitlichen Verkehrslager untergebracht, um gegenseitige Verschiebungen zwischen diesem und dem Königstuhl auszuschalten.

Das westliche Widerlager wurde mit der Kajemauer vereinigt und diese auf 21 m verbreitert.

8. Die Ausrüstung der Schleuse.

Die Nordschleuse ist mit Pollern, Spills, Schwimmendern, Steigeleitern, Haltekreuzen und Baggerbügel ausgerüstet (Abb. 29). Für die Ausbildung und Lage der Poller ist maßgebend, ob es sich um Festmachepoller oder Verholpoller handelt. Die Stärke der Festmachepoller richtet sich nach der Zerreißgrenze der Haltetrosen, die die Seeberufsgenossenschaft für die einzelnen Schiffsgrößen vorschreibt. Es ist daher die Liegestelle

an der Nordmole am Süd- und Nordende mit je einem 250-t-Poller ausgerüstet. An der westlichen Kammermauer sowohl wie an der 300 m langen Kaje im Verbindungshafen kann jeweils am Nord- und Südende ebenfalls je ein 250-t-Poller später noch angeordnet werden, sobald die beiden Stellen als Liegeplätze der Fahrgastdampfer von der Größe der „Bremen“ und „Europa“ benutzt werden sollen.

An der Nordmole sind außer den beiden 250-t-Pollern an der Vorderkante der Kaje, in einem Abstände zwischen 25 und 60 m wechselnd, 100-t-Poller angeordnet. Da die Vertäuung der Dampfer an diesen Kant-

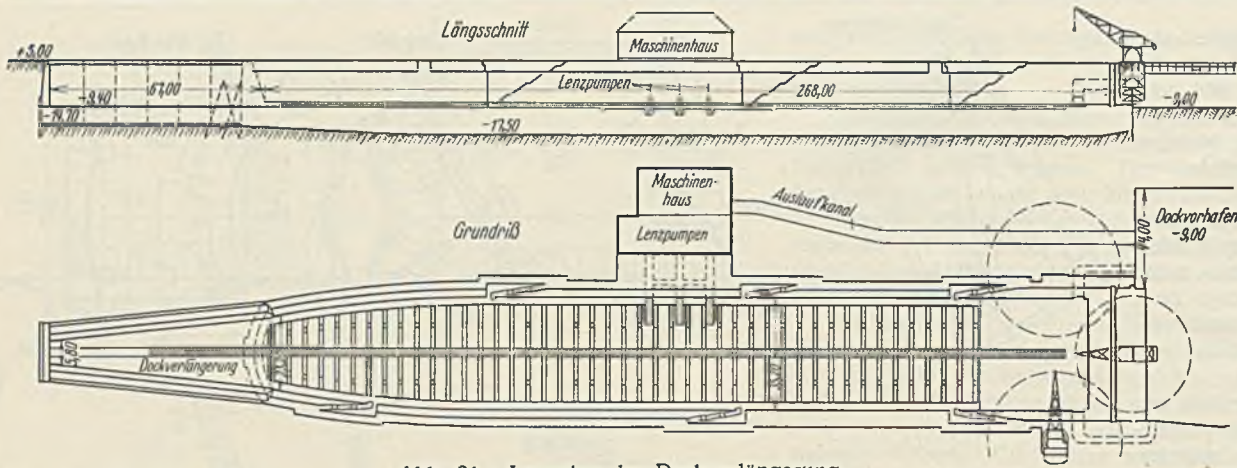


Abb. 31. Lageplan der Dockverlängerung.

10. Die Dockverlängerung.⁸⁾

Die Untersuchungen für die Verlängerung des Kaiserdocks II erstreckten sich auf folgende Gesichtspunkte:

- a) Umfang der Verlängerung im Hinblick auf die jetzt und in Zukunft in Bremerhaven verkehrenden größten Seeschiffe,
- b) Wahl der Querschnittform und Bauausführung für die Dockverlängerung,
- c) Untersuchung des bestehenden Docks zwecks Aufnahme größter Schiffsdrücke.

a) Umfang der Verlängerung im Hinblick auf die jetzt und in Zukunft in Bremerhaven verkehrenden größten Seeschiffe.

Das Verhältnis von Breite zu Länge bei den großen Schnelldampfern der letzten Vorkriegsjahre und der „Bremen“ bzw. „Europa“ schwankt etwa zwischen 1:8,15 bis zu 1:9,15 (Bremen). Da die größte Breite des Docks an der Sohle rd. 35,20 beträgt, ergibt sich eine Länge des zu erweiternden Kaiserdocks zu 335 m (Abb. 31). Das bestehende Dock hat bei Lage des Verschlußpontons im Außenfalz eine Länge von 268 m. Es ergab sich daher für das Dock eine Verlängerung von 67 m. Da das Dock in seinen Seitenwänden eine Neigung von 4:1 und oben auf +5,0 m eine größte lichte Weite von 43 m hat, wird eine Dockung und Ausbesserung größter Dampfer, die über die Abmessungen der „Bremen“ und „Europa“ noch hinausgehen, möglich sein (d. h. Schiffsgrößen von 75 000 Br. Reg. T.). Die innere Breite der neuen Dockspitze in Höhe der Kielstapel auf -8,00 kann mit rd. 6 m in Sohlenhöhe ausreichend angenommen werden, so daß auch vorn völliger gebaute Schiffe genügend Platz finden.

b) Wahl der Querschnittform und Bauausführung für die Dockverlängerung.

Die Ausbildung der Querschnittform für die Dockverlängerung wurde grundsätzlich durch die Wahl des Bauverfahrens bestimmt. Es wurden daher Untersuchungen angestellt, ob die Dockverlängerung nach dem früheren Verfahren der Unterwasserbetonierung unter Verwendung von Kalk-Traß-Beton ohne Eiseneinlagen gebaut werden oder ob das, bei der

⁸⁾ Vgl. Aufsatz: „Die Gründungsarbeiten der Schleusenhäupter, der Nordmole und des Trockendocks“.

lassen sich am sichersten im Trockenbauverfahren mit einer Grundwasserabsenkungsanlage lösen.

Da die tragfähige Sandschicht etwa 20 m unter Gelände auf etwa -15,5 m Brh. Null liegt und ihre Stärke etwa 10 m mit dazwischenliegenden festen Tonschichten beträgt, muß die Sohle des Docks bis auf die tragfähige Sandschicht heruntergeführt werden.

Unter diesen Gesichtspunkten sind zehn verschiedene Querschnitte untersucht worden (Abb. 32). Der Vorschlag I zeigt den Querschnitt des bestehenden Docks unter Anwendung der Unterwasserbetonierung. Er ist der teuerste und erfordert die längste Bauzeit.

Die Querschnittformen II bis IV zeigen eine Abkehr von der trogförmigen Ausbildung des Querschnitts. Da nämlich bei dem alten Querschnitt für die Abstützung der Baugrube eine schwere Spundwand mit Verankerungspfählen notwendig war, die später für die Aufnahme von waagerechten Kräften beim fertigen Bauwerk nicht mit herangezogen werden konnte, zwang die Überlegung, dem Gedanken nachzugehen, diese für die Bauausführung notwendige Verankerungskonstruktion für die endgültige Ausbildung der Seitenbauwerke mit zu benutzen. Es wurden daher in den Vorschlägen II bis IV die Seitenmauern von der Sohle getrennt und die Seitenwände in Form von Kajemauern ausgebildet. Wenn auch der Vorschlag II mit 2,37 Mill. RM der billigste ist, so stehen seiner Ausführung insofern Schwierigkeiten entgegen, als die schräg zu ramme eiserne Spundwand weder einen dichten Anschluß an das alte Dock noch in den Ecken der neuen Stirnwand gewährleistet und die einwandfreie Durchrammung der bestehenden alten Verankerungspfähle mit schräger Spundwand kaum möglich ist. Der diese Nachteile durch Verwendung von senkrechten Spundwänden beseitigende Vorschlag III ergibt aber eine derartige Verbreiterung der Kajemauern, daß die Kosten um rd. 300 000 RM steigen und damit eine wesentliche Ersparnis gegenüber dem Trogquerschnitt nicht mehr erreicht wird. Eine allerdings nicht sehr große Verringerung der Kosten ist durch die halbtrogförmige Ausbildung der Sohle möglich (Vorschlag IV).

Die weiteren Untersuchungen der Querschnitte V bis X führten daher folgerichtig zum Trogquerschnitt unter Verwendung der Grundwasser-senkung und damit zur Ausführung in Eisenbeton zurück. Querschnitt V mit Verankerungspfählen und schräger Spundwand bringt die oben erwähnten Schwierigkeiten bei der Durchrammung der alten Pfahljoche. Eine wesentliche Kostenersparnis konnte außerdem nur gegenüber dem Kajequerschnitt III erzielt werden. Die weiteren Untersuchungen bei den Querschnitten IV bis VIII und X zielten daraufhin ab, den Trogquerschnitt nur so stark auszubilden, wie es die statischen Anforderungen (Auftrieb usw.) verlangen. Es wurde versucht, bei diesen Querschnitten nur einzelne Teile der Docksohle bis auf den tragfähigen Sand herunterzuführen, und zwar in zwei bzw. drei Längsrippen (vgl. Querschnitt VI und VII) oder in einer Anzahl von Querrippen mit hochwertiger Eisenbetonsohle (vgl. Querschnitt VIII) oder in Herunterführung der Sohle nur im mittleren

Trockenbauverfahren: Zement-Traß-Beton mit Eiseneinlagen, Grundwasser-Entlastungsanlage.

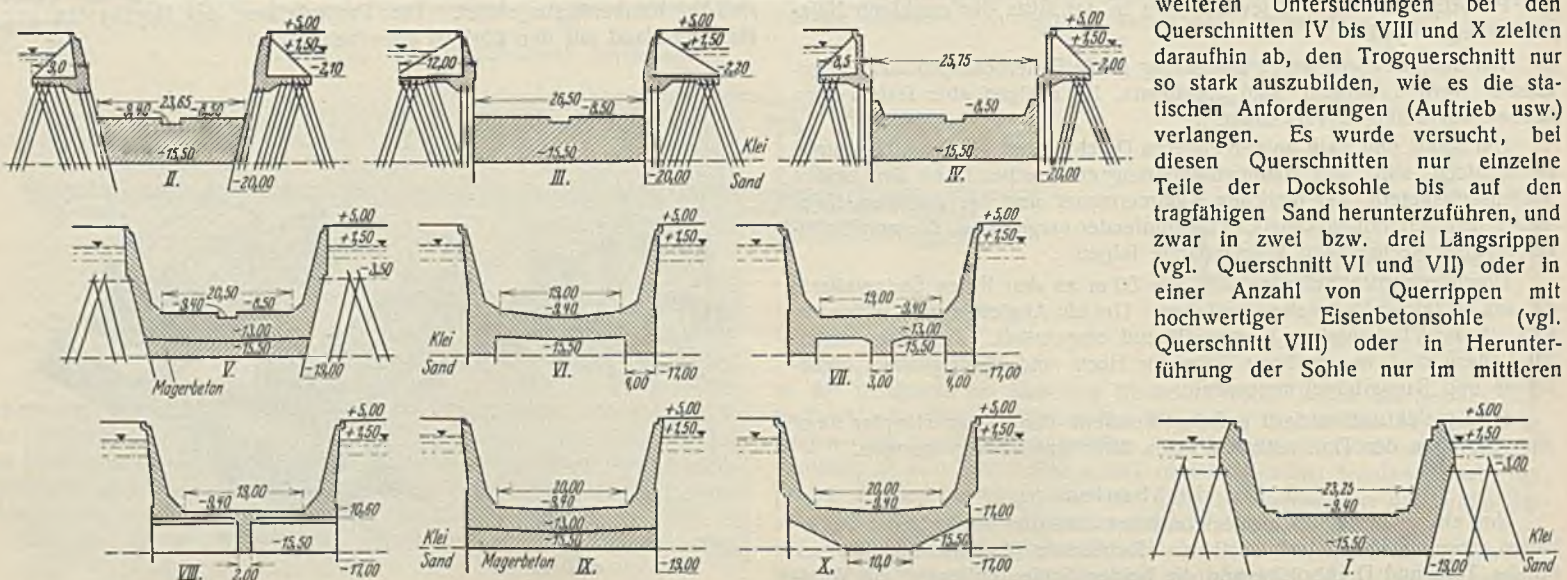


Abb. 32. Dockquerschnittformen.

Zu Abb. 32.

Unterwasserverfahren: Kalk-Traß-Beton ohne Eiseneinlagen.

Gründung der Häupter der Nordschleuse angewandte Trockenbauverfahren unter dem Schutze einer Grundwasserabsenkungsanlage und damit Verwendung von Zement-Traß-Beton mit Eiseneinlagen zur Ausführung gelangen sollte. Für die Wahl kam ferner in Betracht, daß die Beseitigung der alten Verankerungspfähle und Spundwand an der Stirnfläche des bestehenden Docks und der dichte Anschluß der neuen an die alte Docksohle einwandfrei zu geschehen hat. Beide Schwierigkeiten

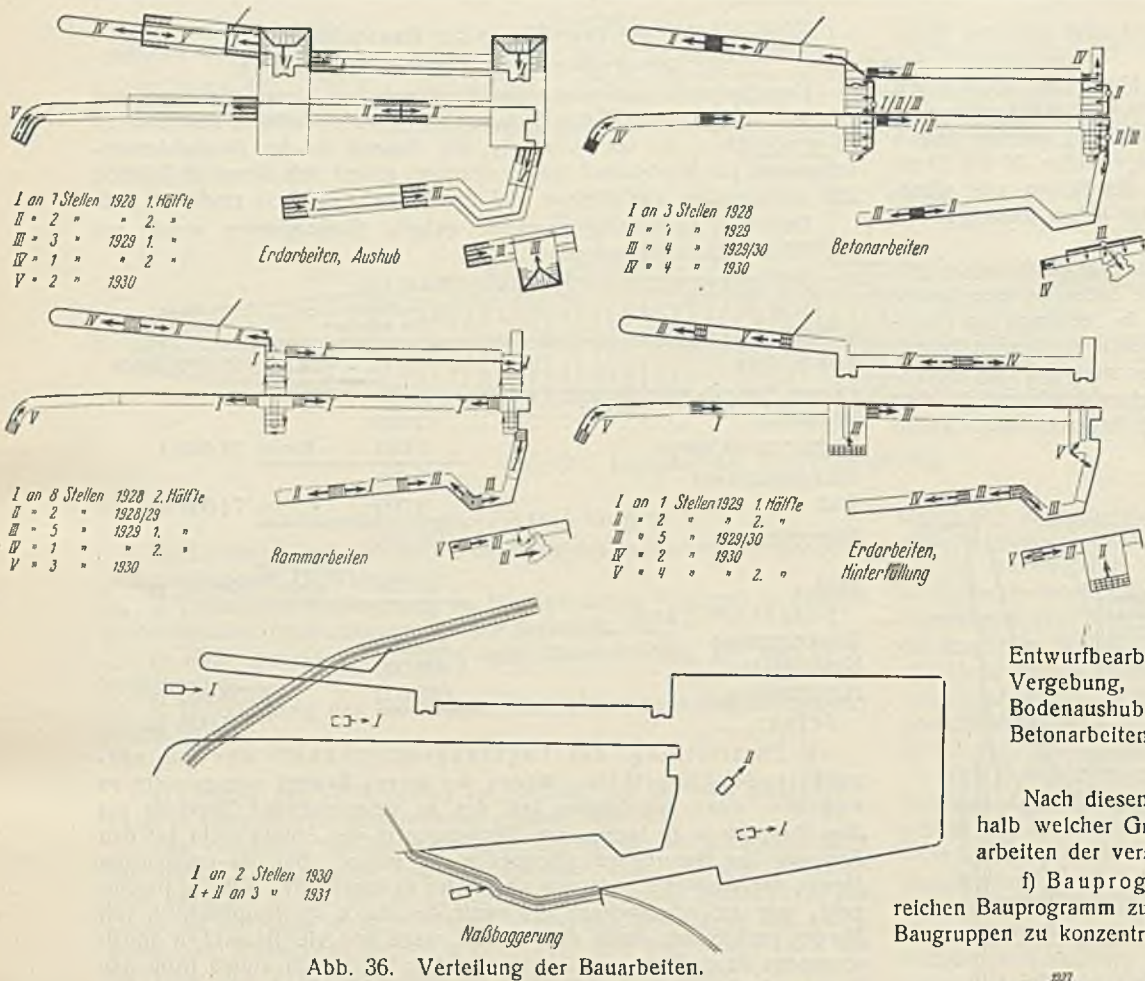


Abb. 36. Verteilung der Bauarbeiten.

gesehen. Für Leistungsausfall infolge von Witterungseinflüssen wurde nur eine Monatsdurchschnittsleistung angesetzt.

Diese Annahme war sehr günstig, auf ihre Einhaltung mußte aber, soweit sie sich wirtschaftlich vertreten ließ, gedrungen werden.

d) Aufteilung des gesamten Bauvorhabens in verschiedene Baugruppen. Auf Grund der nach verschiedenen Gesichtspunkten ausgearbeiteten Baustellen- und Arbeitspläne wurde das gesamte Bauvorhaben der Nordschleusenanlage in 20 verschiedene Baugruppen eingeteilt (s. Bauprogramm, Abb. 35).

e) Untersuchung des Ineinandergreifens der Arbeiten der einzelnen Baugruppen. Um die Grundlage für ein richtiges Zeitbild des gesamten Bauvorhabens zu gewinnen, wurde für jede Baugruppe festgestellt, welcher Zeitaufwand notwendig war für:

- Entwurfbearbeitung,
- Vergebung,
- Bodenaushub,
- Betonarbeiten (Montagearbeiten),
- Ausschreibung,
- Baustoffbeschaffung,
- Rammarbeiten (Werkstattarbeiten),
- Hinterfüllung.

Nach diesen Überlegungen wurde nunmehr untersucht, innerhalb welcher Grenzen ein Ineinandergreifen der einzelnen Bauarbeiten der verschiedenen Baugruppen möglich war.

f) Bauprogramm. Um gewisse Festpunkte in dem umfangreichen Bauprogramm zu erhalten, auf die sich die einzelnen Arbeiten der Baugruppen zu konzentrieren hatten, wurden außer dem Endtermin auch

und Werksteine gestapelt werden, die wiederum so frühzeitig verarbeitet werden mußten, um die restlichen 4000 Pfähle und 3000 t Spundbohlen für die im und vor dem Deich liegenden Kajemauerstrecken des Außenvorhafens stapeln zu können. Anschließend mußte noch genügend Zeit vorhanden sein, um die westliche Kammermauer mit rd. 110.000 m³ Boden zu hinterfüllen, das Gelände einzuebnen und die Zufahrtstraße zum Flugplatz herzustellen.

c) Annahme der Leistungen, Verwendung von Großgeräten und Einschätzung der Witterungsverhältnisse. Hier bewegten sich die Überlegungen in folgenden Bahnen:

1. Wieviel Arbeiter konnten höchstens bei den Bauarbeiten der Nordschleusenanlage beschäftigt werden?
2. Wieviel Unternehmer konnten gleichzeitig angesetzt werden?
3. In wieviel Schichten sollte die Arbeit ausgeführt werden?
4. In welchem Umfange konnten Großgeräte verwendet werden?
5. Inwieweit mußten die Witterungsverhältnisse besondere zur Herbst- und Winterzeit in Ansatz gebracht werden?

Die Beantwortung der Fragen unter 1. und 2. hing von der noch weiter unten anzustellenden Überlegung über die Aufteilung und Ineinanderschichtung der Bauarbeiten ab. Für die Leistungen wurden grundsätzlich Zweischichtenbetrieb und die möglichst weitgehende Verwendung von Großgeräten trotz des wenig tragfähigen Kleibodens vor-

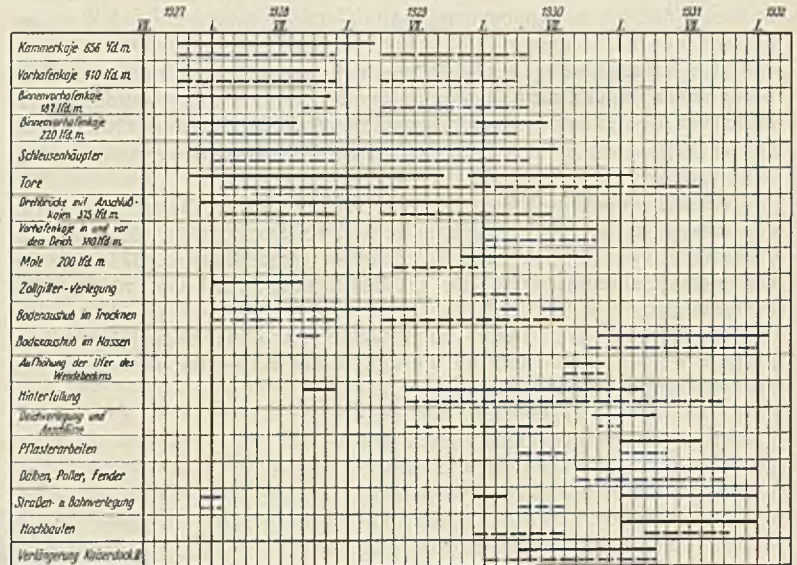


Abb. 35. Bauprogramm.

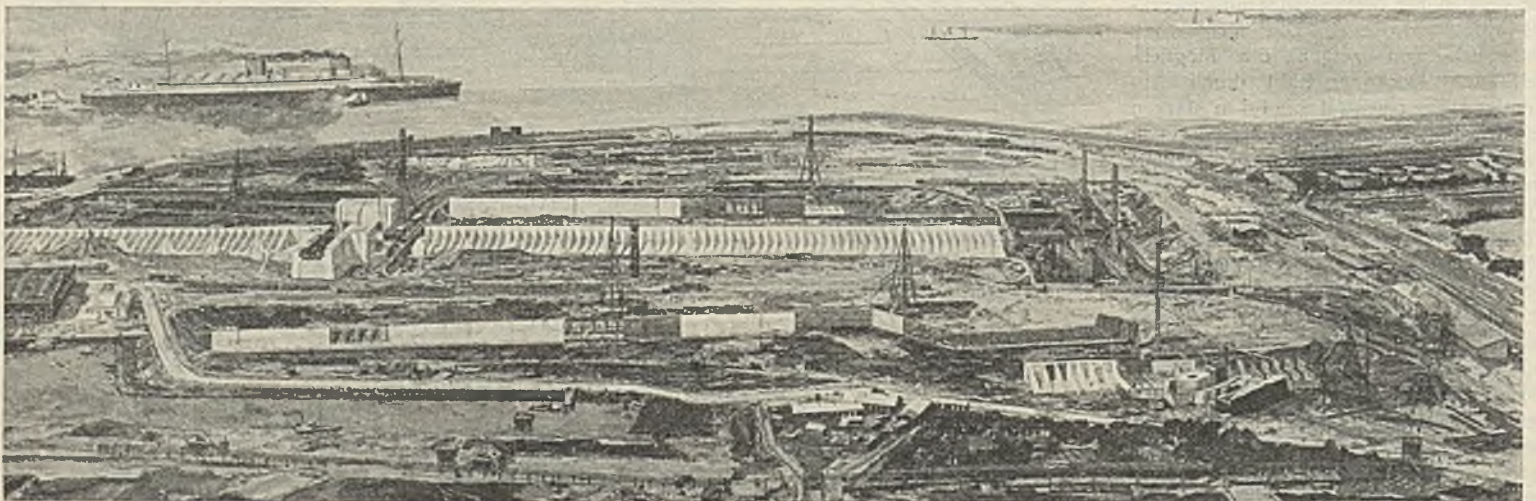


Abb. 37. Der Bau der Nordschleuse. Gemälde von Jacobsen.

Zwischentermine für die Fertigstellung der einzelnen Arbeiten, soweit sie den weiteren Baufortgang wesentlich beeinflussen, wie Fertigstellung der Häupter, Drehbrücke, Tore, festgelegt. Trotzdem mußte die Beweglichkeit des Bauprogramms so weit erhalten bleiben, daß unvorhergesehene Störungen infolge von Bauunfällen und schlechten Witterungsverhältnissen durch Verschiebung einzelner Bauarbeiten aufgefangen werden konnten (vgl. Bauprogramm, Abb. 35).

Aus den angestellten Überlegungen ergab sich, daß das Bauvorhaben bis Anfang des Jahres 1932 durchzuführen war.

2. Der bisherige Verlauf der Bauarbeiten.

In welchem Umfange die Hauptarbeiten: Bodenaushub, Rammarbeiten, Betonarbeiten und Hinterfüllung in den einzelnen Baugruppen in Angriff genommen wurden, zeigen Abb. 36 u. 37.

In den einzelnen Arbeitsvorgängen wurden erhebliche Leistungen erzielt:

Arbeitsvorgang	Leistung im Monat		Gesamtleistung
	im Mittel	max.	
Erdarbeiten: Aushub . . .	25 000	45 000	450 000 m ³
Rammen: a) Holzpfähle . . .	1 000	3 600	26 000 Stück
b) eis. Spundwand	5 000	8 600	80 000 m ²
Betonarbeiten	19 000	24 900	245 000 m ³
Erdarbeiten: Hinterfüllung .	30 000	50 000	675 000 m ³

Sie allein ermöglichen die Einhaltung der vorgesehenen Termine auch bei Zeitverlusten infolge ungünstiger Witterungsverhältnisse.

Das Ineinandergreifen der einzelnen Bauarbeiten zeigt Abb. 38.

a) Baugrubenaushub⁹⁾. Die Erdarbeiten für den Aushub der Baugruben wurden im Dezember 1927 begonnen (Abb. 39). Die ursprünglich

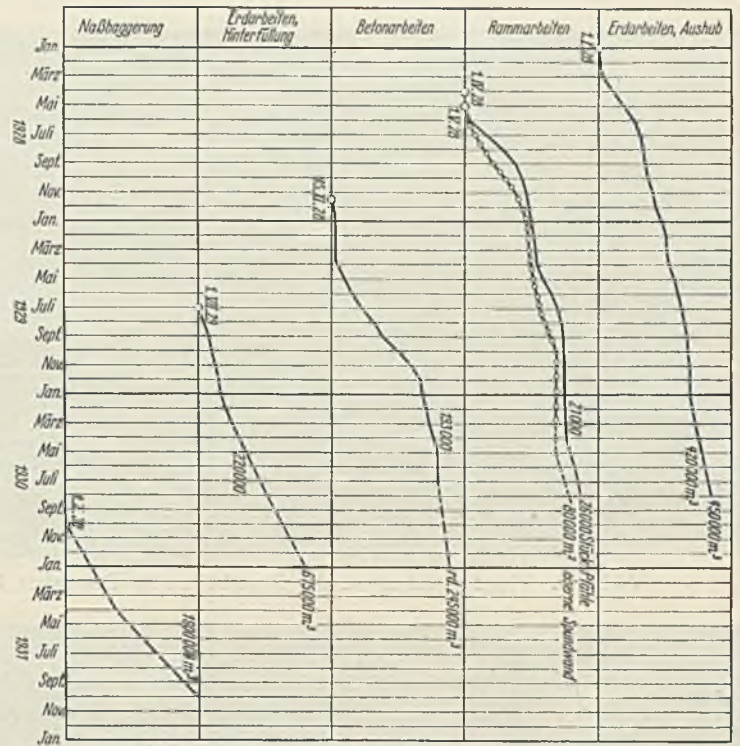


Abb. 38. Ineinandergreifen der einzelnen Bauarbeiten.

c) Die Rammarbeiten^{9) 10)}. Als die Erdarbeiten zum Frühjahr 1928 so weit fortgeschritten waren, daß sowohl im Außenvorhafen wie in der Kammer und in den Häuptern genügend freier Raum geschaffen war,



Abb. 39. Zustand der Baugruben im Außenvorhafen vor Beginn der Erdarbeiten. Januar 1928.

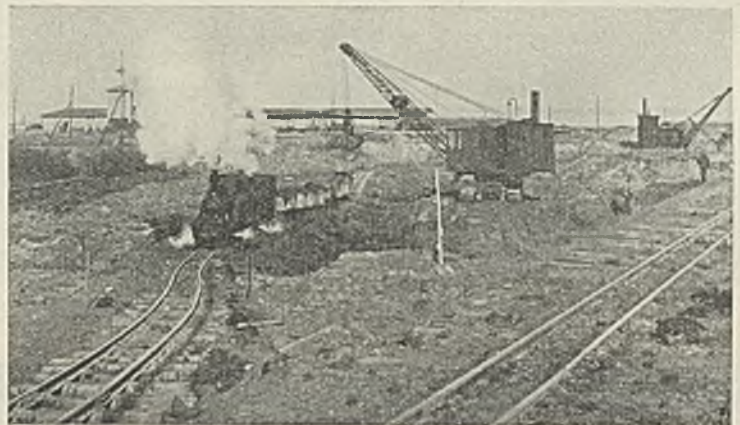


Abb. 40. Baugrubenaushub mit Großgeräten.

gehegte Befürchtung, daß der nachgiebige Untergrund die Verwendung von Großgeräten nicht erlaubte, hat sich glücklicherweise nicht bewahrt (Abb. 40).

b) Die Grundwasserentlastungsanlage¹⁰⁾. Der erste Teil des Aushubes der Häupterbaugruben geschah unter dem Schutz einer offenen Wasserhaltung. Mit dem weiteren Fortschreiten der Bauarbeiten wurde die endgültige Grundwasserabsenkungsanlage eingebaut.

Die vorgesehene Absenkungstiefe bis zu 20 m unter normalem Grundwasserstand und die wasserdichte Umschließung der Häupterbaugruben und Kammer durch eiserne Larssen-Spundwände wurden, wie Abb. 41 ergibt, einwandfrei erreicht.

wurden die Rammarbeiten an acht verschiedenen Stellen fast gleichzeitig in Angriff genommen (Abb. 42). Bis zu 19 Rammen arbeiteten in den Sommermonaten, um möglichst zum Herbst wiederum die Fundamente so weit fertiggestellt zu haben, daß sowohl genügend Lagerraum für die Baueinrichtung wie fertiggerammte Baugruben für die Betonierung vorhanden waren (Abb. 43).

Vgl. die Aufsätze:
9) „Die Erd- und Rammarbeiten“.

10) „Die Untersuchungen des Baugrundes und die Grundwasserentlastungsanlagen“. — „Die hydrologischen Berechnungen für die Grundwasserentlastungsanlagen“.

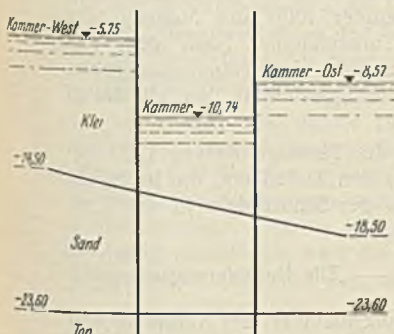


Abb. 41. Stand des Grundwassers am 8. Januar 1930 in und außerhalb der Schleusenammer.



Abb. 42. Flugzeugaufnahme der Rammarbeiten im August 1928.



Abb. 43. Flugzeugaufnahme der Bauarbeiten im Dezember 1928.



Abb. 44. Flugzeugaufnahme der Bauarbeiten im Juni 1929.



Abb. 45. Flugzeugaufnahme der Bauarbeiten im September 1929.

d) Die Betonarbeiten¹¹⁾. Im August 1928 konnten die Betonarbeiten vergeben und mit der Einrichtung der Baustelle für die Betonierungsarbeiten begonnen werden. Auch hier war es Voraussetzung, daß die Betonierung möglichst an drei Stellen gleichzeitig in Angriff genommen wurde. Das vorgesehene Bauprogramm für die Betonarbeiten wurde jedoch durch die schlechte Herbstwitterung und den vier Monate langen Winter zerschlagen, so daß Ende März 1929 mit einem Verlust an Bauzeit von mindestens vier Monaten und damit einer Verschiebung der Fertigstellung der Schleuse um mindestens sechs Monate gerechnet werden mußte. Während der günstigen Witterung im Baujahr 1929 wurden daher

dank der leistungsfähig ausgeführten Baueinrichtung der Firma Butzer an sieben Stellen gleichzeitig die Betonarbeiten vorgetrieben (Abb. 44). Durch die fast 50%ige Vermehrung der Betonierungsleistungen und durch Umstellung der übrigen Bauarbeiten konnte der erhebliche Zeitverlust eingeholt werden (Abb. 45).

e) Die Hinterfüllungsarbeiten¹²⁾. Sobald eine genügend große Länge der einzelnen Bauwerkteile fertiggestellt war, setzte die Hinterfüllung der Bauwerke ein. Auch hierfür wurden wiederum in größtem Umfange Großgeräte verwendet. Der erforderliche Boden für die Hinterfüllung wurde zum Teil aus den noch nicht ausgehobenen Baugruben, zum überwiegenden Teil aus dem späteren Wendebecken gewonnen (Abb. 46).

f) Die Herstellung der Mole¹³⁾. Um die sehr stark von der Witterung abhängigen Durchsticharbeiten am Seedeich gegen schweren Wellenschlag zu schützen und sie auf ein Mindestmaß herabzudrücken, wurde im Baujahr 1929 der außendeichs liegende Teil der Nordmole auf 140 m Länge gleichzeitig mit den übrigen Bauarbeiten in Angriff genommen (Abb. 47 u. 48).

Für die Ausbildung des Molenquerschnitts war die Frage maßgebend: Ausführung der Mole im Tidebetrieb oder im Trocken unter dem Schutze von eisernen Spundwänden? Da der Tidebetrieb nicht nur erhebliche Zeit, sondern auch eine Höhenlage der Rostplatte in Höhe von MNW und damit eine große freie Länge der Spundwand und Pfähle verlangt hätte, wurde auf ihn von vornherein verzichtet und auch hier auf das Trockenbauverfahren zwischen eisernen Spundwänden und offener Wasserhaltung zurückgegriffen. Die Aussteifung der Baugrube geschah nach dem Vorschlage der Firma Holzmann mit eisernen Gitterträgern (Abb. 49).

Wie die Ausführung zeigte, hat sich das gewählte Bauverfahren in vollem Umfange bewährt.

g) Die Herstellung der Fundamente und Montage der Drehbrücke¹⁴⁾. Im Januar 1929 wurde mit der Rammung der Pfahlfundamente und nach Fertigstellung der Rammung der Pfeilerbaugrube im Frühjahr 1929 zugleich mit dem Bodenaushub, der Aussteifung und Betonierung des Pfeilerfundamentes begonnen und anschließend die übrigen Fundamente und Anschlußkajestrecken betoniert.

Die Bauarbeiten hatten sehr stark unter der nassen Herbstwitterung 1928 und dem strengen Winter 1928/29 zu leiden, so daß die Montage der Drehbrücke statt im Juli erst im Oktober 1929 aufgenommen werden konnte. Trotzdem war es durch Beschleunigung der Aufstellung der Brücke möglich, diese für den Fahrgastverkehr Anfang Mai 1930 in Betrieb zu nehmen. Anschließend wird im Juni 1930 der Gleisverkehr zu den Schuppen G und F und der Straßenverkehr freigegeben werden. Die für die Straßen- und Gleisumlegung erforderlichen umfangreichen Dammschüttungen wurden in die Hinterfüllungsarbeiten der Kajen auf der Ostseite der Kammer und des Außenvorhafens eingeschoben und in Sand ausgeführt, um die Sackungen wegen der sofortigen Inbetriebnahme der Dämme möglichst niedrig zu halten.

Im August 1930 wird alsdann der Einbau der mechanischen Teile beendet sein, so daß für die im Herbst einsetzenden Baggerarbeiten am Verbindungshafen und südöstlichen Teil des Wendebeckens die Brücke maschnell ein- und ausgedreht werden kann (Abb. 50).

h) Montage der Schiebetore¹⁵⁾. Nach Fertigstellung der Schleusenhäupter folgt die Montage der Schiebetore über den Torkammern. Nach dem Ansteigen des Grundwassers in den Hauptbaugruben werden die alsdann fast fertiggestellten Tore allmählich abgesenkt.

Im Außenhaupt hat die Montage Anfang 1930 begonnen (Abb. 51). Die Absenkung ist für den 1. Juli und die Inbetriebnahme Ende des Jahres 1930 nach Einbau der Schütztäfel in den Umläufen vorgesehen.

¹¹⁾ „Die Betonierung der Bauwerke“. — „Die Betonierungsanlagen“.

¹²⁾ „Die Erd- und Rammarbeiten“.

¹³⁾ „Die Gründungsarbeiten der Schleusenhäupter, der Nordmole und des Trockendocks“.

¹⁴⁾ Vgl. Aufsatz: „Die Drehbrücke“.

¹⁵⁾ Vgl. Aufsatz: „Die Schiebetore und die elektrische Ausrüstung der Schleuse“.

Im Juli werden die Montagearbeiten des Binnenhaupttores beginnen und so gefördert werden, daß es Anfang des Jahres 1931 zusammen mit den Binnenhauptschützen betriebsfertig ist.

Über der Torkammer des Binnenhauptes soll dann anschließend das Reservetor montiert und nach Ausfahren des Binnentores abgelassen und dem Betrieb übergeben werden. Das ausgefahrene Tor wird als Reservetor in einem der Hafenbecken abgesetzt werden.

Auch bei diesen Arbeiten muß auf den Arbeitsfortgang der anderen Baugruppen sehr stark Rücksicht genommen werden, um den rechtzeitigen Beginn der Baggerarbeiten nicht zu verzögern.

3. Der Verlauf der weiteren Arbeiten¹⁶⁾.

Die für die Baujahre 1930 und 1931 noch fertigzustellenden Bauarbeiten umfassen (Abb. 52):

Im Jahre 1930: die vor und in dem Weserdich liegenden rd. 340 lfd. m Kajestrecken und rd. 40 m Kaje am Verbindungskanal Ost,

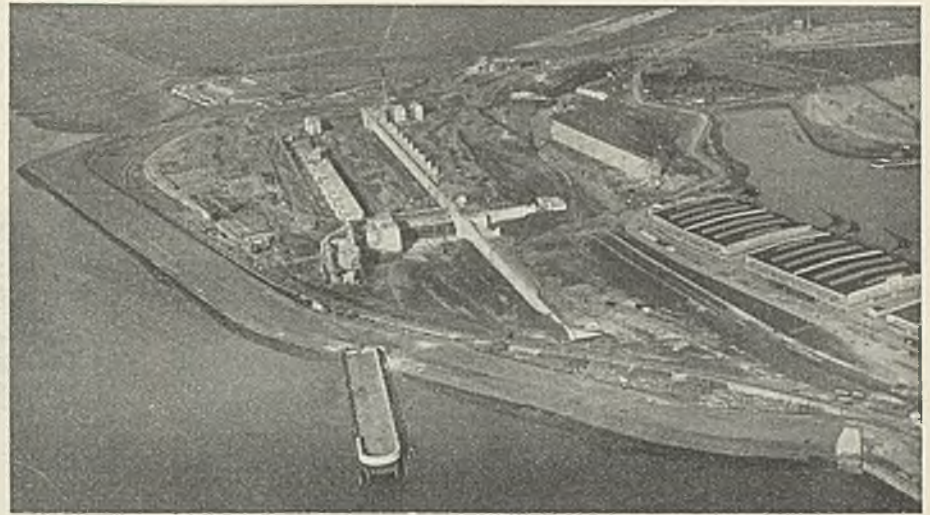


Abb. 46. Flugzeugaufnahme der Bauarbeiten im März 1930.



Abb. 47. Molenbaustelle bei Eisgang, Winter 1928/29.



Abb. 48. Molenbaustelle bei Sturm, Januar 1930.

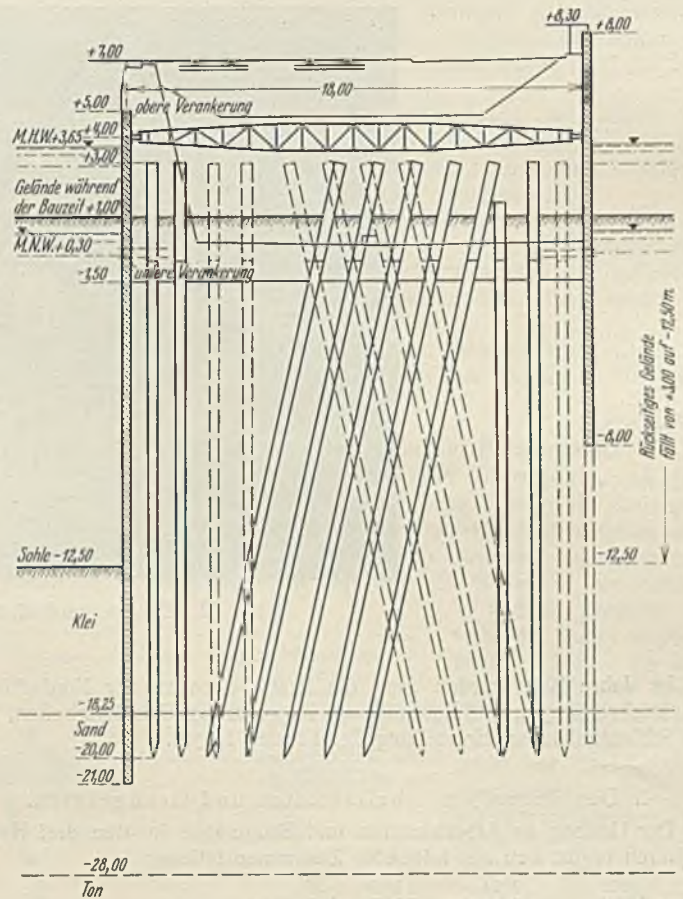


Abb. 49. Querschnitt der Mole.

die restlichen Betonarbeiten am Binnenhaupt, an der Kammerkaje West und am Wendebecken Süd,

die Hauptbauarbeiten der Dockverlängerung, die Maschinenhäuser des Außen- und Binnenhauptes, die Herstellung der Straßen und Eisenbahngleise, die Hinterfüllung der fertigen Bauwerke.

Im Herbst des Jahres 1930 sollen nach Fertigstellung und Hinterfüllung der Betonbauwerke die Baggerarbeiten vom Verbindungshafen aus beginnen und dann im Jahre 1931 möglichst an drei Stellen gleichzeitig durchgeführt werden. Um die Kajemauern erst allmählich in Spannung zu bringen, wird die Baggerung immer nur in Schnitten von höchstens 2 m ausgeführt werden.

¹⁶⁾ Vgl. Aufsätze: „Die Gründungsarbeiten der Schleusenhäupter, der Nordmole und des Trockendocks“. — „Die Betonierung der Bauwerke“. — „Die Betonierungsanlagen“. — „Die Baggerungen“.

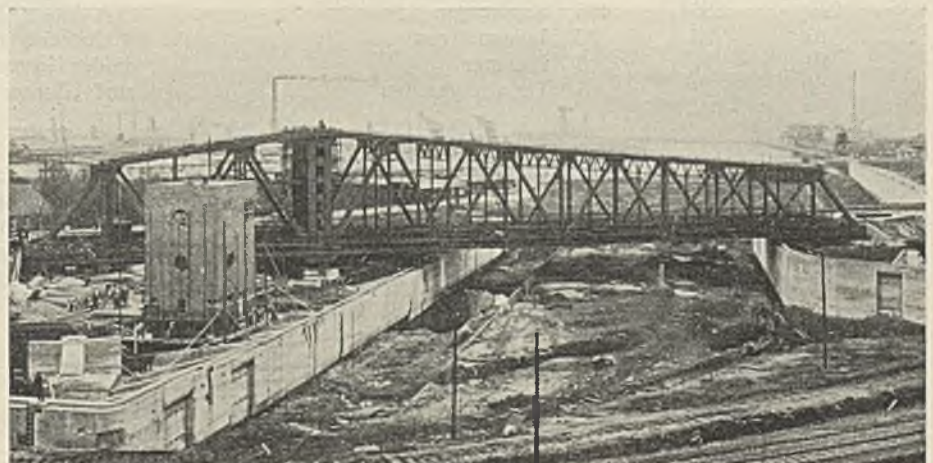


Abb. 50. Montage der Drehbrücke.

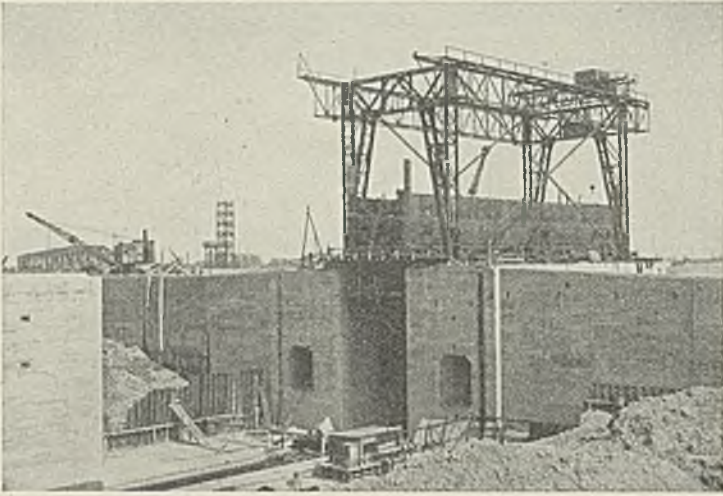


Abb. 51. Montage des Schiebetores über der Torkammer des Außenhauptes.

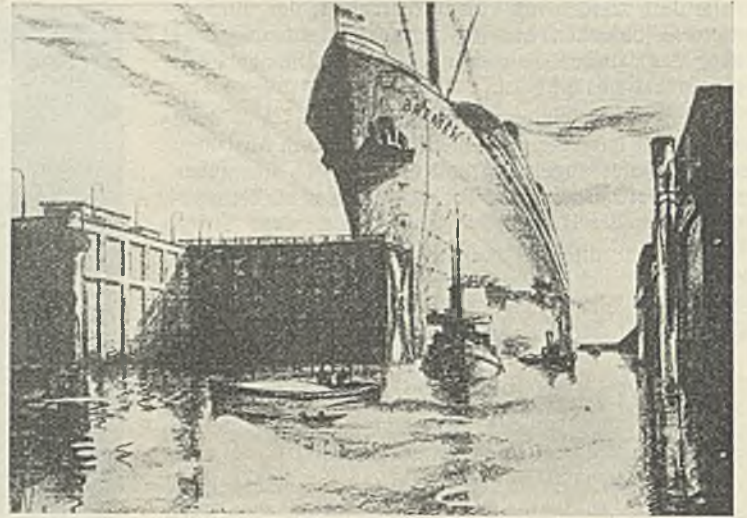


Abb. 53. Dampfer „Bremen“ in der Nordschleusenammer. Radierung von Saebens.



Abb. 52. Flugzeugaufnahme der Baustelle mit den Restarbeiten.

Im Jahre 1931 werden dann die Restarbeiten an der Nordschleuse und Dockverlängerung (Hinterfüllung, Baggerungen, Pflasterarbeiten, Bau des Schleusenhauses, Herstellung der Fender) folgen.

4. Der Bedarf an Arbeitskräften und Großgeräten.

Der Umfang an Arbeitskräften und Baugeräten in den drei Hauptbaujahren ergibt sich aus folgender Zusammenstellung:

bis zu	1928	1929	1930	
1000	1000	1150	1150	Arbeitern
„ „	15	19	17	Kreiselpumpen
„ „	9	13	9	Greifern u. Baggern (3/4 bis 2 m³ Inhalt)
„ „	17,6	20	22,5	km Gleisanlagen
„ „	278	536	416	Kippwagen
„ „	16	23	20	Lokomotiven
„ „	19	11	9	Rammen
„ „	6	10	5	Turmdrehkränen

bis zu	1928	1929	1930	
6	6	3	6	Förderbändern
„ „	3	6	4	Gießtürmen
„ „	6	10	5	1500-l-Mischmaschinen.

VI. Zusammenfassung.

Wenn die Witterung während des Baujahres 1930 günstig bleibt, ist damit zu rechnen, daß die Nordschleusenanlage bereits im Herbst 1931 in Betrieb genommen werden kann (Abb. 53).

Bremen wird dann mit der Columbuskaje, dem Columbusbahnhof, der Nordschleuse und dem verlängerten Kaiserdock II einen allen neuzeitlichen Ansprüchen entsprechenden Fahrgasthafen in Bremerhaven besitzen.

Außer den zwei Abfertigungsstellen an der Columbuskaje werden gleichzeitig noch zwei weitere Abfertigungsstellen an der Nordmole und in der Kammer der Nordschleuse für Dampfer von der Größe der „Bremen“ und „Europa“ zur Verfügung stehen.

Versuche über die Wirkung inklinanter Buhnen in einer konkaven Flußkrümmung.

Ein Beitrag zur Frage der zweckmäßigen Buhnenanordnung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Ed. Riepe, Braunschweig.

Einleitung.

Die besonders in dem vorigen Jahrhundert erhobenen Einwände gegen die Verwendung von Buhnen bei Flußregulierungen sind durch Mißerfolge entstanden, die durch unzuverlässige Anordnung dieser Bauwerke hervorgerufen sind. Heute werden Buhnen in der Hauptsache angewandt, da sie sich als billige und zweckentsprechende Bauelemente erwiesen haben. Ihre Wirksamkeit ist aber nur dann erfolgreich, wenn sowohl die Ausbaubreite als auch der gegenseitige Abstand der Buhnen den Besonderheiten des Flusses und dem zu erreichenden Zweck entsprechend richtig gewählt ist.

Allgemeingültige Regeln für die zweckmäßige Entfernung sind bisher nicht aufgestellt. Es würde auch schwer halten, alle die Einflüsse und Besonderheiten der Baustrecke mathematisch auszudrücken.

Die in der Praxis gefundenen Entfernungen sind Gegenstand der Untersuchung in den Versuchsanstalten gewesen. Bisher ist man dort, soweit mir bekannte Veröffentlichungen vorliegen, von der Annahme einer geraden Flußstrecke ausgegangen. Dieser Fall ist aber in der Natur nur selten anzutreffen, vielmehr pendelt der Fluß selbst in der Geraden, wie es der Verlauf des Niederwasserbettes der Oberrheinstrecke anschaulich beweist. Es scheint deshalb angebracht, die Einwirkung der Flußkrümmung auf die Buhnen einer grundsätzlichen Prüfung zu unterziehen, da die Kenntnis der Strömungsvorgänge für jeden in der Praxis arbeitenden Ingenieur ein gutes Hilfsmittel zum erfolgreichen Einbauen von Buhnen ist.

I. Die Strömungsvorgänge im buhnenfreien Flußlauf.

A. In der Geraden.

Um die unterschiedliche Einwirkung der Strömung auf eine Buhnengruppe erfassen zu können, sollen die Strömungserscheinungen der Geraden und der Krümmung besprochen werden.

Möller¹⁾ hat in seiner Schrift „Studien über die Bewegung des Wassers in Flüssen mit Bezugnahme auf die Ausbildung des Flußprofils“ im Jahre 1883 bereits dargelegt, daß die Wasserfäden in der Geraden nicht geradlinige Bahnen verfolgen, sondern spiralförmige Wege zurücklegen, deren lotrechte Projektion eine Schlangenlinie darstellt. Die Oberfläche ist eine gekrümmte Fläche mit je einer Spiegelerhebung in der Mitte und an den Ufern. Es ist also sowohl von den Ufern gegen die Mitte als auch von der Mitte zum Ufer. Das Wasser treibt an der Oberfläche in schwach geneigter Richtung gegen die Mitte und sinkt hier herab. Die schneller fließenden Wasserteilchen treffen die bewegliche Sohle und verursachen Auskolkungen. Infolge des vorhandenen Quergefalles weicht die Grundströmung in Richtung des Gefälles von der Oberflächenströmung ab, sie zeigt gegen das Ufer. Jeder regelmäßige Strom würde demnach aus zwei nebeneinander herlaufenden Wasserwulsten bestehen, die eine drehende Bewegung um ihre Längsachse ausführen. Mit der Grundströmung werden Geschiebeteilchen gegen das Ufer getragen, die in ihrer Größe sowohl der querlaufenden, als auch der talabgehenden Komponente entsprechen. Da die querlaufende Komponente ungleich schwächer ist, so werden nur kleinere Korngrößen seitlich fortbewegt, während die größeren im Stromstrich wandern.

Das Vorhandensein der von Möller beschriebenen Strömungen ist von dem Amerikaner Stearnes versuchsartig gefunden²⁾.

B. In der Krümmung.

In seiner Schrift¹⁾ und im Grundriß des Wasserbaues³⁾ behandelt Möller dann die Vorgänge in der Flußkrümmung.

„Bei Eintritt in eine stark gekrümmte Flußstrecke trifft die Verlängerungslinie des Stromstrichs das Hohlufer. Das Wasser staut sich dort und auch schon vorher, es steigt gegen dieses Ufer höher an, als es am konvexen Ufer steht. So entwickelt sich im Stromstrich ein Quergefälle 1:n. Die Flächen gleichen Druckes besitzen dieses Quergefälle, unter dessen Einfluß eine Querbeschleunigung $\frac{1}{n} \cdot g$ entsteht. Diese lenkt

alle geraden Wasserfäden von der geraden Linie ab, so daß die Wasserteilchen gekrümmte Bahnen beschreiben.“

„Die Oberströmung weicht nach außen von der Mittellinie des Flusses ab, sie nähert sich dem hohen Ufer und veranlaßt Uferabbruch. Ferner sinkt das Wasser der zuvor oberen Schichten hier zu Boden, da die Unterströmung nach der anderen Seite ausweicht und dem konvexen Ufer sich nähert. So wird also die Sohle an jener Stelle von schneller bewegten Wasserteilchen getroffen.“

Wo der verlängerte Stromstrich das Ufer schneidet, befindet sich der Anfang des Kolkes und seine größte Tiefe, da die mit großer Geschwindigkeit fließenden und hier herabsinkenden Teilchen über das größte Arbeitsvermögen verfügen. Die Tiefe der Kolke verringert sich stromabwärts, weil das Wasser an Arbeitsvermögen verliert. Je größer der Halbmesser der Krümmung ist und je breiter der Fluß, um so weiter rückt der Kolk von dem Scheitel der Krümmung ab.

Die Geschiebeteilchen folgen der Grundströmung, sie wandern quer zum Fluß und werden an dem erhabenen Ufer abgelagert. Das Vorhandensein dieser Strömungen und die damit verbundene Geschiebewanderung ist von Lüders²⁾ versuchsartig nachgewiesen.

Das Geschiebe folgt in der Krümmung anderen Gesetzen als in der geraden Flußstrecke. Die schweren Treibstoffe folgen der Grundströmung zum konvexen Ufer hin. Gegen das Hohlufer werden nur schwebend mitgeführte Teilchen getragen, die in den Schichten der Oberflächenströmung sich befinden.

Die vom Wasser schwebend mitgeführten Teilchen werde ich in den weiteren Ausführungen als Sinkstoffe, die am Grunde fortbewegten Teilchen als Treibstoffe bezeichnen.

II. Die Strömungserscheinungen am Buhnenkopf.

Um den Anteil der Flußströmung an den Vorgängen in der Nähe der Streichlinie einer Buhnengruppe zu erkennen, müssen die Strömungsvorgänge am Kopf der Buhne beachtet werden. Durch den Einbau einer Buhne in einen Flußlauf wird dem Wasser ein Hindernis entgegengesetzt. Die Strömung ist gezwungen, in der Nähe des Bauwerks ihre Richtung zu ändern. Dadurch entsteht am Buhnenkopf ein örtlicher Stau. Es stellt sich infolge des Staues ein Quergefälle ein. Dieses Quergefälle überträgt sich sofort auf alle Schichten und veranlaßt, wie Hartmann⁴⁾ nachgewiesen hat, einen Wirbel mit waagerechter Achse, der die Sohle angreift. Es treten am Buhnenkopf Kolkungen auf, deren Größe durch verschiedene Faktoren beeinflusst wird. Die Kolkungen sind aber im

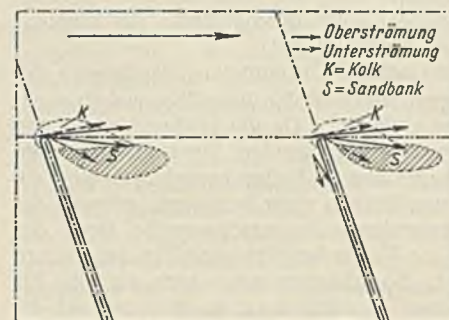


Abb. 1.
Strömungsvorgänge am Buhnenkopf.

wesentlichen eine Folge der örtlichen Spiegelerhebung vor und neben dem Bauwerk. In Richtung des Quergefalles der Spiegelerhebung weicht die Unterströmung von der gemittelten Strömungsrichtung ab. Da vor Kopf der Buhne ein Quergefälle sowohl zum Fluß als zum Ufer entsteht, so werden die Oberflächen- und Grundströmungen in ihren Richtungen abweichen, und zwar die feldeingehende Strömung nach rechts, die gegen den Fluß weisende nach links (Abb. 1).

Hinter dem Bauwerk entsteht gleichfalls ein Quergefälle zum Feld. Die Unterströmung weicht deshalb von der Oberflächenströmung ab. Die aus den Kolken gelösten Treibstoffe folgen der Unterströmung und werden hinter dem Bauwerk in der Nähe der Streichlinie abgelagert. Es entstehen im Anschluß an die Buhnen Sandbänke.

Die Oberflächenströmung ist, wie aus allen veröffentlichten Versuchen zu ersehen ist, sowohl gegen den Fluß als auch feldeinwärts gerichtet.

⁴⁾ Hartmann: Beitrag zur Wirbelbewegung, S. 23. Dissertation, Braunschweig 1902.

¹⁾ Möller: Studien über die Bewegung des Wassers in Flüssen. Zeitschrift für Bauwesen 1883.

²⁾ Lüders: Beitrag zur Geschiebebewegung in S-förmig gekrümmten Flußläufen, S. 12. Dissertation, Braunschweig 1925.

³⁾ Möller: Grundriß des Wasserbaues. Bd. II, S. 134.

Nach Vorbeigang an dem Bühnenkopf hat das Wasser das Bestreben, den größeren Querschnitt auszufüllen. Da es aber nicht scharf um den Kopf herumbiegen kann, sondern sich nur um einen kleinen Winkel α zur Seite zieht, so ist nur eine geringere eingehende Strömung, verglichen mit der Unterströmung, vorhanden. Durch das Umfließen der Bühnenköpfe wird ferner ein Teil des Wassers zur Flußmitte gelenkt. Die abweisende Tätigkeit der einzelnen Bühnen gewährt der Gesamtanlage einen gewissen Schutz, da die Wasserfäden von den unterliegenden Bauwerken abgelenkt werden (s. Abb. 11). Dieser Schutz läßt mit wachsender Entfernung vom Bühnenkopf nach.

Aus den angestellten Betrachtungen ergibt sich, daß die Strömungsvorgänge in der Bühnenstreichlinie, die für den Auflandungserfolg maßgebend sind, im stromauf gelegenen Teil eines Feldes im wesentlichen unter dem Einfluß der Bühnenwirkung stehen. Der Einfluß der Flußströmung kann sich darum erst im stromunter gelegenen Teil eines Bühnenfeldes bemerkbar machen. Die Grenze des Einflusses der am Bühnenkopf austretenden Strömungen ist von der Entfernung der Bühnen untereinander abhängig. Bei größerer Entfernung wird sich der Einfluß der Flußströmung in größerem Maße bemerkbar machen als bei geringem Bühnenabstand.

III. Die Versuchsergebnisse mit Bühnen in der geraden Flußstrecke.

Die Anwendung von Bühnen zur Flußregulierung hat im vorigen Jahrhundert viele Gegner gefunden. Besonders französische Ingenieure sprachen sich gegen ihre Verwendung aus. Der Grund lag in der falschen Anlage der Bauwerke. Hagen⁵⁾ berichtet in seinem Werk „Die Wasserbaukunst“ ausführlich über die Gegnerschaft und ihre Gründe.

Die gegensätzlichen Meinungen besonders über die zweckmäßige Neigung der Bauwerke zum Fluß veranlaßten zuerst Hagen, über die Wirkung von Bühnen in kleinem Maßstabe Versuche anzustellen, nachdem er in der Praxis ihre gute Verwendbarkeit bei sachgemäßer Anlage erkannt hatte. Als Versuchsbühnen dienten dreiseitige metallene Pyramiden, die auf einer Seite aufruhren. Hagen hat die auflandende und abtreibende Wirkung von deklinanten, senkrechten und inklinanten Bühnen untersucht und beschrieben.

Die inklinanten Bühnen haben nach ihm die für den Strombau geeigneten Eigenschaften. Schon Wiebekind⁶⁾ hat die gute Wirkung inklinanter Bühnen besonders als Uferschutz erkannt und in seinen Triangelwerken ausgewertet.

Eingehendere Untersuchungen sind von Engels⁷⁾ angestellt. Engels hat die Wirkung der Bühnen untersucht:

1. nach ihrer Höhenlage zum Wasserspiegel
 - a) bei NW,
 - b) bei mäßiger Überströmung,
 - c) bei hoher Überströmung;
2. nach ihrer Richtung zur Strömung;
3. nach ihrem gegenseitigen Abstand;
4. nach ihrer Form.

Seine Versuche sind mit beweglicher Sohle durchgeführt. Als Ergebnis ist im Handbuch des Wasserbaues veröffentlicht:

„... , daß bei NW und bei mäßiger Überströmung der Bühnen der stromseitige und stromab gelegene, bei HW der uferseitige und stromauf gelegene Teil der Bühnenfelder verlandet. Da die letztere Verlandung, soweit die auf der Flußsohle sich bewegenden Sinkstoffe in Frage kommen, lediglich vom Kopf der oberen Bühne ausgeht, so wird sie von dem bei NW ausgeworfenen Rücken nicht behindert, während die bei letzterem Wasserstande entstehende Auswaschrille längs der Unterwasserseite der Bühnen die Verlandungsfähigkeit für das nächste Hochwasser wieder herbeiführt. So schädlich daher auch die Rille für den Bestand der Bühne sein mag, so nützlich ist sie in bezug auf die Verlandungswirkung bei Hochwasser Bei hoher Überströmung wurden die Sinkstoffe aus den Kolken in die Bühnenfelder hineingetragen. Man sieht, daß die Hochwasserverlandung so vor sich geht, daß die Sinkstoffe vom Kopf der oberen Bühne in die Felder gelangen. Die eingehende Sohlenströmung an beiden Seiten einer jeden Bühne ist so zu erklären, daß das über die Bühne mit großer Geschwindigkeit strömende Wasser der oberen Schichten das im Schutze der Bühnenkörper befindliche Wasser der unteren Schichten mit sich reißt. Zum Ersatz fließt unmittelbar über der Sohle das Wasser vom Bühnenkopf her nach. Je ungehinderter dieser Ersatzstrom nachfließen kann, um so kräftiger werden die Sinkstoffe vom Bühnenkopf her in die Felder hineingetragen.“

Engels hat u. a. beobachtet, daß bei erhöhtem Wasserstande die in der Streichlinie sich bildenden Sande an die unterliegende Bühne sich anschließen. Es muß demnach in der Nähe der Streichlinie nur eine eingehende Grundströmung vorhanden gewesen sein.

⁵⁾ Hagen: Handbuch der Wasserbaukunst. Teil III, Bd. 1, S. 391 ff.

⁶⁾ Höch: Über stromauf gerichtete Bühnen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1926, Heft 6, S. 58.

⁷⁾ Engels: Handbuch des Wasserbaues. Bd. 1, S. 450. — S. a. Abb. 2.

Engels Versuche bestätigen die praktischen Erfahrungen über die bessere Allgemeinwirkung inklinanter Bauwerke. Er führt dann zu 3. aus, daß es nicht angebracht erscheint, den Bühnenabstand weiter als die Regelbreite bei NW zu machen. Von besonderem Interesse für die vorliegende Untersuchung sind die Engelsschen Beobachtungen über die Verlandungswirkung. Welchen Weg die Treibstoffe bei NW eingeschlagen haben, ist aus der Bemerkung zu entnehmen, daß bei diesem Wasserstande die stromseitigen und stromab gelegenen Teile des Feldes verlanden. Für die Hochwasserverlandung hat Engels die Richtungen der beobachteten Grundströmungen zeichnerisch veröffentlicht (Abb. 2). Die aus dem Kolk ausgewaschenen größeren Treibstoffe sind in der Nähe der Streichlinie zur Ablagerung gekommen, die leichteren Stoffe dagegen der allgemeinen eingehenden Strömung folgend, im stromab gelegenen Teil abgelagert.

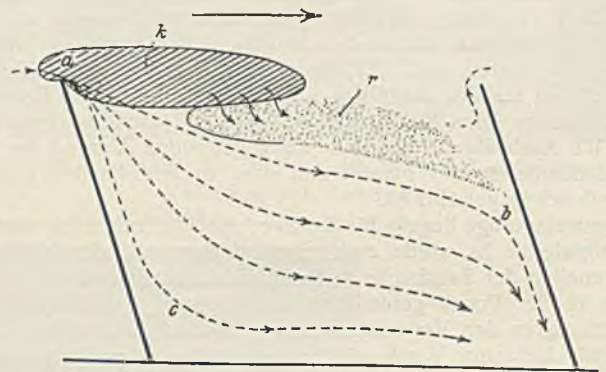


Abb. 2. Hochwasserverlandung inklinanter Bühnen nach Engels.

Rehbock⁸⁾ hat bei seinen Versuchen über Walzenbildung die in den Bühnenfeldern vorhandenen Walzen untersucht. Seine Untersuchungen erstrecken sich auf nicht überflutete Bühnen in der geraden Flußstrecke. Die zu untersuchenden Felder waren ebenso wie bei den Versuchen von Engels einseitig in der Versuchsrinne angeordnet, das andere Ufer der Versuchsstrecke hatte eine feste Begrenzung.

„Die Oberflächenströmung führt durchweg zum Strom hin. Daraus geht hervor, daß die Grundströmung umgekehrt in die Bühnenfelder hineinläuft, woraus sich die Auflandung der Bühnenfelder erklärt.“

Auch hier ist das Vorhandensein einer eingehenden Grundströmung beobachtet.

Ferner sind von Ehrenberger⁹⁾ in der Wiener Versuchsanstalt im Auftrage der japanischen Regierung Versuche über Bühnenwirkung angestellt. Ehrenberger hat seine Versuche mit fester Sohle durchgeführt, da es ihm nur darum zu tun war, die Strömungsvorgänge in den Bühnenfeldern zu erfassen. Das Ergebnis seiner Untersuchungen ist:

„... , daß die Strömungsrichtungen nicht so sehr vom Verhältnis der Regelbreite zur Bühnenlänge, sondern in erster Linie vom Verhältnis der Länge der Bühnen zu deren gegenseitiger Entfernung abhängig sind. Bei einem Verhältnis der Bühnenlänge zur Entfernung von 1:1 bis 1:2 bildeten sich schöne einheitliche Wasserwalzen mit lotrechter Achse aus. Bei Überschreitung dieses Verhältnisses wurde die Einheitlichkeit durch die von den Bühnenköpfen sich lösenden Wirbelketten wesentlich gestört, so daß bei den extremen Fällen Bühnenfelder ganz mit Wirbeln erfüllt waren.“

Ob die Grundströmung mit der Oberflächenströmung identisch gewesen ist, geht aus den Ausführungen nicht hervor. Gegenüber Engels weicht Ehrenberger in der Auffassung über die zweckmäßige Bühnenentfernung ab. Er legt seinen Betrachtungen nicht die Ausbaubreite, sondern vielmehr die Bühnenlänge als Abhängigkeitsmaß für die Wahl der richtigen Entfernung zugrunde.

Neuerdings sind von Winkel und Kreßner Versuche mit Bühnen veröffentlicht. Kreßner hat Untersuchungen über Seebühnen angestellt, auf Grund der Verhältnisse, die in der Ostsee vorhanden sind. Seine Untersuchungen befassen sich mit den Erscheinungen der Wellen und der Küstenströmung auf die Einbauten. Seine Untersuchungen über den Einfluß der Küstenströmung sind für die vorliegende Untersuchung von Wert, soweit sie ohne gleichzeitiges Vorhandensein der Wellen ausgeführt sind. In seiner Arbeit behandelt er die Wirkung senkrechter Bühnen. Seine Untersuchungen decken sich im allgemeinen mit den Ergebnissen der Untersuchungen von Engels, Ehrenberger und Rehbock.

⁸⁾ Matschoß: Die Wasserbaulaboratorien Europas. Das Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule in Karlsruhe. Von Th. Rehbock, S. 168.

⁹⁾ Ehrenberger: Modellversuche über Strömungserscheinungen in Bühnenfeldern. Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architektenvereins 1925, Heft 47/48, S. 411.

Kreßner¹⁰⁾ hat bei seinen Versuchen sowohl die Oberflächenströmung, als auch die Grundströmung beobachtet. Erstere ist photographisch festgelegt, letztere nach der Wanderung der Treibstoffe und der Sinkstoffe beschrieben.

„Während der Versuche konnte die Sandbewegung deutlich beobachtet und dabei festgestellt werden, daß die Ablagerung zwischen den Bühnen auf zweifache Weise entsteht. Die feinen Sinkstoffe, die schwebend von dem Küstenstrom herangeführt werden, folgen den Oberflächenströmungen. Sie dringen zunächst in die unterstrom gelegenen Teile der Bühnenfelder ein und lagern sich im ganzen Bereich der Wasserwalzen ab . . . Gleichzeitig gelangen, von der Strömung am Grunde fortgeführt, gröbere Sinkstoffe und Sandkörner ebenfalls in die Bühnenfelder hinein. Die Wege dieser Sandwanderung zeigen, daß die Strömung am Grunde nicht genau mit der Oberflächenströmung übereinstimmt. Vom Kopfe der oberstrom gelegenen Bühnen her dringen die Stromfäden der Grundströmung in die Felder ein und bilden dann einwärts von der Streichlinie durch Ablagerung des mitgeführten Sandes einen Rücken, der sich über die ganze Länge des Bühnenfeldes erstreckt. Der auf diesem Wege abgelagerte Sand stammt zum Teil aus den Kolken, die unmittelbar vor den Bühnenköpfen entstehen, zum anderen Teil von den Sandmengen, die in der Nähe der Streichlinie wandern.“

Bei größerem Bühnenabstand hat sich gezeigt, daß die Sandablagerungen nicht mehr einheitlich waren. Gegen die stromab gelegenen Bühnen zeigte sich bei fünffacher Entfernung, daß die Grundströmung die Sohle angegriffen hatte.

„Bei geringerem Bühnenabstand war diese Wirkung der Strömung, die für den Bestand der Bühne schädlich ist, nicht eingetreten.“

Die Beobachtungen Kreßners decken sich mit den vorher veröffentlichten Versuchsergebnissen. Hinzu kommt die Feststellung einer am Grunde vorhandenen gegen den Fluß gerichteten Strömung bei größerer Bühnenentfernung. Die Ursachen, die diese Strömungen herbeigeführt haben, sind von Kreßner nicht mitgeteilt. Die Beobachtung der Feldströmung gibt ihm Veranlassung, Betrachtungen über die zulässige Bühnenentfernung anzustellen. Er kommt zu dem Schluß, daß bei fünffacher Bühnenentfernung die Felder noch von einer Wasserwalze ausgefüllt sind. Seine Beobachtungen stützt er gleichzeitig auf Versuche von Winkel.

Winkel¹¹⁾ hatte bei seinen Arbeiten über hydromechanische Energieumwandlung gefunden, daß das strömende Wasser in bezug auf die Ausfüllung eines sich plötzlich erweiternden Querschnitts einer gewissen Gesetzmäßigkeit unterworfen ist. Die Wasserteilchen können in ihrer Richtung sich nur um einen kleinen Winkel zur Seite ziehen. Nach Beobachtungen von Winkel beträgt die seitliche Abweichung im Mittel 6°. In einem Bühnenfeld wird also die Trennungsfäche der gegeneinander gerichteten Strömungen unter 6° von der Streichlinie abweichen. Unter der Annahme, daß die Trennungslinie auf die Bühnenwurzeln der unterliegenden Bühne trifft, bestimmt Winkel¹¹⁾ die größte Bühnenentfernung mit $9,35 \frac{B' - B}{2}$, wobei B' die gesamte Flußbreite und B die Ausbaubreite bedeuten.

Bei zehnfacher Bühnenentfernung wirkt die Bühne nur noch als Einzelbauwerk. Ob in diesem Falle noch eine entsprechende Walzenbildung festzustellen ist, wie sie Kreßner bei fünffacher Entfernung gefunden hat, müßten Untersuchungen ergeben. Wahrscheinlich werden bei derart großer Entfernung die an Einzelbühnen zu beobachtenden Walzenbildungen eintreten.

Zusammenfassung.

Die Untersuchungen haben übereinstimmend ergeben, daß der Wasseraustausch in den Feldern sich in der Hauptsache durch eine eingehende Grundströmung und eine ausgehende Oberflächenströmung regelt. Die Flußströmung und Bühnenwirkung arbeiten gleichlaufend. Die entstehenden Strömungen am Kopf einer Bühne waren dargelegt. Verglichen mit den Strömungsvorgängen der geraden Flußstrecke ergibt sich eine Übereinstimmung der Oberflächen- und Grundströmung.

Die gleichlaufenden Strömungsvorgänge beschleunigen eine Auffandung der Felder. Die Flußströmung trägt Treibstoffe in die Nähe der Streichlinie, die mit der eingehenden Grundströmung in die Felder gelangen und dort zur Ablagerung kommen.

¹⁰⁾ Kreßner: Modellversuche über die Wirkung der Brandungs- usw., S. 13. Dissertation. Danzig 1927.

¹¹⁾ Winkel: Die Bühnenwirkung. Bautechn. 1928, Heft 27, S. 454.

¹¹⁾ a. a. O., S. 395.

IV. Die Versuche über die Wirkung der Flußkrümmung auf eine Bühnengruppe in der Konkaven.

A. Die Beschreibung der Versuchsanordnung.

Für meine Untersuchungen wurde mir das Versuchsgewinne der Technischen Hochschule zur Verfügung gestellt. Meinem hochverehrten Lehrer Herrn Prof. Leichtweiß sage ich an dieser Stelle für seine liebenswürdige Unterstützung meinen verbindlichsten Dank.

Die Abb. 3 erläutert die Einrichtung der Versuchsrinne.

Eine weitgehendere Beschreibung findet sich bei Matschoß¹²⁾. Änderungen an der Rinne gegenüber der dort beschriebenen Gesamtanlage sind aus der Abbildung zu ersehen.

Nach den Ausführungen von Möller²⁾ über die Lage der Kolke und die Richtung der Strömung in einer Flußkrümmung ist nicht der Halbmesser der Flußkrümmung allein maßgeblich für die Abweichung der Ober- und Unterströmung von der gemittelten Stromrichtung, sondern auch die Eigenarten der stromauf liegenden Flußstrecke. Je größer die Geschwindigkeit ist, um so größer ist die Abweichung der Oberströmung von der gemittelten Stromrichtung, je breiter der Fluß ist, um so mehr verlegt sich der Kolk stromab.

Untersuchungen von Lüders³⁾ haben ergeben, daß die Abweichung der Oberströmung von der gemittelten Richtung bis zu einem Höchstwert ansteigt und ebenso wieder abnimmt. Die Unterströmung weicht in entsprechendem Maße ab. Die größten Abweichungen fallen nicht genau mit den größten Kolkiefen zusammen, sondern liegen etwas davor. Es werden also auf eine Bühnengruppe in einer Krümmung nicht gleiche Kräfte wirken, vielmehr wird sich der Einfluß der Strömung auf die Felder entsprechend der Änderung der Strömungsvorgänge bemerkbar machen.

Um die Gesamtwirkung der Strömung in einer Flußkrümmung zu erkennen, mußten die Versuche an einer Bühnengruppe durchgeführt

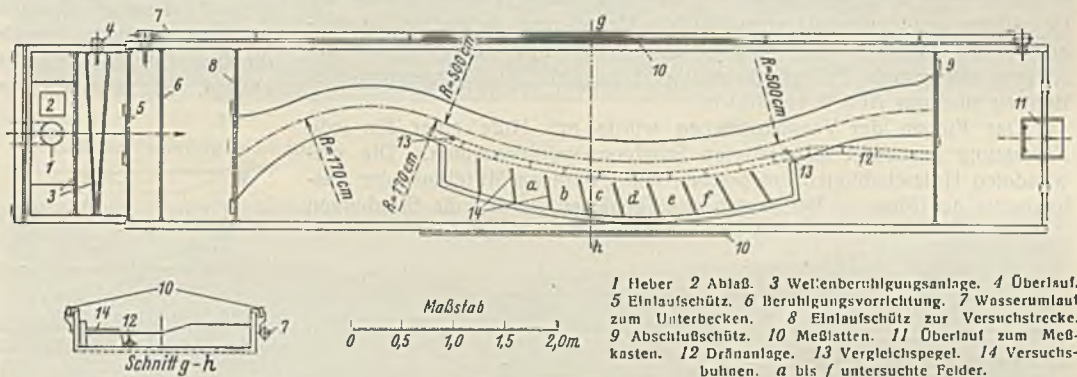


Abb. 3. Versuchsanordnung.

werden. Da es sich um eine grundsätzliche Klärung der Vorgänge handelte, so wurde bei der Anlage der Versuche dieser Bedingung entsprochen. Es kam nicht sosehr darauf an, einen der Natur entsprechenden Flußlauf zu schaffen. In einem S-förmig gekrümmten Flußlauf wurden in einer Krümmung die zu untersuchenden Felder eingebaut (Abb. 3). Die einseitige Einengung des Profils ergab sich aus einer zweckmäßigen Zuleitung des Wassers zu der Versuchstrecke. Die Bühnen wurden unter 70° gegen den Halbmesser der Flußkrümmung stromauf geneigt, da stromauf gerichtete Bühnen, besonders hinsichtlich des Uferschutzes in der Krümmung, die beste Wirkung hervorrufen. Bei der Untersuchung verschiedener Entfernungen bin ich für die Bemessung des Bühnenabstandes in der Streichlinie von der Länge der Bühnen, gemessen zwischen der Streichlinie und dem Ufer, ausgegangen. Die Länge der Bühnen wurde mit 35 cm angenommen, die freie Flußbreite mit 40 cm. Es sind drei verschiedene Krümmungen untersucht, und zwar betrug der Halbmesser der Krümmungen, gemessen in Strommitte, 200 cm, 300 cm und 500 cm. Das entspricht einer Krümmung von 5,0-, 7,5-, 12,5facher Ausbaubreite. Es wurden im ganzen zehn Felder eingebaut, von denen die mittleren sechs beobachtet wurden. Somit standen die am weitesten stromauf gelegenen untersuchten Bühnen und Felder bereits unter dem Einfluß vorgelagerter Bauwerke. Die untersuchten Felder lagen zur Hälfte in aufsteigenden, zur Hälfte im fallenden Ast der Konkaven. Nach den Ausführungen über die Richtung der Oberflächenströmung in einer Flußkrümmung bezeichne ich als steigenden Ast den Teil, in dem die Abweichung der Strömung von der gemittelten Richtung gegen das Ufer zunimmt, als fallenden Ast den Teil, in dem die Oberflächenströmung sich der gemittelten Strömungsrichtung wieder nähert. Die Grenze liegt ungefähr dort, wo die verlängerte Strommitte der übergeordneten Strecke das Hohlufer schneidet.

¹²⁾ Matschoß: Die Wasserbaulaboratorien Europas. Das Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Braunschweig. Von M. Möller. S. 64.

C. Das Ergebnis der Untersuchungen.

1. Niederwasserversuche.

a) Allgemeines.

In der oben beschriebenen Weise wurden nacheinander Krümmungen mit den Halbmessern 200, 300 und 500 cm eingebaut und verschiedene Bühnenabstände untersucht.

Es wurden eingebaut:

- $R = 200$ cm, Bühnenentfernung $x = 1 L, 2 L$ und $3 L$;
- $R = 300$ „ „ „ „ $x = 0,75 L, 1 L, 1,2 L, 1,5 L, 2 L$ und $3 L$;
- $R = 500$ „ „ „ „ $x = 1 L, 1,2 L, 1,5 L, 2 L$ und $3 L$.

In den folgenden Ausführungen wird die Versuchsreihe $R = 500$ besprochen, da es technisch unmöglich ist, alle die gemachten Aufnahmen in der Veröffentlichung zu bringen. Die Ergebnisse der Untersuchungen decken sich aber, so daß auch aus diesem Grunde auf die anderen Reihen verzichtet werden darf.

Neben den Strömungsrichtungsmessungen wurden während des Wasserdurchflusses photographische Aufnahmen der Oberflächenströmung in den Bühnenfeldern hergestellt. Die Strömungsbilder sind durch Ausstreuen von Papierschnitzeln von ≈ 1 mm Durchmesser gewonnen. Die Belichtungszeit betrug bei allen Versuchen 4 sek. Der Verlauf der Strömungen in den Feldern wurde ferner durch Anreicherung des Wassers mit Braunkohlengrus sichtbar gemacht. Aus der Betrachtung über die Strömungsvorgänge in der Flußkrümmung ergibt sich, daß für die Sichtbarmachung der Strömungen in den Bühnenfeldern für vorliegende Untersuchung nur Stoffe Verwendung finden konnten, die vom Wasser schwebend mitgeführt wurden. Die am Grunde mitgeführten Teile kamen in ganz geringem Maße in die Felder, da infolge der in der Krümmung herrschenden Grundströmung eine Wanderung der Treibstoffe zum konvexen Ufer sofort einsetzte. Die Untersuchungen ergaben die Verwendbarkeit von Braunkohlengrus, der als Durchgang durch ein 0,63-mm-Maschen-Sieb bei einer Siebprobe ausfiel. Vor Einbringen in den Fluß wurde der Braunkohlengrus gründlich angefeuchtet, weil die feinen Teilchen sonst auf der Wasseroberfläche schwimmend mitgeführt wurden und die Beobachtung hinderten.

Nach dem Durchfluß, der bei den NW-Versuchen $6\frac{1}{2}$ h dauerte, und bei den HW-Versuchen 20 min, wurde der Zustand der Sohle ebenfalls photographisch festgelegt. Zur Kenntlichmachung der Kolke und Sande wurde in der von Kreßner in der Bautechn. beschriebenen Weise ein Baumwollfaden in Höhe der bei Beginn des Versuches vorhandenen Flußsohle verlegt. Die Aufnahmen wurden bei allen Versuchen aus der gleichen Entfernung gemacht. Der photographische Apparat war zu diesem Zweck in einem Stativrahmen verschieblich aufgehängt.

Die Strömungsaufnahmen wurden im Durchschnitt 2 h nach Beginn eines Versuches hergestellt. Es wurde beobachtet, daß kurz nach Beginn des Durchflusses die Wassermengen in den Feldern sich in einer auf- und absteigenden Bewegung befanden, so daß es unmöglich war, ein klares Bild der Strömungsvorgänge zu bekommen. Die Wassermengen wurden periodisch in die Felder hineingedrückt und bewirkten Spiegelschwankungen, die am Ufer bis zu $1\frac{1}{2}$ cm betrugen. Infolge der Schwankungen des Wasserstandes legten die ausgestreuten Papierschnitzel spiralförmige Wege zurück. Mit der Bildung der Kolke und Sande am Bühnenkopf ließen die Schwankungen nach, um bei

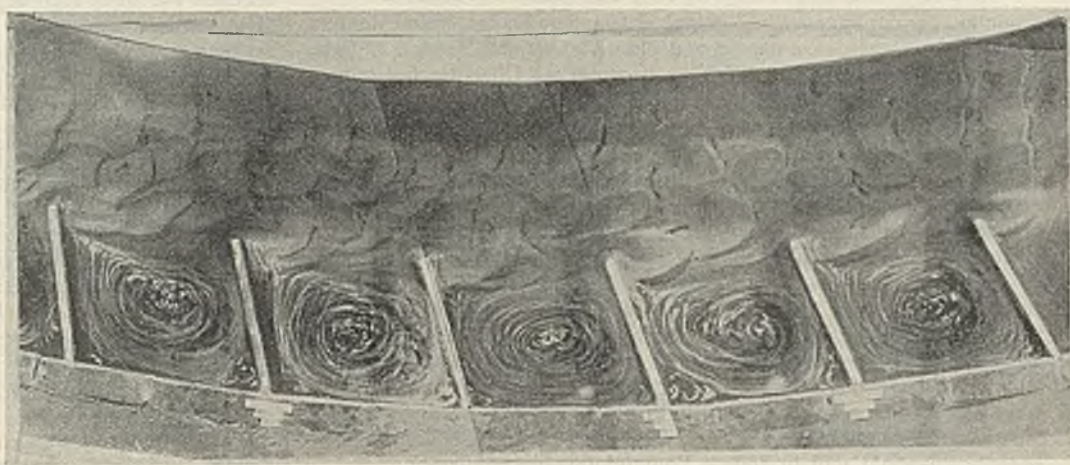
einfacher Bühnenentfernung nach zweistündigem Durchfluß fast vollständig zu verschwinden.

Das Schwanken des Wasserstandes in den Feldern hängt mit der Bildung der Wirbel am Kopf der Bühne eng zusammen. Hatte sich am Kopf der stromauf gelegenen Bühne ein Wirbel gelöst, so folgte im anschließenden Feld ein Steigen des Wasserspiegels. Dieses Steigen hatte zur Folge, daß zwischen diesem und dem unteren Bühnenfeld eine Wasserspiegeldifferenz entstand, die ein verstärktes Quergefälle und ebenso eine erhöhte Wirbelbildung am Kopf der unterstrom liegenden Bühne hervorrief. Der am unterliegenden Bühnenkopf entstehende verstärkte Wirbel ließ den Wasserspiegel im nächstunterliegenden Feld ansteigen. Es konnte beobachtet werden, daß von zwei benachbarten Feldern gleichzeitig in einem der höchste, in dem anderen der tiefste Wasserstand erreicht war.

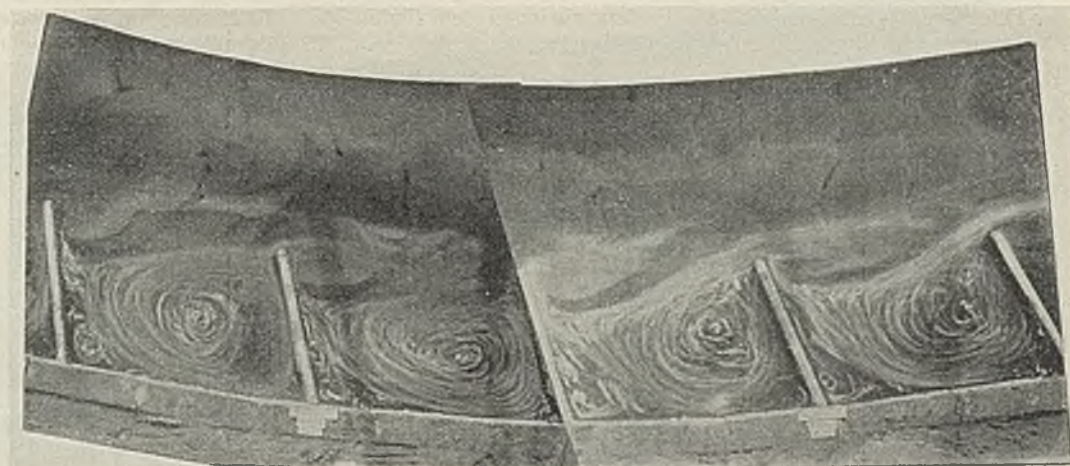
Wie bekannt, laufen in der Krümmung die oberen Wasserfäden gegen das konkave Ufer. Sie wirken richtunggebend auf die entstehenden Wirbel an den Köpfen der Bühnen, d. h. sie tragen die Wirbel in die Felder



Bühne Nr. 2 3 4 5 6 7 8
Bühnenentfernung $x = 1,0 L$ Abb. 7.



Bühne Nr. 2 3 4 5 6 7
Bühnenentfernung $x = 1,2 L$ Abb. 8.



Bühne Nr. 2 3 4 5 6
Bühnenentfernung $x = 1,5 L$ Abb. 9.



Bühne Nr. 2

Bühnenentfernung $x = 2,0 L$

3

Abb. 10.

4

5

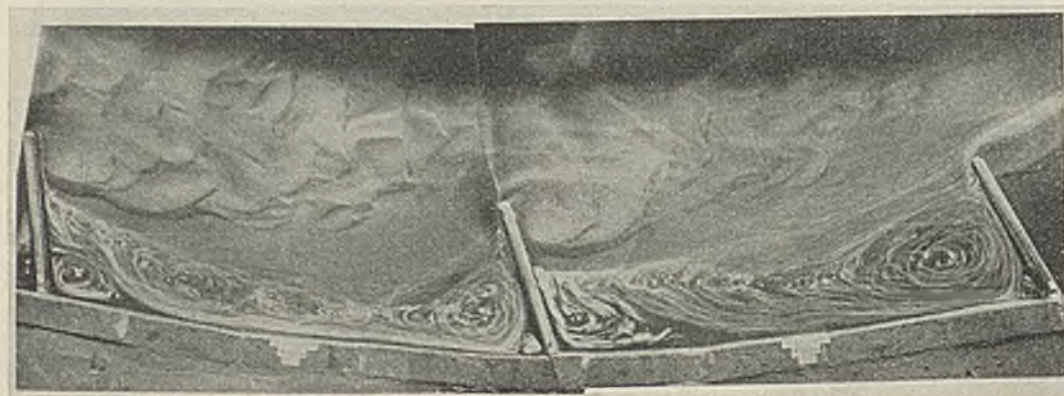
hineln. Solange sich noch keine Sandbank hinter dem Bühnenkopf gebildet hat, kommt ungleich mehr Wasser in die Felder. Da die Oberflächenströmung des Flusses auf die ganze Feldbreite drückt, so kommt ein Ausgleich der in das Feld getragenen Wassermengen erst durch das hervorgerufene Druckgefälle der im Feld gestauten Wassermengen zustande. Mit wachsenden Sandbänken tritt zwischen der eingehenden und ausgehenden Strömung in den Bühnenfeldern ein gewisser Gleichgewichtszustand ein, die Schwankungen lassen nach. Die beschriebenen Schwankungen beschleunigten bei Beginn der Versuche das Entstehen der Kolke und Sande. Sie lassen deutlich den Einfluß der Oberflächenströmung erkennen, die auf die Richtung der Wirbel am Kopf einer Bühne einwirkt. Es ist beobachtet, daß die Schwankungen des Wasserstandes in den Feldern bei größerer Bühnenentfernung geringer waren als bei kleinerem Abstände. Das am Kopf der Bühne eindringende Wasser konnte sich in der größeren Fläche besser ausgleichen.

b) Die Strömungsvorgänge in den Bühnenfeldern.

Infolge der Strömung im Flußlauf entstanden in den Bühnenfeldern Walzen, deren Form sich entsprechend dem Abstand der Bühnen änderte, wie aus den Aufnahmen Abb. 7 bis 11 hervorgeht. Über die Entstehung der Walzen schreibt Kreßner:

„Das strömende Wasser hat, sobald es an dem stromauf gelegenen Bühnenkopf vorbeigeflossen ist, das Bestreben, den sich plötzlich erweiternden Raum auszufüllen. Dabei wird Geschwindigkeit eingebüßt, und die Einbuße an Strömungsenergie teilweise durch Energie der Lage ersetzt. Am unterstrom gelegenen Ende bildet sich eine geringe Erhebung des Wasserspiegels. Infolgedessen fließen nun Wasserteilchen an der Uferlinie entlangstreichend nach der stromauf liegenden Bühne zurück... An der Trennungsfäche der gegeneinander gerichteten Strömungen des landseitigen und wasserseitigen Teils der Walze finden unregelmäßige Ablösungen einzelner Wasserteilchen statt, die kleine Walzen mit lotrechter Achse bilden. Da alle diese Wasserteilchen ihre Bewegungsrichtung geändert haben, müssen sie von dem vorbeifließenden Wasser wieder beschleunigt werden. Dabei wird fortwährend Strömungsenergie eingebüßt und in andere Energieform umgewandelt.“

Die Trennungsfäche der gegeneinander gerichteten Feldströmungen ist bei Bühnen in der Geraden, wie erwähnt, von Winkel mit 6° angegeben. Unter Beachtung der Winkelschen Beobachtung ist die Form der Feldwalzen in den untersuchten Feldern nur unter dem Einfluß der Flußströmung zu verstehen. Am augenscheinlichsten wirken sich die



Bühne Nr. 2

Bühnenentfernung $x = 3,0 L$

3

Abb. 11.

4

Einflüsse bei größerer Bühnenentfernung aus (s. Abb. 10 u. 11).

Die Betrachtung und der Vergleich der Feldwalzen eines Versuches zeigen, daß bei der Bildung der Walzen die wirkenden Kräfte jeweils andere Anteile auf die Gestaltung gehabt haben müssen (s. Abb. 10). Es zeigen die Aufnahmen, daß z. B. im zweiten Felde die Walzenbildung gestört ist, während sich im ersten und dritten Felde noch einheitliche Walzen gebildet haben. Bei dreifacher Bühnenentfernung (s. Abb. 11) liegen ähnliche Verhältnisse vor.

Aus der Anlage der Versuchstrecke (Abb. 3) ist ersichtlich, daß den jeweils untersuchten Feldern zwei Bühnenfelder vor- bzw. nachgeschaltet waren. Es ist ferner dargelegt, daß die Zuleitung des Wassers so gerichtet war, daß die Mitte der Bühnengruppe von der Hauptströmung

getroffen wurde. Es wird sich also bei zweifacher Entfernung (Abb. 10) und bei dreifacher Entfernung (Abb. 11) im ersten Felde der Einfluß der uferwärts gerichteten Oberflächenströmung besonders bemerkbar machen, während die folgenden Felder mehr unter dem Einfluß der Bühnenwirkung stehen. Für die Abhängigkeit der Strömungsvorgänge in den Bühnenfeldern von der Flußkrümmung sind diese untersuchten Entfernungen von besonderer Deutlichkeit. Bei zweifacher Entfernung steht das erste Feld unter dem Einfluß der Oberströmung, wie aus der Form der Walze zu ersehen ist. Die stromauf gelegene Bühne dieses Feldes ist von der Strömung nicht stark angegriffen. Die Kolkbildung bleibt gering. Das Feld wird von der eingehenden Oberflächenströmung vollständig beherrscht. Ihr Vorhandensein ist bis ungefähr $\frac{1}{7}$ Felddiefe festzustellen. Gegen die untere Bühne gleiten die Wasserfäden wieder zum Fluß hin. Das tiefe Eindringen der Oberflächenströmung in das Feld macht sich durch erhöhte Kolkwirkung an der unterstrom gelegenen Bühne bemerkbar. Es ist oben ausgeführt, daß vor einer Bühne die Wasserteilchen aus ihrer Richtung gedrängt werden und einen Anstau vor dem Bauwerk hervorrufen. Je stärker das Bauwerk dem Angriff der Wasserteilchen ausgesetzt ist, um so größer ist dann die infolge des Staus hervorgerufene Kolkung. Bühne 3 ist, wie aus der Anlage der Versuche hervorgeht, im steigenden Ast des Hohlufers eingebaut. Da hier die Ablenkung der Oberflächenströmung von der mittleren Strömungsrichtung wächst, auch die Oberflächengeschwindigkeit größer ist, so muß ebenfalls hier die größte Spiegelerhebung vorhanden sein. Deshalb ist der starke Angriff auf Bühne 3 eine Folge der in der Konkaven vorhandenen Oberflächenströmungsrichtung. Die Spiegelerhebung vor dem Bühnenkopf bewirkt eine Ablenkung der Unterströmung im Sinne des Quergefälles. Betrachtet man daraufhin die Stromrichtungsmessungen (Abb. 13), so ergibt sich ein vorhandenes Quergefälle sowohl zum Fluß als zum Ufer. Wie ebenfalls bei der Besprechung der Strömungserscheinungen am Bühnenkopf dargelegt ist, ist das Vorhandensein einer stark feldein gerichteten Grundströmung hinter dem Bühnenkopf festzustellen, als Folge eines dort entstehenden Quergefälles gegen das Feld. Die Messungen in der Nähe des Kopfes wurden durch die Wirbel und die in der Tiefe schnell zunehmenden Kolke erschwert. Jedoch ist auch aus den Aufnahmen der Flußsohle (Abb. 18) ihre Richtung unschwer zu erkennen. Die stromab folgenden Bühnen zeigen in bezug auf die Bildung der Kolke ähnliche Bilder; infolge der abnehmenden Abweichung der Oberströmung von der gemittelten Richtung sind die Kolkerscheinungen weniger stark. Aus den Abb. 10 u. 11 ist ferner die stromkehrende Wirkung der Bühnen unschwer zu erkennen. Die gegen den Kopf der jeweils unterstrom liegenden Bühne eines Feldes aufgleitenden Wasserteilchen beeinflussen in ihrer Richtung die Wasserfäden im freien Strom. In der Nähe der Bühnenköpfe ist die Oberflächenströmung deshalb vom Feld ferngehalten, ihr Einfluß ist erst im unterstrom gelegenen Teil des Feldes wieder zu bemerken.

Die Grundströmung in den Feldern (Abb. 13 u. 14) weicht von der Richtung der Oberflächenströmung erheblich ab. Es macht sich im stromab gelegenen Teil in der Nähe der Streichlinie der Felder eine gegen den Fluß gerichtete Grundströmung bemerkbar. Im ersten Feld ist die Wirkung der Bühne in ihrer Bestimmung für die Richtung der Strömung gering. Es zeigt sich hier der Einfluß

der stromgekehrten Grundströmung am besten. Die Sohle des Feldes ist von der ausgehenden Strömung angegriffen. Da im zweiten Felde die Wirkung der Buhne auf die Gestaltung der Strömungen großen Einfluß hat, so ist wohl das Vorhandensein der Grundströmung festzustellen, ihr Angriff auf die Sohle ist jedoch geringer.

Bei den Versuchen mit dreifacher Buhnenentfernung (Abb. 11 u. 14) befindet sich Feld 1 im aufsteigenden, Feld 2 im absteigenden Ast der Konkaven. Es ist in Feld 1 sowohl die Oberströmung in ihrer Wirkung auf die Ausbildung der Feldwalze als auch die Unterströmung durch den Angriff auf die Sohle von maßgebendem Einfluß. Auf Feld 2 wirkt sich der Einfluß der Buhne in ihrer abweisenden Tätigkeit auf die Strömung aus. Infolge des starken Angriffs auf Buhne 3 ist hier sowohl ein großer Kolk vor der Buhne als auch eine ausgedehnte Sandbank im Anschluß an den Buhnenkopf entstanden. Die bei zweifacher Buhnenentfernung beginnende Unterteilung der Feldwalze ist bei dreifacher Buhnenentfernung vollständig eingetreten. Es hat sich zwischen dem Ufer und der unterstrom gelegenen Buhne eine besondere Walze gebildet, deren Richtungssinn mit der Hauptwalze zusammenfällt. Das Vorhandensein dieser Walze ist aus dem tiefen Eindringen der

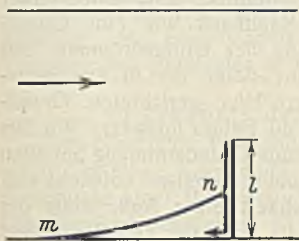


Abb. 15.

Oberflächenströmung in das Feld zu erklären. Es machen sich bei den untersuchten Krümmungen bei dreifacher Buhnenentfernung Erscheinungen bemerkbar, die an Einzelbuhnen aufzutreten pflegen. Ehrenberger⁹⁾ hatte gefunden, daß beim Auftreffen des strömenden Wassers auf eine Einzelbuhne die Wasserfäden sich sowohl flußwärts wie gegen das Ufer wenden. Die Lage des Trennungspunktes in Abhängigkeit von der Buhnenlänge ist von ihm untersucht und beschrieben.

„Die im Punkte *m* (Abb. 15) an das rechte Ufer sich tangential anschließende Trennungslinie zeigt im allgemeinen von *n* bis *m* einen verhältnismäßig schwach gekrümmten Verlauf, um bei *n* plötzlich in die Richtung parallel zur Längsachse umzubiegen. In dem Raume zwischen dem Ufer und der Linie *m*—*n* bildete sich eine ziemlich ruhige Wasserwalze aus.“

„Die im Punkte *m* (Abb. 15) an das rechte Ufer sich tangential anschließende Trennungslinie zeigt im allgemeinen von *n* bis *m* einen verhältnismäßig schwach gekrümmten Verlauf, um bei *n* plötzlich in die Richtung parallel zur Längsachse umzubiegen. In dem Raume zwischen dem Ufer und der Linie *m*—*n* bildete sich eine ziemlich ruhige Wasserwalze aus.“

⁹⁾ Ehrenberger: Modellversuche über Strömungserscheinungen in Buhnenfeldern. Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architektenvereins 1925, Heft 47/48, S. 413 (s. auch Abb. 15).

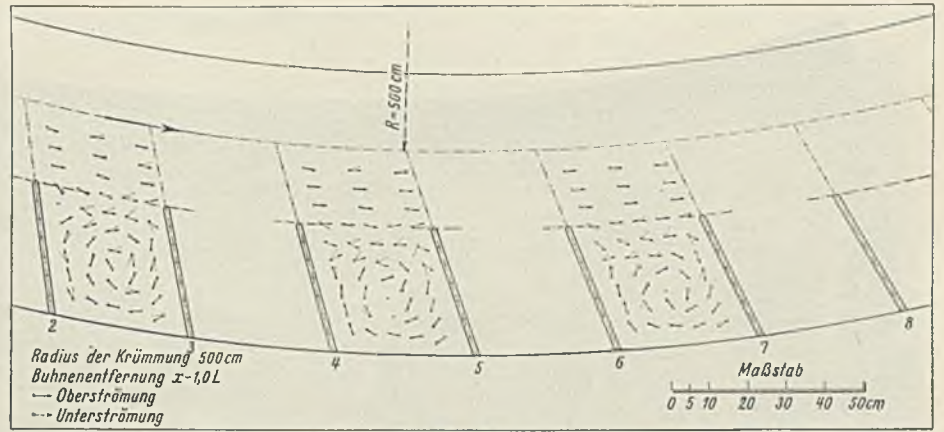


Abb. 12.

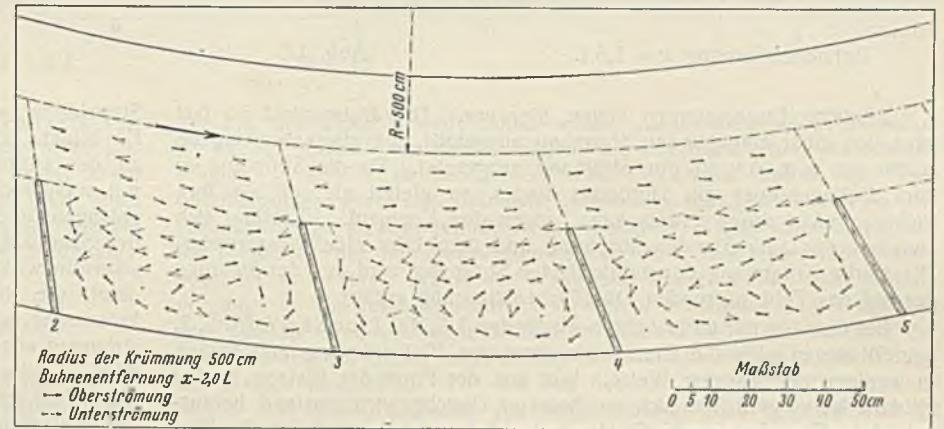


Abb. 13.

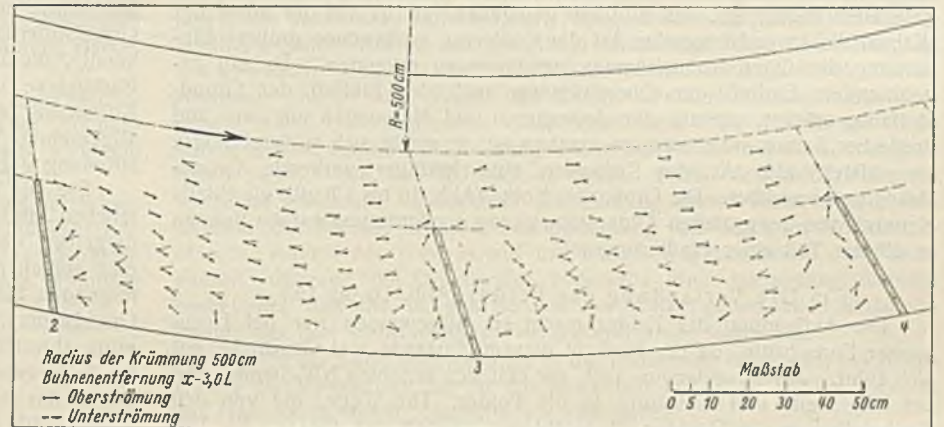
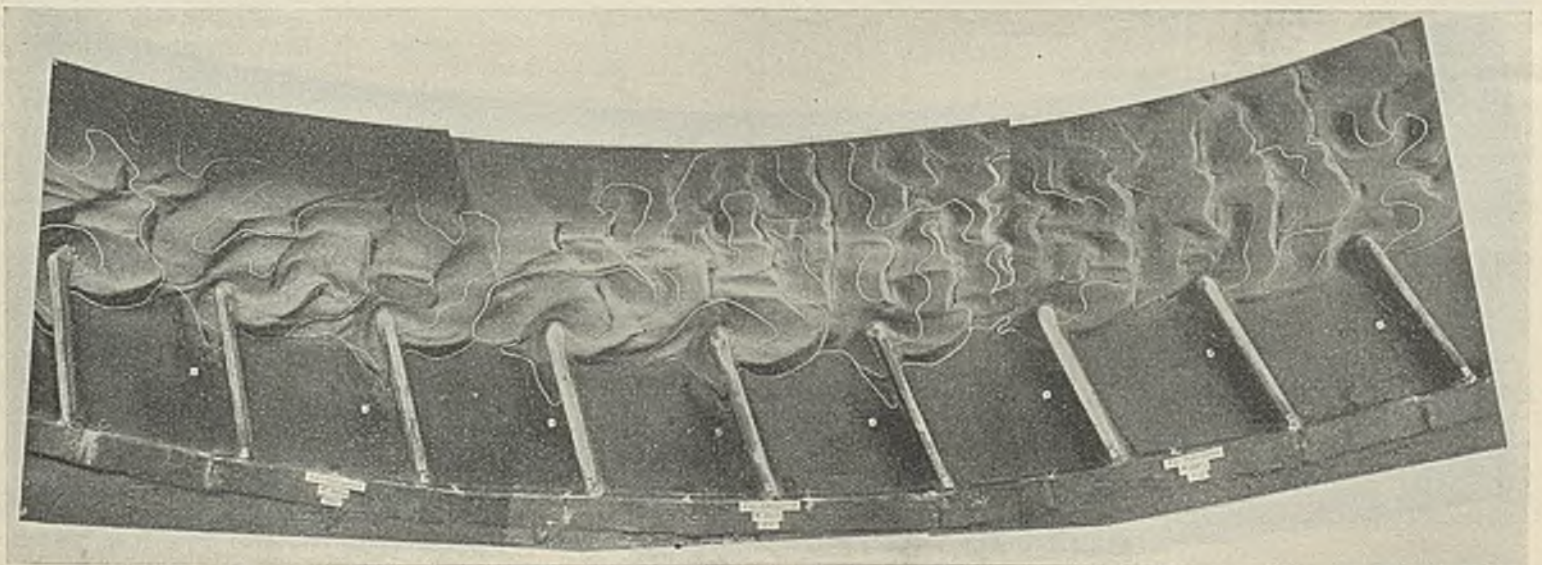


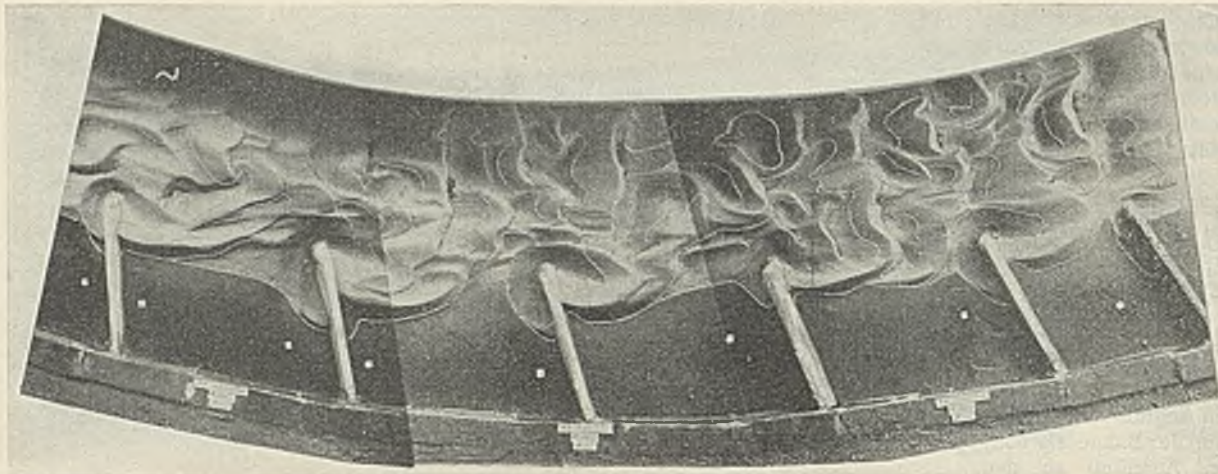
Abb. 14.

Abb. 12 bis 14. Ergebnis der Strömungsrichtungsmessung bei NW.



Buhne Nr. 1 2 3 4 5 6 7 8 9
Buhnenentfernung $x = 1 L$

Abb. 16.



Bühne Nr. 2 3 4 5 6 7
 Bühnentrifftung $x = 1,5 L$ Abb. 17.

Ähnliche Erscheinungen liegen hier vor. Das Bühnenfeld ist fast ganz von einer eingehenden Strömung ausgefüllt, die stromab gelegene Bühne ist dem Angriff der Strömung ausgesetzt. Da die Strömung in dem Bühnenkörper ein Hindernis findet, so gleitet sie, da sie ihre Richtung nicht sofort ändern kann, gegen den Kopf auf. Es bildet sich zwischen der aufgleitenden Strömung und dem Ufer eine Wasserwalze. Die starke Krümmung der aufgleitenden Strömung wird aus der Richtung der auf das Feld wirkenden Oberflächenströmung erklärt.

Bei den von mir untersuchten Abständen $1 L$, $1,2 L$ und $1,5 L$ (Abb. 7, 8 u. 9) zeigen sich die Einzelwirkungen von Flußströmung und Bühne in weniger anschaulicher Weise. Wie aus der Form der Walzen in den Feldern hervorgeht, hat sich ein besserer Gleichgewichtszustand herausgebildet. Die abweisende Tätigkeit der Bühnen beeinträchtigt die Wirkung der Strömung auf die Felder. Vergleicht man aber die stromauf gelegenen Felder mit den stromab gelegenen, so ist aus der Form der Walzen die im aufsteigenden Ast der Konkaven vorhandene größere Einwirkung der Oberflächenströmung unschwer zu erkennen. Da mit zunehmendem Einfluß der Oberströmung auch der Einfluß der Grundströmung wächst, wie aus den Aufnahmen und Messungen mit zwei- und dreifacher Bühnentrifftung zu ersehen ist, so macht sich in den Feldern im aufsteigenden Ast der Konkaven eine kräftiger wirkende Grundströmung bemerkbar. Die Größe der Kolke (Abb. 16 bis 19) gibt gleichfalls Kenntnis von der größeren Allgemeinwirkung der Strömung auf die Bühnen in diesem Teil einer Flußkrümmung.

c) Die Verlandung der Felder (Abb. 16 bis 19.)

Die Auflandung der Felder macht im allgemeinen nur bei Hochwasser Fortschritte, da der Fluß in diesem Zustande viel Geschwindigkeit hat. Jedoch gelangen auch zur Zeit des erhöhten NW-Standes und bei MW Treib- und Sinkstoffe in die Felder. Die Wege, die von den Treibstoffen in der Geraden eingeschlagen werden und die für die Auflandung von Bühnen wertvoll sind, sind bereits behandelt. Gegenüber

der geraden Strecke wird die Niederwasserverlandung in einer Flußkrümmung noch geringere Fortschritte machen. Die Treibstoffe wandern am konvexen Ufer, es kommen also nur Sinkstoffe in die Felder, die der Oberflächenströmung folgen. In dieser Richtung angestellte Versuche ergaben, daß die Sinkstoffe über den Sand unterhalb der oberen Bühne und vor Kopf der unteren Bühne in die Felder eindringen und sich im ganzen Bereich der Walze abgelagern. Die Wege der über den Sand eindringenden Sinkstoffe wurden durch die in der Nähe der

Streichlinie vorhandene feldaus gerichtete Grundströmung gekreuzt. Es bildete sich in der Nähe der Streichlinie, beginnend hinter der an der stromauf liegenden Bühne befindlichen Sandbank, eine Walze mit waagerechter Achse, die einen großen Teil der in ihren Bereich gelangenden Sinkstoffe dem Flußlauf wieder zuführte. Die Walze hinter der Sandbank entsteht dadurch, daß die Sandbank wie eine Grundschwelle wirkt. Die feldaus gehende Richtung der Grundströmung und damit die Richtung der Walze muß als eine Folge der in der Stromkrümmung vorhandenen, gegen das konvexe Ufer gerichteten Grundströmung angesehen werden, die sich bis in die Felder fortsetzt. Wie aus Abb. 12, 13 u. 14 hervorgeht, ist die ausgehende Grundströmung bei allen Versuchen festgestellt. Auf Grund der Messungsergebnisse vollzieht sich der Wasseraustausch und damit die Möglichkeit einer Auflandung der Felder in der Krümmung in anderer Weise, als er in der Geraden bisher beobachtet und beschrieben ist. Während in der Geraden eine eingehende Grundströmung und ausgehende Oberflächenströmung festgestellt werden konnte, die im wesentlichen mit den Strömungsvorgängen der geraden Flußstrecke übereinstimmt, wie bereits dargelegt wurde, treten in der Krümmung die Strömungsvorgänge in den Feldern entsprechend den allgemeinen Vorgängen der Flußkrümmung auf, d. h. es ist die Grundströmung gegen den Fluß, die Oberflächenströmung feldeinwärts gerichtet.

Die vor Kopf der stromab gelegenen Bühne eindringenden Wasserpartien führten gleichfalls Sinkstoffe in das Feld hinein. Es wurde bereits dargelegt, daß vor Kopf einer Bühne sowohl eine eingehende, als auch eine aufgehende Strömung vorhanden ist. Die der eingehenden Strömung folgenden Sinkstoffe lagerten sich im Bereich der Walze ab. Da die Grundströmung von der Oberflächenströmung in Richtung auf die Walzenmitte abweicht, so war der Ausfall an Sinkstoffen dort am stärksten. Der am Kopf entstehende Anstau hat an der Sohle Kolkungen hervorgerufen, die an der stromauf liegenden Seite der Bühne bis tief in das Feld hineingriffen (Abb. 17 u. 18). Die aus dem Kolk gelösten Treibstoffe sind zum größeren Teil der feldaus gehenden Grundströmung gefolgt und zum



Bühne Nr. 2 3 4 5
 Bühnentrifftung $x = 2 L$ Abb. 18.

Aufbau der Sandbank hinter dem Kopf der Buhne verwendet. Der Umfang der Kolke nimmt mit wachsender Buhnenentfernung zu. Ebenso ist festzustellen, daß die im aufsteigenden Ast der Konkaven liegenden Buhnen die größeren Kolke aufweisen.

Es spielen sich also im Feld und in der Nähe der Streichlinie folgende Strömungsvorgänge ab, die teils auf die Wirkung der Buhnen, teils auf die Einwirkung der Flußströmung zurückzuführen sind. Es entsteht im Feld eine Walze als Folge des Vorbeistromens des Wassers. Am Kopf der Buhne sind eingehende Sohlenströmungen sowohl vor als hinter dem Bauwerk vorhanden. Diese Strömungen sind auf die Spiegelerhebungen zurückzuführen, die vor Kopf einer Buhne jedesmal entstehen. Es ist ferner eine ausgehende Sohlenströmung im unterstrom gelegenen Teil eines Feldes festzustellen. Die Richtung dieser Strömung ist ebenso wie die Richtung der eingehenden Oberflächenströmung auf die Strömungsvorgänge des Flußlaufes in der Krümmung zurückzuführen.

d) Ergebnis der Niederwasseruntersuchung.

Die bisherigen Betrachtungen haben ergeben:

1. In einer Krümmung entsprechen die Strömungsvorgänge in der Streichlinie einer Buhnengruppe den Erscheinungen der Flußkrümmung. Die Oberflächenströmung ist feldeingehend, die Grundströmung feldausgehend gerichtet. Die Form der Feldwalze ist von der Richtung der eingehenden Oberflächenströmung abhängig. Die Buhnenfelder im steigenden Ast der Konkaven sind also dem Einfluß der Oberflächenströmung stärker ausgesetzt.

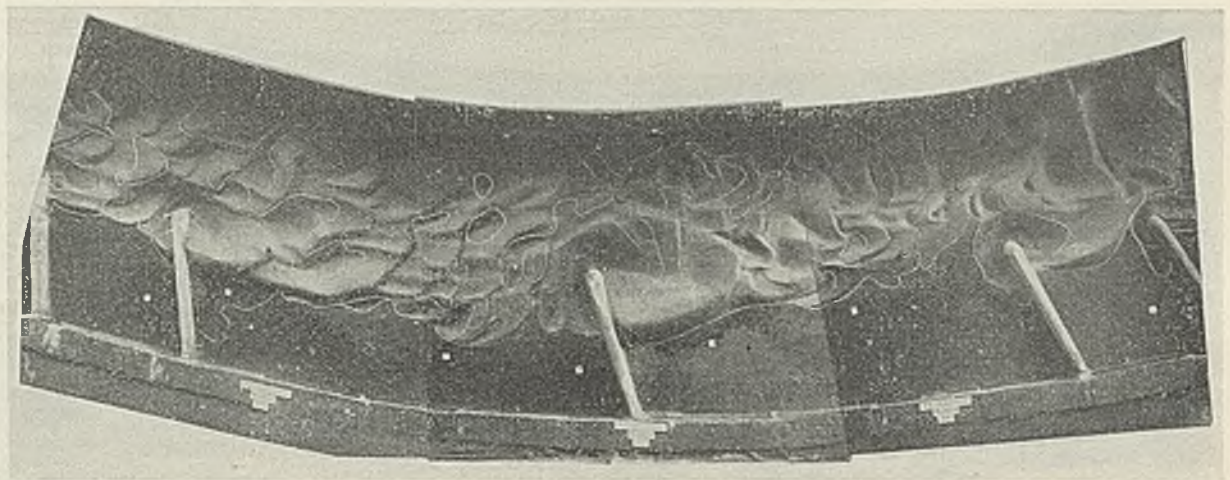
2. Mit wachsender Buhnenentfernung gewinnt die Oberflächenströmung und Grundströmung an Bedeutung. Bei dreifacher Buhnenentfernung und einem Halbmesser von 12,5 facher Ausbaubreite wirkt die im aufsteigenden Ast liegende Buhne bereits als Einzelbuhne.

3. Eine Niederwasserverlandung kann nur durch Sinkstoffe entstehen. Eine in der Nähe der Streichlinie vorhandene, gegen den Fluß kehrende Wasserwalze mit waagerechter Achse arbeitet einer Auflandung wirksam entgegen. Bei größerer Buhnenentfernung ist die ausgehende Strömung eine Gefahr für den Bestand des unterliegenden Bauwerks, da infolge der Räumungskraft der Grundströmung die Sohle des Feldes angegriffen wird.

2. Hochwasserversuche.

Für die Auflandungsfortschritte einer Buhnengruppe ist die Kenntnis der Auflandungsvorgänge bei Hochwasser von besonderer Wichtigkeit. Mit steigendem Wasser gerät die Sohle eines Flusses in Bewegung, das Wasser reichert sich mit Sinkstoffen an. Gelangen die Wasserteilchen, die mit Sinkstoffen angereichert sind, in den Bereich der Buhnenfelder, so fällt infolge der nachlassenden Schleppkraft ein Teil der Sinkstoffe aus. In welcher Weise diese Auflandung in einer geraden Flußstrecke vor sich geht, ist von Engels eingehend beschrieben (Abb. 2).

Welche Vorgänge bei Niederwasser eine Auflandung der Felder in der Konkaven hervorrufen können, ist ebenso dargelegt. Für den Hochwasserdurchfluß wurde jedesmal das vorhandene Niederwasserbett durch erneutes Überstauen mittels der eingebauten Dränanlage hergerichtet. Der Verlauf der Strömung wurde durch Anreicherung des Wassers mit Braunkohlengrus kenntlich gemacht. In einem Falle wurde eine Strömungsrichtungsmessung der Oberflächen- und Grundströmung vorgenommen (Abb. 20).



Buhne Nr. 2
Buhnenentfernung $x = 3 L$

3
Abb. 19.

Für den Hochwasserdurchfluß wirken die Buhnen als Grundwehre. Es werden deshalb die Erscheinungen, die an Grundwehren aufzutreten pflegen, gleichfalls zu beobachten sein. Rehbock hat in den Veröffentlichungen der Versuchsanstalt Karlsruhe⁵⁾ über Untersuchungen der Abflußvorgänge an Kreiszyylinderwehren berichtet. Desgleichen findet sich im Handbuch der Ingenieurwissenschaften eine Tafel über die Abflußvorgänge an Wehren mit steiler Wand und breiter Krone. Die Abflußvorgänge an Kreiszyylinderwehren entsprachen annähernd den Vorgängen von den als Grundswellen wirkenden Buhnen bei HW. Je nach der Beeinflussung des Oberwassers durch den Unterwasserstand ist die Bildung der Walzen verschieden. Für den Fall des rein strömenden Überfließens bildete sich eine Grundwalze von langgestreckter Form aus, während für den Abfluß mit aufliegendem Strahl eine Deckwalze vorhanden ist, die mit steigendem Unterwasser verschwindet. Zwischen diesen beiden Grenzfällen, die bei Buhnen auftreten, unterscheidet Rehbock Abfluß mit wassergefülltem Strahl, Abfluß mit gewelltem Strahl und Abfluß bei Übergang des gewellten Strahls in den wellenförmigen Strahl. Je nach Art der Überströmung ändern sich Form und Länge der Grundwalze. Die vorgenommenen Untersuchungen entsprechen dem Fall des reinen Überstromens bzw. Abfluß bei Übergang des gewellten Strahls in den wellenförmigen Strahl. Die von Rehbock in beiden Fällen festgestellte Grundwalze ist gleichfalls beobachtet. Die Bildung dieser Walze ist für den Bestand der Buhnen insofern von Bedeutung, als durch ihr Vorhandensein der Angriff des Wassers auf die leichtbewegliche Sohle des Feldes aufhört, während die Grundwalze andererseits eine Auflandung dadurch herbeiführt, daß die in den Bereich der Walze gelangenden Sinkstoffe infolge der dort stattfindenden Energievernichtung ausfallen.

Infolge der Strömungsvorgänge in der Krümmung wird auch bei Hochwasser die Verlandung der in der Konkaven liegenden Buhnenfelder in der Hauptsache durch Sinkstoffe vor sich gehen.

Um die Hochwasserströmungsrichtung zu erkennen, wurde dem Fluß Braunkohlenstaub zugeführt. Infolge der größeren Wassergeschwindigkeit nach Beginn des Durchflusses kam die Sohle stärker in Bewegung. Die Kolke vor Kopf vertiefen sich, die aus ihnen gelösten Stoffe wurden auf der bei NW entstandenen Sandbank abgelagert. Es zeigten sich im Feld und in der Streichlinie Strömungen, deren Richtungen aus Abb. 20 u. 21 zu ersehen sind. Abb. 20 ist das aufgetragene Ergebnis der

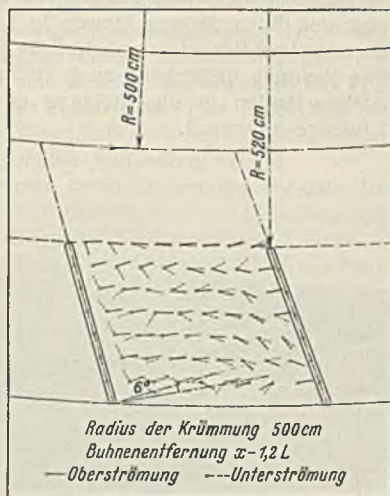


Abb. 20.

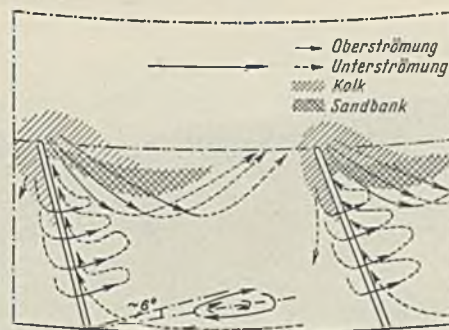
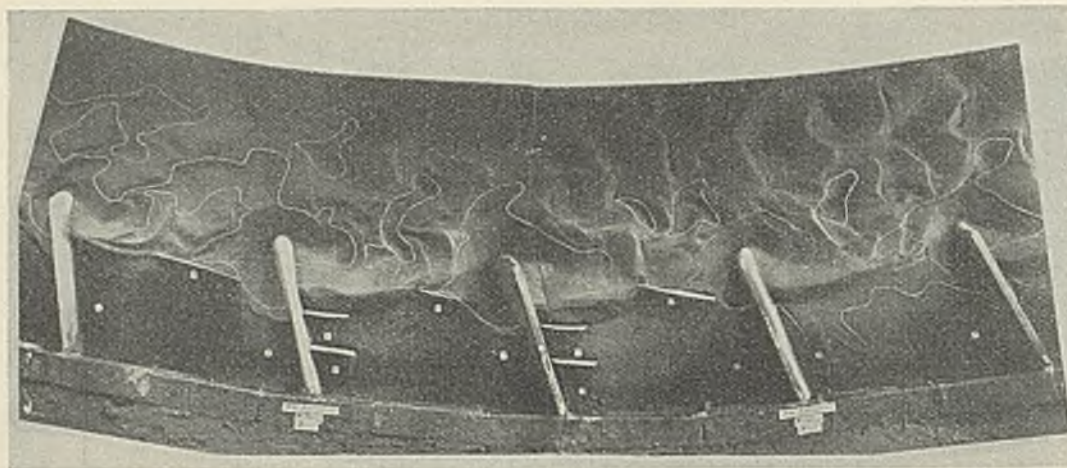


Abb. 21.

Stromrichtungsmessung. Abb. 21 ist aus den Skizzen entstanden, die während der Versuche aufgenommen wurden.

Wie schon bei Niederwasser festgestellt, war auch bei Hochwasser eine feldauswärts gehende Grundströmung vorhanden, die einer Sinkstoffablagerung entgegenarbeitete und bei größerer Buhnenentfernung die Sohle des Feldes entsprechend der größeren Räumungskraft bei Hoch-

⁵⁾ Matschoß: Die Wasserbaulaboratorien Europas. Das Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule in Karlsruhe. Von Th. Rehbock. S. 101.



Buhne Nr. 2 3 4 5 6

Buhnenentfernung $x = 1,5 L$ Abb. 22.

Versuch über die Beschleunigung der Auflandung bei Hochwasser.

wasser angriff. Vor Kopf der stromab gelegenen Buhne eines Feldes wurde eine eingehende Grundströmung festgestellt. Der Kolk vor Kopf der Buhne vertiefte sich, die gelösten Stoffe wurden über den Buhnenkörper hinweg in das folgende Feld getragen, um im Bereich der im Schutze des Buhnenkörpers sich bildenden Wasserwalze auszufallen (Abb. 21). Die Beobachtung der Strömung ergab, daß die zuletzt beschriebene Walze nur einen Teil der Sinkstoffe ausfallen ließ, während sie die leichteren Stoffe in den Fluß zurückführte. Eine Verlandung, wie sie Engels festgestellt hat, konnte bei den unternommenen Versuchen nicht festgestellt werden. Die Sohle des Feldes war nicht von einer durchweg eingehenden Strömung beherrscht, vielmehr hatten die beiden beschriebenen Walzen im Schutze der Buhne und in der Streichlinie einen flußwärts gekehrten Sinn. Die Oberflächenströmung (Abb. 20) wird durch die Lage der Buhnen zur Stromrichtung beeinflußt. Da das Wasser senkrecht zur Buhnenachse über die Bauten hinwegströmt, so arbeiten die Buhnen der gegen das Ufer gerichteten Oberflächenströmung entgegen und bilden einen wirksamen Schutz gegen Uferabbruch. Die Ablenkung der Wasserfäden gegen den Strom begünstigt die Bildung einer Walze in der Nähe des Ufers. Aus Abb. 20 u. 21 ist ihre Lage zu ersehen. Unter Berücksichtigung der Veröffentlichung von Winkel über hydromechanische Energieumwandlung muß eine Walze bei vorliegender Buhnenanordnung vorhanden sein. Die Buhnen sind unter 70° gegen den Fluß geneigt. Das überfallende Wasser wird gegen den Fluß gewiesen. Da das Wasser bei Erweiterung des Querschnitts nur um einen kleinen Winkel von seiner Richtung sich zur Seite zieht — ungefähr 6° nach Winkel —, so müßte in dem toten Raum zwischen Ufer und dem stromenden Wasser die Bildung einer Walze sich vollziehen. Würde man an die im Schnittpunkte des Ufers mit der Buhnenachse zu errichtende Senkrechte einen Winkel von 6° antragen, so müßte der freie Schenkel dieses Winkels die Lage der Trennungslinie der gegeneinander gerichteten Strömungen angeben. Abb. 20 u. 21 geben den Beweis für die angestellte Überlegung. Das Vor-

handensein dieser Walze bei der gewählten Buhnenneigung zum Fluß ist wertvoll für einen guten Uferschutz.

Die der Konkaven eigentümlichen Strömungen sind bei Hochwasser gleichfalls festzustellen. Durch die stromkehrende Wirkung der Buhnen kann der Einfluß der Oberflächenströmung erst im stromab gelegenen Teil des Feldes hervortreten (s. Abb. 20). An der Sohle begünstigt sie die ausgehende Strömung. Die eingehende Oberströmung führt Sinkstoffe in die Felder hinein. Im wesentlichen folgen die Sinkstoffe der im unteren Teil des Feldes eingehenden Oberflächenströmung. Sie werden über den Buhnenkörper hinweggetragen und daher auch zum größten Teil erst im folgenden Feld zur Ablagerung kommen.

e) Ergebnis der Hochwasseruntersuchungen.

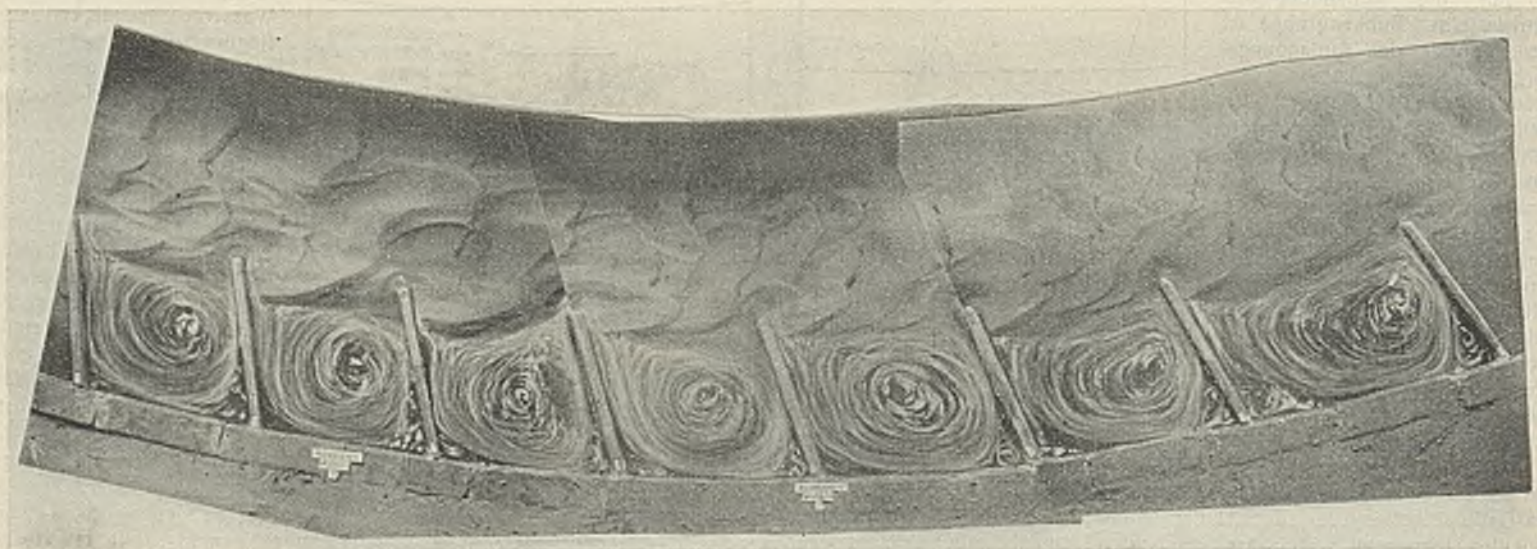
Die Hochwasseruntersuchungen haben folgendes ergeben:

1. Die Hochwasserverlandung geschieht durch Sinkstoffe, die in der Hauptsache über den stromauf liegenden Buhnenkörper hinweg in das Feld hineingetragen werden. Treibstoffe gelangen nur so viel in die Felder, als sie aus den Kolken ausgewaschen werden. Da eine Wanderung der Treibstoffe am konkaven Ufer nicht stattfindet, so ist die Auflandung gering.
2. In der Nähe der Streichlinie und im Schutze der stromauf gelegenen Buhne sind Walzen vorhanden, die infolge ihres Drehsinnes der Auflandung durch Zurückführen der Sinkstoffe in den Fluß entgegenarbeiten.
3. Die inklinanten Buhnen schützen das Ufer gegen Abbruch. Bei richtiger Wahl ihrer Neigung begünstigen sie die Bildung von Walzen mit lotrechter Achse in der Nähe des Ufers.

3. Versuche über die Beschleunigung der Auflandung bei Hochwasser.

Eine beschleunigte Auflandung der Buhnenfelder, besonders an der stromab gelegenen Seite einer Buhne, ist für den Bestand und die Festigkeit des Buhnenkörpers von großem Wert. Eine schnelle Auflandung wird besonders bei Neuanlagen Vorteile bringen, da der anschließende Sand die Festigkeit des Baues gegen Hochwasser bedeutend erhöht.

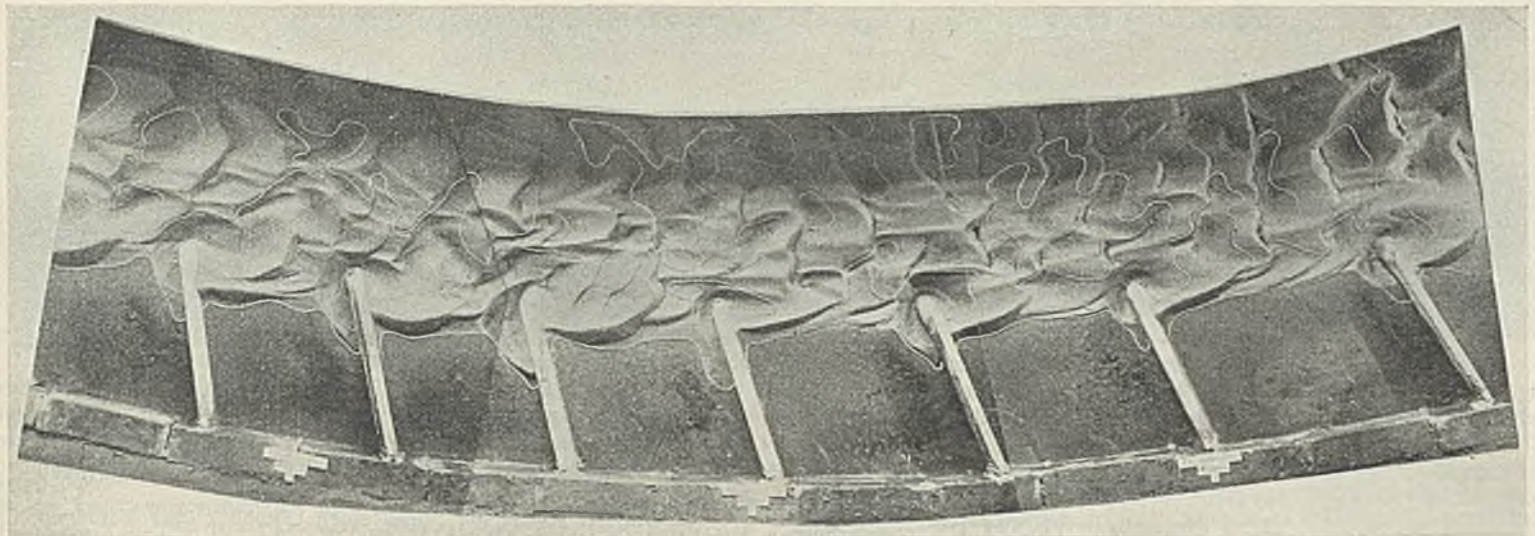
Die Versuche haben gezeigt, daß die hinter einer Buhne entstehende Grundwalze einen flußwärts zeigenden Drehsinn hatte, in ihrem Bereich lagerten die Sinkstoffe ab, jedoch wurde beobachtet, daß ein großer Teil der Sinkstoffe wieder in den Fluß zurückgeführt wurde. Sollte die Sinkstoffablagerung reichlicher vor sich gehen, so müßte durch geeignete Maßnahmen die Walze zur Abgabe der Sinkstoffe veranlaßt werden, die über den Buhnenkörper hinweg in ihren Bereich gelangten. Der Einbau durchlässiger Bauten vermindert die Räumungskraft einer Strömung, ohne ihre Richtung maßgebend zu beeinflussen, während der Einbau undurchlässiger Bauten in die Richtung einer Strömung besondere Strömungsvorgänge hervorruft.



Buhne Nr. 1 2 3 4 5 6 7 8

Buhnenentfernung } $x = 1 L$ 1 L 1 L 1,1 L 1,2 L 1,2 L 1,5 L

Abb. 23.



Buhne Nr.	2	3	4	5	6	7	8
Buhnenentfernung $x =$	1 L	1 L	1,1 L	1,2 L	1,2 L	1,5 L	

Abb. 24.

Auf Grund der angestellten Beobachtungen wurden im Anschluß an die stromab gekehrte Seite der Buhne parallel zur Streichlinie Querbauten aus Drahtgaze eingebaut. Die Bauten entsprachen der Länge der Grundwalzen bei 1,5 cm Überflutungshöhe. Die Lage der Einbauten ist aus Abb. 22 zu erkennen. Ihre Oberkante lag mit der Oberkante Buhnenkörper auf gleicher Höhe. Infolge der der ausgehenden Strömung entgegengesetzten Drahtgazebauten wurde die Räumungskraft des Wassers ermäßigt. Es fielen mehr Sinkstoffe aus. Während bei nicht vorhandenen Querbauten die Sinkstoffe erst in einer gewissen Entfernung vom Buhnenkörper ausfielen, schließt sich nach Einbringen der Bauten die Ablagerung dicht an das Bauwerk an. Die durch den Versuch erreichte Auflandungsbeschleunigung bedürfte einer Prüfung für die Praxis, um auch hier ihren Erfolg zu erkennen. Bei günstiger Wirkung würde sie eine billige Sicherung der Bauwerke darstellen. Die Anwendung von Flechtzäunen zur Beschleunigung der Auflandung in den Buhnenfeldern ist bekannt und vielfach mit Erfolg durchgeführt. Ebenso haben Querbauten aus Maschendraht gute Erfolge gebracht. Beides könnte zur Anlage der vorgeschlagenen Querbauten Verwendung finden.

Weiterhin ist versucht, die in der Nähe der Streichlinie vorhandene, gegen den Fluß gerichtete Grundströmung durch Anordnung von Querbauten zur Abgabe von Geschiebe zu veranlassen und gleichzeitig ihre angreifende Tätigkeit auf die Sohle des Feldes zu vermindern. Die Anlage durchlässiger Bauten in diesem Teil des Feldes veranlaßt eine allgemeine bessere Sinkstoffablagerung im ganzen Bereich des Buhnenfeldes. Durch die Geschwindigkeitsverminderung der Grundströmung fallen weit mehr Sinkstoffe aus, und gleichzeitig werden solche von der eingehenden Oberflächenströmung aus dem Bereich der Walze in das Feld hineingetragen. Aus dem Vergleich der Felder Abb. 22 ist ersichtlich, daß die mit Querbauten in der Nähe der Streichlinie versehenen Felder gegenüber den anderen eine stärkere allgemeine Auflandung zeigen.

Die Verwendbarkeit dieser Einbauten im Flußbau müßte ebenfalls erst nachgewiesen werden. Wenn es auch nach den heutigen Anschauungen nicht für zweckmäßig erachtet wird, daß Buhnenfelder vollständig verlanden, so würden diese Bauten doch einem Uferabbruch in der Nähe der Streichlinie entgegenarbeiten und den Angriff des Wassers auf den unterliegenden Buhnenkopf verringern.

4. Betrachtungen über die zweckmäßige Anordnung von Buhnen in einer Flußkrümmung.

Die vorliegenden Untersuchungen geben Anlaß, auf die zweckmäßige Anordnung der Buhnen in einer konkaven Krümmung einzugehen. Die Beobachtungen haben ergeben, daß die Strömung eines Flusses in der Konkaven auf die Buhnenfelder nicht in gleicher Weise einwirkt, daß ihr Einfluß vielmehr von der Abweichung der Oberflächenströmung von der gemittelten Strömungsrichtung abhängig ist. Die im aufsteigenden Ast einer Krümmung liegenden Buhnenfelder und Buhnen sind deshalb dem größeren Wasserangriff ausgesetzt. Diese Tatsache ist sowohl durch die Strömungsaufnahmen als auch durch die Aufnahmen des jeweiligen Zustandes des Flußbettes nach Verlauf des Niederwassers bestätigt. Die Strömungsaufnahmen haben ferner gezeigt, daß die Buhnen die Stromrichtung des Wassers zur Mitte kehren, bei richtigem gegenseitigen Abstand gewähren sie sich also einen gewissen Schutz. Wenn in bezug auf den

Angriff der Strömung bei allen Einbauten sich an einer Versuchsstrecke ein ungefähres Gleichgewicht herausstellte, d. h. wenn der Angriff auf die Köpfe der Buhnen sich durch gleichmäßiges Auskolken als gleich groß zeigen würde, so konnte eine solche Strecke als richtig angesehen werden. Die vorhergegangenen Versuche hatten gezeigt, welche Werte für eine zweckmäßige Anordnung der Buhnen in der Konkaven maßgebend sein würden. Unter Berücksichtigung dieser Versuche und im Hinblick auf das oben Gesagte wurde für die Wahl der einzelnen Entfernung der Buhnen untereinander kein gleiches Maß gewählt, vielmehr wurde für den Abstand der Buhnen im aufsteigenden Ast der Konkaven eine engere Stellung gewählt als im absteigenden Ast. Es wurden zwei Versuche mit wechselndem Buhnenabstand eingebaut, die sowohl im Hinblick auf die Strömungsbilder, als auch auf eine gleichmäßige Ausbildung der Kolke zufriedenstellende Ergebnisse zeigten, d. h. die Angriffskraft des Wassers an allen Bauwerken hatte annähernd den gleichen Wert. Der Buhnenabstand bei Abb. 23 u. 24 ist im steigenden Ast der Konkaven auf 1 L festgesetzt. Im Scheitel betrug die Entfernung 1,1 und 1,2 L. Das letzte Feld war mit 1,5 L als Entfernung angelegt. Die einfache Buhnenentfernung gab recht zufriedenstellende Ergebnisse, so daß in bezug auf die vorgenommenen Untersuchungen dieser Abstand gutgeheißen werden kann, d. h. im aufsteigenden Ast der Konkaven ist die Buhnenentfernung zweckmäßig auf $\frac{2}{3}$ der Normalentfernung herabzusetzen, wenn die Buhnenkörper einem gleichmäßigen Angriff des Wassers ausgesetzt sein sollen. Dabei ist angenommen, daß im letzten Felde der untersuchten Strecke ähnliche Verhältnisse in bezug auf die Beanspruchung des Buhnenkopfes vorliegen, wie sie in der Geraden vorhanden sind. In welcher Weise der Abstand der Buhnen von dem Halbmesser der Krümmung abhängig ist, müßten weitere Untersuchungen ergeben. Die angestellten Versuche geben an, in welcher Richtung neuere Untersuchungen anzustellen sind.

Schlußbetrachtung.

Die in der Praxis gemachten Erfahrungen über die Wahl eines engeren Buhnenabstandes in der konkaven Krümmung in bezug auf die gewählte Normalentfernung findet eine Bestätigung durch die angestellten Versuche. Die Versuche zeigen ferner, daß es zweckmäßig ist, in der Konkaven nicht mit gleichem Buhnenabstande zu arbeiten, sondern den Abstand der Bauwerke im aufsteigenden Ast enger zu wählen als im absteigenden Ast. Die Verringerung des Abstandes kann auf Kosten der im absteigenden Ast zu wählenden Entfernung geschehen, so daß Mehrkosten an Material nicht entstehen würden. Durch diese Maßnahme wird die Buhnengruppe den Strömungsvorgängen in der Konkaven besser angepaßt, es entsteht zwischen der angreifenden Strömung des Flusses und der schützenden Wirkung der Buhnen untereinander ein besserer Gleichgewichtszustand.

Die Versuche haben ferner gezeigt, daß die Strömungsvorgänge in der Krümmung die Strömungen in den Feldern maßgebend beeinflussen. In den Feldern sind Strömungen festgestellt, die einer an sich geringen Auflandungsmöglichkeit entgegenarbeiten. Die Kenntnis dieser vorhandenen Strömungen gestattet, durch geeignete Maßnahmen die Auflandung im Interesse des Besandes der Buhnen zu beschleunigen, wie es versuchsmäßig geschehen ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Leitende Grundsätze beim Entwurf von Brücken

nach Dr. J. A. L. Waddell in New York.

Von Reichsbahnoberrat Weidmann, München.

Bemerkung.

Einer der anerkanntesten Forscher und bedeutendsten Brückeningenieure Amerikas, Dr. J. A. L. Waddell, hat in einer kurz gefaßten Schrift¹⁾ seine Ansichten und Erfahrungen über die unter den verschiedensten



Abb. 1. Bogenbrücke der Canadian Northern Pacific RR. in Britisch Columbia. Spannweite = 130 m.

stimmung soll sie auch die deutschen Ingenieure mit den Gesichtspunkten und der Tätigkeit unserer amerikanischen Kollegen bekannt machen.

Dr. Waddell blickt in seinem 75. Lebensjahre auf eine reiche brückentechnische Arbeit zurück, die von vielen Erfolgen gekrönt wurde. Stets hat er sich in selbstloser Weise für die Kunst des Brückenbaues eingesetzt und war in gleicher Weise bestrebt, den Stand des Brückenbauingenieurs zu heben.

Dr. Waddell gibt in der Schrift einen Überblick über Vorfälle, die



Abb. 2. Eisenbahnbrücke mit Fahrbahn oben, der Canadian Northern Pacific RR.

Verhältnissen zu wählenden Brückenbauweisen in charakteristischer Weise geschildert. Obgleich hierbei amerikanische Verhältnisse die Grundlage bilden, haben die Richtlinien dennoch allgemeine Gültigkeit. Diese Verhältnisse sind, um etwas genauer zu sein, diejenigen eines sehr großen

beim Entwurfe einer neuen Brücke in Erwägung zu ziehen sind. Wenn dem Brückenbauer die zu beachtenden Gesichtspunkte auch klar sind, so ist deren Zusammenstellung in Form einer für das Studium eines Entwurfs brauchbaren Übersicht doch wertvoll.



Abb. 3. Hubbrücke über den Piscataqua-Fluß in Portsmouth, New Hampshire. 3 Spannweiten von 91,5 m. Die lichte Höhe der für die Schifffahrt geöffneten Brücke beträgt 45,75 m.

Landes mit großen Gegensätzen der äußeren Verhältnisse von Klima und Land, und zugleich eines Landes, das sich, trotz seines fortgeschrittenen Ausbaues, immer noch einen kolonialen Einschlag mit seinen großen Vorteilen und wohl auch einigen Nachteilen bewahrt hat. In den Vereinigten Staaten hat die Schrift, die mir gelegentlich meines Besuches auf dem Büro Dr. Waddells in New York übergeben wurde, die allgemeine Zustimmung der Fachwelt gefunden als eine geschickte Zusammenfassung all dessen, was beim Entwurf und beim Bau von Brücken in Betracht zu ziehen ist. Ihre Veröffentlichung in verschiedenen anderen Ländern hat entweder schon stattgefunden oder ist in Vorbereitung, und mit Dr. Waddells Zu-

¹⁾ Suitability of the Various Types of Bridges for the Different Conditions Encountered at Crossings.

Die Bilder sind größtenteils Aufnahmen von Ausführungen der Firma Waddell & Hardesty in New York. Da die Schrift: „Suitability of the Various Types . . .“ keinerlei Bilder enthält, habe ich die Einfügung zum besseren Verständnis des Textes für zweckmäßig gehalten.

Im nachstehenden folge ich den von Dr. Waddell gegebenen Ausführungen.

Bei jedem Entwurf zur Überbrückung eines Flusses, Sees, Meeresarmes, einer Schlucht oder Straße ist von allen Möglichkeiten meist eine Bauart die geeignetste zur Erfüllung der gestellten Anforderungen. Es wird im allgemeinen auch nur eine Art der Pfeilergründung aus einer Reihe verschiedener Verfahren als die zweckentsprechendste zu wählen sein, wenn auch in manchen Fällen zwei und sogar drei Gründungsarten



Abb. 4. Brücke über den Arthur Kill zwischen New Jersey und Staten-Island, New York.

Auslegerbrücke mit zwei einfachen Öffnungen an den Enden. Stützweiten: 91,5 — 137 — 229 — 137 — 91,5 m, zusammen 686 m. Stützweite der eingehängten Träger 92 m. Lichthöhe über HHW = 41 m. Die Hauptträger sowie Teile der Fahrbahn bestehen aus Siliziumstahl.

beim gleichen Brückenbau möglich sind. Bei der letzten Überprüfung erweist in der Ausführung schließlich doch eine bestimmte Anordnung von Überbauten und Pfeilern ihre Überlegenheit gegenüber anderen Möglichkeiten.

Nimmt man an, daß alle vorgeschriebenen Bedingungen, wie z. B. die lichte Durchfahrtsweite und -höhe, erfüllt sind, dann ist die beste Ausführung die, die in zufriedenstellender Weise allen Anforderungen des Verkehrs gerecht wird und sich in bezug auf Gesteungskosten, Unterhaltung, Betrieb und Lebensdauer als die wirtschaftlichste erweist. Oft ist eine besondere Anpassung an die Umgebung notwendig, d. h. es sind ästhetische Gesichtspunkte ausschlaggebend, in welchem Falle Mehrkosten berechtigt sind.

Um einen möglichst vollkommenen Entwurf bei höchster Wirtschaftlichkeit zu erzielen, muß schon bei der Ausarbeitung der Pläne jede Einzelheit des Bauwerks eingehend beachtet werden: Je öfter sich im Bauwerk gleiche Abmessungen und einzelne Bauteile wiederholen, um so notwendiger ist es, die Kosten jedes Haupttragteils und jedes Füllungsstabes niedrig zu halten. Jedoch sind nicht nur das Gewicht der Stahlkonstruktion oder die Menge sonst erforderlicher Baustoffe tunlichst zu beschränken, sondern für die wirklichen Kosten ist auch das Verhältnis der Werkstatt- zur Montagearbeit in Anschlag zu bringen. Auch die erforderliche Bauzeit kann von so ausschlaggebender Wichtigkeit sein, daß selbst eine scheinbare Verschwendung von Stahl und Mauerwerk letzten Endes wirtschaftlich zu wirken vermag.

Bevor auf den Gegenstand näher eingegangen wird, sollen kurz gewisse allgemeine Grundlagen des Brückenbaues und einzelner Brückenformen so weit erörtert werden, wie es für die Kenntnis aller Zusammenhänge erforderlich scheint.

Hoch- oder tiefliegende Brücken?

Wohl das erste, worüber sich der Ingenieur vor einem Brückenbau klar werden muß, ist die Frage der Höhenlage des Bauwerks. Die Lösung ergibt sich in manchen Fällen von selbst, bildet jedoch in anderen ein ernstes wirtschaftliches Problem.

Bei beiderseitigen Steilufern (Abb. 1 u. 2) ist eine Hochbrücke das Gegebene, und es wird diese auch oft bei nur einem Steilufer noch das Richtige sein. Erheben sich jedoch die beiden Ufer nur wenig über die Oberfläche des Wassers, so ist eine niedrige Lage der Brückenfahrbahn die natürliche Lösung. Über schiffbaren und für die Schifffahrt ausgenutzten Strömen werden alsdann bewegliche Überbauten ausgeführt (Abb. 3). Bisweilen wird aber für schiffbare Ströme auch bei flachen Ufern die Heeresverwaltung mit Rücksicht auf die Erfordernisse der Marine eine Hochbrücke fordern (Abb. 4).

Wo eine von keinerlei Rücksichten beeinflusste Entscheidung zwischen beiden Brückenarten getroffen werden soll, ist diese in beiden Fällen nur an Hand einer genauen Wirtschaftlichkeitsberechnung durch vergleichende Kostenaufstellung möglich. Unter Umständen werden auch Erhebungen über Besitzrecht und Straßenverkehr anzustellen sein. Beide sind im allgemeinen einschneidender bei Hochbrücken als bei tiefliegenden Brücken (Flachbrücken). Zu den Gesteungskosten der letzteren kommen noch die (zu kapitalisierenden) Kosten für Betrieb und Unterhaltung des beweglichen Teils der Brücke sowie für die Erneuerung der gefährdeten und vergänglichsten Schutzbauten der Pfeiler und Uferanschlüsse. Die tiefliegende Brücke staut unfehlbar sowohl den Brücken- als auch den Schiffsverkehr, während die Hochbrücke beide Seiten beeinträchtigt. Es dürfte jedoch kaum möglich sein, den Schaden solcher Stauungen ziffernmäßig genau auszudrücken, immerhin sollte das Urteilsvermögen des Ingenieurs ihn in Anbetracht seiner Wichtigkeit wenigstens annäherungsweise zu erfassen suchen. Wo bei einem Kostenvergleich beider Brückenarten sich die Hochbrücke nur wenig teurer als die Tiefbrücke stellt, sollte erstere zur Ausführung gewählt werden.

Es gibt aber noch eine Brückenart, die nach ihrer Bauweise zwischen Hoch- und Tiefbrücke liegt und unter gewissen Bedingungen beiden gegenüber den Vorzug verdient (Abb. 5). Es sollte deren Verwendungsmöglichkeit mithin in jedem Falle geprüft werden. Sie kommt dort in Frage, wo regelmäßig zahlreiche kleine Wasserfahrzeuge mit niedrigen Masten neben verhältnismäßig wenigen hochmastigen Schiffen verkehren. Bemißt man

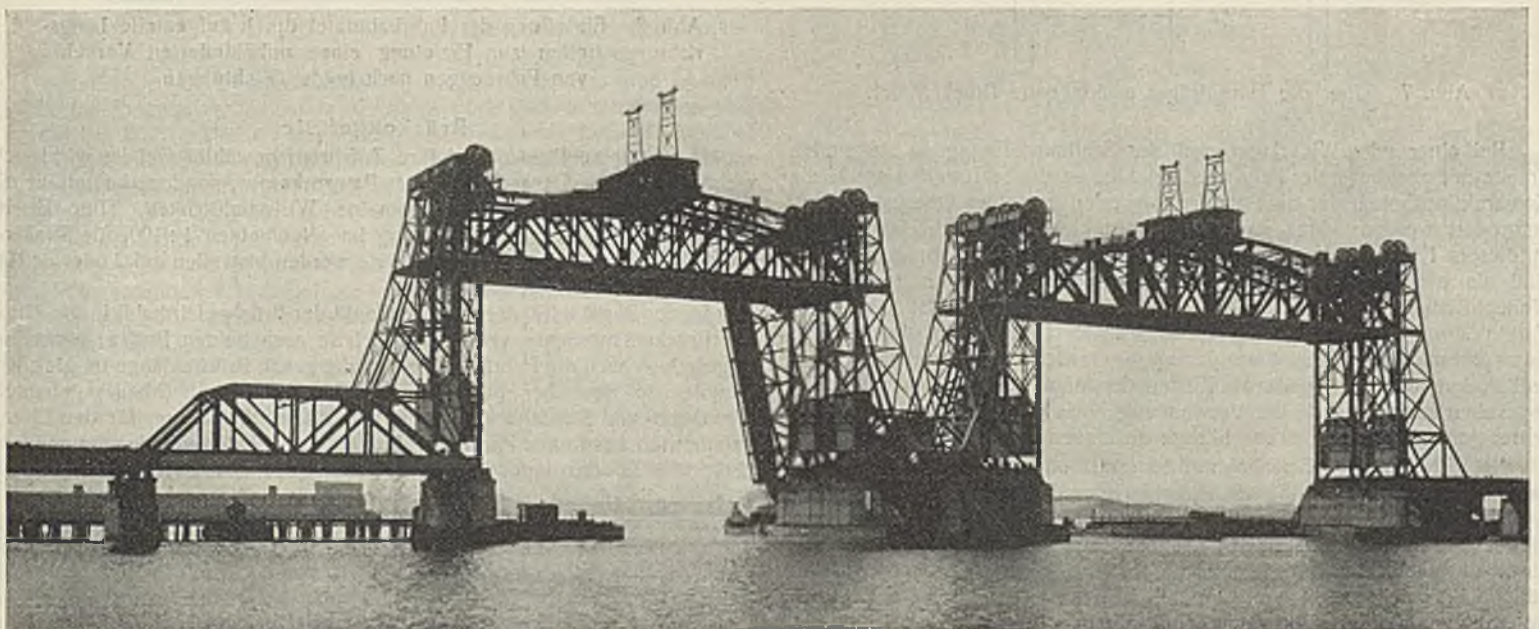


Abb. 5. Hubbrücken der Central-Railroad of New Jersey über die Newark-Bay. Vier zweigleisige voneinander unabhängige Hubbrücken.

Spannweiten 91 und 64 m. Lichthöhe in unterer Lage 10,7 m, in gehobener Lage 41,2 m.

Zu hebendes Gesamtgewicht: Große Brücke 1270 t, kleine Brücke 820 t.

die Lichthöhe unter dem beweglichen Überbau der Brücke bei dessen niedrigster Stellung für die kleinen und bei höchster Stellung für die großen Fahrzeuge, dann dürften die Störungen während des Brückenbetriebes für beide Verkehrsarten auf eine Mindestzahl beschränkt bleiben. In der Regel werden jedoch für die Ausnutzung dieser Brücken die Anlagekosten der Zufahrtwege und bisweilen auch der Verkehrswege erhöhte Aufwendungen erfordern.

In Kapitel VII des von Dr. Waddell geschriebenen Werkes über „Economics of Bridge-Work“²⁾ wird dieses Problem vom wirtschaftlichen Gesichtspunkte aus eingehend behandelt. Wie dort nachgewiesen, sind Tiefbrücken den Hochbrücken für den Eisenbahnverkehr entschieden vorzuziehen. Bei Straßenbrücken dürfte hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit die Sachlage eher umgekehrt liegen, nachdem, wie oben gesagt, der bewegliche Überbau einer tiefliegenden Brücke leicht Verkehrsstörungen aller Art verursachen kann.

Dieser Nachteil ist beim Entwurf einer Brücke gegen den mit einer tieferen Lage der Fahrbahn verbundenen Vorteil eines kleineren Gefalles und einer dadurch bedingten leichteren Anfahrt abzuwägen.

Vielefach wird auch der gegenseitige Abstand und die Höhe der Flußufer sowie der Verlauf der Hochwasserbegrenzungslinie für die Entscheidung, ob Hoch- oder Tiefbrücke zu wählen ist, bestimmend sein.

Brücken mit oben- oder untenliegender Fahrbahntafel?

Falls nicht durch besondere Umstände die Ausführung einer Brücke mit unterer Fahrbahntafel bedingt ist, wird man die Brücke mit obenliegender Fahrbahntafel bevorzugen. Mit letzterer erzielt man meist eine billigere Brücke, weil sich konstruktiv nicht nur ihre Pfeiler niedriger, kürzer und weniger breit ergeben, sondern weil es auch oft möglich ist, an dem Gewicht des Überbaues Ersparnisse zu erzielen. Bei Brücken über schiffbare Flüsse wird man eine (oder zwei) Schiffahrtöffnung mit untenliegender, dagegen die übrigen Öffnungen mit obenliegender Fahrbahntafel (Abb. 6) anordnen. Jedoch bedingen bei tiefem Wasser niedrige Tragwerke mit obenliegender Fahrbahntafel kleine Stützweiten der Überbauten. Hierdurch werden wegen der benötigten größeren Anzahl langer Pfeiler nicht nur die Gesamtkosten der Brücke sehr hoch, sondern auch die Benutzbarkeit des Wasserweges stark behindert.

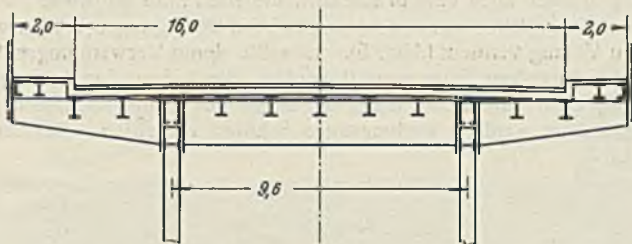


Abb. 7. Über die Hauptträger auskragende Brückentafel.

Bei einer vom Widerlager nach der Schiffahrtöffnung zu steigenden Brücke mit obenliegender Fahrbahntafel können die Stützweiten sowie die Konstruktionshöhen der aufeinander folgenden einzelnen Öffnungen stetig vergrößert werden. Man darf dabei aber nicht außer acht lassen, daß in diesem Falle die Kosten für die Stahlüberbauten der Brücken höher sind als bei solchen von gleichbleibender Konstruktionshöhe, da die Werkstattarbeit umständlicher und dadurch zeitraubender ist wegen der Verminderung der Anzahl gleicher Stücke. Das durch die größere Konstruktionshöhe erreichbare geringere Gewicht der Überbauten vergrößert den Preis f. 1 kg, da die Kosten der Montage die gleichen bleiben, abgesehen von dem Falle der Verwendung eines Lehrgerüsts, das infolge seiner geringeren Höhe etwas billiger zu stehen käme.

Bei Straßen- wie Eisenbahnbrücken mit obenliegender Brückentafel kann letztere, falls sie sehr breit ist, beiderseits über die Hauptträger hinaus ausgekragt werden (Abb. 7). Dies bedingt erhebliche Ersparnisse für die Pfeiler und ebensolche, freilich geringere, für die Überbauten. Bei einer Eisenbahnbrücke mit untenliegender Fahrbahn könnten diese Ersparnisse nötigenfalls auch erzielt werden durch Verlegung der Gleise auf seitlich zu den Hauptträgern angeordnete auskragende Konsolen. Bei neuzeitlichen Straßenbrücken ist eine derartige Bauweise jedoch nicht mehr

²⁾ „Die Wirtschaftlichkeit im Brückenbau“ von Dr. J. A. L. Waddell.

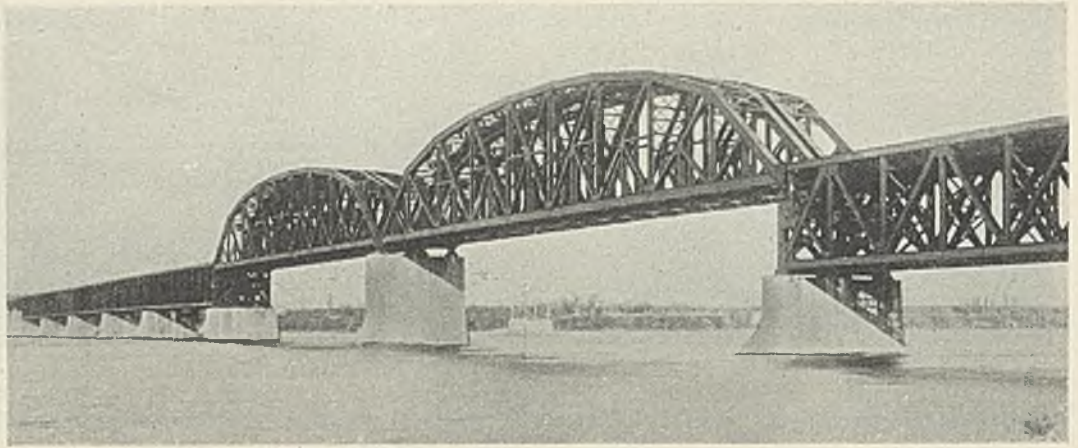


Abb. 6. Brücke über den St. Lawrence-Strom der Canadian Railway-Company. Beispiel einer Brücke mit Fahrbahn unten für die Schiffahrtöffnungen und Fahrbahn, oben für die Seitenöffnungen.

gebräuchlich. Im Interesse eines schnellen und unbehinderten Verkehrs ist hier eine andere Einteilung der Fahrbahntafel als durch aufgemalte Längsrichtungstreifen nicht zulässig (Abb. 8). Es können alsdann z. B. von einer 18 m breiten, in sechs je 3 m breite Fahrstreifen eingeteilten Fahrbahntafel in den Hauptzeiten starken und dann vornehmlich nach einer Richtung gehenden Verkehrs hierfür vier oder fünf Streifen vorgesehen werden und nur zwei bzw. ein Streifen für den aus der Gegenrichtung kommenden Verkehr bereitgehalten werden.



Abb. 8. Einteilung der Fahrbahntafel durch aufgemalte Längsrichtungstreifen zur Erzielung eines unbehinderten Verkehrs von Fahrzeugen nach beiden Richtungen.

Brückengefälle.

Das für eine Brücke und ihre Zufahrten gewählte Gefälle wirkt sich nicht nur auf die Gesamtkosten des Bauwerks aus, sondern beeinflusst oft mehr oder weniger seine allgemeine Wirtschaftlichkeit. Für Eisenbahnbrücken ist die größte Steigung im allgemeinen 1:100, für Straßenbrücken 1:20. Aber diese Grenzwerte werden bisweilen auf 2 oder 3:100 und 1:17 bis 1:14 gesteigert.

In der Regel wird der höchste Punkt der Brückenfahrbahn in die Mitte der Brückenlängsachse verlegt mit Gefälle nach beiden Enden; bisweilen liegt jedoch auch die Fahrbahntafel auf die ganze Brückenlänge im gleichen Gefälle. In der über den Kennebec-River bei Bath (Maine) gebauten Eisenbahn- und Straßenbrücke (Abb. 9 u. 10) hat die untere, für den Eisenbahnbetrieb bestimmte Fahrbahntafel von einem Brückenende zum anderen einschließlich der Huböffnung ein durchgehendes Gefälle von 1:100, während die obenliegende auf der der Stadt Bath zugekehrten Seite der Fahrstraße in der Anfahrt und über der einen Hauptöffnung eine Steigung von annähernd 1:20 hat. Beide Fahrbahnen führen zu einem hohen Felsenhang auf dem Woolwicher Ufer.

Eisenbeton- oder Stahlbrücken?

In der Entscheidung, ob für einen Brückenbau Eisenbeton oder Stahl vorzuziehen ist, können grundlegende Fehler begangen werden: Welche Bauweise billiger ist, wird in der Hauptsache von den sich an Ort und



Abb. 9. Brücke über den Kennebec River in Bath (Maine) mit Fahrbahn oben für Straßenverkehr und Fahrbahn unten für die Maine Central Railroad. Die Endöffnungen besitzen 83 m, die Öffnungen zur Seite der Hubbrücke 100 m Lichtweite. Stützweite der Hubbrücke 73 m, Lichtweite 61 m, Lichthöhe 41,2 m. Zu hebende Gesamtlast 1260 t an 64 Kabeln von je 5,4 cm Durchm.

Stelle ergebenden Rohstoffpreisen abhängen. Sind beide nach allen Richtungen hin gleich passend und die Gesteungskosten einer Eisenbetonbrücke nicht erheblich höher als die einer Stahlbrücke, wird man sich meist für die erstere entscheiden. Die Annahme, daß die Unterhaltung einer Eisenbetonbrücke so gut wie nichts kostet, ist jedoch irrig, wie jeder, der solche Brücken jemals zu unterhalten hatte, sehr wohl weiß. Gelingt es, die Feuchtigkeit von den Eiseneinlagen abzuschließen, so werden die Unterhaltungskosten niedrig bleiben. Es muß jedoch mit der Möglichkeit gerechnet werden, daß Nässe früher oder später ihren Weg durch den Beton zu den Eiseneinlagen findet und daß sich alsdann dort Rost bildet, der zufolge seiner unkontrollierbaren Raumaufdehnung

brachte jedoch eine solche Nachfrage nach Nickelstahl mit entsprechender Verteuerung, daß seine Verwendung im Brückenbau entfallen mußte; diese Marktlage hielt auch noch einige Jahre nach dem Kriege an. Erst neuerdings ist sein Preis wieder so weit gesunken, daß seine Verwendung zum Brückenbau wirtschaftlich ist. So ist Nickelstahl bei der Hängebrücke zwischen Philadelphia und Camden verwendet, und wenn er durch einige neue Legierungen, wie z. B. den Molybdänstahl, nicht überholt wird, besteht die Wahrscheinlichkeit, daß er im Brückenbau wieder häufiger verwendet wird. Für die Versteifungsträger der im Bau begriffenen Riesenbrücke über den Hudson River zwischen Fort Lee (New Jersey) und Fort Washington (New York City)³⁾ wird ebenfalls Nickelstahl verwendet.



Abb. 10. Gesamtansicht der Brücke über den Kennebec River in Bath (Maine).

den umhüllenden Beton zum Abblättern bringt. Besonders groß ist diese Gefahr bei Salzwasser, wovon in der Folge noch gesprochen werden soll.

Bei der Wahl zwischen den beiden obengenannten Bauarten ist aber außer den Gesteigungs- und Unterhaltungskosten noch eine Reihe anderer wichtiger Gesichtspunkte zu beachten. Es können z. B. nicht minder ästhetische Rücksichten, als auch die Schnelligkeit der Ausführung oder die Aufrechterhaltung des Verkehrs während der Bauzeit, die Wahl der Ausführung zwischen Stahl und Eisenbeton entscheidend beeinflussen. Auch ist es unzulässig, Eisenbeton für sehr große Stützweiten zu verwenden: Je größer die Stützweite, um so unwirtschaftlicher wird er im Vergleich mit reinen Stahlkonstruktionen.

Legierte Stähle oder gewöhnlicher Flußstahl?

Die meisten Eisenbauwerke sind in gewöhnlichem Flußstahl ausgeführt. Bei weitgespannten Überbauten und Hubbrücken sind jedoch Stahllegierungen in der Regel wirtschaftlicher. Dies gilt besonders vom Siliziumstahl, der schnell auch für Ausführungen von Brücken mittlerer Abmessungen in Aufnahme kommt. Vor mehr als zwei Jahrzehnten hat Dr. Waddell in sorgfältiger Arbeit und durch eine Reihe kostspieliger Versuche die Wirtschaftlichkeit von Nickelstahl im Brückenbau nachgewiesen und das Ergebnis seiner Forschungen dem Amerikanischen Ingenieurverein (American Society of Civil Engineers) in einem umfangreichen Bericht unter dem Titel „Nickelstahl für Brücken“ überreicht. Im Verfolg dieser Forschungsarbeit ist eine ganze Reihe großer Brücken in der genannten Stahllegierung zur Ausführung gekommen. Der Ausbruch des Weltkrieges

Die Verhältnisse an der Überbrückungsstelle. Wasserbauliche Fragen. Wassertiefe.

Die Bemessung der Stützweite einer Brücke ist von der Wassertiefe in Verbindung mit dem Charakter des Flußbettes und der Stromgeschwindigkeit in erheblichem Maße abhängig. Bei gleichem Flußbettcharakter und gleicher Stromgeschwindigkeit wachsen mit der Wassertiefe auch die Kosten für die benötigten Pfeiler. Aus wirtschaftlicher Überlegung folgt hieraus die Bemessung der Pfeilerabstände, sowie der Stütz- und Lichtweite einer Brücke.

Stromgeschwindigkeit.

Da in der Regel auch eine große Stromgeschwindigkeit die Kosten der Pfeilergründung erhöht, wird es häufig wirtschaftlicher sein, vergleichsweise unter Annahme großer Stützweiten die Zahl der Pfeiler zu bestimmen: Wo aber die Flußströmung derartig reißend ist, daß die Gründungsarbeiten gefährdet werden, wird man zu ganz oder teilweise auskragenden Überbauten schreiten und damit die Art der Ausführung grundlegend beeinflussen.

Vielfach ist der Ingenieur erst auf Grund langer Erfahrung in der Lage, seine Entscheidung darüber zu treffen, wie eine Brücke mit Rücksicht auf die Strömungsverhältnisse eines Flusses zu entwerfen ist. Hierzu muß er sich vorher mit den durch die Witterung gegebenen Möglichkeiten vertraut machen und die Niederschlag- und Abflußmessungen für einen

³⁾ Vgl. Bautechn. 1925, Heft 14, 22 u. 23; 1929, Heft 14.

langen Zeitraum von Jahren studieren, um so von vornherein die wahrscheinlichsten und nötigenfalls auch die schlimmstenfalls eintretenden Verhältnisse im Fluß berücksichtigen zu können.

Hochwasser.

Häufig werden notwendige Maßnahmen gegen Hochwassergefahr die Anlage einer Brücke insofern einschneidend beeinflussen, als der bei großer Geschwindigkeit sich vollziehende Durchfluß einer großen Wassermenge unbedingt verlangt, daß die Verengung des Flußquerschnitts durch die Pfeiler so gering als nur möglich gestaltet wird. Die Unterkante der Überbauten muß über dem höchsten Hochwasserstande (HHW) liegen. Es ist danach klar, daß eine gründliche Untersuchung der Hochwasser-Verhältnisse den Entwurfsarbeiten vorauszugehen hat, und daß diese wichtigen Punkte bei Ausbildung der Überbauten und Pfeiler gebührend berücksichtigt werden.

Schiffahrt.

Bei schiffbaren Strömen bestimmt das Kriegsministerium durch Vorschriften die Lichtweiten der Durchfahröffnungen. Diese Vorschriften sind aber von maßgebendem Einfluß beim Entwurf der Brücken und vergrößern gewöhnlich deren Kosten. Der erfahrene Brückenbauer weiß jedoch mit einiger Sicherheit im voraus die kommenden Wünsche und Forderungen zu beurteilen und bereitet danach gewöhnlich seine dem Kriegsministerium vorzulegenden Pläne entsprechend vor.

Eisverhältnisse.

Hin und wieder haben die Eisverhältnisse bestimmenden Einfluß auf die Ausbildung des Unterbaues. Die Bildung von Packeis muß verhindert werden. Hierfür dient als hauptsächlichste Vorkehrung die Vergrößerung der Brückenstützweite, wodurch selbstverständlich die Kosten der Überbauten und möglicherweise auch die der Unterbauten gesteigert werden. Es kann aber nicht ohne weiteres von einer Vergrößerung der Stützweite geschlossen werden, daß dadurch auch die Gesamtkosten der Unterbauten vergrößert werden; denn es vergrößern sich wohl die Kosten der einzelnen Pfeiler, doch wird andererseits deren Anzahl verringert.

Salz- und Süßwasser.

Ob das zu überbrückende Gewässer Salz- oder Süßwasser führt, ist für den Entwurf einer Brücke von großer Wichtigkeit, da Salzwasser die Bewehrungsseile der Pfeiler und Widerlager wesentlich schneller und stärker als reines Süßwasser angreift. Ferner wird ungeschütztes Bauholz durch eine Anzahl von im Salz- und Brackwasser lebendem Gewürme (teredo navalis) mehr oder weniger schnell zerstört. Glücklicherweise geschieht dieses Zerstörungswerk nicht unterhalb der Schlicklinie; da jedoch hierfür die Ordinaten an der Überbrückungsstelle oft nicht festliegen, kann man sich auch auf den Schutz des Erdreichs nicht immer verlassen. Die Lebensdauer des gefährdeten Holzwerks kann zwar durch Kreosotanstrich verlängert werden, doch wird der Zerstörungsvorgang damit nur vorübergehend aufgehalten, weil das Kreosot allmählich auslaugt und dann keinen Schutz mehr bietet. Man hat sich gelegentlich mit Einhüllen der Pfähle von der HHW-Linie bis einige Fuß unterhalb der Schlicklinie mittels der Anwendung von Tonröhren geholfen. Die Hohlräume zwischen den Hölzern und den Tonröhren werden dabei entweder mit Zementmörtel oder feinkörnigem Beton ausgefüllt.

Stark verunreinigtes Wasser greift aber auch die Metallteile des Unterbaues an. Beim Entwurf einer Brücke über einen Fluß oder See mit modrigem Wasser darf dieser Umstand nicht vergessen werden.

Die Verhältnisse bei der Gründung.

Gründungen auf festem Fels.

Wo fester Felsboden für die Gründung von Pfeilern zur Verfügung steht, können die Abmessungen der Fundamente auf das kleinste Maß beschränkt und, falls keine besonderen Bestimmungen im Wege stehen, die Längen der Überbauten nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten bemessen werden. Natürlich wird hierbei auch die Tiefe des Felsbodens unter Wasser und — in geringerem Grade — die Art der darüber befindlichen Bodenschichten die Kosten der Pfeiler und damit auch das Maß der wirtschaftlichsten Stützweite für die Überbauten beeinflussen. Die Stützweite wird in gewissem Grade auch von der für die Pfeiler gewählten Gründungsart abhängen, mag diese nun durch das Druckluftverfahren oder eine offene Brunnengründung oder durch einen Spundwandfangedamm mit Eisenbetonrost mit bis in tragfähigen Felsen gerammten Pfählen ausgeführt werden. Im allgemeinen verringern sich die Kosten für die Pfeiler in der obigen Reihenfolge, was sich dann im gleichen Verhältnis auch auf die wirtschaftlichste Länge der Überbauten auswirkt.

Gründungen im Geröll.

Was über die Gründung auf festem Felsboden gesagt ist, gilt im allgemeinen auch für Gründungen in Geröllmassen, deren Zwischenräume mit Sand, Kies oder hartem Lehm ausgefüllt sind; nur werden hier die Fundamentflächen in den meisten Fällen alsdann größer als auf festem Felsen zu bemessen sein.

Gründungen im Kiesboden.

Hier hat man zwei Arten, und zwar die eine in fest zusammenhängendem und die andere in losem Kiesboden zu unterscheiden. Der letztere enthält fast immer mehr oder weniger Sand als Füllung der Zwischenräume. Fest zusammenhängender Kies bildet einen fast ebenso guten Baugrund wie fester Fels und kann dementsprechend hoch beansprucht werden. Auch lockerer Kies bildet einen guten Baugrund, vorausgesetzt, daß die Gefahr des Auswaschens oder Rutschens ausgeschlossen bleibt und der Senkkasten gut eingebracht wird, so daß sich sein Gewicht gleichmäßig über die Fläche verteilt. Bei lockerem Kies ist die zulässige Bodenpressung geringer anzunehmen als bei Geröll, während fester Kies eine solche von gleicher Höhe verträgt.

Gründungen im Sandboden.

Wenn Sandboden allseits so abgeschlossen ist, daß er nicht weggeschwemmt oder ins Rutschen kommen kann, so bildet er einen hervorragend guten Baugrund. Um diese Bedingungen der Standfestigkeit des Sandes zu erhalten, ist es notwendig, die Pfeiler in genügender Tiefe, unterhalb der zu erwartenden Auskolkentiefe, zu gründen, wobei zu beachten ist, daß mit der Steigerung der spezifischen Flächenbelastung auch die Gründungstiefe der Pfeiler vergrößert werden muß.

Bei der in den letzten Jahren vollendeten Brücke über den Mississippi bei Cairo im Staate Illinois wurden die Pfeiler wenigstens 25 m unter die Flußsohle herabgeführt. Die zulässige Belastung des Baugrundes war hierbei unter Berücksichtigung des Wasserauftriebes zu etwa 5,5 kg/cm², bei dessen Vernachlässigung zu etwa 8,5 kg/cm² angenommen worden. Solche Gründungstiefen machen Schutzbauten für die Flußsohle unnötig, auch dann, wenn, wie es hier der Fall war, Veränderungen im Flußbett zu erwarten sind.

Wohl könnte man auch eine geringere Gründungstiefe wählen, doch würde dies eine Vergrößerung der Fundamentsohle bedingen und möglicherweise auch die Verwendung von Faschinen erfordern, um der Gefahr des Auskolkens zu begegnen. Solche Maßnahmen sind jedoch nur für Brücken von untergeordneter Bedeutung zu empfehlen.

Die zulässigen Baugrundbeanspruchungen für verschiedene Bodenarten und Tiefen sind in dem Werke Dr. Waddells „Bridge Engineering“⁴⁾, Kapitel 38, und in anderen Werken über Brückenbau angegeben.

Die wirtschaftlichsten Stützweiten sowohl für Eisenbahn- wie für Straßenbrücken mit Gründungen auf Fels- und Sandboden in verschiedenen Tiefen, sowie auf Pfahlgründungen sind in Kapitel 18 des bereits erwähnten Buches „Economics of Bridgework“⁵⁾ von Dr. Waddell enthalten.

Gründungen in Tonschiefer oder festem Ton.

Tonschiefer oder fester Tonboden, der durch Wasser nicht aufgeweicht werden kann, bildet einen guten Baugrund, dessen zulässige Beanspruchung von seiner Härte abhängt. Auf diesem Boden werden oft ausgebreitete Eisenbetongründungen ausgeführt. Nur bei zu hoch liegenden Gründungen sind Schwierigkeiten infolge möglicher Aufweichung des Tonschiefers oder Tones zu befürchten.

Gründungen in weichem Ton oder Lehm.

Weicher Ton und Lehm sind in der Regel so ungeeignet für Gründungen von Brückenpfeilern, daß man zu Pfahlgründungen schreiten muß. Falls diese Pfähle andauernd unter Wasser stehen, benutzt man Holzpfähle, andernfalls solche aus Eisenbeton. An ihrer Stelle werden gelegentlich auch kreosotgetränkte Holzpfähle verwendet. Mögen Holzpfähle auch eine lange Reihe von Jahren zu Bedenken keine Veranlassung geben, so wird ihre Zuverlässigkeit mit der Zeit durch den Wechsel von Trockenheit und Feuchtigkeit doch untergraben. Sie sind daher für einen wirklich dauerhaften Bau über Wasser nicht geeignet.

Wo aber die Gründungen beständig im Trockenen verbleiben und gegen Unterspülungen gesichert sind, genügen auch breite Fundamentsockel aus Beton oder auch eine Eisenbetonkonstruktion ohne Pfahlgründung. Die Bodenbeanspruchung ist jedoch hierbei stets recht niedrig zu halten.

Gründungen in Schlick- und Moorboden.

Schlick- und Moorboden ist für die Gründung von Brücken so ungeeignet, daß Pfähle in allen Fällen erforderlich sind: Holzpfähle, falls die Verhältnisse solche zulassen, und Eisenbetonpfähle in allen anderen Fällen.

Gründungen in Seekreide.

Seekreide ist so wenig widerstandsfähig, daß sie bei der Gründung von Brücken, wenn möglich, ganz vermieden werden sollte. Entweder müssen die Pfeilerfundamente durch die Seekreide bis auf guten Baugrund hinuntergetrieben werden, oder es muß eine Pfahlgründung angewendet werden, bei der die Pfähle die gesamte Belastung aufnehmen, ohne daß man sich auf die Tragkraft des zwischen ihnen befindlichen Bodens irgendwie verläßt.

⁴⁾ „Brückenbau“ von Dr. J. A. L. Waddell.

⁵⁾ Wirtschaftliches Bauen im Brückenbau.

Die Gründung im allgemeinen.

Die Gründung ist derjenige Teil einer Brücke, die sowohl das Bauwerk selbst wie auch die Lasten des Verkehrs zu tragen hat, sie sollte daher auch in jeder Beziehung einwandfrei sein, und es ist falsche Sparsamkeit, auch nur den geringsten Zweifel an ihrer Zuverlässigkeit bestehen zu lassen. Kein Brückeningenieur wird die Richtigkeit dieses Grundsatzes in Zweifel ziehen. Es kommt dennoch nicht selten vor, daß sich der eine oder andere, in der Regel mit verhängnisvollem Ergebnis, auf die Tragfähigkeit eines Baugrundes verläßt, wo dieses Vertrauen nicht gerechtfertigt ist. Vor jedem großen Bauvorhaben ist es unbedingt erforderlich, daß eine ausreichende Anzahl von genügend tiefen Bohrungen gemacht wird, um einestheils das mögliche Vorhandensein von tragfähigem Felsboden in erreichbarer Tiefe, andererseits aber auch um Art und Mächtigkeit der durchbohrten Bodenschichten festzustellen. Die Wichtigkeit einer geeigneten Gründung kann nicht genug hervorgehoben werden.

Verfahren zur Gründung von Brückenpfeilern.

Der übliche Spundwandfangedamm.

Bei Gründungen in Tiefen nicht viel über 6 m und dort, wo keine besonderen Schwierigkeiten infolge starken Wasserandranges bestehen, sind einfache hölzerne Fangedämme wirtschaftlich (Abb. 11). Bei etwas größeren Tiefen genügen hölzerne Spundwände, bei Tiefen über 9 m bis zur Höchstgrenze von 13 bis 15 m sind jedoch stählerne Spundwände am besten und wirtschaftlichsten. Dr. Waddell gibt eisernen Spundwänden gegenüber hölzernen den Vorzug, insbesondere auch weil sie mehrmals gerammt und wieder verwendet werden können, während hölzerne Spundwände durch das Rammen bald zerstört werden.

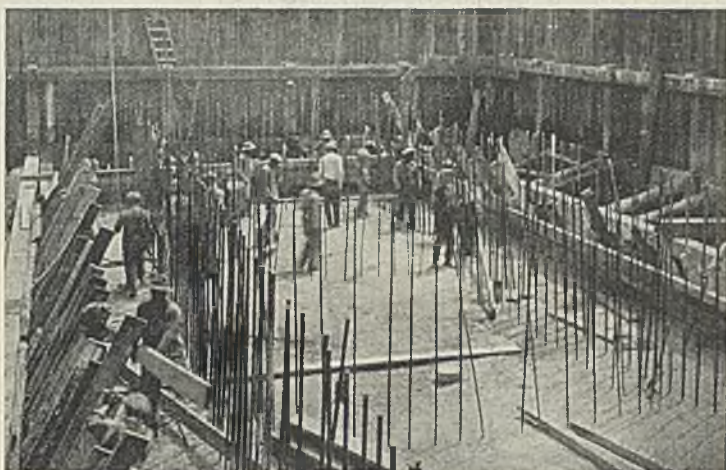


Abb. 11. Gründung eines Brückenpfeilers unter Benutzung eines Spundwandfangedammes.

Vielfach ist es ratsam, die eisernen Spundwände als Pfeilerschutz gegen Unterspülungen stehen zu lassen. Es soll dann nach der Vollendung des Pfeilers die Oberkante der Spundwand nicht höher als die niedrigste Niederwasserlinie liegen.

Einige Unternehmer wollen mit eisernen Spundwänden schlechte Erfahrungen gemacht haben: In den meisten Fällen ist dies übertriebener Sparsamkeit und mangelndem Weitblick zuzuschreiben, da sie — um die ersten Einrichtungskosten möglichst niedrig zu halten — Pfähle von zu kurzer Länge und zu geringem Querschnitt verwendeten. Die Länge der Spundwand soll so bemessen sein, daß sie je nach der Härte des Bodens 1,5 bis 3,0 m tief in festen Baugrund einzudringen vermag, wobei ihre Krone noch so hoch liegen muß, daß die Möglichkeit einer Überflutung ausgeschlossen ist.

Wählt man für die Spundbohlen starke Profile, so ist es möglich, damit Geröllschichten und Lagen nicht allzu harten Tonschiefers zu durchdringen. Durch Anordnung zweckmäßiger Querversteifungen in entsprechenden Abständen kann man während der Trockenlegung der Baugrube verhindern, daß der Fuß der Spundwand nach innen eingedrückt wird. Falls sich dies trotzdem ereignet, bleibt nichts anderes übrig, als die Spundwand wieder zu ziehen und einen neuen Fangedamm mit längeren und stärkeren Pfählen zu rammen.

Holzkasten mit Pfählen und Betonfüllung.

Die billigste Art zur Gründung von Betonpfeilern für Brücken mittlerer Größe besteht darin, daß zur Herstellung des Unterbaues ein Brunnen, bei gleichzeitiger Entfernung des Bodenmaterials in seinem Innern, auf die erforderliche Tiefe abgesenkt wird. Hierauf wird die vorgeschriebene Anzahl der Pfähle gerammt (Abb. 12). Alle diese Arbeiten sind unter Wasser vorzunehmen. Nachdem die Brunnensohle durch das Einbringen



Abb. 12. Pfahlgründung eines Brückenpfeilers.

von Beton mittels Schüttrohres so hoch aufbetoniert ist, daß ihr Durchbruch nicht mehr zu befürchten ist, wird der Brunnen ausgepumpt. Hierauf kann der obere Teil des Fundamentes durch das Einfüllen mit Stampfbeton vollendet werden und auch der darüberliegende, aus dem Wasser hervorragende Teil des Pfeilers zwischen dem später zu entfernenden oberen Teil der Kastenwände im Trockenen aufgebaut werden (Abb. 13). Gründungen dieser Art sind vorteilhaft in tiefem Wasser bei Fundamenten, die nicht tief ins Flußbett hineingehen, was meistens der Fall ist, wenn Pfähle verwendet werden.

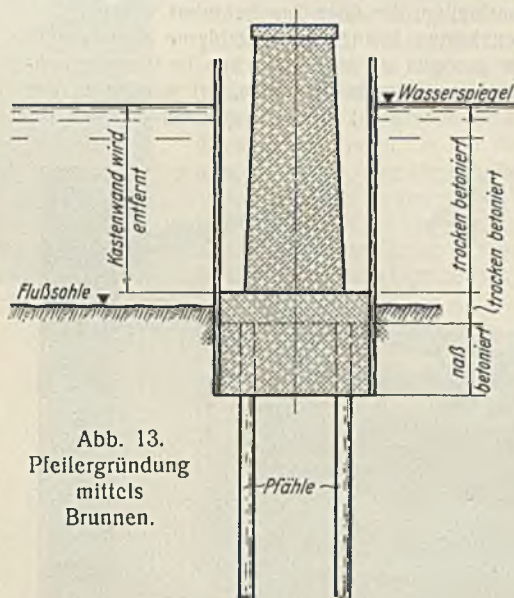


Abb. 13. Pfeilergründung mittels Brunnen.

Wenn das Schüttrohr⁶⁾ nicht sorgfältig gehandhabt, d. h. der Beton nicht sorgfältig geschüttet wird, so besteht die Möglichkeit, daß der Zement ausgewaschen wird. Manche Ingenieure sind aus diesem Grunde der Anwendung des Schüttrohrs

gegenüber dem Schüttrohrverfahren vorgezogen. In diesem Verfahren wird der Beton durch ein Schüttrohr unter Wasser in den Brunnen geschüttet. Das Schüttrohr wird dabei so geführt, daß es sich während des Schützens nicht umklappen kann. Die Schüttung erfolgt durch ein seitliches Rohr, das sich ein wenig unter der Oberfläche der geschütteten Massen befindet.

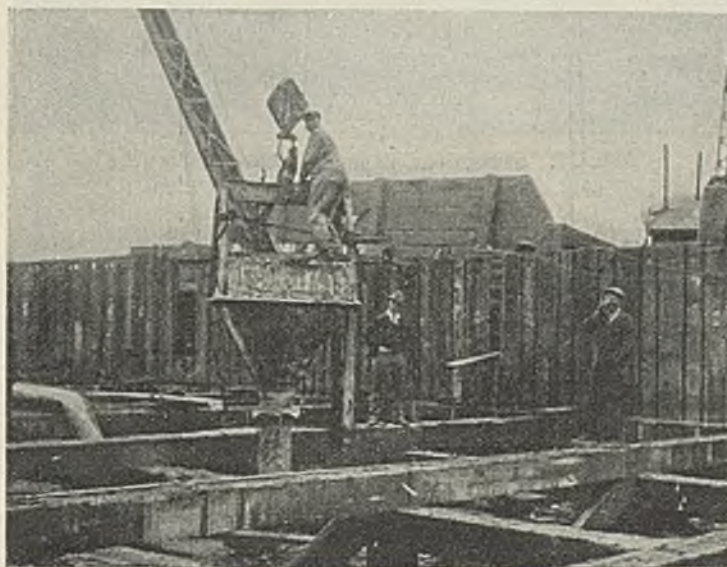


Abb. 14. Einbringen von Beton unter Wasser mittels Schüttrohrs.

⁶⁾ Das „Schüttrohr“ ist ein Rohr mit oberem Trichter (Abb. 14) und dient zum Einbringen von Beton unter Wasser. Um das Schüttgut gleichmäßig zu verteilen, wird das Rohr seitlich herumgeführt und ständig Sorge getragen, daß der Auslauf des Rohrs ein wenig unter der Oberfläche der geschütteten Massen bleibt.

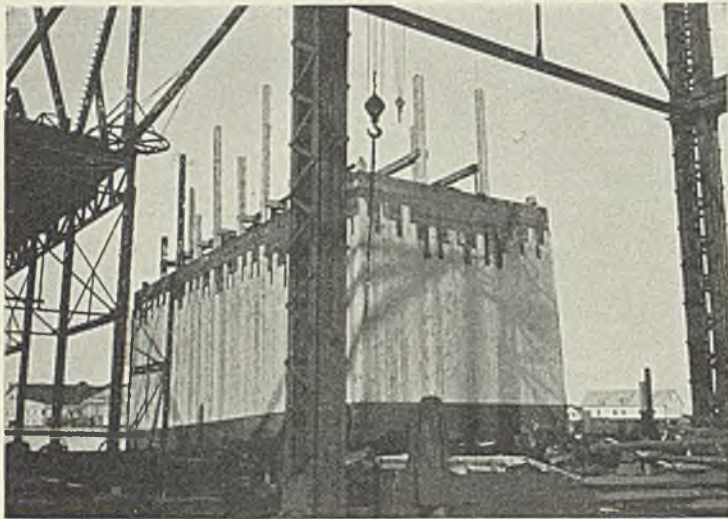


Abb. 15. Senkkasten für Druckluftgründung (noch am Ufer liegend).

Bem.: Die folgenden Abb. 17 bis 22 stellen die verschiedenen Stadien der Gründungsarbeiten dar für die Brücke über den Kenebek River.

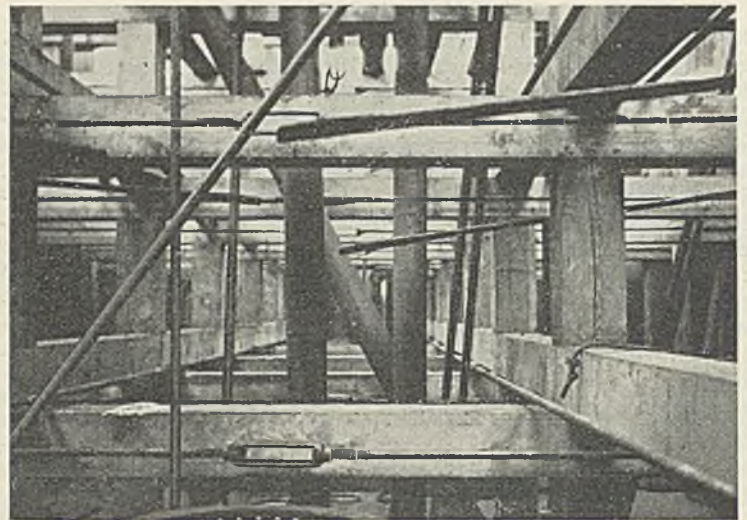


Abb. 16. Das Innere des Senkkastens.

betonverfahrens grundsätzlich abgeneigt. In seiner über ein halbes Jahrhundert ausgedehnten Praxis mit Schüttestein hat Dr. Waddell stets Erfolg damit gehabt. In den meisten Fällen erwies sich der Beton als ebenso gut und hart als bei Bauwerkteilen, die über Tag betoniert waren.

An Stelle hölzerner Senkkasten können auch stählerne Spundwände gerammt und später wieder gezogen werden, wie schon im vorausgehenden Kapitel über den Spundwandfangedamm ausgeführt wurde; in der Regel bedeutet dies eine Kostenersparnis; Je umfangreicher der Bau ist,

um so größer wird die Ersparnis bei dieser Verwendung stählerner Spundwände sein. Diese Art der Pfeilergründung innerhalb der Spundwände ist dort anwendbar, wo der feste Boden des Flußbettes tief liegt und die Gefahr der Unterspülung nicht in Frage kommt. Auch etwaige Mehrkosten für Faschinenbefestigungen des Bodens sind selten so hoch, um die Ersparnisse wettzumachen, die gegenüber einer Pfeilergründung im Druckluftverfahren oder mit offenen Senkbrunnen gemacht werden können.

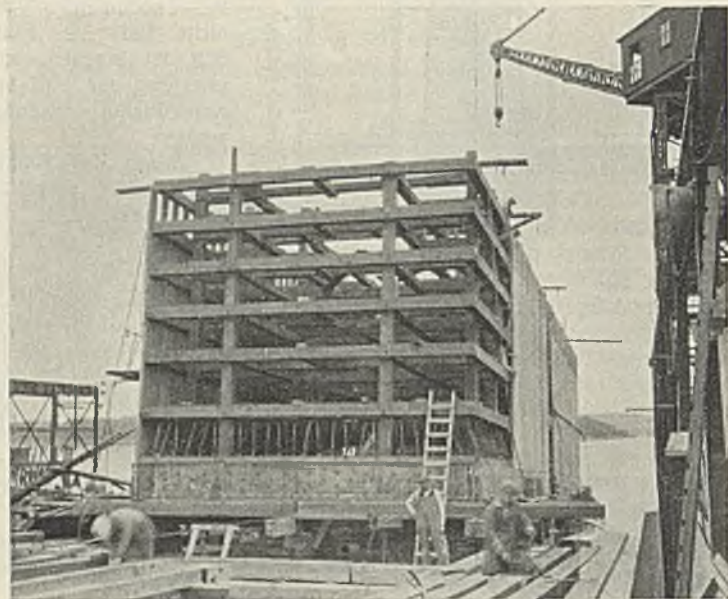


Abb. 17. Senkkasten für einen Pfeiler der Brücke über den Kenebek River (im Bau begriffen).

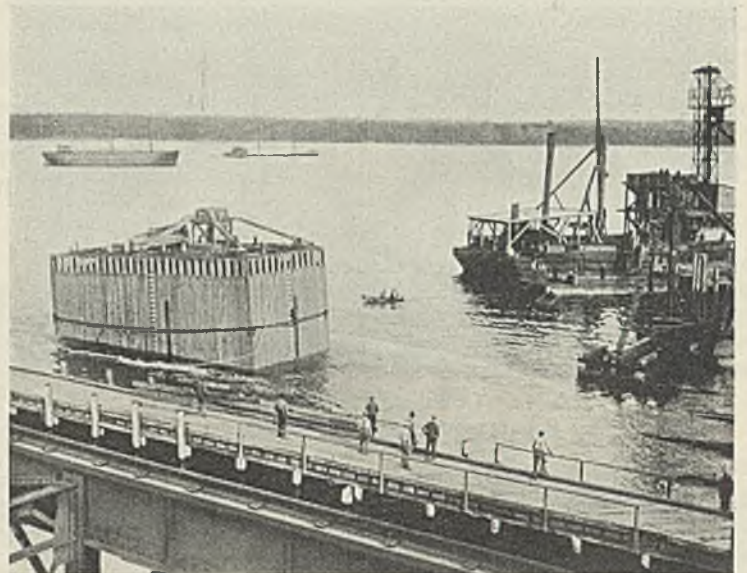


Abb. 19. Der Senkkasten wird im Wasser zum Verbringen an die Baustelle flott gemacht.

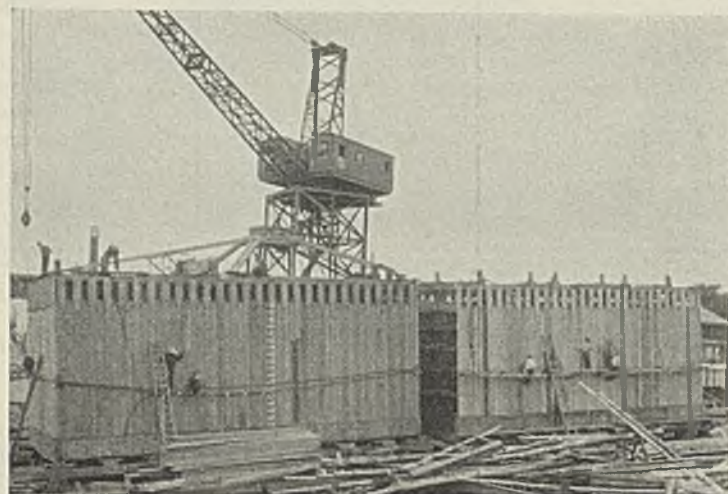


Abb. 18. Verbringen der Senkkasten zum Wasser.

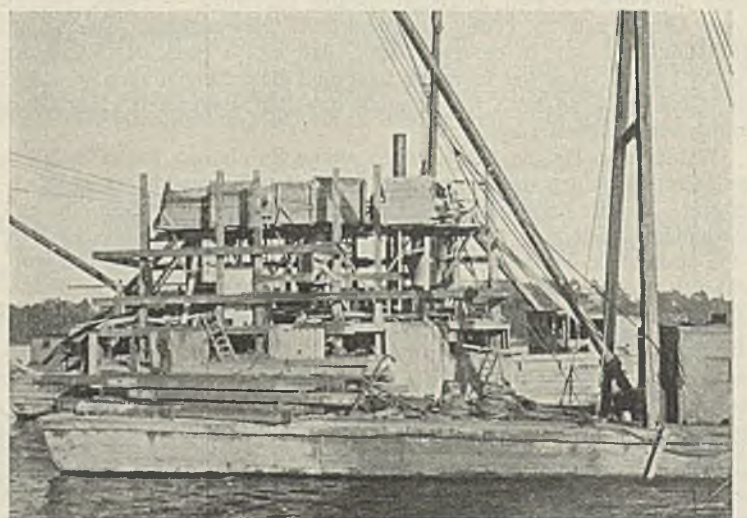


Abb. 20. Absenkung des Senkkastens.



Abb. 21. Eine Übersicht der Gründungsarbeiten bei der Brücke über den Kennebec River.



Abb. 22. Ein Widerlager (fertig gestellt).

Senkkasten ohne Pfähle.

Wo guter fester Baugrund wie Schiefer, Ton, Geröll, Sand oder Kies vorhanden und er gegen Unterspülung genügend gesichert ist, kann ein hölzerner Senkkasten bis zu einer Tiefe, die ein Verlagern des Fundamentes ausschließt, abgesenkt, ausgepumpt und im Trockenem ausbetoniert werden. Das Einbringen von Schüttbeton kann so lange geschehen, bis die Pumparbeit möglich wird. Wie bei der vorigen Art der Pfeilergründung mit Pfählen kann auch hier eine stählerne Spundwand an die Stelle des hölzernen Brunnens treten. Bei dieser Ausführung der Pfeilerfundamente ist es häufig ratsam, den Boden ringsherum mit einer Stein- schüttung gegen etwaige Unterspülung zu festigen.

Offene Senkkastengründung mit Baggerbetrieb für tiefe Gründungen ohne Pfähle,

Seit Dr. Waddell die Gründung mittels großer offener Senkkasten mit Baggerbetrieb vor beinahe 40 Jahren zum erstenmal anwendete, hat er damit große Erfolge erzielt und keinen erwähnenswerten Rückschlag erlebt. Ihr Hauptvorteil gegenüber der Druckluftgründung ist eine Ersparnis von 4 bis 7 Doll./m³. Wo jedoch Hindernisse in der Form von Holzstämmen oder Felsblöcken in der Flußsohle zu erwarten sind, ist deren Beseitigung im Druckluftverfahren vorzuziehen, da bei der offenen Gründung hierfür die Verwendung von Tauchern nötig würde. Dies erfordert erhebliche Mehrkosten, namentlich weil Taucherarbeit im Vergleich mit der Leistung der Materialschleuse beim Druckluftbetrieb sehr langsam vorwärts schreitet.

Vor allem anwendbar ist die offene Gründung an Stellen, wo der Boden aus Sand, Kies oder hartem Ton besteht, sowie auch bei Vorkommen von Geröllnestern, jedoch nicht bei hartem und geneigtem Felsgrund. Im letzteren Fall kann bei sehr großen Tiefen das Gestein an und in der Umgebung der Gründungsstellen vor dem Absenken des Brunnens mit Dynamit gesprengt werden. Ist die Sprengung erfolgreich, erhält man eine genügend ebene Fläche für das Aufsetzen des Brunnenkranzes, und der zur Dichtung einzupressende Beton kann in alle Spalten des gebrochenen Gesteins eindringen, so daß eine geschlossene Tragfläche entsteht. Dieses Mittel hat sich Dr. Waddell einmal zu bedienen Gelegenheit gehabt. Wegen seiner hohen Kosten kann er es nur als letzten Ausweg empfehlen.

Vor etwa zwei Jahrzehnten hat Dr. Waddell für einige Pfeiler-Tiefgründungen Senkkasten vorgeschlagen, die nach einem auf der Vereinigung

von offener und von Druckluftgründung beruhenden Verfahren abgesenkt werden sollten. Diese kombinierte Bauart ist seither mehrfach angewandt worden, vor allem bei der von Waddell gebauten Brücke über den Kennebec River in Bath (Maine), wo eine Tiefe von mehr als 37 m unter Wasserspiegel erreicht werden mußte.

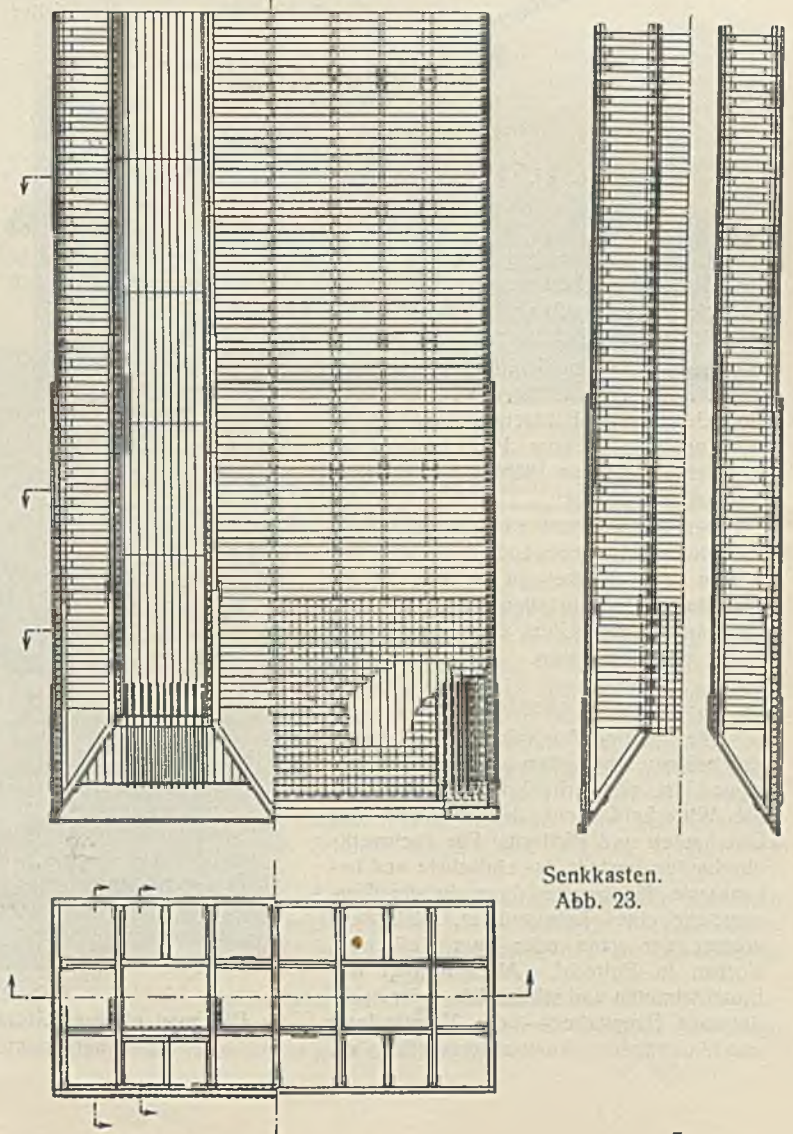
Im letzten Arbeitsabschnitt wurde hier die Druckluftgründung angewendet, nachdem vorher sämtliche Senkkasten auf

den größten Teil der Tiefe in offener Bauweise abgesenkt waren.

Dr. Waddell hat die offene Senkkastengründung mit Baggerbetrieb sehr oft angewendet und empfiehlt sie auf Grund seiner reichen Erfahrungen den Brückenbauern überall dort, wo sie wirtschaftlich bleibt, besonders aber für Länder, nach denen die Frachtkosten für eine Druckluftanlage zu teuer werden.

Die Druckluftgründung.

Die sicherste und gefahrloseste Art, einen Senkkasten (Abb. 15 bis 22) bis auf festen Baugrund abzusenken und dort ordentlich zu lagern, ist das Druckluftverfahren. Aber diese erwünschte Leichtigkeit und Sicherheit der Absenkungsarbeiten erfordern gegenüber der offenen Senkkastengründung in der Regel sehr erhebliche Mehrkosten. Wenn der Gesteinsboden nicht tiefer als 36 m unter Mittelhochwasser (MHW) liegt, sollte trotz der höheren Kosten die Pfeilergründung im Druckluftverfahren allen anderen vorgezogen werden, um für den Kastenkranz eine allseitige Auflagerung auf Felsen sicher-



Senkkasten. Abb. 23.

zustellen. Wird jedoch der Pfeiler auf anderem Material als festem Gestein abgelagert, so sollte dieses Verfahren nur als Notbehelf in Verbindung mit dem offenen Verfahren angewendet werden. Ein Senkkasten kann so gebaut werden (Abb. 23), daß er leicht durch das Aufsetzen von Schleusen in einen pneumatischen verändert werden kann, für den Fall, daß beim Absenken unerwartete Widerstände angetroffen werden, die eine Änderung des Arbeitsverfahrens erfordern.

Bis auf felsigen Baugrund in große Tiefen getriebene Stahlmantel-Pfahlgründungen.

Obschon Dr. Waddell solche Stahlzylinder für ausnahmsweise tiefe Pfeilergründungen niemals ausgeführt, hat er dennoch dafür Berechnungen aufgestellt und gefunden, daß dieses Verfahren sehr kostspielig ist und daher nur dann angewendet werden sollte, wenn kein anderes möglich ist. Die Zylinder sollen etwa 0,9 bis 1,2 m Durchm. erhalten. Das von der Zylinderwand umschlossene Material muß bis zur Auflagerung auf Felsen ausgebaggert und hierfür Beton eingefüllt werden. Die Pfahlköpfe werden zweckmäßig 1,50 bis 3,00 m in den Beton des Pfeilerfundaments eingebunden, um so den ganzen Pfeiler als Monolith wirken zu lassen. Wenn jedoch die Wassertiefe nicht zu groß und der Einfluß der Strömung auf das Bauwerk nicht allzu beträchtlich ist, genügt es auch, den oberen Teil der Zylinder mit einer entsprechend dicken, bewehrten oder unbewehrten Platte zur Aufnahme des Pfeilerschaftes abzuschließen.

Beton- oder Holzpfähle?

Wie bereits erwähnt, besteht der Vorteil von Eisenbetonpfählen auf ihrer stärkeren Widerstandsfähigkeit gegen den Wechsel von Nässe und Trockenheit im Vergleich zu hölzernen Pfählen, selbst wenn letztere auch mit Kreosot getränkt sind. Eisenbetonpfähle kosten jedoch an Ort und Stelle zwei- bis viermal so viel als hölzerne und sollten daher nur dort angewendet werden, wo es nötig ist. Jedoch ist in Betracht zu ziehen, daß die Tragfähigkeit guter Eisenbetonpfähle unter sonst gleichen Umständen etwa 1 1/2 mal so groß ist als die gewöhnlicher Holzpfähle und daß deshalb die Anzahl der Pfähle um ein Drittel verkleinert werden kann.

Pfeiler und Uferschutz.

Die auf Pfählen ruhenden Pfeiler, die in der Regel nicht sehr tief in das Flußbett eingreifen, sollten im Falle, daß Auswaschungen zu befürchten sind, entweder durch ein gut geflochtenes und gehörig versteiftes und beschwertes Deckwerk (Abb. 24), oder durch Steinschüttung um den Pfeiler

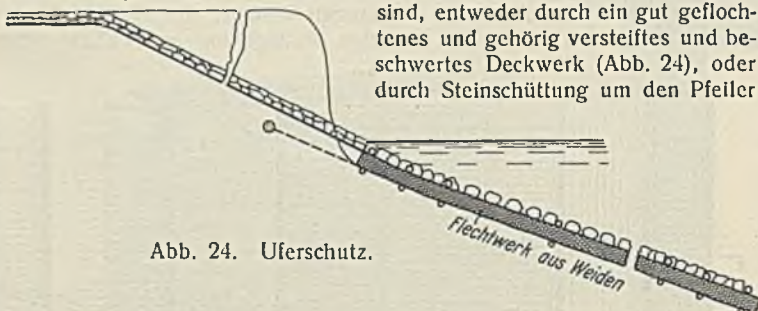


Abb. 24. Uferschutz.

herum, geschützt werden. Pfeilergründungen auf Kies oder Sand sind je nach der Tragfähigkeit des Baugrundes entsprechend tief zu führen, so daß man sie in den meisten Fällen im Flußbett sich selbst überlassen kann.

Pfeiler, die eine Schiffahrtöffnung begrenzen (Abb. 25 u. 26), sind gegen die Möglichkeit eines Fahrzeuganpralles durch eine unabhängig vom Pfeilermauerwerk errichtete Wand aus Pfählen mit Bohlenbeschlag zu schützen.

Des öfteren sind auch Anlagen von Uferschutzbauten notwendig, um die Zufahrten zur Brücke zu schützen, insbesondere jedoch in allen Fällen, die eine Veränderung des Ufers durch Auswaschungen erwarten lassen.

Montageverfahren.

Die richtige Auswahl der für einen Brückenbau am besten geeigneten Montageart ist von erheblichem Einfluß auf die Wirtschaftlichkeit des Entwurfs von Überbauten und Pfeilern. Für Fachwerküberbauten besteht das einfachste und bekannteste Montageverfahren in der Verwendung eines Lehrgerüsts, nächst dem kommt der ganz oder zum Teil freie Vorbau in Betracht. Alsdann folgt das Einschwimmen und schließlich — für hochliegende Bauwerke — die Verwendung von Hilfsträgern. Aneinandergereihte, auf



Abb. 25. Klappbrücke der Lake Pontchartrain Brücke. Straßenbreite 9,15 m. Entfernung zwischen den Drehzapfen 57,5 m, Lichtweite 46,0 m. (Das Mauerwerk ist gegen Schiffsanprall durch eine Wand aus Pfählen geschützt.)

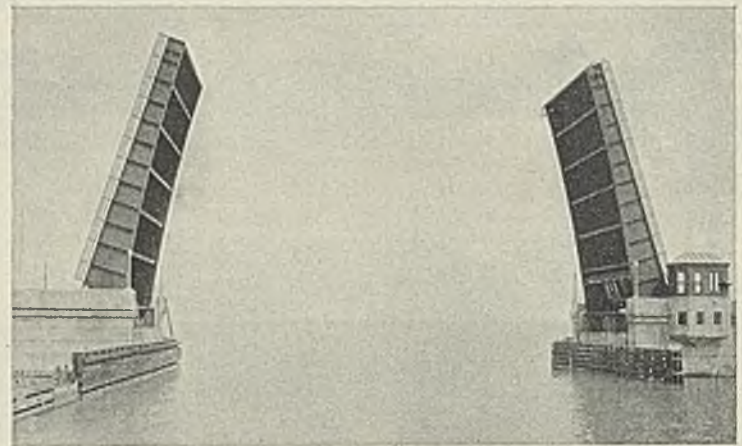


Abb. 26. Klappbrücke (Abb. 25) geöffnet.

Zwischenstützen aufruhende Blechträgerüberbauten kleinerer Stützweiten, wie sie zur Überbrückung von Taleinschnitten oder zu Landöffnungen (Flußbrücken) großer Brücken Verwendung finden, werden am billigsten im Vorbau mittels fahrbaren Auslegerkrans verlegt.

Lehrgerüste.

Wenn das zu überbrückende Wasser nicht allzu tief und das Strombett nicht zu schlammig oder zu veränderlich ist, wo deshalb zur Ausführung eines Lehrgerüsts keine ungewöhnlich langen Pfähle notwendig sind, dürfte sich die Verwendung eines Lehrgerüsts zur Aufstellung von Brücken am einfachsten gestalten. Sowohl in der Stromrichtung als auch in Richtung der Brückenachse erfordert das Lehrgerüst einen festen Ver-



Abb. 27. Brücke über den Arthur Kill während der Montage. Die zwei eisernen Stützen in der Außenöffnung des Gerberträgers wurden zuerst in der bereits aufgerichteten Öffnung (Fachwerkträger auf zwei Stützen) verwendet.

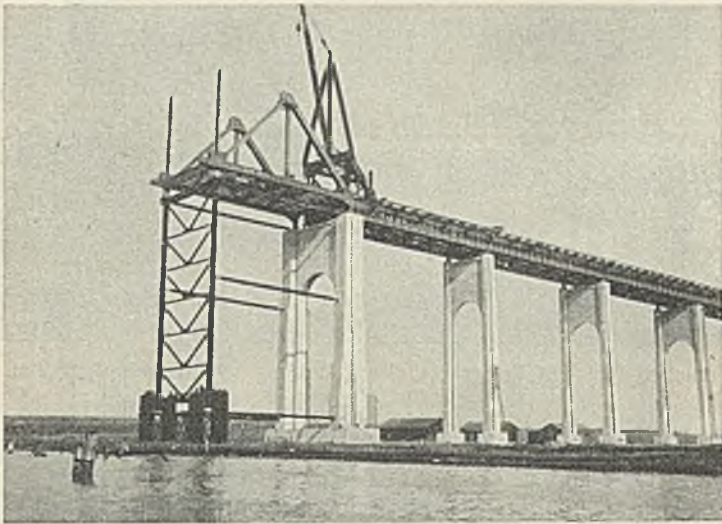


Abb. 28.

Beginn der Aufrihtung der Hauptbrücke über den Arthur Kill.

band, wobei letzterer so hoch über dem Wasserspiegel anzuordnen ist, daß er gegen treibende Gegenstände aller Art gesichert ist. Durch zweckmäßige Gestaltung des Lehrgerüsts müssen die dafür aufzuwendenden Kosten in einem zum auszuführenden Bauwerke angemessenen Rahmen gehalten werden.

Freier oder halbfreier Vorbau.

Wenn das Tragwerk einer Brücke im freien Vorbau hergestellt wird, kann es notwendig werden, daß die Anordnung von Überbauten und Pfeilern anders getroffen werden muß als bei einer gewöhnlichen Brücke, die auf dem Lehrgerüst montiert wird. Wenn der zu überbrückende Fluß bei starker Strömung des Wassers noch eine große Tiefe besitzt oder wenn die Lichthöhe zwischen Wasserspiegel und Bauwerkunterkante sehr groß ist, oder wenn für die Schifffahrt eine weite Öffnung frei gehalten werden muß, darf angenommen werden, daß der freie oder halbfreie Vorbau der Überbauten wirtschaftlich ist. Bei dem halbfreien Vorbau wird der neu aufzustellende Überbau an das Ende eines bereits fertigen einfachen Fachwerkträgers mittels besonderer Verbindungsstücke über dem gemeinsamen Zwischenpfeiler angeschlossen, worauf das Fachwerk des ersteren frei auskragend vorgebaut werden kann. Nach Vollendung des Vorbaues werden die Verbindungsstücke über den Pfeilern wieder entfernt.

Die Anwendung von Hilfsstützen aus Stahl auf einer behelfsmäßigen Gründung (Abb. 27 u. 28), die gewöhnlich aus hölzernen Pfählen besteht, ist in den letzten Jahren sehr in Aufnahme gekommen. Sie ist von der Mc. Clintic-Marshall Company bei der unter Dr. Lindenthal gebauten Brücke über den Ohio bei Sciotoville angewendet worden und wird jetzt auch von der American Bridge Company für die schon einmal erwähnte Brücke über den Mississippi bei Cairo benutzt. Die Aufgabe dieser einzelnen Hilfsstützen besteht in der Verminderung der während der Montage in einzelnen Teilen entstehenden Biegemomente und Scherkräfte. Hierdurch wird eine sonst notwendige, erhebliche Querschnittsverstärkung einzelner Stäbe vermieden. Ursprünglich vorgeschlagen ist die Verwendung solcher Hilfsstützen von dem bekannten Pionier des Brückenbaues, dem verstorbenen C. Shaler Smith aus St. Louis bei seiner Auslegerbrücke über den Kentucky River.

Das Einschwimmen.

Bei großer Wassertiefe und nicht allzu großer Lichthöhe eines Bauwerks ist das Einschwimmen der Überbauten im allgemeinen wirtschaftlich (Abb. 29). Besonders gilt dies für lange Fachwerkbrücken, die aus mehreren gleichen Öffnungen bestehen. Dr. Waddell hat das Einschwimmen der Überbauten im Laufe der letzten fünfundzwanzig Jahre des öfteren angewendet und stets vorteilhaft gefunden. Für die Aufrechterhaltung des Verkehrs bei Auswechslungsarbeiten oder dort, wo die Verwendung eines Lehrgerüsts nicht geboten oder zu teuer erscheint, ist das Einschwimmen der Konstruktion sehr zweckdienlich. Wenn jedoch die lichte Höhe der Brücke ungewöhnlich groß ist, so kann das Verfahren des Einschwimmens gefährlich werden, oder aber es erfordert sehr große Ausgaben für die zu treffenden Sicherheitsmaßnahmen.

Montage mit Hilfsträgern.

Wo das zu überbrückende Wasser breit und tief ist, die Überbauten lang und die lichte Durchfahrthöhe sehr groß sind, ist das vorbeschriebene Einfahren der Überbauten in ihre endgültige Lage gefährlich und teuer. Dagegen kann ein verhältnismäßig leicht gebautes Fachwerkträgerpaar mit waagrechttem Verband so eingefahren werden, daß der Obergurt dieser Hilfskonstruktion ein wenig unter die Ordinate des Untergurtes des künftigen



Abb. 29.

Das Einschwimmen einer der Seitenöffnungen der Piscataqua Brücke. (S. Abb. 3.)

endgültigen Tragwerkes zu liegen kommt. Diese Hilfskonstruktion dient dann als Lehrgerüst für die Errichtung des endgültigen Tragwerkes. Die Wegnahme der Hilfskonstruktion geschieht in ähnlicher Weise wie ihre Errichtung durch Ausschwimmen und ihrer — wenn möglichen — Verwendung in einer andern Öffnung von der gleichen Spannweite.

Die Verwendung stählerner Dreigelenkbogen als Hilfskonstruktion für Betonbogenbrücken ist nichts Ungewöhnliches.

Brückenarten.

Eisenbetonplatten- oder hölzerne Bohlenbrücken auf Pfählen.

Für Straßenbrücken zur Überbrückung von Teichen oder kleinen Seen, bei denen die Fahrbahn nur wenige Fuß über HW liegt, dürfte eine auf Pfahljochen ruhende Betonplatte oder eine solide hölzerne Fahrbahnkonstruktion genügen. Die in Abständen von etwa 4,5 m von Mitte zu Mitte angeordneten Pfahljochs werden zweckmäßig durch Querholme untereinander verbunden. Für auf Dauer berechnete Ausführungen ist in ähnlicher Art eine auf Eisenbetonpfählen ruhende Eisenbetonplatte empfehlenswert.



Abb. 30. Die San Francisco Bay Toll Bridge im Bau.

Die Gesamtlänge dieser Brücke beträgt 11,33 km zwischen den Widerlagern. Mit Ausnahme von 116 Öffnungen von je 11,7 m und fünf eisernen Überbauten von je 91,5 m, von denen einer eine Hubbrücke ist, betragen die Spannweiten der Betonbrücken 9,15 m. Es sind deren im ganzen 1054. Mit Ausnahme der Kappe über den Pfeilerpfosten wurden alle Brückenteile am Ufer hergestellt, an Ort und Stelle gebracht und auf den Pfeilern abgesetzt. Dies erklärt das Fehlen von Rüstungen.

Eisenbeton- und hölzerne Jochbrücken.

Auch bei tieferem Wasser und dadurch benötigten längeren Pfählen kann unter sonst ähnlichen Verhältnissen, wie bei den eben beschriebenen Deckbrücken, die Eisenbeton-Jochbrücke Verwendung finden (Abb. 30 bis 32). Sie besteht alsdann für Straßenzwecke aus einer dünnen Eisenbetonplatte auf Eisenbeton-Längsträgern, die ihrerseits auf Eisenbeton-Pfahljochen ruhen, wobei letztere durch Holme oder Querstreben unter sich verbunden sind, oder in deren Längsachse Schrägpfähle zur Aufnahme der in dieser Achse wirkenden Kräfte eingebaut sind. Eisenbahnbauwerke verlangen natürlich eine stärkere Platte. Schienen und Holzschwellen ruhen dabei in einer mit Schotter ausgefüllten, trogartig hergestellten Fahrbahnplatte.

Ähnliche Konstruktionen mit hölzerner Fahrbahnplatte und hölzernen Jochen, aber stählernen Längsträgern sollten nur in Fällen, die eine augenblickliche Wirtschaftlichkeit erfordern (Behelfsbrücken), zur Anwendung kommen.

Eisenbeton-Bogenbrücken.

Der Bau von Eisenbeton-Bogenbrücken (Abb. 33 u. 34) ist berechtigt, wenn folgende Voraussetzungen erfüllt sind:

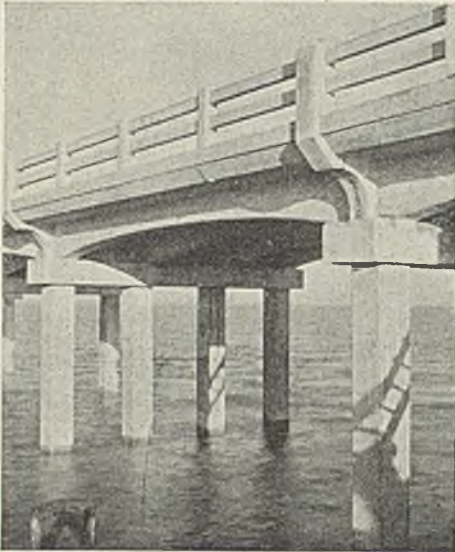


Abb. 31. Die San Francisco Bay Toll Bridge.
Ein Brückenjoch.

1. Fester Felsboden, möglichst nahe unter dem Wasserspiegel.
2. Tonschiefer, harter Ton- oder Kiesboden, gegen Auswaschung gesichert, in nicht zu großer Tiefe.
3. Weicher und daher Pfahlgründung erfordernder Boden für die Zwischenpfeiler, aber harter und widerstandsfähiger Boden für die Gründung der Widerlager, die den unausgeglichenen waagerechten Schub der Bogen aufnehmen haben. In diesem Falle darf das Bauwerk jedoch nicht zu lang sein, da sonst die Zwischenpfeiler den auf sie wirkenden Schub nicht aufnehmen imstande sind. Für lange Brücken können wohl auch Widerlagpfeiler in entsprechenden Abständen zur Aufnahme des erwähnten waagerechten Schubes angeordnet werden, aber nur dort, wo sie so tief in genügend festem Boden gegründet werden können, daß der im Boden befindliche Mauerwerkskörper genügend senkrechte Flächen zur Aufnahme des Schubes besitzt, ohne das benachbarte Erdreich zu stark zu beanspruchen.

Mit anderen Worten, man darf sich nicht darauf verlassen, daß die Pfähle der Gründung Beanspruchungen gewachsen sind, die in der Querrichtung zur Längsachse ihrer Anordnung angreifen. Dieser elementare Grundbegriff einer gesunden Baupraxis wird hin und wieder überschen. Die Folge davon ist, daß ein Bauwerk gelegentlich versagt. Da es in den meisten Fällen unmöglich ist, eine nicht standsichere Betonbogenbrücke zu sichern und zu verstärken, so sind solche Bauwerke mehrfach entweder abgebrochen oder für den Verkehr gesperrt und aufgegeben worden.

Blechträgerbrücken.

Wenn kurze Spannweiten in Frage kommen, so ist der Blechträger von allen Bauarten für Eisen- und Hochbahnen am wirtschaftlichsten (Abb. 35). Fast ausschließlich wird er für stählerne Viadukte angewendet, wenn nicht die Fahrbahn so hoch über dem Boden liegt, daß Fachwerkträger wegen der durch sie gebotenen Möglichkeit zur Überspannung großer Stützweiten vorteilhafter sind. Unter üblichen Verhältnissen ist aus wirtschaftlichen Erwägungen, auch bei Pfeilergründung auf Pfählen die Verwendung von Blechträgerüberbauten anderen Ausführungen vorzuziehen.

Stählerne Jochbrücken (Viadukte).

Zur Überbrückung tiefer Schluchten und von Landöffnungen in Anfahrten von Brücken (Brückenrampen) ist die stählerne Jochbrücke, das sind Brücken, deren Pfeiler aus Stahl bestehen (Abb. 36 u. 37), in der Regel die vorteilhafteste Bauweise. Ist hingegen der Abstand von Fahrbahnoberkante bis Boden gering, so können Eisenbetonkonstruktionen oder Blechträgerüberbauten auf kurzen Betonpfeilern unter Umständen etwas billiger zu stehen kommen, insbesondere wenn beim Kostenvergleich auch die Unterhaltung der Brücke in Rechnung gestellt wird.

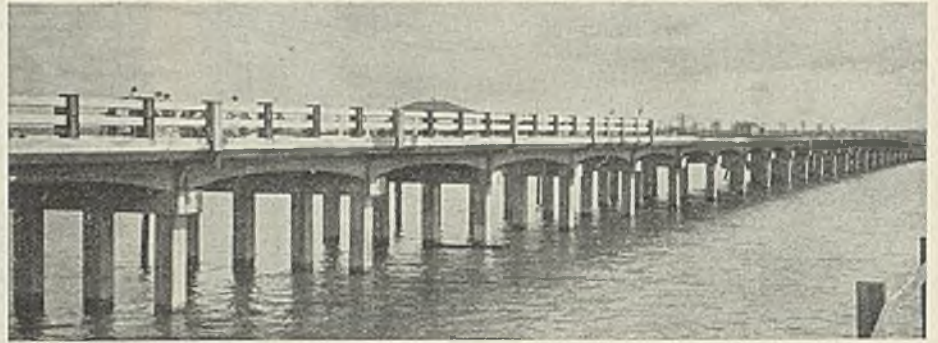


Abb. 32. Die San Francisco Bay Toll Bridge nach Fertigstellung. Fahrbahnbreite 8,2 m.



Abb. 33. Eisenbeton-Bogenbrücke über den Colorado River in Austin, Texas.
Acht Öffnungen zu 36,6 m. Die Straßenbreite beträgt 11,3 m.
Beidseits Fußgängerstege von je 1,5 m.



Abb. 34. Brücke über den Arroyo Seco in Pasadena (California).
Brücke für Straßenverkehr. Straßenbreite 12 m mit zwei Fußsteigen von 1,50 m Breite.
Eine Bogenweite ist 68 m, zwei je 46,5 m, sechs je 34,5 m, Länge zusammen 450 m.

Einfache Fachwerkbrücken aus Stahl.

Für Flüsse und nicht allzu seichte Seen ist der gewöhnliche Fachwerkträger mit Fahrbahn oben oder unten (Abb. 38) die vorteilhafteste Brückenart. Wie oben (unter Blechträgerbrücken) erwähnt, werden sie auch bei sehr hohen Viadukten bevorzugt, sofern die wirtschaftliche Stützweite zwischen den Pfeilern für Vollwandträger zu groß wird.

Auslegerbrücken.

Wo tiefe Gewässer und solche mit starker Strömung zu überbrücken sind (Abb. 2), dann dort, wo tiefliegendes Gelände oder der tiefliegende Hochwasserspiegel eines Gewässers in großer Höhe überbrückt werden muß oder die Schifffahrt große Brückenöffnungen erfordert, empfiehlt es sich, Auslegerbrücken anzuordnen (Abb. 39). Im Vergleich zu einer Reihe hintereinander liegender, einfacher Fachwerkträger von etwa 120 und mehr Metern Stützweite ermöglicht die Auslegerbrücke bisweilen eine Ersparnis am Stahlgewicht, die jedoch zum Teil wieder aufgewogen wird durch den höheren Einheitspreis der fertigen Konstruktion. Eine Zeitlang bestand eine ausgesprochene Vorliebe für die Verwendung von Auslegerbrücken, auch bei kleineren Stützweiten, doch hat die Fachwelt sehr bald erkannt, daß dabei keine Vorteile gegenüber einfachen Fachwerkbrücken zu erzielen sind, insbesondere weil die Auslegerbrücken



Abb. 35. Anfahrtsüberbauten (Blechträger) zur Brücke über den Arthur Kill zwischen Staten Island und New Jersey.



Abb. 36. Viadukt auf stählernen Stützen der Canadian Northern Pacific RR. in Britisch Columbia.

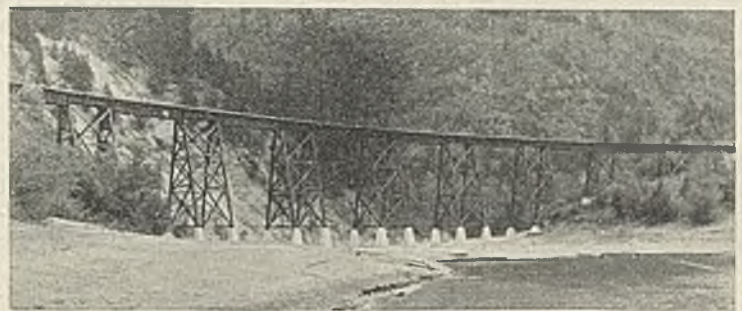


Abb. 37. Viadukt auf stählernen Stützen der Canadian Northern Pacific RR. in Britisch Columbia.

schon an und für sich nicht so steif sind wie die einfachen Fachwerkbrücken. Ein großer Vorteil in der Verwendung von Auslegerbrücken besteht darin, daß sie den Bau von Brücken über große, breite Ströme, oder tiefe Schluchten ermöglichen, wenn ein Lehrgerüst nicht oder nur mit über-großen Kosten herstellbar ist.

Vergleicht man die Entwürfe einfacher Fachwerkträger- und Ausleger-Überbauten miteinander, so wird man finden, daß die Gesamtbelastung der Pfeilerköpfe bei letzteren größer ist

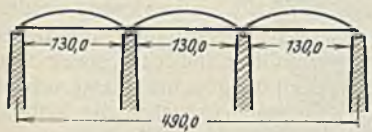


Abb. 40. Auslegerbrücke („Gerber“-Träger).
 Außenöffnung, Ankeröffnung oder Seitenöffnung
 eingehängte Öffnung

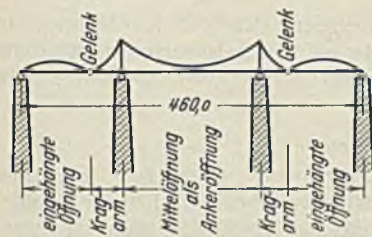


Abb. 41. Auslegerbrücke („Gerber“-Träger).

als bei den ersteren. Da aber in der Regel die Kosten des Unterbaues mit den auf die Pfeiler wirkenden Lasten anwachsen, ist es klar, daß sich bei Anwendung einer Auslegerbrücke auch die Kosten der Tragpfeiler vergrößern. Eine Ausnahme von dieser

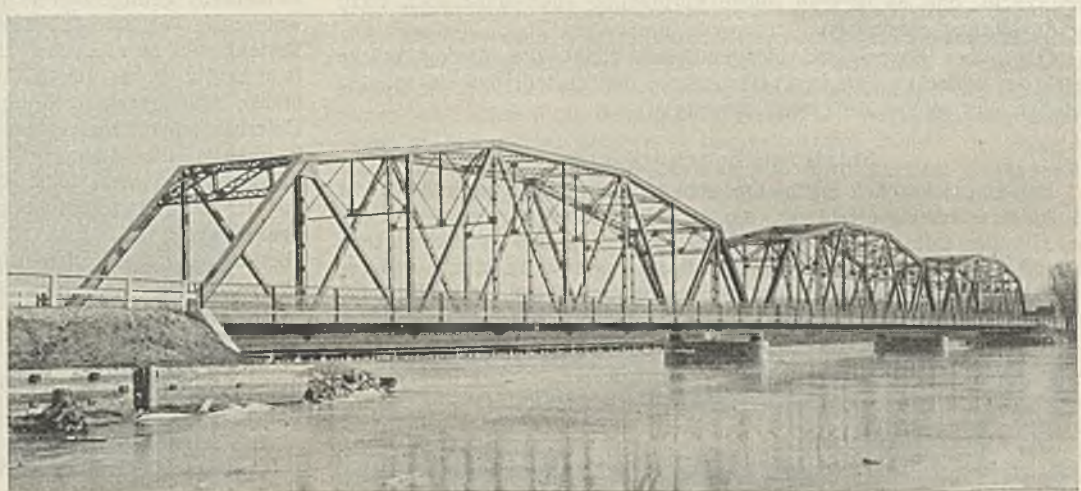


Abb. 38. Einfache Landbrücke, Straßenbrücke mit Fahrbahn unten.



Abb. 39. Brücke über den Arthur Kill zwischen New Jersey und Staten Island (New York) im fertigen Zustande.

Regel ergibt sich für den Fall, daß einfache Fachwerkträger von sehr großer Länge zur Verwendung kommen, bei denen der rechtwinklig gemessene Trägerabstand mit Rücksicht auf die Standsicherheit des Bauwerks größer bemessen werden muß, als ihn die Fahrbahn erfordert. Als Beispiel diene eine eingeleisige Eisenbahnbrücke mit drei Öffnungen von je 130 m und untenliegender Fahrbahn (Abb. 40). Der rechtwinklige Abstand zwischen den beiden Mittelebenen der Hauptträger sollte $\frac{1}{20}$), d. h. 6,5 m betragen, während doch schon ein Abstand von 5,50 m für die erforderliche Lichtraumweite von 4,9 m genügen würde. Für diese Weite von 5,50 m würde die übliche Praxis eine Länge der Mittelöffnung der Auslegerbrücke von $27 \times 5,50 = \text{rd. } 148 \text{ m}$ zulassen, was eine Stützweite der

Außenträger von $\frac{3 \cdot 130 - 148}{2} = \text{rd. } 121 \text{ m}$ ergibt. Dafür wäre dann jedoch

ein Trägerabstand von $\frac{1}{20}$ der Stützweite $= \frac{121}{20} = 6,05 \text{ m}$ erforderlich. Wählt man hingegen eine Mittelöffnung von rd. 157 m mit entsprechend kürzeren Seitenöffnungen, so ist für den Abstand der Hauptträger für die erstere $\frac{157}{27} = 5,81 \text{ m}$ ($\frac{1}{27}$) erforderlich, was genau der erforderlichen Weite der beiden Seitenöffnungen entspricht, die bei $\frac{3 \cdot 130 - 157}{2} = 116,50 \text{ m}$

Länge: $\frac{116,5}{20} = 5,81 \text{ m}$ beträgt. Diese Ersparnis von $6,5 - 5,81 = 0,69 \text{ m}$

Bauwerkbreite verringert das Konstruktionsgewicht der Fahrbahn und des Querverbandes und ferner — um 0,69 m — die Länge jedes Pfeilers. Es ist möglich, daß die Gesamtheit dieser Ersparnisse durch die Mehrausgaben für den nun schwerer werdenden mittleren Überbau und den ein wenig höheren Einheitspreis zum Teil oder auch ganz wieder wettgemacht wird. Nur eine genaue Vergleichsberechnung kann diese Fragen beantworten.

Bei Brücken mit drei Öffnungen, deren Gesamtlänge etwa 460 m oder mehr beträgt, findet man bisweilen, daß eine Auslegerkonstruktion, bestehend aus je einem Träger mit Kragarm in den Seitenöffnungen, mit der mittleren Öffnung als Ankeröffnung (Abb. 41) billiger ist als die Anordnung dreier einfacher Fachwerküberbauten gleicher Länge, wobei die Zahl der Stützpunkte in jedem Fall vier beträgt.

Gelegentlich der Entwurfsarbeiten für eine Tiefbrücke für das Ausland hat Dr. Waddell vor einigen Jahren eine Verbindung von Ausleger- und beweglichem Überbau, entweder mit senkrechtem Hub oder zweiarmiger Klappe, vorgeschlagen. Dieser Bauvorschlag ist bisher noch nicht verwirklicht, und es ist eine solche Verbindung auch sonst noch nicht zur Ausführung gekommen.

Gegenüber Bogen- und Hängebrücken bietet die Auslegerbrücke gleich der einfachen Fachwerkbalkenbrücke den Vorteil, daß sie auf den Unterbau nur senkrechte Lasten überträgt.

Stählerne Bogenbrücken.

Die amerikanischen Ingenieure haben dem Stahlbogen früher nicht die Aufmerksamkeit gewidmet, die er seiner Vorzüge wegen verdient. Die Gründe dafür waren mangelnde Kenntnis seiner wirtschaftlichen Vorteile, die umständlichere Art der Spannungsermittlung, die längere Arbeit in Büro, Werkstatt und auf der Baustelle und der höhere Einheitspreis der Konstruktion. Die Hauptvorteile dieser Brückenart sind:

1. die im Vergleich zu anderen Stahlbrücken größere Schönheit,
2. das geringere Gesamtgewicht,
3. mögliche Ersparnisse im Unterbau.

Die Hauptnachteile sind:

1. größere Aufwendung für Berechnung und Entwurfszeichnungen,
2. mögliche Schwierigkeiten in bezug auf die Durchfahrthöhe in Nähe der Widerlager bei schiffbaren Wasserläufen,
3. größerer Einheitspreis der Konstruktion,
4. mögliche, wenn auch seltener, Mehrkosten der Montage,
5. die Beschränkung dieser Ausführungsart auf Orte mit festem Baugrund für die Widerlager und auf solche Baustellen, die folgenden Bedingungen entsprechen:
 - a) für tiefe und enge Schluchten, felsige Seitenwände, wenn die Überbrückung nur eine Öffnung erhält;
 - b) tiefe, an der Sohle trockene Schluchten, die in einer oder in mehreren Öffnungen überspannt werden;
 - c) bei kleinen, nicht schiffbaren Flüssen harten, widerstandsfähigen Baugrund an den Ufern;
 - d) bevorzugte Punkte in Stadt und Land, an denen die Gründungsverhältnisse nicht zu ungünstig sind.

Verhältnisse, welche die Ausführung stählerner Bogenbrücken ausschließen sollten, sind:

1. zu weicher Baugrund, dessen Standfestigkeit zur Aufnahme des waagerechten Schubes nicht ausreicht,

7) Es ist Regel, für die Bemessung des rechtwinkligen Trägerabstandes $\frac{1}{20}$ der Stützweite für einfache Träger und $\frac{1}{27}$ bis $\frac{1}{28}$ der Stützweite der mittleren Öffnung für Auslegerbrücken anzunehmen.

2. zu niedrige Lage der Fahrbahn, die zu flache Bogen bedingen und diese damit unwirtschaftlich und unschön machen würden,
3. Forderung möglichst großer Durchfahrthöhe auf die ganze Breite des Strombettes.

Es gibt in den Vereinigten Staaten eine ganze Reihe von Fachwerkbalkenbrücken, die aus ästhetischen und wirtschaftlichen Gründen besser als Bogenbrücken ausgeführt worden wären. Grundsätzlich darf sich eine Stadt die Schönheit ihrer Brücken etwas kosten lassen, doch andererseits sollte schon die Möglichkeit einer senkrechten oder waagerechten Verschiebung der Widerlager genügen, den Gedanken an die Erstellung einer Bogenbrücke aufzugeben, da es teuer, wenn auch nicht unmöglich ist, die Schäden solcher Bewegungen zu beseitigen und ihre Wiederholung auszuschließen.

Auslegerbogenbrücken.

Nur selten werden die Verhältnisse den Bau einer Auslegerbogenbrücke fordern. Sie bestehen, wenn an einem als Bogen ausgebildeten Überbau seitlich lange Fachwerkträger anschließen. Ersetzt man letztere für beide Seitenöffnungen durch ein Bogensegment, möglichst in Symmetrie zu dem benachbarten Teil des Hauptbogens, und hängt an deren Ende einen kurzen Balkenträger, so kann eine erhebliche Materialersparnis erzielt werden. Paßt sich dieser eingehängte Träger in seiner Formgebung den Linien des Hauptbogens an, so daß jede Seite des Bauwerks zu einem Spiegelbild der anderen Bogenhälfte wird, dann kann mit geringem Mehrverbrauch an Material eine sehr ansprechende äußere Wirkung erzielt werden.

Hängebrücken.

Trotz der gegenteiligen Auffassung einer Reihe von Brückenbauern vertritt Dr. Waddell die Ansicht, daß außer für besonders große Spannweiten die Hängebrücke zur Überführung von mit Dampf betriebenen Eisenbahnen nicht geeignet ist, gleichgültig, ob man die Frage von wirtschaftlichen oder technischen Gesichtspunkten aus betrachtet. Seine sorgfältigen Untersuchungen haben ergeben, daß bis an die Grenzen des für die Ausführung Möglichen für Eisenbahnzwecke die Auslegerbrücken weniger kostspielig sind als die Hängebrücken, und daß sie außerdem das steifere Tragwerk darstellen. Dagegen ist für Straßen- und elektrische Straßenbahnbrücken über rd. 300 m Spannweite die Hängebrücke billiger.

Eine wesentliche Voraussetzung bei jeder Hängebrücke ist das Vorhandensein genügend festen Bodens für die Verankerung⁸⁾ der Kabel, welche die waagerechte Komponente des Kabelzuges aufzunehmen haben. Besteht aber an einer für den Bau einer Brücke vorgesehenen Stelle der Baugrund z. B. nur aus Alluvialschichten, dann ist sie für eine Hängebrücke nicht geeignet. Wenn es auch zulässig ist, senkrechte Pfähle im Unterbau einer Kabelverankerung zu verwenden, so sollte ihnen jedoch keinesfalls die Aufnahme waagerechter Kräfte zugewiesen werden. Schrägpfähle bieten meist eine nur unzureichende Abhilfe. Der Boden vor der Stirn der Verankerungswiderlager sollte standsicher genug sein, um allein mit mindestens zweifacher Sicherheit die gesamte Beanspruchung aller waagerechten Kabelspannungen aufzunehmen, obschon die Reibung an der unteren Auflagerfläche hier sicherlich etwas zu Hilfe kommt.

Durchlaufende Fachwerkbalken.

Unter gewissen Bedingungen kann durch die Verwendung durchlaufender Fachwerkbalken eine Kostenersparnis erzielt werden. Solche Bedingungen sind:

1. durchaus zuverlässiger Baugrund, da jede Pfeilersenkung in hohem Grade bedenklich wäre;
2. lange Stützweiten von etwa 180 m und mehr;
3. die Notwendigkeit, das Konstruktionsgewicht auf einen Mindestbetrag zu bringen.

Hierbei ist das Strebenfachwerk wirtschaftlicher als das Ständerfachwerk.

Durchlaufende Fachwerkbalken eignen sich gut für Montage im freien Vorbau, da ihre leichteren Glieder auf Wechselspannungen berechnet, zur Aufnahme der beim Zusammenbau auftretenden Spannungen nur selten verstärkt werden müssen.

Drehbrücken.

Obschon es noch vereinzelte Gelegenheiten geben mag, bei denen die Drehbrücke zahlenmäßig wirtschaftlich erscheint, so hält Dr. Waddell aus verschiedenen Gründen diese Brückenart für veraltet und ungeeignet, den Anforderungen neuzeitlichen Verkehrs zu genügen. Sie bedingt ein plumpes Bauwerk und erfordert viel Raum in der waagerechten Ebene und kostspielige Schutzbauten gegen die durchfahrenden Schiffe, während gleichzeitig der Drehpfeiler in der Mitte der Durchfahrthöhe den Schiffsverkehr behindert. Außerdem ist der Betrieb der Drehbrücke im Vergleich zur Brücke mit senkrechtem Hub oder zur Klappbrücke viel zu langsam.

8) Die Hängebrücken, bei denen der waagerechte Zug der Kabel vom Versteifungsträger aufgenommen wird, hat Dr. Waddell hier nicht ins Auge gefaßt.

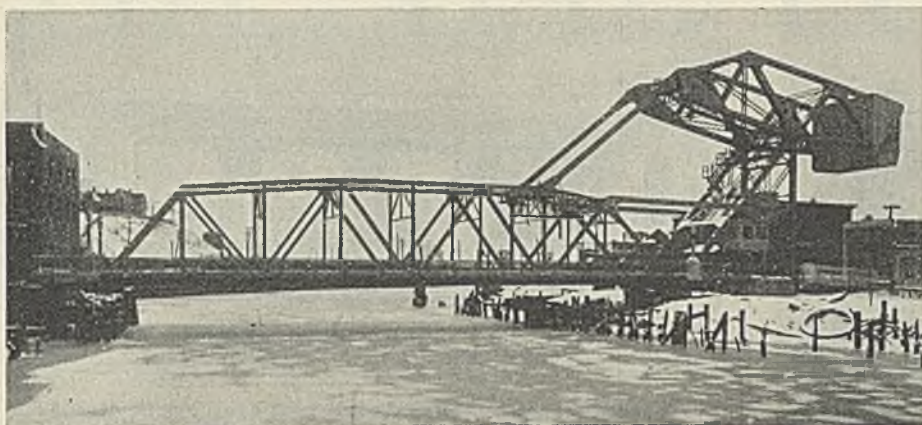


Abb. 42. Klappbrücke über den Ashtabula River für eine Lichtweite von 42,5 m. Diese Art Klappbrücken sind nach ihrem Erfinder Thomas E. Brown benannt: „Brown Type Bascule“.

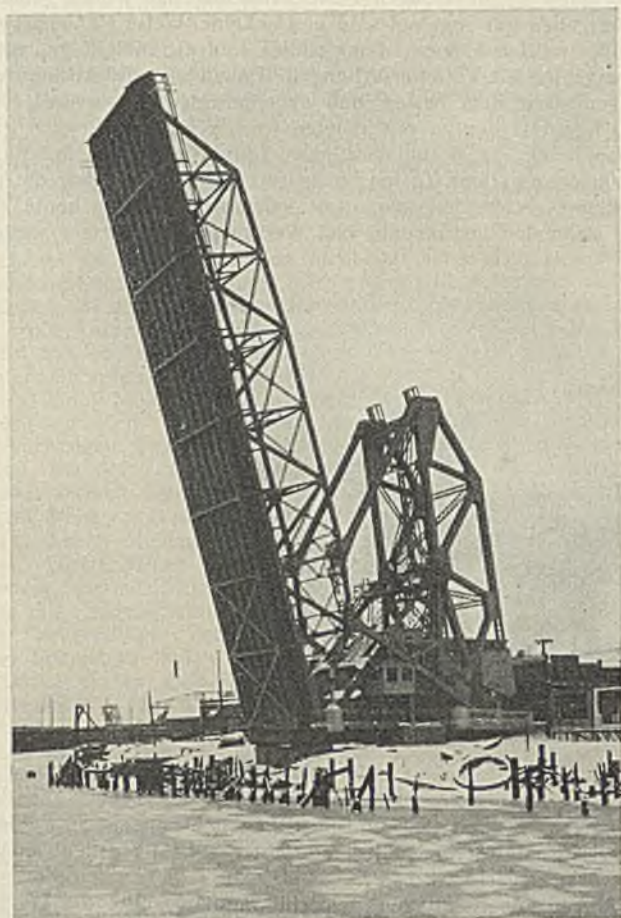


Abb. 43. Klappbrücke, wie vorher, im geöffneten Zustande.

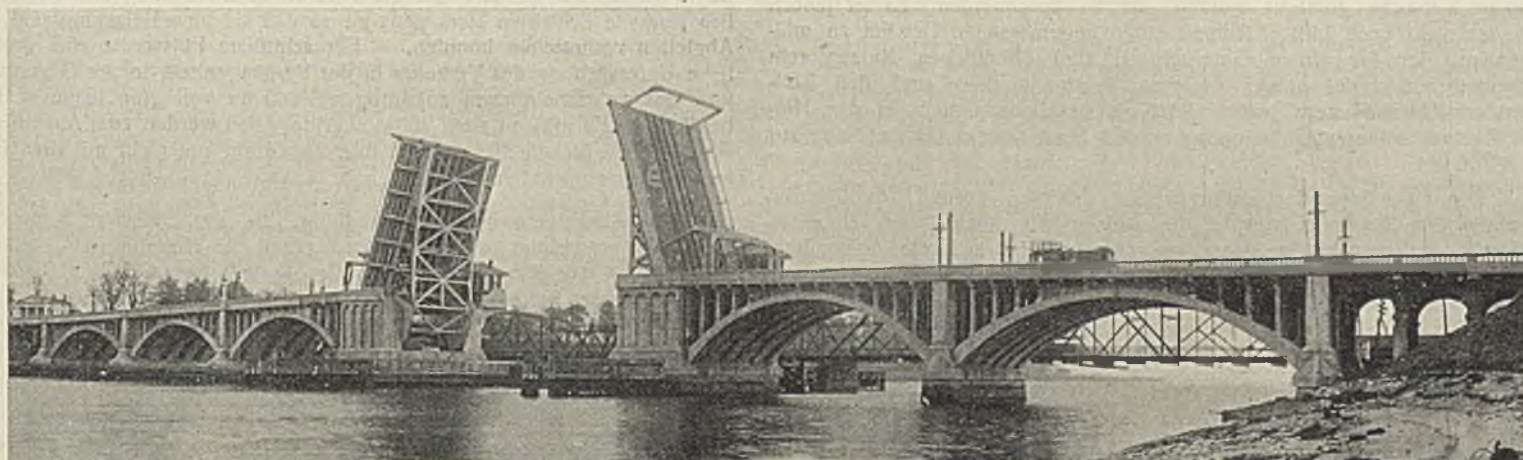


Abb. 44. Die „Washington Brücke“ über den Housatonic River mit Klappbrücke. Die Fahrbahnbreite beträgt 13,1 m mit zwei Straßenbahngleisen. Die Fußgängerstege sind 2,4 m breit. Die Entfernung zwischen den Drehzapfen beträgt 53,4 m. Die Lichtweite = 38,0 m.

Bei Gegenüberstellung der Neubaukosten dieser drei Bauarten beweglicher Brücken müssen auch die kapitalisierten Betriebs- und Unterhaltskosten der dem Verschleiß unterworfenen Schutzanlagen in Rechnung gestellt werden. Wo in den Betriebskosten der drei Brückenarten ein erheblicher Unterschied besteht, sollte dieser in jedem Falle bei den kapitalisierten Anlagekosten in Anrechnung gebracht und beim Vergleich der Schlußsummen berücksichtigt werden. Auch wenn die Drehbrücke eine Ersparnis bedeuten sollte, müssen die Nachteile ihres Betriebes und die unnötig langen Unterbrechungen des Verkehrs gründlich erwogen werden. Zahlreiche bedeutende Brücken- und Eisenbahningenieure stimmen dieser Ansicht über die mangelnde Eignung und Unzeitgemäßheit der Drehbrücke bei.

Klappbrücken.

Für verhältnismäßig kleine Öffnungen, besonders wenn gleichzeitig bedeutende lichte Höhen erforderlich sind, mag die Klappbrücke billiger sein als die Brücke mit senkrechtem Hub. Für die Binnenschiffahrt ist das aber nicht der Fall: Nur dort, wo hochmastige Fahrzeuge enge Durchfahrten passieren müssen, weist die Klappbrücke eine wirtschaftliche Überlegenheit auf (Abb. 42 bis 44, s. a. Abb. 25 u. 26).

Allgemein hat jedoch der Kostenvergleich ergeben, daß dort, wo die lichte Höhe die lichte Weite der Brücke nicht erheblich übersteigt, Hubbrücken vorteilhafter als Klappbrücken sind. Beim Vergleich von Klapp- und Hubbrücken spielt auch der Unterbau eine wichtige Rolle. Je ungünstiger die Gründungsverhältnisse sind, um so wirtschaftlicher wird die Brücke mit senkrechtem Hub. Hinsichtlich der Leichtigkeit und Kosten des Betriebes ist zwischen diesen beiden beweglichen Brückenarten kein großer Unterschied. Bei gewissen örtlichen Verhältnissen ist die zweiarmige Klappbrücke mit obenliegender Fahrbahn für Straßenbrücken wegen ihres besseren Aussehens zu empfehlen.

Brücken mit senkrechtem Hub.

Mehr als drei Jahrzehnte in Amerika im Gebrauch, hat sich die Hubbrücke für die meisten Überführungen schiffbarer Wasserläufe als die wirtschaftlichste und in jeder Hinsicht befriedigendste der beweglichen Brückenüberbauten erwiesen. Vom mittleren Westen der Vereinigten Staaten aus hat ihre Verwendung den Weg an die Küste des Pazifischen — dann wieder zurück an die Ufer des Atlantischen Ozeans gefunden. Sie ist ebenso sicher wie schnell im Betrieb und versagt — verglichen mit anderen Bauarten beweglicher Brücken — nur selten den Dienst. In bezug auf das Äußere ist sie jeder Klappbrücke mit obenliegendem Gegengewicht überlegen (Abb. 45 u. 46, s. a. Abb. 3, 5, 9 u. 10).

Zollbrücken.

Die mächtige Entwicklung des Kraftwagenverkehrs erforderte neue Verkehrswege und damit zusammenhängend auch neue Fluß- und Stromüberquerungen. Es waren vielfach aber weder die Gemeinden noch die Staaten den großen Ausgaben, besonders für die, breite Ströme und Seen überspannenden Brücken gewachsen. Versuche, diese großen Ausgaben aus öffentlichen Mitteln zu bestreiten, hätten eine große Verschuldung und entsprechende Steuerbelastung zur Folge gehabt. Diese Sachlage eröffnete dem privaten Unternehmungsgeist ein neues Feld, und allgemein wirtschaftlichen Grundsätzen gehorchend, floß das Verwendung suchende Kapital in solche Brückenanlagen, sofern eine gründliche Vor-



Abb. 45. Zweigleisige Hubbrücke der Pennsylvania RR. über den Ohio River in Louisville, Kentucky. Die Spannweite beträgt 81,5 m.

untersuchung dessen angemessene Verzinsung und Rückzahlung sicherstellte.

Wenn eine zweckmäßige, nicht zu knappe Schätzung der Baukosten und eine recht vorsichtige der Einnahmen eine voraussichtliche Gesamteinnahme von $12\frac{1}{2}\%$ der Gesamtkosten des Unternehmens aufweist, dann erscheint der Entwurf gesichert, und der Gewinn ist bei einer nicht ausgeschlossenen Steigerung dieses Prozentsatzes glänzend. So ziemlich die einzige Besonderheit in der Anlage einer Zollbrücke ist die Einrichtung zur Erhebung des Brückengeldes (Abb. 47). Sie erfordert in



Abb. 47. Erhebungsstelle des Brückenzolles an der San Francisco Bay Toll Bridge.

Voruntersuchungen für eine vorgeschlagene Brücke.

In der Vergangenheit war es oft recht schwer, wenn nicht unmöglich, Eisenbahngesellschaften, Gemeinden oder Gründer von der Notwendigkeit der Ausgaben für Vermessungen, Bohrungen, Berechnungen und Voranschläge zum Zwecke der Ermittlung der besten Lösung eines Brückenbaues zu überzeugen. Die Erfahrung hat jedoch gelehrt, daß diese Ausgaben gut angelegt sind und in keiner Weise als Verschwendung bezeichnet werden können, denn zahllos sind die Mißerfolge, verursacht durch ungenügende Voruntersuchungen. Das stets ausdrücklicher werdende Verlangen nach dem besten und dauerhaftesten Brückenbau bei möglichster Kenntnis der zu erwartenden Kosten hat es mit sich gebracht, daß man heute die Grundlagen, man könnte sagen mit fast rücksichtsloser Verachtung ihrer Kosten, festzusetzen sucht. Es war die logische Entwicklung. Auch darf man nicht vergessen, daß die heute zur Verfügung stehenden Instrumente und Werkzeuge mit diesem Suchen nach



Abb. 46. Brücke der Great Northern Railway über den Yellowstone River (Montana). Die Spannweiten betragen 84 m.

der Regel gründliche Überlegung, um ein Verfahren zu finden, das namentlich in den Stunden stärksten Verkehrs die geringstmögliche Störung bedingt. Der beste Ort für die Einnahmereinrichtung ist ein freier Platz an einem Ende der Brücke.

Es sind seitens der Öffentlichkeit mitunter die bei solchen Zollbrücken hin und wieder gemachten großen Gewinne bekräftigt und auch einige Versuche gemacht worden, sie zu beschneiden. Es ist jedoch weder recht noch billig, jemand einen angemessenen Gewinn zu mißgönnen, der bei einem Unternehmen zum öffentlichen Nutzen sein Kapital aufs Spiel setzt. Gewisse Beschränkungen sind den Zollbrücken-Unternehmern jedoch jetzt auferlegt, namentlich in der Hinsicht einer späteren Übereignung an den Staat zwecks Umwandlung zur Freibrücke.

Die Grundidee der Zollbrücke ist durchaus gesund, da die Benutzer des Bauwerks sowohl die Anlage wie auch deren Unterhaltung bestreiten. Es ist daher zu erwarten, daß sich die Anwendung des Grundgedankens der Zollbrücke während der nächsten Jahrzehnte noch steigert.

unbedingter Gewißheit gleichen Schritt gehalten haben. So werden heute Bohrungen als selbstverständlich betrachtet, sobald ernsthaft an den Bau einer Brücke gedacht wird.

Während die Bohrungen gemacht werden, sollte die Tragfähigkeit der verschiedenen Schichten, die durchbohrt werden, sorgfältig untersucht werden. Dies ist besonders notwendig, wenn Mergelfelsen und Lehm angetroffen werden. Mergel geht oft in Lehm über, und gelegentlich sind die Schichten stark geneigt, so daß sie eine Belastung und ein Abgleiten verursachen könnten. — Für schiffbare Flüsse ist eine gründliche Untersuchung des Verkehrs in der Vergangenheit, in der Gegenwart und des wahrscheinlichen zukünftigen Verkehrs von grundlegender Bedeutung. — Es müssen auch sofort Schritte getan werden zum Ankauf des Wegrechtes für die Brücke und ihre Zufahrten, um nicht mit dem Bau aufgehalten zu werden.

Zum Abschlusse seiner Abhandlung, die der „Western Society of Engineers“ gewidmet ist, spricht Dr. Waddell die Hoffnung aus, daß sie nicht allein den Mitgliedern dieser Gesellschaft, sondern den Brückeningenieuren der ganzen Welt berufliche Anregungen bieten möge!