

Alle Rechte vorbehalten.

Der Oderdurchstich bei Reinberg.

Von Regierungsbaumeister Koenig, Glogau.

Die Oderstrecke bei Reinberg (10 km oberhalb Glogau) km 382 bis 384 der Odereinteilung ist infolge der starken Stromkrümme von nur rd. 300 m Halbmesser für die Schifffahrt sehr ungünstig. Nach den von der Oderstrombauverwaltung aufgestellten Leitsätzen für den Ausbau der Oder unterhalb Breslau ist für die Abflachung der Krümmungen als kleinster Halbmesser ein solcher von 400 m vorgesehen. Der Ausbau der Krümme bei Reinberg mit diesem Halbmesser bedeutete eine völlige Verschiebung des Flußbettes um seine ganze Breite nach dem vorspringenden rechten Ufer zu.

Da diese Verlegung unter gleichzeitiger Aufrechterhaltung der Schifffahrt nur schwer durchführbar schien, wurde die Ausführung eines Durchstiches erwogen, wobei eine Störung der Schifffahrt nicht eintreten konnte.¹⁾ Dem Plan wurde näher getreten und die Durchführung des Durchstiches beschlossen, als durch vergleichende Kostenberechnung noch festgestellt war, daß sich der Durchstich gegenüber einer Abflachung der vorhandenen Krümmung auf 400 m Halbmesser billiger stellen würde.

Der Durchstich hat an seinem oberen Ende einen Halbmesser von 550 m erhalten, der in einen solchen von 750 m übergeht (Abb. 1). Mit dem Bau des Durchstiches haben auch die Hochwasserabflußverhältnisse eine andere Regelung erfahren. Recht ungünstig für den Hochwasserabfluß und eine etwaige Eisabführung ist der Umstand, daß das Flußbett auf der Strecke zwischen Oderkilometer 382—383 nahezu senkrecht zur Richtung des Gesamthochwasserstromes zwischen den beiderseitigen Deichen verläuft. Eine niedrige Verbauung des als Altarm liegenden Flußlaufs ließ besorgen, daß der Hochwasserstrom besonders bei mittleren Hochwassern, wo die Strömung hauptsächlich noch dem eigentlichen Flußlauf folgt und seine nach hohen Hochwasserständen so wünschenswerten Spülung besorgt, sich an dem Abzweig des Durchstiches spalten und nicht die nötige Kraft zur Räumung des Durchstiches behalten würde.

Diese Überlegungen ließen den Entschluß reifen, auf dem linken Ufer, wo der Bartsch-Weidischer Deich ohnehin eine ungünstige Ausbuchtung macht, einen Flügeldeich bis zur Höhe des höchsten Hochwassers zu erbauen, der den Hochwasserstrom in die Richtung des Durchstiches weist. Zur Verbesserung des Hochwasserabflusses ist das vorspringende rechtseitige Vorland vor dem Wilkau-Carolather Deich, das mit dichtem Busch- und Hochwald bestanden war, hiervon vollständig freigemacht und teilweise eingeebnet worden.

Der am unteren Ende des Flügeldeiches an der engsten Stelle verbliebene Hochwasserabflußquerschnitt ist genügend groß, um das höchste Hochwasser ohne Aufstau abzuführen, und entspricht in seiner Größe dem wirksamen mittleren Hochwasserquerschnitt der Oder auf der in Betracht kommenden Strecke.

Die Kosten des Flügeldeiches waren verhältnismäßig gering, da in ihm ein großer Teil der im Durchstich gewonnenen Bodenmengen untergebracht werden konnte. Allerdings mußte der Boden für den links der Oder herzustellenden Teil des Deiches auf Zwischenlagerung genommen werden.

Der Grund und Boden, auf dem der Flügeldeich errichtet ist, ist von den Eigentümern unentgeltlich zur Verfügung gestellt und ihnen dafür die Grasnutzung auf den Deichflächen überlassen worden. Die

Unterhaltung des Flügeldeiches hat der Eigentümer des Hauptdeiches, der Bartsch-Weidischer Deichverband, übernommen.

Die durch den Flügeldeich unterbrochene Vorflut in einem längs des Bartsch-Weidischer Deiches laufenden Altarm (Mühlgraben), der jedoch nur bei höheren Hochwassern Wasser führt, mußte durch einen Graben vor dem Flügeldeich wiederhergestellt werden.

Die Linienführung des Durchstiches wurde im Zusammenhang mit den ober- und unterhalb anschließenden Strecken bearbeitet. Sie ist das Ergebnis mehrerer Vergleichsentwürfe. Da durch den Durchstich der bisherige Oderlauf um rd. 450 m gekürzt wird, mußte für die Berechnung der Querschnitte ein anderes Gefälle als das bisherige Durchschnittsgefälle von $J = 0,00028$ festgesetzt werden.

Dieses geschah unter Berücksichtigung, daß auf der anschließenden Strecke bis Glogau nach dem geprüften und genehmigten allgemeinen Entwurf für den Oderausbau noch drei weitere Durchstiche und Abkürzungen des Flußlaufes vorgesehen sind. Unter der Annahme, daß sich das Gefälle auf eine längere Strecke ausgleichen wird, wurde das neue Gefälle für GW (gewöhnliches Wasser) auf $J = 0,00032$ festgesetzt, während für HHW die bisherige Höhe und das bisherige mittlere Hochwasserspiegelgefälle von $J = 0,00027$ beibehalten worden ist.

Bei Bestimmung der Höhenlage der Sohle und der Abmessungen des Querschnittes ist darauf Bedacht genommen, daß für die Landeskultur keine Nachteile entstehen. Die Querschnitte der Bühnenstrecken entsprechen den Regelquerschnitten der von der Oderstrombauverwaltung herausgegebenen Leitsätze für den Ausbau der Oder; dagegen ist für den Durchstich

selber ein der Durchflußmenge entsprechender unsymmetrischer Querschnitt gewählt, um für Wasserführung und Schifffahrt gleich günstige Bedingungen zu schaffen. Nach mehreren Vergleichsrechnungen hat sich der in Abb. 2 dargestellte Querschnitt mit 87 m Spiegelbreite bei GW als der zweckmäßigste ergeben. Sein Abführungsvermögen beträgt für die Querschnittfläche bei AW (Ausbauwasserstand) $81,0 \text{ m}^2$ $59 \text{ m}^3/\text{sek}$ und bei GW (175 m^2) $184 \text{ m}^3/\text{sek}$.

Durch Tieferlegung der Sohle am konkaven Ufer und allmähliches Ansteigen 1:30 nach der konvexen Seite zu paßt sich der Querschnitt der natürlichen Ausgestaltung des Flußbettes in Krümmungen am besten an. Die linkseitige Böschung 1:3 sowie die anschließende Sohle in Breite von 3,0 m sind mit 0,25 m starker Steinschüttung aus faustgroßen Kalksteinen auf 15 cm starker Schotterunterlage gesichert. Die obere Böschung 1:5 hat bis 1,0 m über GW eine 15 cm starke Abdeckung aus Kalksteinschotter erhalten. Bei dem feinkörnigen Sandboden ist auch auf der rechtseitigen 1:12 geneigten Böschung auf der Höhe der mittleren Wasserstände eine 10 cm starke Schotterabdeckung für notwendig gehalten worden, die durch besondere in Abständen von 30 m senkrecht zur Böschung verlaufende Steinrippen noch verstärkt wurde.

Am oberen und unteren Ende des Durchstiches sind zur besseren Stromführung und Erleichterung für die Schifffahrt Leitdämme (Längsbuhnen) vorgesehen, die so weit vorgestreckt sind, daß die Entfernung von der nächstliegenden Buhne dem üblichen Abstände zweier Bühnen (70 bis 80 m) entspricht.

Die Bauarbeiten, die in öffentlicher Ausschreibung an einen Unternehmer vergeben wurden, erstreckten sich auf den eigentlichen Durchstich (Erdaushub und Uferbefestigung) sowie Herstellung des Flügeldeiches; die an den Durchstich anschließenden Bühnenbauten

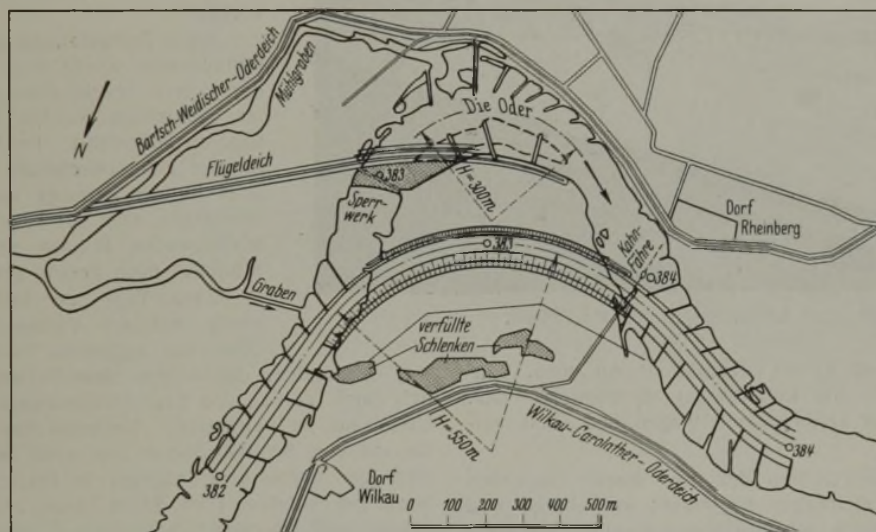
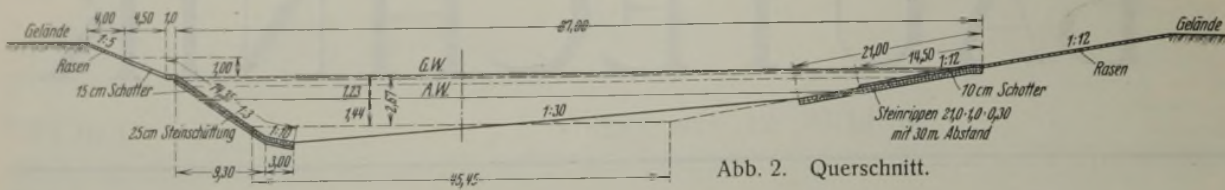


Abb. 1. Lageplan.

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 55, S. 810.



Mit Hilfe zweier Zentrifugalpumpen von 30 cm Durchm. und 8 bis 9 m³ minutlicher Leistung gelang es, den Wasserspiegel im Durchstich um 40 bis 50 cm unter dem jeweiligen Wasserstand der Oder zu

sowie die Verbauung des Altarms wurden dagegen im Eigenbetriebe ausgeführt.

Der Hergang der Bauarbeiten, bei denen infolge der außergewöhnlich lange anhaltenden niedrigen Oderwasserstände während des letzten Sommers von den üblichen Baumaßnahmen (Naßbaggerbetrieb) abgewichen werden konnte, war folgender:

Da sämtliche Vorarbeiten im Gelände einschließlich der Abholzungs- und Rodungsarbeiten von der Bauverwaltung erledigt waren, konnte Ende Juni 1928 gleich mit dem Erdaushub begonnen werden. An Geräten standen dem Unternehmer zur Verfügung:

Zwei Stück Raupenband-Löffelbagger von 1,0 m³ Löffelinhalt und einer stündlichen Leistung von 100 m³. Später trat ein Raupenband-

senken, so daß nur eine Tiefe von 60 bis 70 cm über der Ausbausohle blieb. Unter diesen Verhältnissen war es möglich, den Raupenbandgreifer im Wasser arbeiten zu lassen, der die unter Wasser befindlichen Bodenmengen beseitigte. Dabei wurden die Massen der in der Mitte des Querschnittes verbliebenen Bodenrippe, die der Greifer nicht mehr unmittelbar in die Fördergefäße schaffen konnte, zunächst in Ufernähe abgesetzt, wo sie durch nochmaliges Bewegen mit dem Löffelbagger in die Förderwagen gebracht wurden (Abb. 3). Durch dieses Verfahren erübrigte sich der Aushub unter Wasser mit Naßbaggern, deren Heranschaffung bei den verhältnismäßig geringen unter Wasser verbliebenen Mengen größere Kosten verursacht und mehr Zeit beansprucht hätte als die von dem Unternehmer gewählte Ausführungsweise.

Die Absenkung im Durchstich war weiterhin vorteilhaft für die beiderseitigen Ufersicherungen, die überwiegend im Trockenem eingebracht und daher sorgfältiger als unter Wasser hergestellt werden konnten.

Die Erdarbeiten wurden zeitweise behindert durch das Antreffen zahlreicher starkstämmiger sogenannter Wassereichen, die zum Teil unter der Ausbausohle lagen und vielfach nur durch Sprengen beseitigt werden konnten.

Nach Fertigstellung der Arbeiten innerhalb der Abschlußdeiche wurde die Wasserhaltung eingestellt und der untere Abschlußdamm beseitigt. Die Baggerungen im Unterstrom wurden von der Verwaltung mit Naßbaggern ausgeführt. Im Anschluß wurde auch die obere Zufahrt zum Durchstich von den verbliebenen Resten alter Bühnen geräumt und unter Verlegung der Schifffahrtstraße nach der Durchstichseite die linkseitigen neu anzulegenden Bühnen soweit vorgestreckt, als es die Schifffahrt noch gerade gestattete.

Zwei Tage vor Inbetriebnahme des Durchstiches wurde mit der Verbauung des Altarmes von beiden Ufern aus begonnen. Bei dem niedrigen Wasserstande

war es möglich, den Altarm ohne Verwendung von Sinkstücken, lediglich durch Vorbau von Faschinenpackwerk zwischen Pfählen von beiden Ufern aus zu verriegeln. Nachdem der beiderseitige Faschinentorbau bis auf eine Schifffahrtlücke von etwa 50 m Breite vorgeschritten und auch der obere Abschlußdeich in Breite und Höhe soweit abgetragen war, daß er dem etwa 30 cm betragenden Überdruck des Oderwassers gerade noch standhielt, wurde am 13. November mittags um 12 Uhr die Schifffahrt gesperrt. Nunmehr konnte mit der gänzlichen Schließung des Sperrwerkes und dem Durchstechen des oberen Abschlußdeiches begonnen werden. Das geschah durch einen in der Mitte des Deiches an der Uferseite angesetzten Schwimmbagger und den an der linken (konkaven) Seite von Land aus arbeitenden Greifer. Bei der verhältnismäßig geringen Strömungsgeschwindigkeit vergrößerten sich die Deichlücken nur langsam; es wurde daher durch weiteres Abgraben mit Hand und Herstellung weiterer Lücken der Durchflußquerschnitt vergrößert (Abb. 4). Bei der immer stärker werdenden Entlastung durch den Durchstich machte die gänzliche Durchbauung des Altarmes keine Schwierigkeiten und konnte noch während der Nacht fertiggestellt werden. Auch die stehengebliebenen Reste des Abschlußdeiches wurden noch während der Nachtzeit geräumt, so daß bereits im Laufe des folgenden Vormittags der Durchstich für



Abb. 3. Greifer und Löffelbagger bei der Arbeit.

greifer von 13,0 m Ausladung und 1,0 m³ Greiferinhalt mit etwa 70 m³ Stundenleistung hinzu, der sich als Löffelbagger ummontieren läßt. Dazu war die nötige Anzahl von Lokomotiven, Wagen und Gleis vorhanden.

Zunächst wurde mit dem Wegräumen der über Wasser liegenden Erdmassen durch die beiden Löffelbagger begonnen; am oberen und unteren Ende des Durchstiches wurde als Abschluß vom alten Strombett und zum Schutze gegen Überflutungen ein Erddamm stehengelassen. Der im Durchstich gewonnene Boden wurde teils auf der zwischen Durchstich und Altarm gelegenen Insel zur späteren Verwendung für Sperrwerk und Flügeldeich auf Zwischenlagerung genommen, teils unmittelbar in die nördlich gelegenen tiefen Schlenken verbaut.

Es ergab sich, daß bei dem geringen Grundwasserandrang und den anhaltenden niedrigen Oderwasserständen (im Mittel etwa 1,30 m unter GW) der größte Teil des Bodens im Trockenem gewonnen werden konnte. Der Unternehmer hat daher den ursprünglichen Bauplan, den Boden unter Wasser durch Naßbaggerung zu beseitigen, fallen gelassen und hat in offener Wasserhaltung weiter mit Löffelbaggern gefördert.



Abb. 4. Beseitigen des oberen Abschlußdeiches.



Abb. 5. Ansicht des Durchstiches nach Fertigstellung.

die Schifffahrt wieder freigegeben werden konnte (Abb. 5). Nach Schließung des Altarmes wurde das Sperrwerk mit Boden aus der Zwischenlagerung umschüttet und die weiteren Verfüllungsarbeiten für den Unterbau des die Oder kreuzenden Flügeldeiches ausgeführt.

Die Bauarbeiten wurden vom Tiefbauunternehmer Julius Schallhorn in Glogau zur Zufriedenheit der Bauverwaltung ausgeführt. In der 4 1/2 Monate betragenden Bauzeit wurden rd. 330 000 m³ Boden bewegt und etwa 7000 m³ Steine verbaut.

Die Wasserkraftanlage „Dnjeprostroi“ mit besonderer Berücksichtigung der Zerkleinerungs- und Mischanlagen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. O. Walch, Oberingenieur der Siemens-Bauunion.

Im südlichen Rußland ist zurzeit eine der größten Wasserkraftanlagen Europas im Bau. Es handelt sich um die Anlage „Dnjeprostroi“ am Dnjepr in der Nähe von Saporoshje (vormals Alexandrowsk) (Abb. 1), die jetzt für eine Leistung von 350 000 PS ausgebaut wird, mit einer späteren Erweiterungsmöglichkeit auf 650 000 PS.

Der Entwurf ist auf den Gedanken zurückzuführen, die in dieser Gegend im Flußlaufe des Dnjepr vorhandenen Stromschnellen für die Schifffahrt nutzbar zu machen. Mit Rücksicht auf diesen Zweck allein war jedoch keine Möglichkeit, die Kosten für eine so gewaltige Anlage aufzubringen. Erst nachdem man die Erzeugung elektrischer Energie ins Auge fassen konnte, war eine wirtschaftliche Lösung möglich. Es wurden im Laufe der Jahre verschiedene Entwürfe aufgestellt, von denen jetzt das von Prof. Alexandroff herrührende zur Ausführung gelangt (Abb. 2). Es ist der Bau eines Wehres geplant von einer Kronenlänge von 766 m bei einer größten Höhe von 38 m. Auf der rechten Seite des Wehres schließt das Krafthaus an, während auf der linken Seite des Wehres die Schleusen liegen. Es handelt sich hier, wie aus den eben gegebenen Zahlen hervorgeht, um Bauwerke von außergewöhnlich großen Abmessungen, und zwar sind im wesentlichen zu leisten: 612 000 m³ Bodenaushub, 414 000 m³ Felsaushub und mehr als 1 Mill. m³ Beton, wozu noch mehr als 100 000 m³ Beton für die Baustelleneinrichtung usw. hinzukommen. —

Die Siemens-Bauunion wurde Anfang 1927 von der russischen Regierung als beratender Ingenieur bestellt, und zwar sowohl für die Baustelleneinrichtung als auch für die Bauausführung selbst. Ein umfangreicher Plan wurde ausgearbeitet mit allen Einzelheiten für die Baustelleneinrichtung, der im Frühjahr 1927 dem Bauherrn vorgelegt wurde. Inzwischen ist mit den Arbeiten an Ort und Stelle begonnen worden, und zwar sind bis jetzt im wesentlichen ausgeführt die Arbeiten für die Anschlußbahnen bis zur Baustelle, für die Gleisanlagen an der Baustelle selbst, für das Baukraftwerk und für die Brech- und Mahlanlagen; außerdem für die Bauwerke zur Unterbringung der Arbeiter, Baubureau usw. Das größte Interesse dürften die großen Brech- und Mahlanlagen, einschließlich der Mischanlagen, beanspruchen.

Da die gesamten Zuschlagstoffe aus Felsmaterial gewonnen werden müssen, sind umfangreiche Anlagen für die Steinzerkleinerung notwendig. Es wurde auf Grund des Bauprogramms und unter Berücksichtigung der besonderen örtlichen Verhältnisse die Forde-

rung aufgestellt, daß auf jeder Seite des Flusses eine Zerkleinerungs- und Mischanlage Aufstellung finden soll, die so bemessen ist, daß stündlich 250 t Gestein zu Sand und Schotter und weiterhin zu Beton verarbeitet werden können. Auf Grund eingehender Studien hat man sich dazu entschlossen, die Anlage auf jedem Ufer in drei getrennte Teile zu zerlegen (Abb. 3 u. 4):

1. die Zerkleinerungsanlage,
2. die Zementlager,
3. die Mischanlage.

In der Zerkleinerungsanlage findet das Brechen und Mahlen des aus dem Steinbruch kommenden Materials zu Sand und Schotter statt sowie eine Aussortierung und Lagerung des gebrochenen Materials. Im Zementlager findet neben der Lagerung vor allem das Auspacken des Zementes aus den Säcken statt; außerdem können hier auch Säcke, die mit der Bahn ankommen, ohne Lagerung unmittelbar entleert werden.

Mit der Mischanlage verbunden sind Silos für Sand, Schotter und Zement. Die Verbindung zwischen Zerkleinerungsanlage und Mischanlage geschieht durch Förderbänder, zwischen Zementlager und Mischanlage durch Becherwerke und Schnecken.

Im folgenden soll eine kurze Beschreibung der gesamten Anlage gegeben werden, aus der der Verarbeitungsvorgang ersichtlich ist.

Anlagen auf dem rechten Ufer.

1. Brech- und Mahlanlage.

Das Steinmaterial wird aus dem Steinbruch in Selbstkippern von 15 m³ Inhalt auf Ordinate + 48 zugeführt. Da es nicht möglich ist, einen solchen Wagen in Anbetracht seines großen Inhalts unmittelbar in den Steinbrecher zu kippen, ist eine Verteilungsanlage vorgesehen in der Weise, daß das Steinmaterial aus den Wagen auf eine kippbare Aufgabebühne fällt, die etwa die gleiche Länge hat wie die Wagen und eine Breite von 2,3 m. Um die durch das stürzende Gestein verursachten Stöße abzumildern, ist die Eisenkonstruktion der Bühne mit Holz ausgekleidet. Diese Aufgabebühne kann an dem einen schmalen Ende durch

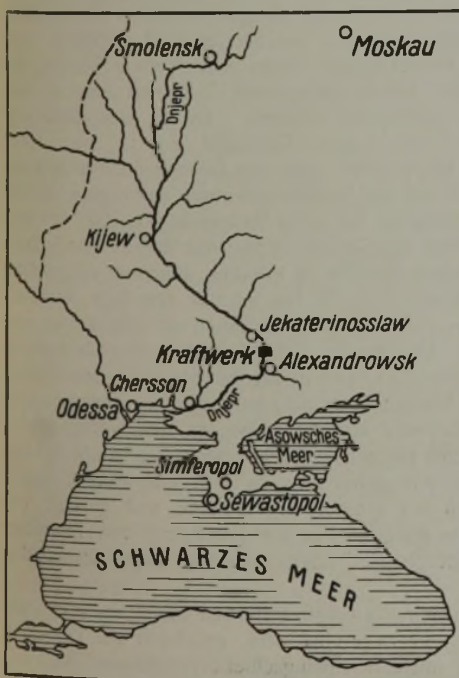


Abb. 1. Übersichtsplan.

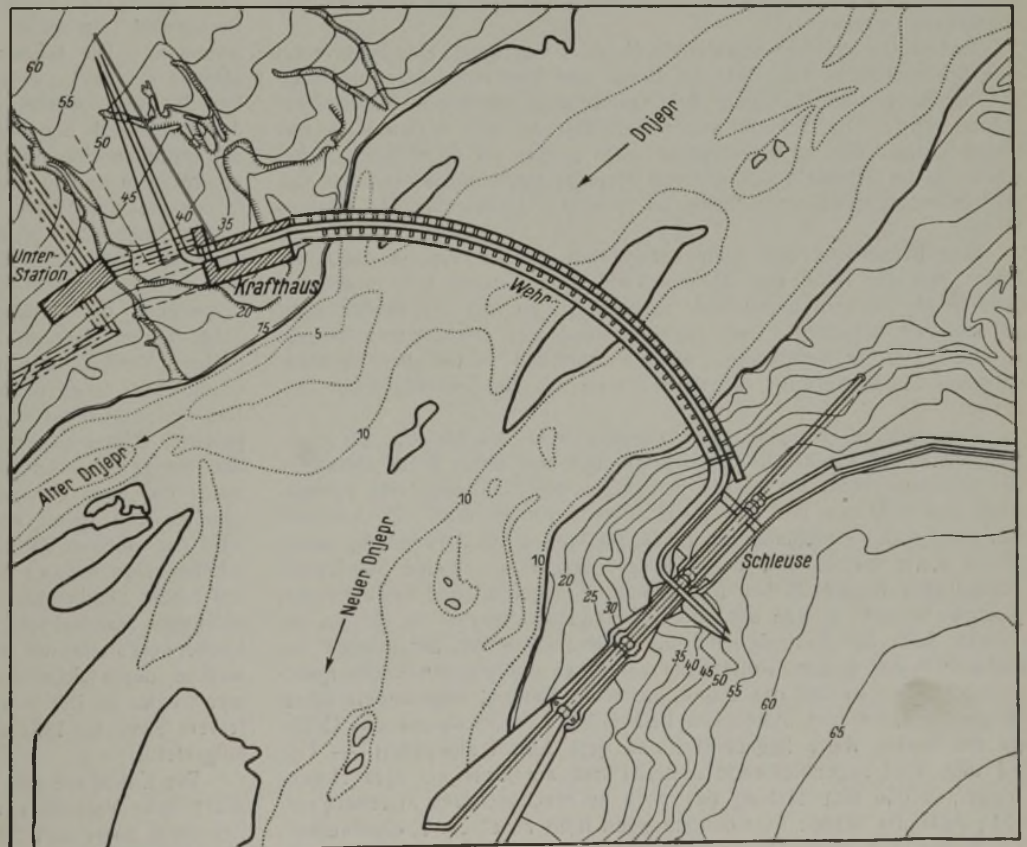


Abb. 2. Lageplan der Anlage Dnjeprostroi.

gebrochenen Materials zu Beton statt, so gelangt Sand und Schotter auf Förderbänder, die zur Mischanlage führen (s. unten).

Um bei Betriebsstörungen am Grobbrecher nicht die ganze Anlage stilllegen zu müssen, ist eine unmittelbare Beschickung der Kreiselbrecher von den aus dem Steinbruch kommenden Wagen aus vorgesehen. Die Gleisanlage liegt ebenfalls auf Ordinate + 48. Die Beschickung der Kreisbrecher geschieht hier unmittelbar, was möglich ist, sofern nur feiner geschossenes Material zugeführt wird.

Gleichwie es möglich ist, von den Silos Sand und Schotter zum Lager abzufahren, ist auch eine Speisung der Betonanlage von den Lagern aus vorgesehen. Die Zufahrt von den Lagern geschieht auf denselben Gleisen wie die Abfahrt zum Lager, nämlich auf Ordinate + 46. Die vom Lager kommenden Wagen mit Sand kippen in kleine Bunker, von denen aus eine unmittelbare Speisung der zur Mischanlage führenden Förderbänder möglich ist. Da diese eben erwähnten Bunker in Verbindung stehen mit den unter den Sortiertrommeln liegenden Silos für Sand, ist es für die Beschickung der Förderbänder nebensächlich, ob Sand von den Silos kommt oder vom Lager aus zugeführt wird. Bei Schotter sind außerhalb der eigentlichen Siloanlage kleine Silos vorgesehen, in die das vom Lager kommende Material gekippt werden kann und von denen aus unmittelbar die Speisung der Förderbänder vorgenommen wird (s. später).

2. Zementlager.

Diese Anlage zerfällt in zwei Teile, nämlich in das eigentliche Zementlager und in den Raum, der zum Auspacken des Zementes bestimmt ist. Die Zufuhr des Zementes geschieht mittels Vollspurwagen an beiden Längsseiten des Gebäudes. Sofern der Zement nicht unmittelbar verarbeitet wird, sondern erst auf Lager kommt, wird er vor dem Lagerraum entnommen, in dem die Säcke gestapelt werden können. Die Eisenbahnwagen können an sieben Stellen auf jeder Seite des Gebäudes entladen werden, die so gelegt sind, daß der Abstand gleich ist der Entfernung zweier Türen der Güterwagen. Im Lagerraum sind entsprechende Gänge vorgesehen, so daß von jedem Stapel der Zement entnommen werden kann. Das Stapeln und die Entnahme vom Stapel geschieht von Hand. Da das Lager eine Längenausdehnung von rd. 114 m hat, ist in der Mitte des Gebäudes eine Bandanlage vorgesehen, auf der die Säcke durch den Lagerraum zum Entleerungsraum transportiert werden können. Unter Umständen kann es sich als vorteilhaft herausstellen, um noch weiter an Handarbeit zu sparen, für den Quertransport von den Zementstapeln zum Band kurze transportable Bänder zu verwenden.

Wird Zement vom Lager verarbeitet, so kommt er, wie eben erwähnt, auf dem Bandtransporteur in den Entleerungsraum. Hier sind zwölf Plätze vorgesehen, an denen eine Entleerung der Säcke vorgenommen werden soll. Die einzelnen Stellen liegen so weit auseinander, daß die Arbeiter sich gegenseitig nicht behindern. Der auf dem Band ankommende Sack wird an einer der zwölf Entleerungsstellen vom Band abgenommen und entleert. Unter je zwei Entleerungsstellen ist ein gemeinsamer Bunker angeordnet, aus dem der Zement durch Entleerungsrührwerke entnommen und einer Förderschnecke zugeführt wird. Diese Schnecke liegt somit in derselben Achse wie das vom Lager kommende Förderband, nur um etwa 4,50 m tiefer unter dem Fußboden des Entleerungsraumes. Der Zement wird mittels dieser Schnecke zu dem, dem Lageraum abgekehrten Ende des Entleerungsraumes gefördert und fällt dort aus der eben genannten Schnecke in eine andere, die senkrecht dazu verläuft. Die letztere Schnecke bringt den Zement zum Becherwerk, das im Zusammenhang steht mit der Betonmischanlage (s. unten).

Kann der mit der Staatsbahn ankommende Zement unmittelbar verarbeitet werden, so entfällt der Umweg über das Lager. Der Zement wird an den beiden Längsseiten des Entleerungsraumes an sechs verschiedenen Stellen aus den Wagen entleert und unter Zwischenschaltung einer Rutsche in den Entleerungsraum gebracht. Dort findet die Entleerung an derselben Stelle, wie oben erwähnt, statt, so daß ohne weiteres eine gleichzeitige Speisung der Zementförderschnecken durch Zement vom Lager und unmittelbar aus den Eisenbahnwagen möglich ist.

3. Betonmischanlage.

Die Betonmischanlage erhält das Material zugeführt von der Zerkleinerungsanlage und vom Zementlager. Mit den Mischanlagen verbunden sind Siloräume für Feinsand, Grobsand, Splitt und Schotter, sowie für Zement.

Die Zuschlagstoffe werden aus den Silos der Brech- und Mahlanlage auf Förderbänder gebracht, die mit einer Steigung von $17^{\circ} 39'$, über das Zementlager hinweg, zu den Silos in der Mischanlage führen. Es sind

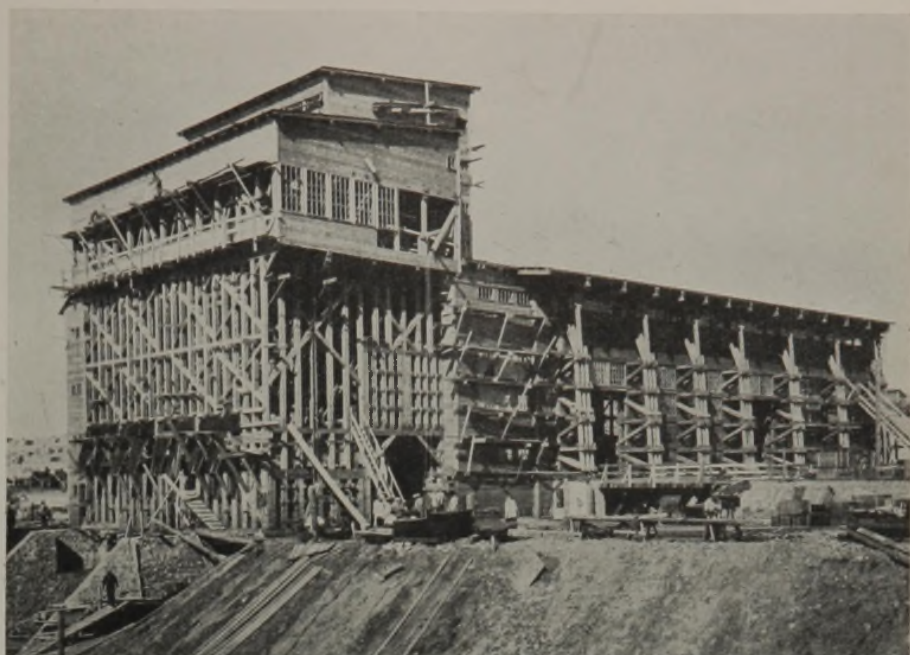


Abb. 5. Brech- und Mahlanlage auf dem rechten Ufer. In der rechten Hälfte des Gebäudes stehen die Brecher und Walzenmühlen. Links befinden sich die Silos und darüber die Siebtrommeln.

entsprechend den vier Korngrößen vier Bänder vorgesehen, jedoch ist es möglich, je zwei Bänder auch mit ein und derselben Korngröße zu beschicken, so daß z. B. zwei Bänder nur Feinsand und die beiden übrigen nur Schotter fördern. Die Beschickung der Bänder geschieht bei Fein- und Grobsand in gleicher Weise, einerlei ob der Sand von der Brech- und Mahlanlage unmittelbar kommt oder vom Lager aus in die kleinen Bunker eingefüllt wird. Die Aufgabe auf die Bänder geschieht durch Schwing-schieberverschlüsse mit Auslaufschurren. Der Fein- und Grobschotter, der von der Brech- und Mahlanlage kommt, wird dem oben bereits erwähnten Bunker mittels Stoßschuhspeisers entnommen. Der vom Lager angeführte Schotter und Splitt wird von den kleinen, außerhalb der Brech- und Mahlanlage liegenden Silos mit Schwingschuhverschlüssen und Auslaufschurren auf die Bänder aufgegeben. Am oberen Ende eines jeden Bandes wird das Material vom Band in eine Hosenrutsche geworfen, durch die es auf ein anderes Band gelangt, dessen Achse senkrecht zu der des schrägansteigenden gerichtet ist. Durch die Zwischenschaltung der Hosenrutsche wird es möglich, von einem ankommenden Band aus zwei der anderen Bänder zu beschicken. Auf den über den Silos laufenden Bändern sind Abwurfwagen angeordnet, so daß an jeder Stelle die Materialien in die Silos abgegeben werden können. Die Silos für Feinsand und Grobsand liegen an der einen Außenseite des Silogebäudes, während die Silos für Splitt und Schotter in der Mitte des Gebäudes angeordnet sind. Es wechseln jeweils Silos für Fein- und Grobsand miteinander ab, und in gleicher Weise auch Silos für Splitt und Schotter. Durch diese Anordnung wird erreicht, daß oberhalb jeder Mischmaschine vier Silos für die Zuschlagstoffe entsprechend den vier verschiedenen Korngrößen angeordnet werden können. Am unteren Ende der Silos für die Zuschlagstoffe sind besondere Verschlüsse vorgesehen, die vom Bedienungsmann an dem Meßgefäß geöffnet und geschlossen werden können. Unter den Siloverschlüssen sind die Wagen zum Abwiegen der verschiedenen Mengen von Zuschlagstoffen angeordnet, die selbsttätig arbeiten. Die vier Korngrößen werden dann auf einmal in die Mischmaschinen entleert.

Der Zement kommt, wie vorerwähnt, durch Schnecken bis an den Fußpunkt der Mischanlage. Dort wird er von der Schnecke in ein etwa 27 m hohes, senkrecht stehendes Becherwerk abgegeben. Am oberen Ende des Becherwerkes wird unter Zwischenschaltung einer schrägen Rutsche eine Schnecke gespeist, die parallel läuft zu den vier Förderbändern, die über den Silos für die Zuschlagstoffe liegen. Von dieser Schnecke aus kann der Zement an verschiedenen Stellen entnommen werden und fällt in einen Silo, der auf der anderen Außenseite der ganzen Mischanlage angeordnet ist. Am unteren Ende des Zementsilos sind jeweils über jeder Mischmaschine kurze Schnecken angeordnet, die eine Entnahme des Zementes aus den Silos ermöglichen und gleichzeitig die unter diesen kurzen Schnecken liegenden selbsttätigen Wagen speisen. In diesen findet das Abwiegen der für eine Mischung benötigten Zementmenge statt. Aus der Wage fällt die abgewogene Zementmenge in einen kleinen Zwischenbehälter, der mit einem Schieber verschlossen werden kann. Beim Füllen der Mischmaschine wird dieser Schieber geöffnet, und der Zement fällt durch ein Rohr in die Mischmaschine. Diese wird in besondere Kübel entleert, die auf Vollspurwagen stehen. Zwischen Beton-

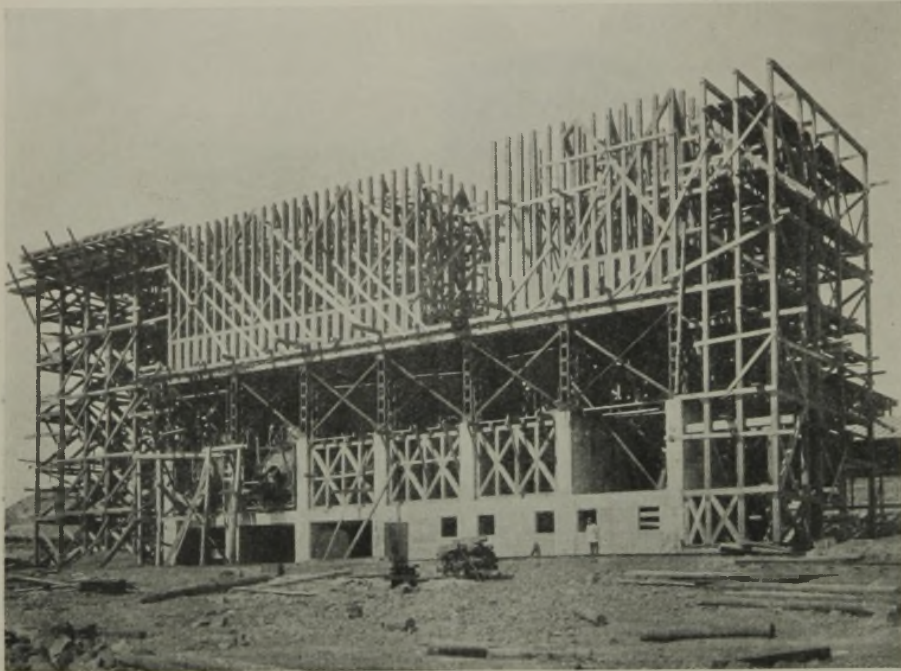


Abb. 6. Aufstellen der Mischanlage auf dem rechten Ufer.

mischmaschine und Kübel muß zum Zwecke des Füllens der letzteren eine kurze Rinne zwischengeschaltet werden, die nach Füllen der Kübel wieder hochgenommen werden muß, um das Durchfahrprofil für die Lokomotive freizugeben. Die Mischmaschinen sind nicht gleichmäßig aufgestellt, vielmehr sind drei Mischmaschinen gleich gerichtet und entleeren nach ein und derselben Seite der Mischanlage, da die Betonherzeugung dieser Maschine für denselben Zweck, nämlich die Betonierung des Wehres, Verwendung findet. Die zwei weiteren Mischmaschinen entleeren nach der anderen Seite der Mischanlage, da der Beton von diesen Mischmaschinen zur Schleuse abgefahren wird.

Anlage auf dem linken Ufer.

Die Anlage auf dem linken Ufer ist im wesentlichen die gleiche wie auf dem rechten Ufer; es genügt daher, diejenigen Teile besonders zu erwähnen, die abweichend vom rechten Ufer gestaltet sind.

Die ganze Vorberechanlage bleibt in allen Einzelheiten genau wie auf dem rechten Ufer bis zum Becherwerk, das die Verbindung darstellt zwischen dem Kreisbrecher und den Sortiertrommeln. Man hat dieses Becherwerk hier mit seinem Fußpunkt etwas tiefer angeordnet, da man dadurch gleichzeitig den Vorteil erreicht, daß die kleinen senkrechten Becherwerke, die bei der Anlage auf dem rechten Ufer notwendig sind, um das Material aus den Walzenmühlen in die großen Becherwerke zu bringen, fortgelassen werden konnten; allerdings hat das Becherwerk dadurch eine so beträchtliche Höhe erreicht, daß aus konstruktiven Gründen

eine Unterteilung in zwei Becherwerke notwendig wurde. Die Sortieranlage ist wieder in der gleichen Weise ausgebildet, wie bereits beschrieben, ebenso die Silos für Fein- und Grobsand. Bei Splitt und Schotter hat man, abweichend von der Anlage auf dem rechten Ufer, hier die Silos genau in der gleichen Weise ausgebildet, wie die für Fein- und Grobsand, so daß die Entnahme aus sämtlichen Silos auf gleicher Höhe liegt.

Die Mischanlage konnte hier infolge der anderen Geländebeziehungen unmittelbar an die Brech- und Mahlanlage herangerückt werden. Demgemäß sind die langen Förderbänder weggefallen. Fein- und Grobsand werden durch ein kurzes, wagrechtes Band zu einem senkrechten Becherwerk gebracht, das die Materialien hochfordert und Förderbänder beschickt, die über den Silos liegen. Bei den Silos für Splitt und Schotter konnte das Band ganz wegfallen; man hat ein schräges Becherwerk angeordnet, das unmittelbar aus den Silos gespeist wird und das ebenfalls die Materialien zu den Förderbändern über die Silos bringt.

Die Mischanlage ist im übrigen genau in der gleichen Weise ausgebildet wie auf dem rechten Ufer, nur entleeren hier alle sechs Mischmaschinen nach ein und derselben Seite. Der Zementschuppen ist grundsätzlich ebenso ausgebildet wie auf dem rechten Ufer; kleinere Änderungen wurden infolge der beschränkten Raumverhältnisse zwischen den Zufahrtgleisen nötig.

Sämtliche Gebäude für die Brech- und Mahlanlagen, sowie für die Mischanlagen — mit Ausnahme der Betonfundamente — sind aus Holz hergestellt. Nur soweit Schwierigkeiten auftraten, bei den großen Belastungen mit Holz auszukommen, wurde eine Eisenkonstruktion vorgesehen. Bei der Holzkonstruktion wurde besonders auf die in der ganzen Anlage zu erwartenden Stöße und Erschütterungen geachtet.

Es wurde bei der Durcharbeitung der Pläne darauf Rücksicht genommen, daß alle Maschinen bequem zugänglich sind, und überall Platz vorhanden ist, um die Maschinen ein- und auszubauen, und um Ausbesserungen vorzunehmen. Für diese Arbeiten wurde ferner ein Kran von 22 m Spannweite und 25 t Tragfähigkeit vorgesehen, der den Großbrecher und die dazugehörigen Beschickungseinrichtungen und den Rundbrecher bedienen kann; außerdem bei der Anlage auf dem rechten Ufer noch die Sandmühlen. Im übrigen sind überall stationäre Flaschenzüge bis zu 7,5 t Tragfähigkeit angeordnet, um Auswechslung von Ersatzteilen möglichst beschleunigt durchführen zu können.

Die hier beschriebenen Anlagen sind wohl die größten ihrer Art, sowohl was Leistung anbelangt, als auch bezüglich der Einheiten der verschiedenen Maschinen. Die beiden Anlagen befinden sich zurzeit im Aufbau und sollten noch im Jahre 1928 in Betrieb genommen werden. Abb. 5 u. 6 zeigen den Bauzustand der einen Anlage vom Sommer 1928.

Der Aufbau der Anlage geschieht durch die Bauleitung der russischen Regierung, wobei Ingenieure der Siemens-Bauunion an Ort und Stelle mitwirken. Der Entwurf für die Anlage wurde von der Siemens-Bauunion zusammen mit der liefernden Firma Krupp-Grusonwerk, Magdeburg, im Einvernehmen mit den russischen Ingenieuren aufgestellt.

Alle Rechte vorbehalten.

Kombiniertes Brücken- und Zylinderwehr.

Von Ing. K. K. Hagen, Kitschkas (Ukraine).¹⁾

Auf einem der letzten Internationalen Schifffahrt-Kongresse wurde der Wunsch rege, beim Bau neuer kanalisierter Wasserstraßen die Wehre so zu entwerfen, daß sie zugleich für Wasserkraftanlagen Verwendung finden können.

Bereits einige Jahre vorher war dem XI. Internationalen Schifffahrt-Kongreß (1908) von Seiten Rußlands folgende Frage zur Lösung unterbreitet worden: „Bau von Wehren an Flüssen mit stark schwankender Wasserführung und starkem Eisgang, mit der Möglichkeit der gleichzeitigen Befriedigung der Schifffahrt- und Industrieinteressen“.

Bekanntlich haben damals die russischen Ingenieure keine Wehrkonstruktionen vorgelegt, sondern sich damit begnügt, ihre ausländischen Fachgenossen mit den Eigenheiten des Eisganges auf russischen Flüssen bei einer Höhe des Packeises von 2 m, einer Eisdicke von 1,75 m und einer Grundeissschicht in der Nawa bis zu 7 m bekannt zu machen.

Ich möchte kurz in Erinnerung bringen, wie sich ausländische Hydrotechniker zu dieser Frage geäußert haben: 1. Österreich. Deinlein verwies auf die Bedingungen des Wettbewerbes von 1906 bis 1907 und ihre

¹⁾ Die Schriftleitung der russischen Zeitschrift „Binnenschifffahrt“ 1927, Nr. 8, der dieser Aufsatz auf Wunsch des Verfassers entnommen ist, begleitet den Aufsatz mit folgender Fußnote: „Leider hat der Verfasser keinen Kostenanschlag für den vorgeschlagenen Typ gemacht und keinen Vergleich mit anderen Typen angestellt. Anscheinend wird der vorgeschlagene Typ sehr teuer werden.“ Diese Bemerkung erscheint uns zutreffend.

Die Schriftleitung.

Durchführung für kleinere Flüsse mit Wehrdurchlässen von 15 und 25 m in eigenartigen neuen Konstruktionen, die jedoch für unsere großen Flüsse ohne Frage ungenügend wären. 2. Deutschland. Schnapp und Carstanjen berichteten über die Verwendung zylindrischer Wehrverschlüsse in der Winterperiode. 3. Schweden. Hansen und Moelm brachten ebenfalls bestimmte Berichte über die Verwendung zylindrischer Wehrverschlüsse in der Winterperiode. 4. Italien. Cipoletti empfiehlt Dämme mit Stoney-Schützen. 5. Nord-Amerika. Siebert empfiehlt die Anwendung des „Bertrep-Wehres“ für kleinere Durchlässe und geschlossene Dämme mit Wand nach der Druckseite hin.

Die Entschließung des XI. Internationalen Kongresses zu dieser Frage lautet: „Für die großen Ströme des nördlichen Rußlands, die bedeutende Schwankungen der Wasserführung aufweisen und starkem Eisgang unterworfen sind, ist, zu gleichzeitiger Befriedigung der Anforderungen von Schifffahrt und Industrie die Möglichkeit der Verwendung anderer als beweglicher Wehre als nicht genügend erwiesen. Von den beweglichen Wehren verdienen jene den Vorzug, bei denen die beweglichen Teile nicht auf den Flußboden herabgelassen, sondern aus dem Wasser gehoben werden.“

Aus dieser Entschließung geht hervor, daß der XI. Internationale Kongreß in bezug auf die vorliegende Frage keinen bestimmten Beschluß gefaßt hat, sondern lediglich Richtlinien gibt, nach denen die Hydrotechnik arbeiten sollte.

Diese Aufgabe der Hydrotechnik muß für die U. d. S. S. R., insbesondere für deren nördliche, östliche und zentrale Gebiete gelöst werden,

weil dort einerseits die Schifffahrtsperiode sich auf nur etwa sechs Monate im Jahr erstreckt, wodurch die Wehre für die Schifffahrt nur im Laufe dieser Periode zur Benutzung kommen können, was die Unterhaltungskosten der Wasserstraße erhöht, und weil andererseits mit dem Beginn der Winterperiode der Bedarf an elektrischer Energie bedeutend zunimmt und auch weiter zunehmen wird, was wiederum zur Herabsetzung der Unterhaltungskosten für die Wasserstraßen führen kann.

Als vollkommensten Typ von Wehren mit entfernbaren Verschlüssen für große Durchlaßöffnungen sind Brückenwehre zu betrachten, doch würde dieser Wehrtyp bei den großen Schwankungen zwischen Hoch- und Niedrigwasser unserer großen Flachlandströme und bei Einhaltung des Lichtraumprofils sehr hohe Pfeiler (etwa 25 bis 30 m) erfordern, die, abgesehen von der ruhenden Belastung, auch noch der Stoßbelastung während des Eisganges im Herbst ausgesetzt sein würden.

Zur Verringerung der Pfeiler könnte für die größeren Flüsse der Typ eines Brückenwehres mit versenkbarer Bedienungsbrücke, wie ein solches in Frankreich an der Oise bei Creuil errichtet ist, ausgearbeitet werden.

Dieser Typ bedarf einer Umarbeitung für größere Durchlässe, was vermutlich die Umprojektion einiger Konstruktionseinzelheiten nötig machen wird, während der Grundtyp des Wehres bereits durchgearbeitet und auch ausgeführt ist.

Der Zweck meiner Zeilen ist, die Leser mit einer der neuen Varianten der Lösung der Aufgabe bekannt zu machen.

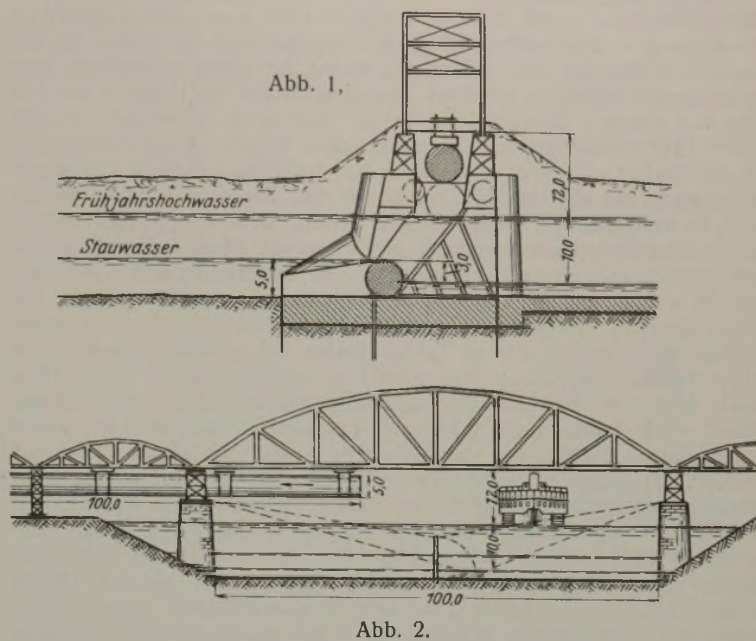
Ich suche die Aufgabe durch eine solche Verbindung von Brückenwehr und Zylinderwehr zu lösen, daß das Zylinderwehr bei Niedrigwasser wie ein gewöhnliches Zylinderwehr wirkt und lediglich zur Vergrößerung der Spannweite in Aussicht genommen ist, die Anzahl der Stützlinien für die Schützen durch Hinzuführung von eisernen Zwischenstützen zu vermehren, die im Frühjahr im Sturzbett versenkt werden (Abb. 1).

Vor Beginn des Frühjahrseisganges werden die an besonderen Wagen am Untergurt des Überbaues angehängten Zylinderschütze entfernt und können entweder am Ufer niedergelegt (Abb. 2) oder bei schmalen Durchlässen (ohne umlegbare Zwischenstützen) auf die Pfeilervorsprünge der im Frühjahr nicht schiffbaren Durchlaßöffnung heruntergelassen werden. (In der Diplomarbeit des Studenten Dynkoff, die unter meiner und des Dozenten Nesteroff Anleitung ausgeführt wurde, sind die Einzelheiten dieses Typs bereits ausgearbeitet worden.)

Die Hauptabmessungen bei dieser Konstruktion sind: $H = 2$ m, $L = 40$ m, Dicke der Zylinderwände von 7 bis 18 mm bei 14 Versteifungsblechen; das Gewicht des Zylinderschützes einschließlich der Abschlußteile beträgt 86 t.

Im nichtschiffbaren Durchlaß befindet sich auch während der Frühjahrshochwasser ein Überfallwehr mit Kammerschleuse; der Kanal für die Wasserkraftanlage geht am Uferpfeiler der Brücke vorbei und unter der Chaussee durch.

Die von mir vorgeschlagene Wehrkonstruktion erhebt durchaus nicht den Anspruch auf eine vollkommene Lösung des Problems, sondern stellt



nur eine Möglichkeit dar, wie die Lösung vielleicht zu erreichen wäre, wenn gleichzeitig der Bau einer Eisenbahn- oder Straßenbrücke in Frage kommt, und zwar um so mehr, als heute Bauten auf dem Arbeitsprogramm stehen, wie die Donkanalisierung, die Kanalisierung der Wolga von N.-Nowgorod bis Rybinsk, die Kanalisierung der Kljasma, das heißt solcher Flüsse, bei denen ohnehin der Bau neuer oder der vollständige Umbau vorhandener Eisenbahnbrücken geplant ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Entwicklung der Messung dynamischer Wirkungen bei Brücken.¹⁾

Von Dipl.-Ing. A. Bühler, Sektionschef für Brückenbau bei der Generaldirektion der S. B. B., Bern.

1. Die Messung von Schwingungsvorgängen durch Brückenbauer und Physiker.

Der Brückenbauer ist durch die Messung von Schwingungsvorgängen an den Brücken gewissermaßen in den Kreis der Mechaniker und Physiker eingetreten. Diese Schwingungsmessungen sind ein Problem, das an Schwierigkeit und Vielgestaltigkeit nichts zu wünschen übrig läßt. Weder auf theoretischem, noch auf experimentellem Wege konnte bisher eine annehmbare Lösung der Aufgabe gefunden werden. Es mag daher Zeit sein, daß diese Vertreter technischer Wissenschaften sich zusammenfinden, um ihre Erfahrungen und Meinungen auszutauschen und auf diese Weise eine gegenseitige Befruchtung ihrer Arbeitsgebiete herbeizuführen.

Der Brückenbauer hat früher vom rein wissenschaftlich arbeitenden Physiker oder Mechaniker nicht viel erwartet; sein Handwerk war noch rauh, wie die Leute, mit denen er tagtäglich auf dem Bauplatze zu tun hatte. Wie ein roter Faden zieht sich aber durch die ganze Geschichte des Brückenbaues der Wunsch nach möglichst steifen Bauwerken, was in letzter Linie auf die Furcht vor Schwingungen zurückzuführen ist, denen unsere Werke durch die ungeahnte Entwicklung des Eisenbahnverkehrs, und in der Neuzeit auch des Straßenverkehrs, so sehr ausgesetzt sind. Mit den Schwingungen ist also der Brückenbauer sehr früh bekannt geworden. Zahlreiche Einstürze von Eisenbahnbrücken wurden erklärt durch das Eintreten großer Schwingungen; besonders aber wurde die außerordentliche Gefährlichkeit regelmäßiger Lasteinwirkungen erkannt, die bei der sogenannten kritischen Geschwindigkeit im Zeitmaße der Eigenschwingungen der Brücke auftreten, was durch den Einsturz von unzureichend versteiften Hängebrücken besonders auffällig belegt wurde.

Von diesen Erfahrungen bis zur Messung von Brückenschwingungen war nur ein kleiner Schritt. Wie verschieden waren aber die Aufgaben, die dem Brückenbauer erwachsen, gegenüber denjenigen, die die Physiker und Mechaniker zu lösen hatten! Während der Brückenbauer vor einer äußerst verwickelten Aufgabe stand, deren Lösung nur in Verbindung mit der Erprobung seiner Bauwerke möglich erschien, konnte der Physiker und Mechaniker einzelne Ursachen und Wirkungen ohne Rücksicht auf die praktischen Anwendungen untersuchen, genauer definieren, vielfach

in Formeln fassen und deren Richtigkeit an Hand von Versuchen im Laboratorium oder in der Werkstätte in Ruhe nachprüfen.

Ganz anders der Brückenbauer! Man stelle sich zunächst nur die Ursachen der Stöße auf Brücken vor. Der Belastungsfall für eine Eisenbahnbrücke erscheint zwar noch einfach. Man sieht eine Lokomotive mit angehängten Wagen heranrollen und bemerkt, daß die Dampflokomotive mehr oder weniger schlingert, nickt und sich wiegt; der Lokomotivbauer erläutert ferner, daß für jede Geschwindigkeit und jede Füllung der Zylinder die Achsdrücke in gesetzmäßiger Weise ihre Größe ändern. Der Elektriker erklärt stolz, daß seine Lokomotiven ganz ausgewuchtet seien und auch keine veränderlichen Raddrücke aufweisen. Man hört neben dem dumpfen Geräusch des über eine eiserne Brücke fahrenden Zuges scharfe Schläge, die die über die Schienenstöße rollenden Räder erzeugen.

Bei Straßenbrücken sind die Ursachen schon schwieriger zu erfassen. In abgelegener Gegend fährt geruhsam der Wagen des Landwirts auf holpriger Straße über eine Brücke; in der Großstadt sieht man neben allen möglichen Wagenarten eine Menge von Fußgängern in gleicher oder verschiedener Geschwindigkeit über die gepflasterte oder asphaltierte Fahrbahn einer Brücke sich bewegen. Wer möchte noch die Ursachen der Stöße, den Rhythmus und Takt der Bewegungen, sowie die Möglichkeit ihres ungünstigsten Zusammentreffens und die Abhängigkeit der Stöße vom Zustande der Fahrbahn angeben oder auch nur schätzen?

Und nun die Wirkung der Stöße! Wie ladet die vollwandige Trägerbrücke zu Messungen und einfacheren theoretischen Betrachtungen über Schwingungsvorgänge ein, die sich zwar bei näherem Zusehen bereits als äußerst verwickelt herausstellen. Bei Fachwerkbrücken mit Fahrbahn wird die Aufgabe ganz unlösbar, indem die störenden Einflüsse der Quer- und Längsträger zu berücksichtigen wären. Mit zunehmender Gliederung der Brücke treten immer mehr in Schwingung versetzte Brückenteile hinzu und gestalten die Beziehungen verwickelter.

Um in diesem Chaos von Ursachen und Wirkungen Anhaltspunkte zu gewinnen, schien es am richtigsten, Messungen an Brücken vorzunehmen. Daß hierbei in erster Linie Eisenbahnbrücken, und zwar in Eisen untersucht wurden, ist natürlich. Einerseits schienen diese Bauwerke äußerst wichtig und am meisten heftigen Schlägen ausgesetzt zu sein; auch hatten die meisten Eisenbahnverwaltungen besondere Dienstabteilungen, die sich dem Bau und Unterhalt der Brücken widmeten, andererseits bestand

¹⁾ Als Vortrag gehalten auf der Tagung des Schwingungsausschusses des V. d. I. in Darmstadt am 29. März 1928.

die Aussicht, daß im Hinblick auf die scheinbar einfach zu definierenden Stoßursachen am ehesten eine Lösung der Aufgabe erzielt werden könne.

2. Die bisher durchgeführten systematischen Messungen an Brücken.

a) Diesen Überlegungen folgend und im Anschluß an mehrere Brückeneinstürze erhielt die im August 1847 ernannte englische Kommission den Auftrag, diejenigen Bedingungen zu prüfen, die die Ingenieure bei der Anwendung des Eisens für heftig erschütterte und schwingende Bauten zu beachten hätten, besonders im Hinblick auf den Bau von eisernen Bahnbrücken. Es ist noch heute interessant, den im Jahre 1849 herausgegebenen, umfangreichen Bericht dieser Kommission zu durchgehen. Zunächst ist festzustellen, daß damals Guß- und Schweiß-eisen nicht nur statisch auf Zug, Druck und Biegung, sondern bereits auch in weitgehendem Maße durch plötzliche Belastung, Stöße, Schläge sowie durch Dauerbeanspruchungen geprüft wurde. Sodann sind besonders die Versuchsanlagen bemerkenswert, die in Portsmouth und Cambridge erstellt wurden und folgendermaßen beschaffen waren. Ein kleiner, mit einem Gewicht versehener Wagen (0,5 bis 2 t) konnte auf einem wagenrechten Gleis fahren, das an beiden Enden auf schiefen Ebenen in die Höhe führte. Das Gerüst war 60 m lang und an beiden Enden 12 m hoch. In dem mittleren Teil des wagenrechten Gleises konnten verschiedene Stäbe — als Schienen von 2,7 m und 4 m Länge — eingelegt und deren Durchbiegung infolge der darüberfahrenden kleinen Wagen beobachtet werden. Je nachdem die Wagen mehr oder weniger auf die schiefen Ebenen emporgezogen wurden, um darauf losgelassen zu werden, ließ sich deren Geschwindigkeit bis zu 50 km/Std. steigern. Zum ersten Male wurde so experimentell nachgewiesen, daß ein Gewicht, das rasch über einen Stab rollt, größere Einsenkungen hervorruft, als bei kleiner Geschwindigkeit. Es wurden, der sehr biegsamen Stäbe wegen, Stoßwerte von 3 und darüber festgestellt und beobachtet, daß bei überhöhten Stäben die Stoßwerte unter sonst gleichen Umständen beträchtlich kleiner wurden. Der Ausdruck Stoßwert wurde schon damals, wie noch heute definiert, als das Verhältnis folgender Beobachtungswerte:

$$\frac{\text{größte dynamische} - \text{statische Durchbiegung}}{\text{statische Durchbiegung}} = \varphi = \frac{\eta_{\max} - \eta_0}{\eta_0}$$

oder da wir heute auch Spannungen messen:

$$\frac{\text{größte dynamische} - \text{statische Spannung}}{\text{statische Spannung}} = \varphi = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_0}{\sigma_0}$$

wobei nicht gesagt sein soll, daß beide Ausdrücke denselben Stoßwert ergeben.

Wir heben diese Definition an Hand der Abb. 1 ausdrücklich hervor, weil in der Praxis oft Mittelwerte in bezug auf schätzungsweise gezeichnete mittlere dynamische Kurven berechnet werden, was nicht immer als richtig angesehen werden kann.

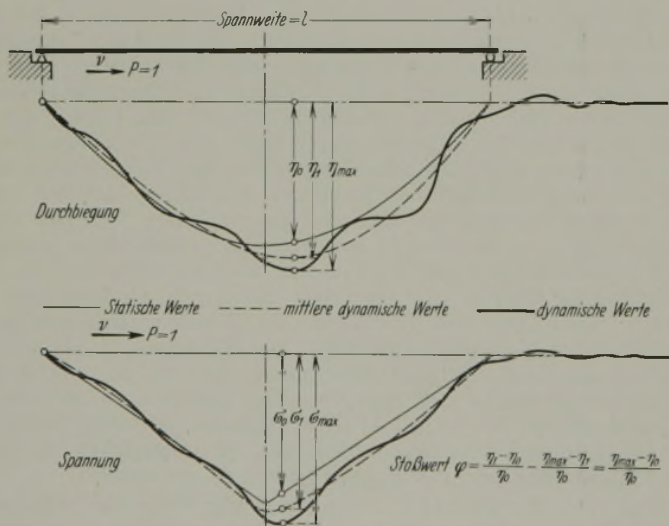


Abb. 1. Statische und dynamische Durchbiegungen und Spannungen. Einflußlinien in der Mitte eines einfachen Trägers.

Es ist allerdings zu bemerken, daß die mittleren dynamischen Werte beinahe gleich den statischen Werten sind, wenigstens in den meisten praktischen Fällen, d. h. es ist $\frac{\eta_1 - \eta_0}{\eta_0} \approx 0$. Von dieser Auffassung ausgehend gibt Abb. 2 einen schematisch dargestellten Verlauf einer Durchbiegung in der Mitte einer 30 m weiten Öffnung, worin die Zusammensetzung des Zuges, die Stoßwerte, Schwingungszeiten und das Ausschlagen des Überbaues zum Ausdruck kommen. Über die Schwingungen ersten Grades lagern sich in Wirklichkeit noch solche höherer Grade.

Die bei den ersten Versuchen in Portsmouth beobachteten Mängel der Versuchsanlage wurden in einer zweiten kleineren Versuchsanlage in Cambridge vermieden, deren Höhe noch 5,4 m und deren Länge 12 m betrug. Die eingelegten Versuchsstäbe hatten eine Länge von 1,37 und 0,60 m, und die darüberrollenden Gewichte erreichten Geschwindigkeiten bis zu 50 km/Std. Die Messungen der zu beobachtenden Durchbiegungen wurden bei beiden Versuchsanlagen in Naturgröße mittels einfacher Schreibstifte durchgeführt. In den Berichten wird darauf aufmerksam gemacht, daß insbesondere bei Messungen im Freien, an den Brücken selbst, große Schwierigkeiten eintreten, indem genügend steife Gerüste und zuverlässig arbeitende Schreibgeräte nicht leicht zu beschaffen seien. An der 15 m weit gespannten, 60 t schweren „Ewellbrücke“ ergaben sich, bei 33 und 39 t schweren Lokomotiven und Geschwindigkeiten von 56 km/Std., Stoßwerte bis zu 14 ‰, und an der 50 t schweren „Godstonebrücke“, die 9 m Spannweite besaß, 31,5 ‰, und zwar bei 80 km/Std. Geschwindigkeit.

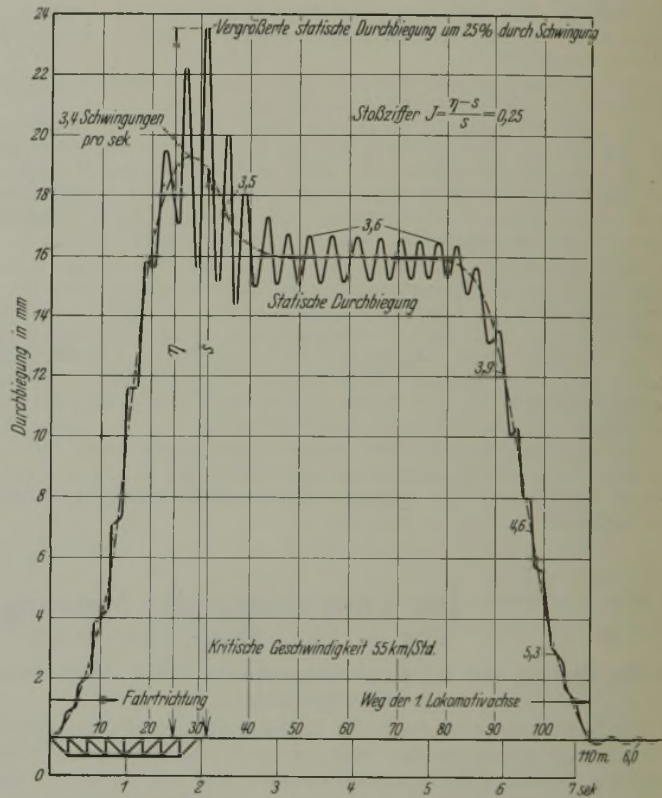


Abb. 2. Beispiel des Verlaufes der Durchbiegung und der Schwingungen in der Mitte einer 30 m weiten Brücke. Belastung durch eine C 4/5-Lokomotive von 108 t Gewicht und 10 Güterwagen.

Mit diesen grundlegenden englischen Versuchen war die Aufgabe der Messung von Stoßwerten an eisernen Brücken in das richtige Licht gerückt, und bereits durch Willis und Stokes ist gezeigt worden, daß die theoretische Behandlung der Schwingungsvorgänge auch bei vereinfachenden Annahmen außerordentliche Schwierigkeiten bereitet. Es dauerte aber noch lange, bis sich die Ingenieure zu genaueren, wohlüberlegten Messungen an Brücken entschlossen. Insbesondere scheint damals der Begriff des Stoßwertes und seine Bestimmung nicht Allgemein-gut der Techniker geworden zu sein. Inzwischen wurde dafür die Theorie der Brückenschwingungen weiter ausgebaut, wie z. B. durch Philipps, Renaudot, Bresse, Boussinesq, Souleyre, Lebert, Land, Saller und Preuß.

b) Eine der ersten Nachrichten von experimentellen Stoßwertbestimmungen stammt aus dem Jahre 1875, in der bekanntgegeben wurde, daß die Ohio Railroad systematische Messungen von Durchbiegungen vornehme. Besonders wurde später die im Jahre 1881 ausgeführte Messung an einer, über zwei Oeffnungen von je 18 m durchgehenden Howeschen Brücke erwähnt, die Stoßwerte von 6 bis 12 ‰ bei 50 km/Std. Zuggeschwindigkeit ergeben hatte; diese Angabe wurde aus Durchbiegungsmessungen in der Brückenmitte hergeleitet.

Um dieselbe Zeit brachte zum ersten Male Fränkel in Dresden einen für eiserne Brücken besonders geeigneten und zweckmäßig gebauten Spannungszeichner heraus, der in den folgenden Jahren durch einen Einsenkungszeichner ergänzt wurde, bei dem ebenfalls manche gute Konstruktionsgedanken verwertet sind. Fränkel beabsichtigte zwar nicht, Stoßwerte, d. h. also die über die statischen Beanspruchungen hinaus-

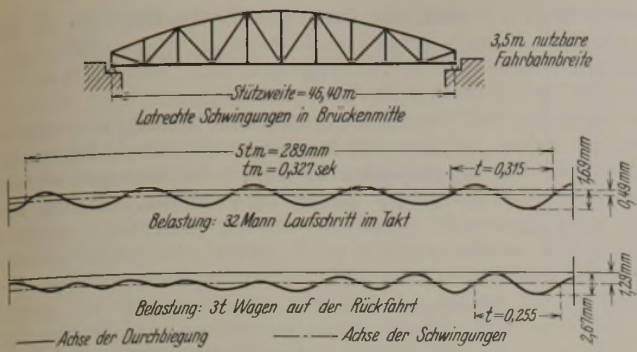


Abb. 3a. Schwingungen einer Straßenbrücke.

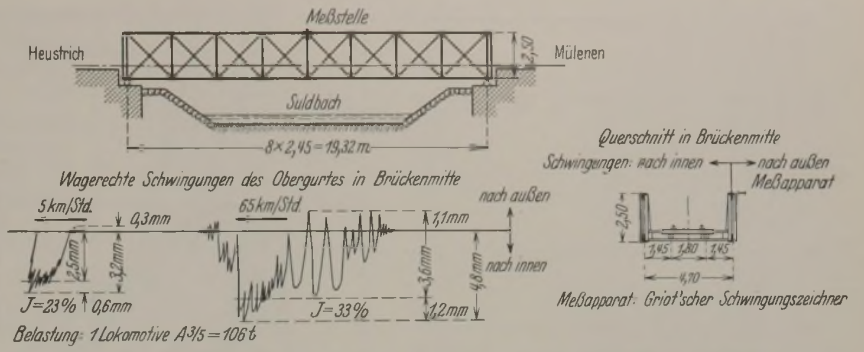


Abb. 3b. Seitliche Schwingungen des Obergurtes einer Eisenbahnbrücke.

gehenden dynamischen Einwirkungen zu bestimmen, vielmehr wollte er eigentlich mehr die Abweichungen darlegen, die die wirklichen Durchbiegungen und Spannungen von den gerechneten Werten ergeben. Ferner ist auch sein Schwingungszeichner zu erwähnen, der nach Art der Erdbenenapparate gebaut ist und lotrechte sowie wagerechte Schwingungen zu messen gestattet. Seine Instrumente fanden weite Verbreitung und sind lange, wohl während vierzig Jahre, als sehr gut angesehen worden. Da sie registrierend gebaut wurden, lag der Gedanke nahe, sie zur Bestimmung von Stoßwerten zu benutzen, was allerdings erst seit dem Jahre 1895 geschehen sein mochte.

Auch die Messungen des Ingenieurs Robinson der Ohio Railroad vom Jahre 1887 wurden noch mit den einfachsten Mitteln ausgeführt, indem die Einsenkungen in Naturgröße auf eine Trommel aufgezeichnet wurden. Es ergaben sich Stoßwerte bis zu 50 %.

c) Die Jahre 1889 bis 1892 brachten hauptsächlich in Frankreich eine Förderung der Meßtechnik bei Brücken. Insbesondere war es Rabut, der durch systematische Messungen an Bahnbrücken wesentlich dazu beitrug, daß in Europa dem Verhalten von eisernen Brücken bei der Überfahrt von Zügen vermehrte Aufmerksamkeit geschenkt wurde (Abb. 4, Kurve 1). Er war auch der Erfinder von Durchbiegungs- und Spannungsmessern, die neben denen Fränkels heute noch vielfach verwendet werden. Hervorzuheben sind ferner die Messungen von Deslandres an Straßenbrücken. Durch Messungen mit einfachen Schreibstiften gelang es ihm nachzuweisen, daß bei einer 37,3 m weit gespannten Brücke, die eine Eigenschwingung von $3\frac{1}{3}$ Hertz hatte, drei mit je einem Pferd im Trab gezogene Wagen im Gesamtgewichte von 4,5 t (3 Wagen zu 0,8 t und 3 Pferde zu 0,7 t) Schwingungen auslösten, deren Größtwert der Einsenkung der vorschritt-gemäßen Gesamtlast von 39 t entsprach. Der Stoßwert betrug also etwa 8. Deslandres machte auf die Wichtigkeit der Kenntnis der im Innern einer Brücke aufgezehrten Energie aufmerksam, da bei 5 Pferden der Stoßwert nicht mehr gesteigert werden konnte (vergl. hierzu auch Abb. 3).

Von diesem Zeitpunkte an mehrten sich nun die Versuche und theoretischen Betrachtungen, die dynamischen Beanspruchungen eiserner Brücken zu ergründen. Es ist unmöglich, auch nur andeutungsweise aller dieser Arbeiten hier zu gedenken.

In Zusammenhang mit der meßtechnischen Durchführung von Versuchen sollen nur kurz folgende Arbeiten erwähnt werden, und zwar

d) Stoßversuche bei Eisenbahnbrücken der American Railway Engineering Association. Diese sind mit einem Aufwande von rd. 35 000 Fr., ohne Einschluß der Kosten der Versuchszüge, in den Jahren 1907/10 durchgeführt worden. Die Durchbiegungsmessungen wurden mit einem Fränkelschen Apparat ausgeführt, während für die Spannungs-

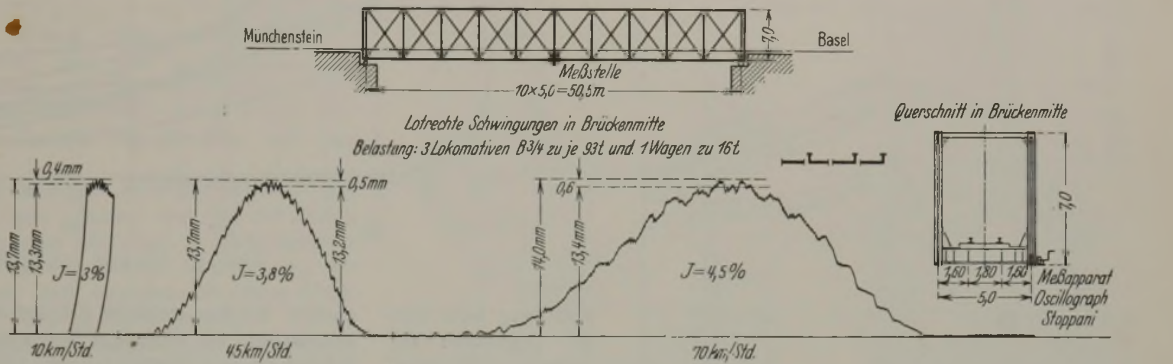


Abb. 3c. Schwingungen einer Eisenbahnbrücke.

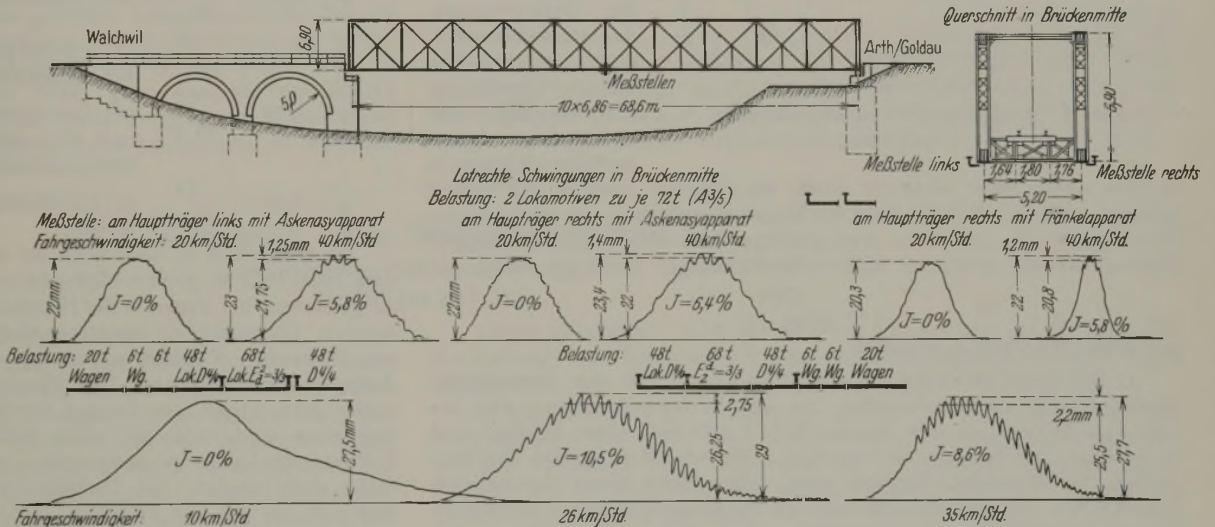


Abb. 3d. Schwingungsdiagramme.

Abb. 3a bis d. Schwingungsdiagramme.

messungen, die hier zum ersten Male in großem Umfang vorgenommen wurden, zwölf besonders gebaute Apparate benutzt wurden, deren Vergrößerung 60 und deren Meßlänge 1,20 m betrug. Im ganzen wurden 45 Brücken untersucht. Es ergab sich, was meßtechnisch von Belang ist, daß die Stoßwerte aus Spannungsmessungen etwas größer ausfielen als aus Durchbiegungsmessungen. Auf diesen Umstand kommen wir später zurück; hier sei nur hervorgehoben, daß diese Messungen zum ersten Male den Spannungsmessungen die entscheidende Bedeutung zur Feststellung der Stoßwerte einräumen.

Die Stoßwerte ließen sich durch eine Kurve einhüllen, die der Formel $\varphi = \frac{2780}{2780 + l^2}$ oder $\varphi = \frac{1850}{1850 + l^2}$ folgen, wobei l die Belastungslänge in m bedeutet (Abb. 4, Kurven 9 und 10, ferner 11). Diese Formeln weichen nicht unerheblich von der bis dahin in Amerika gebrauchten Pencoyd-Formel ab, die lautet:

$$\varphi = \frac{91,5}{91,5 + l}$$

e) Anlässlich der Einführung der elektrischen Zugförderung in der Schweiz, im Jahre 1917, wurden drei Brücken eingehender geprüft, und zwar sowohl mit Dampflokomotiven als auch mit elektrischen Lokomotiven. Verwendet wurden zu den Messungen fünf Spannungs- und zwei Durchbiegungszeichner, Bauart Fränkel. Aus dem umfangreichen Beobachtungsmaterial ergab sich, daß die dynamischen Wirkungen von gut ausgewuchteten Dampflokomotiven und elektrischen Lokomotiven nicht erheblich voneinander abweichen, so daß der elektrischen Zug-

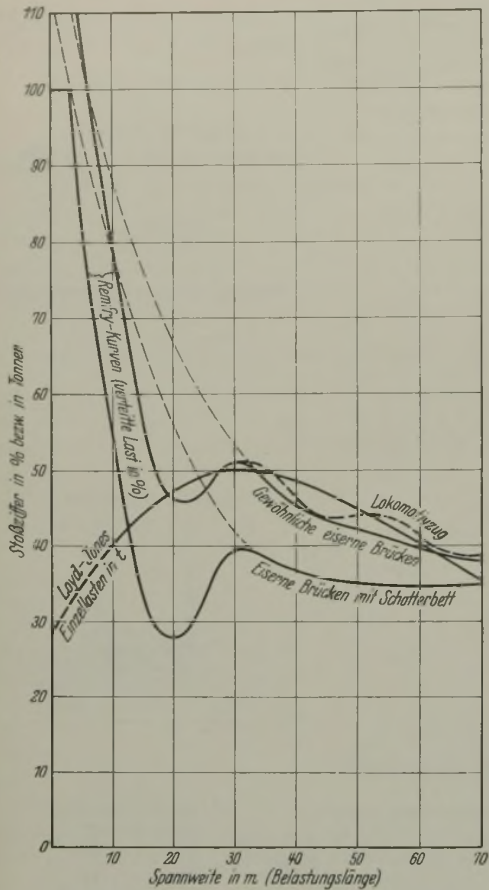


Abb. 5. Stoßziffer-Kurven nach Remfry und Loyd-Jones.

antrieben vorhanden; vielleicht dürfte die Sachlage insofern sich seither geändert haben, als Lokomotiven mit Einzelachsenantrieben, die nur drehende Übertragungsteile aufweisen, doch günstiger sind. Abgesehen von einigen Schleuderwerten, waren die Stoßwertbeobachtungen durch die Kurve

$$\varphi = \frac{2780}{2780 + l^2}$$

gut eingehüllt (Abb. 4, Kurve 9).

f) Die umfangreichsten aller Beiträge zur Frage der dynamischen Beanspruchung von Bahnbrücken hat das Brückenkomitee der indischen Bahnen in den Jahren 1917/22 geliefert; diese Beiträge sind in acht starken Bänden niedergelegt. Die von ihm zu den Brückenprüfungen verwendeten Apparate sind, neben einem etwas abgeänderten Fränkelschen Durchbiegungszeichner, ein Schwingungszeichner besonderer Bauart und ein Mikrospannungszeichner. Trotz eingehender, zeitraubender Untersuchungen von zahlreichen Brücken ist aber kein durchschlagender Erfolg erzielt worden, wenn auch verschiedene neue Gesichtspunkte zur Beurteilung von eisernen Brücken gewonnen werden konnten. Die Brückeningenieurere bekannten sich schließlich als Anhänger der alten Pencoyd-Formel und erklärten, daß weitere Versuche nötig seien, um zu einer wissenschaftlich begründeten Formel zu gelangen, die alle Quellen der dynamischen Einwirkungen umfasse. Einmütig waren alle indischen Brückeningenieurere der Auffassung, daß solche Versuche in Angriff genommen werden sollten.

g) Von Bedeutung sind ferner die Messungen der schwedischen Staatsbahnen 1923/28, die mit der sogenannten Kugeldose vorgenommen wurden. Diese wurden jeweils an Stelle eines Auflagers eingebaut, woraus die Verschiedenheit der Abdrücke der Kugeln, wie bei der Brinell'schen Kugeldruckprobe, auf die Druckvermehrung geschlossen wurde. Die

Versuche führten zu der Formel
$$\varphi = \frac{18v + \frac{700}{1 + 0,004v^2} \cdot \sin 0,0125v\pi}{20 + l}$$

worin l = Spannweite in m, v = Geschwindigkeit in km/h. Die bis dahin gebrauchte Formel $\varphi = \frac{10}{13 + 0,7l} \cdot \frac{v}{100}$ ergibt die Kurve 6 in Abb. 4 für $v = 100$ km/h.

h) Auch die englischen Ingenieure machten im Jahre 1920, also 70 Jahre nach ihren ersten grundlegenden Arbeiten, einen erneuten Vorstoß, um die dynamischen Einwirkungen auf eiserne Bahnbrücken zu bestimmen. 20 Brücken wurden untersucht, und zwar ausschließlich mit dem damals neu gebauten Spannungszeichner Fereday-Palmer, der auf mechanisch-optisch-photographischem Wege arbeitet. Die Stoßwerte

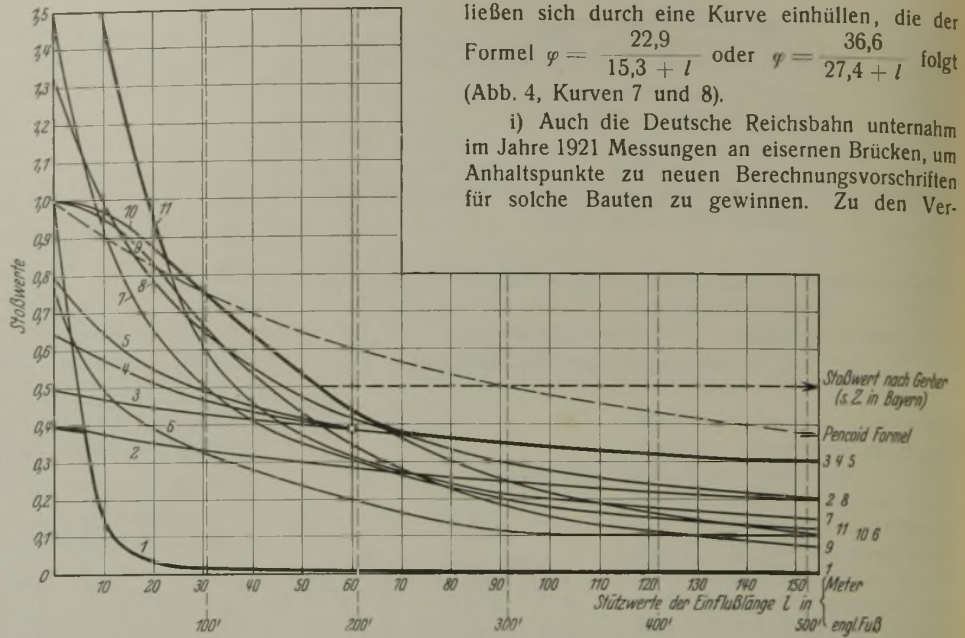


Abb. 4. Kurven von Stoßwerten.

ließen sich durch eine Kurve einhüllen, die der Formel $\varphi = \frac{22,9}{15,3 + l}$ oder $\varphi = \frac{36,6}{27,4 + l}$ folgt (Abb. 4, Kurven 7 und 8).

i) Auch die Deutsche Reichsbahn unternahm im Jahre 1921 Messungen an eisernen Brücken, um Anhaltspunkte zu neuen Berechnungsvorschriften für solche Bauten zu gewinnen. Zu den Ver-

suchen wurden meistens Fränkel-Apparate verwendet, sowohl was Einsenkungen, als auch was Spannungen anbelangt. Diese Beobachtungen führten zu den Stoßwertkurven (Abb. 4, Kurven 2, 3, 4, 5):

$\varphi = 0,00 + \frac{60}{150 + l}$ bei Schotterbett, Gleise ohne Schienenstöße,

$\varphi = 0,11 + \frac{56}{144 + l}$ bei Schotterbett, Gleise mit Schienenstößen und bei Querschwellenoberbau ohne Schienenstöße,

$\varphi = 0,19 + \frac{21}{46 + l}$ bei Querschwellenoberbau mit Schienenstößen und bei unmittelbarer Schienenlagerung ohne Schienenstöße,

$\varphi = 0,20 + \frac{17}{28 + l}$ bei unmittelbarer Schienenlagerung mit Schienenstößen.

k) Schließlich ist auch noch der in neuerer Zeit, und zwar etwa seit dem Jahre 1922 in großem Maßstabe unternommenen russischen Versuche zu gedenken, bei denen in der Hauptsache Geigersche Apparate verwendet wurden. Die russischen Ingenieure sind sich der Schwierigkeit der Messung von Stoßwerten ebenfalls bewußt geworden und möchten zwischen zwei Aufgaben unterscheiden. Die dynamischen Untersuchungen sollen entweder dazu dienen, den Zustand der Brücken zu prüfen, was als möglich angesehen wird, oder sie sollen benutzt werden, um die dynamischen Einflüsse der Lasten zu untersuchen, was schwierig sei. Es ist an dieser Stelle nicht möglich, die Darlegungen der russischen Ingenieure zu erläutern.²⁾ Es sei nur beigefügt, daß sie zur Ermittlung von Kennziffern nicht mehr allein das ungünstigste Verhältnis von Ordinaten der gemessenen Spannungen oder Durchbiegungen, sondern auch der Flächen von theoretischen und gemessenen Summeneinflußlinien benutzen wollen. Wir können uns diesem Vorgehen nicht leicht anschließen, da damit nur Mittelwerte, nicht aber Angaben für die ungünstigsten Beanspruchungen erhalten werden. Unseres Erachtens muß ein wenigstens angenähertes Verfahren zur Bestimmung der Stoßwerte gefunden werden, um neue Brücken in nicht zu ferner Zeit einwandfreier als heute berechnen zu können.

l) Schließlich sei noch erwähnt, daß Ing. Remfry den Stoßwertkurven eine besondere in Abb. 5 dargestellte Form geben möchte, die darauf Rücksicht nimmt, daß jede auf eine Brücke neu hinzukommende Lokomotive wieder ein Ansteigen der Stoßwerte ergibt. Ing. Loyd-Jones dagegen will am Orte jeder Lokomotive eine Ersatzlast anbringen, die der Stoßwirkung entspräche (Abb. 5). Mendizábal, Madrid, will die Stoßwerte in die Formel $\varphi = 1,40 - 0,0056 \sqrt{500l - l^2}$ kleiden.

3. Einreihung der Meßinstrumente, sowie Grundlagen und Gesichtspunkte zu ihrer Beurteilung.

Nach dieser gedrängten Aufzählung der Versuche und der dabei gebrauchten Meßinstrumente möchten wir nun die letzteren im Zusammenhange besprechen. In Frage kommen nur Durchbiegungs-, Schwingungs- sowie Spannungszeichner.

Die Durchbiegungszeichner sind von Anfang an zur Feststellung dynamischer Einwirkungen gebraucht worden. Es lag ja nahe, und die in der Entwicklung befindliche Theorie kam dieser Auffassung entgegen,

²⁾ S. Sammelheft XXII der Abteilung für Ingenieuruntersuchungen des Volkskommissariats für Verkehrswesen. Moskau 1928 (in deutscher Sprache).

daß bei der dynamischen Beanspruchung einer Brücke die Spannungen und Durchbiegungen in demselben Punkte eines Trägers im gleichen Betrage anwachsen. Die ursprünglichen Beobachtungsrichtungen dynamischer Durchbiegungslinien hatten gegenüber den späteren Meßverfahren den großen Vorzug, daß sie unmittelbar auf einem bewegten Papierstreifen in Naturgröße aufgezeichnet wurden, wobei der Schreibstift oder der Papierstreifen auf einem Gerüst befestigt war. Als Nachteil war aber anzusehen, daß die Gerüste oft nicht genügend steif oder anderen Einflüssen unterworfen und die erhaltenen Diagramme klein und daher schwierig auszuwerten waren; Schwingungen höherer Ordnungen ließen sich nicht mehr genau erkennen. Dafür hatten die Schaubilder den großen Vorzug, von Fehlern frei zu sein, die sich infolge von Vergrößerungsmechanismen und Drahtübertragungen einschleichen, wie dies bei den späteren Messungen eintrat.

Diese Schwierigkeiten lassen sich kurz dahin ausdrücken, daß es bei Messungen von Durchbiegungen an Brücken stets außerordentlich schwierig ist, einen oder mehrere feste Punkte zu bekommen, von denen aus die wirklichen Bewegungen der Teile einer Brücke mit Meßapparaten feststellbar sind. Diese Aufgabe ist bis heute noch nicht befriedigend gelöst, wenn der Aufwand an Mitteln ein beachtender sein soll.

Zunächst ist zu beachten, daß die Auflager einer Brücke nicht unbedingt starr sind, sondern Erschütterungen erleiden, und daß der Boden in der Nähe der Brücken bei der Überfahrt der Züge in Schwingungen versetzt wird. Selbst Messungen von einem zweiten Überbau aus, der bei Doppelspuren öfters vorhanden ist, sind ungenau, da diese Überbauten bei Zugüberfahrten ebenfalls in Schwingungen geraten.

In der Mehrzahl der Fälle befindet sich zudem unter der Brücke Wasser, das mehr oder weniger tief ist und sich in Bewegung befindet, oder, es kann eine beinahe unzugängliche Schlucht vorhanden sein. In allen diesen Fällen hat man sich so geholfen, daß ein schweres Gewicht von der Brücke heruntergelassen und von ihm aus ein Draht zur Brücke heraufgezogen wurde. Der Boden unter der Brücke wurde also als ruhend angesehen und durch den Draht gewissermaßen zur Brücke hinaufgenommen, um so einen festen Punkt zu gewinnen. Der Draht wird alsdann durch eine Feder gespannt, deren Ausdehnung so bemessen

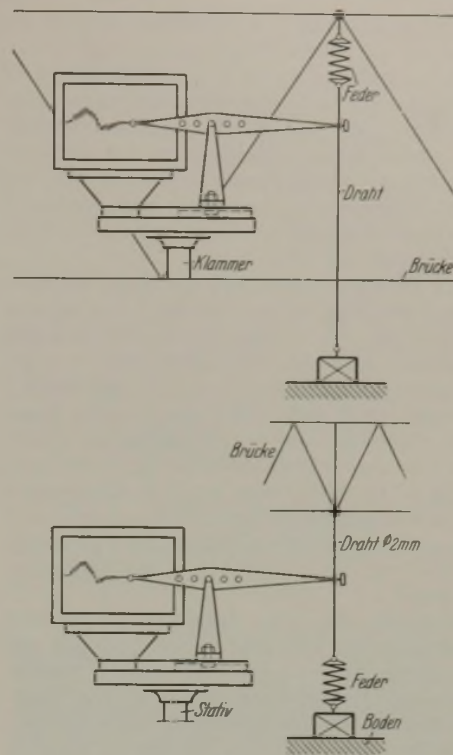


Abb. 6. Durchbiegungsmesser mit gespanntem Draht.

sein muß, daß die mit der Einsenkung der Brücke entstehende Entspannung nicht zu einer zu großen Längenänderung des Drahtes führt. Bei Zugüberfahrten gerät die Feder in Längsschwingungen, die indessen keinen bedeutenden Einfluß ausüben können. Den erheblichsten Einfluß besitzt der Meßapparat selbst, der durch den Draht in Bewegung gesetzt werden muß, sofern er nicht zweckmäßig gebaut ist (Abb. 6, oben). In dieser Beziehung waren alle Hebelübersetzungen der bisher gebauten Apparate (Fränkel, Stoppani usw.) viel zu schwer. Es ist notwendig, hier eine gründliche Änderung herbeizuführen und die Hebel als tunlichst leichte Gitterhebel auszubilden. Auch der auf Zelluloidbänder verkleinernd schreibende Cambridgeapparat scheint keine befriedigenden Ergebnisse geliefert zu haben.

Bei gut zugänglichem Boden wird oft der Meßdraht an der Brücke festgemacht, die Brücke also gewissermaßen gegen den Boden zu verlängert (Abb. 6, unten). Diese Meßanordnung ist schlechter als die zuvor erwähnte, indem der Draht, der die Schwingungen der Brücke mitmachen muß, seinerseits Längenänderungen infolge der entstehenden Trägheitskräfte erleidet. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Schleusen ohne Wasserverbrauch.

Von Professor Rothmund, Stuttgart.
(Schluß aus Heft 23.)

IV. Schlußfolgerungen.

Wenn die vorstehenden Darlegungen den Zweck hatten, die bisher vorgeschlagenen wichtigsten Schleusen ohne Wasserverbrauch im Zusammenhang darzustellen, so sollen sie nicht abgeschlossen werden, ohne daß der Versuch gemacht wird, sie an einem einheitlichen Vergleichsmaßstab nochmals auf ihre praktische Anwendungsmöglichkeit zu überprüfen. Auf einen Vergleich hinsichtlich ihrer Wirtschaftlichkeit in allen Punkten muß hier bei der Unzulänglichkeit der vorhandenen Unterlagen natürlich verzichtet werden.

Ein rein äußerlicher Vergleichsmaßstab ist zunächst dadurch gegeben, daß in den bildlichen Darstellungen der vorstehenden Abhandlung die Grundquerschnitte der verschiedenen Schleusenarten alle im gleichen Maßstab und, soweit möglich, jeweils für eine Stufenhöhe von 15 m aufgetragen sind. Man kann daraus vergleichsweise den von jeder Schleuse benötigten Raum erkennen. Als weiterer Vergleichsmaßstab soll für die folgenden Ausführungen als Einheit der einer Schleusungswassermenge entsprechende Fassungsraum eingeführt werden. Diese Einheit soll kurz mit „Raumzahl 1“ und jedes Vielfache davon mit entsprechend höherer Raumzahl bezeichnet werden, wobei sie immer auf die Einzelschleuse umgerechnet (d. h. z. B. bei einer Doppelschleuse durch 2 geteilt) angegeben werden soll.

Aus den vorstehenden Betrachtungen ergibt sich nun mit aller Deutlichkeit das folgende Gesetz:

Für jede Schleuse ohne Unterschied wird mindestens benötigt:

- a) 1 Raumeinheit für die Schleusenkammer zwischen Oberwasserspiegel und Unterwasserspiegel bei der oben offenen Schleuse, bzw. für den Luftraum samt den umgebenden Wänden über dem Trogwasserspiegel bei der Tauschschleuse und Unterwasserschleuse;
- b) 1 Raumeinheit für das aus der Oberwasserhaltung entnommene oder in ihr verdrängte Wasser, d. i. die Raumeinheit zur Vermeidung der Senkung oder Hebung des Oberwasserspiegels;
- c) 1 Raumeinheit für das in die Unterwasserhaltung abgegebene oder aus ihr entnommene Wasser, d. i. die Raumeinheit zur Vermeidung der Hebung oder Senkung des Unterwasserspiegels;
- d) 1 Raumeinheit für die Aufnahme des Schleusungswassers bei den Schleusen ohne Wasserverbrauch.

Dieses Gesetz gilt zweifellos bei allen Schleusen, bei welchen man die Ruhelage der Wasserspiegel und die Wasserersparnis lediglich unter Zuhilfenahme von Wasser und seiner Tragfähigkeit bewirken will.

Ist dieses Gesetz als feststehend erkannt, so ist es zwecklos, nach vollkommenen Schleusen ohne Wasserverbrauch zu suchen, welche eine geringere Raumzahl als 4 aufweisen; es ist vielmehr lediglich darauf Bedacht zu nehmen, daß die erforderlichen 4 Behälter in möglichst wirtschaftlicher Weise geschaffen werden, oder abzuwägen, wieweit man auf den einen oder anderen der Behälter verzichten kann oder will auf Kosten der Vollkommenheit oder Sicherheit des Betriebes. Oder man muß schließlich nach dem Vorbild von Proetel auch andere Hilfsmittel als das Wasser zum Schleusenbetrieb heranziehen.

Geht man unter diesen Gesichtspunkten die verschiedenen Schleusenarten nochmals durch, so ergeben sich folgende Raumzahlen:

1. für die einfache Kammerschleuse die Raumzahl 1, weil hier auf die Vollkommenheitsgrade b) c) d) verzichtet wird;
2. entsprechend für die gekuppelte Doppelkammerschleuse die Raumzahl 1 bei halber Wasserersparnis;
3. für die einfache Tauschschleuse nach Menickheim die Raumzahl 2, weil die Vollkommenheitsgrade b) und c) fehlen, für die gekuppelte Doppelschleuse nach Menickheim die Raumzahl 2 ohne Verzicht auf b) und c);
4. für die einfache Tauschschleuse mit festem Gegenbehälter die Raumzahl 3, weil der Vollkommenheitsgrad b) fehlt;
5. für die Tauschschleuse mit Tauchschwimmer die Raumzahl 4;
6. für die Zwillingstauschschleuse die Raumzahl 2;
7. die Unterwasserschleuse gehorcht theoretisch dem Gesetz der 4 Raumeinheiten. Man kann sich den Zustand des unter Wasser schwimmenden Schleusentrogges mit überlagerter Wasserschicht von der Raumeinheit 1 dadurch herbeigeführt denken, daß man einen Schwimmtrug von 3 Raumeinheiten, von denen zwei (Schleusentrog und erste Belastungskammer) sich über dem Oberwasserspiegel befinden und eine (zweite Belastungskammer) unter Wasser, in einem Schacht von der Breite des Schleusentrogges durch Füllen der Belastungskammern versenkt hat, wobei die Wassermenge von der Raumeinheit 1 und der Höhe des Schleusentrogges über dem

Trogspiegel über den Oberwasserspiegel hochgehoben worden ist. Praktisch kommt den zylindrischen Unterwasserschleusen nur etwa die Raumeinheit 3 zu insofern, als für die Schwimmfähigkeit des Troges unter Wasser der einer Schleusungswassermenge entsprechende Ballast ausreicht. Man kommt so mit dem Trogramm und dem Raum für das über dem Oberwasserspiegel befindliche Wasser auf die Raumzahl 3, die vierte Raumeinheit entspricht der einmaligen Arbeit der Wasserhebung. Wählt man statt der zylindrischen die rechteckige Rahmenform für den Schwimmtrog, so erniedrigt sich die Raumzahl auf etwa 2,2.

Nun ist aber noch zu berücksichtigen, daß die Aufwendungen für den oberen Abschluß des Trogbeckens, für die Erhöhung des unteren Abschlußbauwerkes um etwa 8 m und für die beiderseitigen Staudämme oder Staumauern, welche zur Herstellung des Fassungsraumes über dem Oberwasserspiegel dienen, mit der Raumzahl 1 bei weitem nicht genügend erfaßt sind. Über den Umfang dieser Aufwendungen läßt sich allgemein schwer etwas sagen, sie werden im einzelnen Fall stark von den Gründungsverhältnissen und von der Geländelage abhängen. Es dürfte aber bei dem vorliegenden allgemeinen Vergleich nicht zuungunsten der Unterwasserschleusen gerechnet sein, wenn man diese Mehraufwendungen durch Erhöhung der Raumzahl um eine Einheit von 2,2 auf 3,2 in den Vergleichswerten zum Ausdruck bringt.

8. Den Verdrängerschleusen haftet ohne Ausnahme der Nachteil an, daß die Verdrängerbecken mit lotrechten Seitenwänden und teilweise sehr stark vertiefter Sohle hergestellt werden müssen. Hierdurch tritt ein erheblicher Mehraufwand gegenüber den Tauchschleusen ein, bei welchen die Oberwasserhaltung auch das Verdrängerbecken bildet. Sieht man von dem Erfordernis der Verdrängerbecken ab, so erfüllen auch die lediglich auf Wasserwirkung abgestellten Verdrängerschleusen das Gesetz der 4 Raumeinheiten, wenn sie zweckmäßig angeordnet sind.

α) Bei der Schnappschen Schleuse trifft das letztere allerdings nicht zu. Bezeichnet man mit F die Verdrängerfläche des Schwimmers, mit f die Fläche der Schleusenkammer von der Schleusungshöhe h , mit m die Zahl der Belastungskammern und Gegenbehälter, welche die theoretische Füllhöhe s und die theoretische Bauhöhe $H = m \cdot s$ haben mögen, so ergeben sich mit der Verhältniszahl $n = \frac{F}{f}$ folgende Beziehungen:

$$\begin{aligned} \text{Höhenweg des Schwimmers} &= 2s, \\ \text{Eintauchung des Schwimmers} &= h + 2s \\ F \cdot 2s &= f \cdot h \text{ oder } 2n \cdot s \cdot f = f \cdot h \\ & \qquad \qquad \qquad h = 2n \cdot s, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Verdrängung} &= \text{Belastung (des Schwimmers)} \\ \gamma \cdot F \cdot (h + 2s) &= \gamma \cdot F \cdot m \cdot s \\ \underline{m} &= \frac{h + 2s}{s} = \underline{2(n + 1)}, \end{aligned}$$

Raumeinheit $Q_1 = f \cdot h = 2n \cdot s \cdot f$,
Gesamtraum der Belastungskammern und Gegenbehälter ohne Verdrängerbecken

$$\begin{aligned} Q &= Q_1 + 2F \cdot m \cdot s \\ &= 2n \cdot s \cdot f + 2n \cdot f \cdot 2(n + 1) \cdot s \\ &= 2n \cdot s \cdot f(1 + 2[n + 1]) \\ &= 2n \cdot s \cdot f(2n + 3), \end{aligned}$$

Raumzahl (ohne Verdrängerbecken)

$$\underline{z} = \frac{Q}{Q_1} = \frac{2n \cdot s \cdot f(2n + 3)}{2n \cdot s \cdot f} = \underline{2n + 3},$$

Raum des Verdrängerbeckens $Q' = F(h + 2s)$

$$\begin{aligned} Q' &= n \cdot f(2n \cdot s + 2s) = 2n \cdot f \cdot s(n + 1) \\ Q + Q' &= 2n \cdot s \cdot f(3n + 4), \end{aligned}$$

Raumzahl (mit Verdrängerbecken) $\underline{z}' = \frac{Q + Q'}{Q_1} = \underline{3n + 4}.$

Bei der Schnappschen Schleuse wächst somit die Zahl der Kammern und die Raumzahl mit zunehmender Verhältniszahl n , und die Gesetzmäßigkeit ist nur erfüllt für $n = 0,5$, d. h. wenn der Schwimmer nur die halbe Grundfläche der Schleuse erhält. In diesem Fall müßte aber das Schwimmerbecken um einen Betrag von mehr als

$$2s = \frac{h}{n} = \frac{h}{0,5} = \underline{2h}$$

unter die Unterwasserhöhe der Schleuse vertieft werden.

Für $n = 1$ erhält man $z = 5; z' = 7; 2s = h;$

$n = 2$ „ „ $z = 7; z' = 10; 2s = \frac{h}{2}.$

Die Unwirtschaftlichkeit der Schnappschen Verdrängerschleuse ist damit auch zahlenmäßig nachgewiesen.

β) Die doppelte Schleusentreppe von Schneiders ergibt ohne Verdrängerbecken die gesetzmäßige Raumzahl $z = 2$, mit Verdrängerbecken $z' = 3$.

γ) Die einfache Proetelschleuse mit Preßluftbetrieb hat die Raumzahl $z = 3\frac{1}{3}$ ohne Becken und $z' = 3\frac{1}{3} + \frac{3}{4} = 4\frac{1}{12}$ mit Becken, für die doppelte erhält man $z = 1\frac{2}{3}, z' = 2\frac{1}{24}$, die Ersparnisse von $\frac{2}{3}$ bzw. $\frac{1}{3}$ werden durch Verwendung von pendelnder Druckluft erreicht.

δ) Bei den Proetelschleusen mit festem Verdränger wird schon eine maschinelle Einrichtung zu Hilfe genommen, sie folgen der Gesetzmäßigkeit nicht mehr.

Für die Einzelschleuse ergibt sich, wenn man die Gegengewichte mit der Raumeinheit 1 mitrechnet, aber die Hebel außer Betracht läßt, $z = 4, z' = 6$, für die Doppelschleuse $z = 3, z' = 5$.

Man gelangt also zu folgender Übersicht I über die Raumzahlen:

Übersicht I.

O. Z.	Schleusenart	Einfache Schleusen		Gekuppelte Doppelschleusen		Bemerkungen
		z_1	z_1'	z_2	z_2'	
1a	Einfache Kammer-schleuse ohne Sparbecken . .	1,00	1,00	—	—	
1b	mit Sparbecken . .	1,75	1,75	—	—	bei 75 % Wasserersparnis
2a	Doppelte Kammer-schleuse ohne Sparbecken . .	—	—	1,00	1,00	nicht gekuppelt
2b	mit Sparbecken . .	—	—	1,75	1,75	bei 75 % Wasserersparnis
3	Tauchschleuse Menickheim . . .	2,26	2,96	2,26	2,96	
4	Tauchschleuse mit festem Gegenbehälter	3,00	3,74	—	—	
5	Tauchschleuse mit Tauchschwimmer .	4,00	4,74	—	—	
6	Zwillingstauschschleuse	—	—	2,00	2,74	
7	Unterwasserschleusen	3,20	3,50	3,20	3,50	nicht gekuppelt
8	Verdrängerschleusen .	—	—	—	—	
α	Bauweise Schnapp .	5,00 7,70	7,00 10,00	—	—	für $n = 1$ „ $n = 2$
β	Bauweise Schneiders	—	—	2,00	3,00	
γ	Bauweise Proetel mit Preßluftbetrieb . .	3,33	4,08	1,66	2,04	
δ	Bauweise Proetel mit festem Verdränger	4,00	6,00	3,00	5,00	

Die erhöhten Werte z' für die Tauchschleusen sollen dem Umstand Rechnung tragen, daß die Unterwassersohle vertieft werden muß, um den Raum zu schaffen für die Gegenbehälter. Beim Tauchtrog von Menickheim hängt die Größe der Vertiefung im Verhältnis zur Raumeinheit ab von der Höhe des Schleusengefalles im Verhältnis zur Unterwassertiefe. Bei den untertauchenden und untergetauchten Schleusen kommt als Vertiefung das Maß in Frage, um welches die Pendelwasserbehälter höher sind als die Unterwassertiefe, bzw. um welches die Unterkante Trogsohle in Unterwasserstellung unter der Unterwassersohle liegt.

Für die Beurteilung der Raumzahlen und ihre Abwägung gegeneinander ist noch folgendes zu beachten:

Die Zahlen sind nur theoretische Werte und erfassen die zur Herstellung der einzelnen Schleusenarten erforderlichen Aufwendungen nicht vollständig und nicht in gleichem Maße. Bei allen Kammerschleusen fehlen die Aufwendungen für das Grundbauwerk bis zur Höhe des Unterwasserspiegels und für die beiderseitigen Häupter. Bei den Verdrängerschleusen kommt ferner das Grundbauwerk des oder der Verdrängerbecken bis zur Unterkante der Belastungskammern, also namentlich für die Schwimmkammern, dazu sowie der Mehraufwand, der durch Abmessungen der Wände und Decken der Verdränger und den erforderlichen Spielraum zwischen den Verdrängern und ihren Becken bedingt ist. Bei den Tauchschleusen sind noch zu berücksichtigen die Kosten für den Haltungsabschluß, für die Trogtore, für die Führungen und Verbindungsleitungen sowie für die Herstellung der Sohle und Wände des Tauchbeckens.

Versucht man diese zusätzlichen Erfordernisse gegeneinander abzuschätzen, so wird man bei mittelguten Gründungsverhältnissen die Kosten für die Grundbauwerke und Häupter der Schleusenkammern, für die Grundbauten der Verdrängerbecken und für die erforderlichen Leitungen annähernd gleichsetzen dürfen den Kosten für den Haltungsabschluß und die Tore der Tauchschleusen einschließlich der Führungen und Verbindungs-

leitungen und der Kosten für die Sohle und Wände des Tauchbeckens. Da die darüber hinausgehenden Aufwendungen für das erhöhte Trogbecken der Unterwasserschleusen durch Erhöhung der Raumzahl um eine Einheit schon berücksichtigt sind, so dürfen die Raumzahlen als eine einheitliche Grundlage zur überschlägigen Beurteilung der verschiedenen Schleusenarten angesprochen werden, wenn die zugrunde gelegte Raumeinheit bei allen Schleusenarten die gleiche ist, d. h. wenn die Schleusungswassermenge bei der Schiffsbeförderung in der Kammerschleuse der bei der Tauchschleusung im Oberwasser verdrängten Wassermenge gleichkommt.

Nimmt man folgende Werte als gegeben an: lichte Weite der Schleusenammer

- und des Schwimmtröges $b = 12,0$ m
- Wandstärken des Schwimmtröges $d = 0,8$ „
- Deckenstärke „ „ $e = 1,0$ „
- lichte Höhe „ „ $h' = 6,0$ „

so ergibt sich bei einem Gefälle h und der nutzbaren Kammer- bzw. Troglänge l die Raumeinheit

zu $Q_{1k} = 12,0lh$ für die Kammerschleuse,
 $Q_{1t} = 13,6lh$ für die Trogschleuse

und der Verhältniswert $r = \frac{Q_{1t}}{Q_{1k}} = \frac{13,6}{12,0} = 1,13$.

Dabei ist zugunsten der Kammerschleuse ihre nutzbare Länge gleich derjenigen des Schwimmtröges gesetzt.

Gleiche Raumeinheiten erhält man aus der Gleichung

$$r = \frac{(b + 2d)(h' + e)}{b \cdot h} = 1 \text{ für } h = \frac{13,6 \cdot 7}{12} = 7,9 \text{ m.}$$

Bei einem Schleusengefälle $h = 15$ m erhält man

$$\frac{Q_{1k}}{Q_{1t}} = \frac{12 \cdot 15}{13,6 \cdot 7} = 1,89,$$

d. h. die Raumeinheit für die Kammer- und Verdrängerschleusen ist 1,89mal so groß zu nehmen wie für die Unterwasser- und Tauchschleusen. Zu den ersteren ist in diesem Fall auch die Menickheimschleuse zu rechnen.

Unter den gemachten Voraussetzungen sind demnach die Raumzahlen der Übersicht I ohne weiteres auf das Grenzgefälle von 7,9 m anzuwenden. Für ein Gefälle von 15 m ergibt sich die folgende

Übersicht II.

O. Z.	Schleusenart	Einfache Schleusen		Gekuppelte Doppelschleusen		Bemerkungen
		z_1	z_1'	z_2	z_2'	
1a	Einfache Kammer- schleuse ohne Sparbecken . . .	1,89	1,89	—	—	
1b	mit Sparbecken . . .	3,30	3,30	—	—	bei 75% Wassersersparnis
2a	Doppelte Kammer- schleuse ohne Sparbecken . . .	—	—	1,89	1,89	
2b	mit Sparbecken . . .	—	—	3,30	3,30	Schleusen nicht gekuppelt
3	Tauchschleuse Menickheim	4,28	5,60	4,28	5,60	
4	Tauchschleuse mit festem Gegenbehälter	3,00	3,74	—	—	
5	Tauchschleuse mit Tauchschwimmer . . .	4,00	4,74	—	—	
6	Zwillings- tauchschleuse	—	—	2,00	2,74	
7	Unterwasserschleusen	3,20	3,50	3,20	3,50	nicht gekuppelt
8	Verdrängerschleusen .	—	—	—	—	
α	Bauweise Schnapp . . .	9,45	13,23	—	—	für $n = 1$
		13,23	18,90	—	—	" $n = 2$
β	Bauweise Schneiders . .	—	—	3,78	5,67	
γ	Bauweise Proetel mit Preßluftbetrieb . . .	6,30	7,72	3,15	3,86	
δ	Bauweise Proetel mit festem Verdränger	7,56	11,34	5,67	9,45	

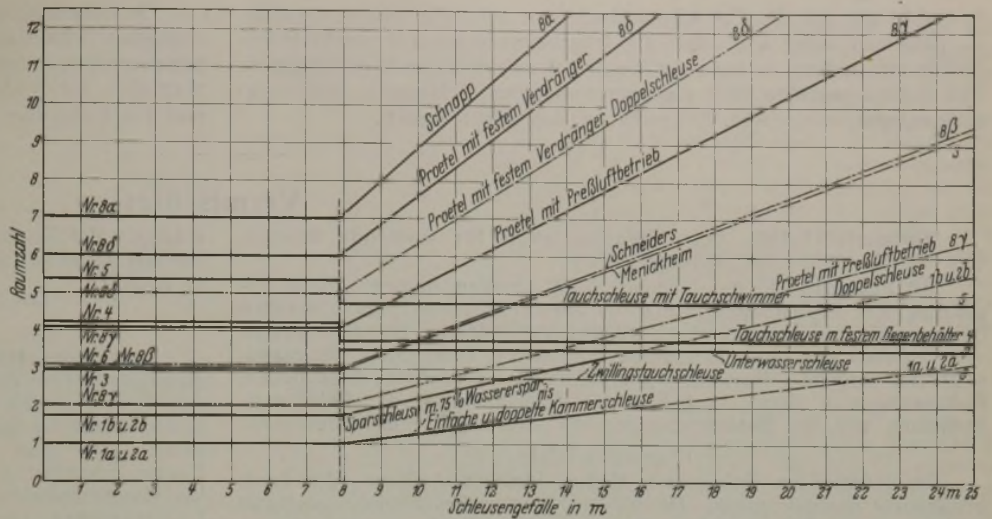


Abb. 22. Darstellung der Raumzahlen.
 Graphischer Vergleich der Verdränger- und Schwimmtrögschleusen.

Aus den vorstehenden Betrachtungen lassen sich folgende Schlussfolgerungen ziehen:

1. Für Gefälle, die kleiner sind als 3 m, werden zweckmäßig die Tauchschleusen als offene Schwimmtröge ausgeführt¹⁴⁾. Unterwasserschleusen kommen überhaupt nicht in Frage. Die Raumziffern sind in diesem Fall für alle Gefälle aus der Übersicht I zu entnehmen, jedoch sind die Werte unter O. Z. 4 bis 6 noch mit der Verhältniszahl $r = 1,13$ zu vervielfachen.

Die Wertigkeit der einzelnen Tauchschleusenarten ergibt sich dann bei den einfachen Schleusen entsprechend dem Vollkommenheitsgrad der Schleusung. Die Verdrängerschleusen scheiden aus mit Ausnahme von O. Z. 8 γ , die der Zahl nach annähernd mit O. Z. 4 zusammenfällt, im Betriebe aber nicht den Vollkommenheits- und Sicherheitsgrad aufweist wie O. Z. 5.

Bei den Doppelschleusen steht die Proetelschleuse O. Z. 8 γ an erster Stelle. Die Ziffern der O. Z. 8 γ , 3 und 6 liegen nahe beisammen. Rein zahlenmäßig erscheint hier die Bauweise Schneiders für eine doppelte Schleusentreppe noch wettbewerbsfähig, die tiefen Grundbauwerke werden in Wirklichkeit das Bild zu ihren Ungunsten ändern. Bei dem geringen Unterschied der Raumzahlen wird bei den gekuppelten Doppelschleusen mit niedrigem Gefälle nur durch eingehendere Entwurfsbearbeitungen entschieden werden können, welche Schleusenart am zweckmäßigsten anzuwenden ist, wobei die Gründungsverhältnisse von wesentlichem Einfluß sein dürften!

2. Bei Schleusengefällen zwischen 8 und 15 m sind die Wertigkeitszahlen nach den Übersichten I und II zu beurteilen. Bei den einfachen Schleusen erreicht die Proetelschleuse O. Z. 8 γ , für $h = \frac{4,74}{4,06} \cdot 7,9 = 9,2$ m die Raumzahl von O. Z. 5 und scheidet von hier ab aus. Für die Tauchschleuse O. Z. 3 liegt das zahlenmäßige Grenzgefälle höchstens bei $h = \frac{3,74}{2,96} \cdot 7,9 = 10,0$ m, wo schon die Tauchschleuse O. Z. 4 mit dem nächsthöheren Vollkommenheitsgrad erreicht ist. Die Unterwasserschleusen sind rein zahlenmäßig den Tauchschleusen mit Tauchschwimmer überlegen, indes bedarf die angesetzte Raumzahl für die Unterwasserschleusen noch der Nachprüfung.

Bei den gekuppelten Doppelschleusen erscheint die Proetelschleuse O. Z. 8 γ mit der Zwillings-
tauchschleuse noch wettbewerbsfähig bis zum Gefälle $h = \frac{2,74}{2,04} \cdot 7,9 = 10,6$ m. Von da ab beherrscht die Zwillings-
tauchschleuse das Feld. Sie ist aber weniger leistungsfähig als die Unterwasserschleusen, die nicht gekuppelt sind und daher eine größere Bewegungsfreiheit und trotz des schwierigeren Schließens am Oberhaupt eine geringere Schleusungszeit haben. Immerhin dürfte die Kuppelung zweier Tauchschleusen weniger nachteilig sein als die von offenen Kammerschleusen, weil die Unterwasserfahrt sehr rasch vollzogen werden kann und bei dem geringen Arbeitsaufwand Leerfahrten nur geringe Verluste bedeuten.

Auch im Vergleich zur Sparschleuse mit 75% Wassersersparnis zeigt sich die Überlegenheit der Zwillings-
tauchschleuse. Schon bei einem Gefälle von 12,5 m weist die Sparschleuse mit 75% Ersparnis die gleiche

¹⁴⁾ Die Anwendung der Tauchschleuse O. Z. 5 und 6 mit oben offenem Trog erfordert bei wechselnden Wasserständen der Haltungen besondere Anordnungen hinsichtlich des Tauchbeckens, über die gelegentlich Näheres mitgeteilt werden soll.

Raumzahl auf wie die Zwillingstauchschleuse mit voller Wasserersparnis. — Läßt man außer acht, daß die Trogabmessungen mit wechselndem Gefälle sich ändern, so kann der Wechsel der Raumzahlen in Abhängigkeit vom Schleusengefälle für die angenommenen Schleusen- und Trogabmessungen, wie in Abb. 22 geschehen, dargestellt werden.

Vermischtes.

Ministerial-Erlaß, betr. Standfestigkeit für fliegende Bauten, vom 13. Mai 1929. II C 1540/29.

Mit Rücksicht auf die Eigenart der fliegenden Bauten wird in Ergänzung der Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen vom 24. Dezember 1919 und über zulässige Beanspruchungen von Flußstahl usw. vom 25. Februar 1925 für die Berechnung der Standsicherheit fliegender Bauwerke, wie Karussells, Schaukeln, Schaubuden, Zirkusanlagen u. dergl. bezüglich der Eigengewichte, der Belastungsannahmen und der Beanspruchungen der Bauteile folgendes bestimmt:

1. Eigengewichte.

Für lufttrockene Hölzer, wie Kiefer, Fichte und Tanne, die durch geeigneten Anstrich gegen das Eindringen von Feuchtigkeit geschützt sind, ist, wenn nicht besonderer Nachweis geführt wird, als Durchschnittsgewicht 550 kg/m^3 einzusetzen.

2. Belastungen.

a) Nutzlasten. Für Treppen, Podeste, Fußböden ist, falls eine Ansammlung von Schaulustigen ohne weiteres möglich ist, eine Belastung von 400 kg/m^2 zugrunde zu legen. In den Fällen (z. B. bei Schaukeln), wo die Belastung nur durch Einzelpersonen erfolgen kann, sind 75 kg/Person anzunehmen. Bei abgegrenzten Zu- und Abgängen ist eine Belastung von mindestens zwei Personen, also 150 kg/ld. m , einzusetzen. Diese zulässigen Belastungen sind an sichtbarer Stelle und in dauerhafter Schrift durch Aushang bekanntzugeben.

b) Winddruck. Bei niedrigen Bauwerken kann ausnahmsweise bei geschützter Lage bei der Untersuchung der einzelnen Bauteile ein Winddruck (Wo) von 75 kg/m^2 angenommen werden. Bei größeren Bauwerken, wie Zirkusanlagen, sind die Bestimmungen unter Cc 3 der Belastungsbestimmungen zu beachten.

Für die Berechnung der Standsicherheit gegen Kippen, die je nach örtlichen Verhältnissen 1,5- bis 2,0fach betragen muß, und der Verankerung, die umfassend zu untersuchen ist, wird stets ein Winddruck von 125 kg/m^2 anzunehmen sein.

3. Zulässige Beanspruchungen.

a) auf Zug und Biegung. Für Holz (Kiefer, Tanne, Eiche) gelten bei ruhender Belastung die zulässigen Beanspruchungen entsprechend II b Ziffer 1 der Belastungsbestimmungen. Bei Stoßwirkung und starker Abnutzung ermäßigen sich diese Werte um 20 %.

Für Stahl (St 37) und hochwertigen Stahl (St 48) gelten bei ruhender Belastung die Beanspruchungen entsprechend B Ziffer 1 und 2 der Bestimmungen vom 25. Februar 1925. Bei Stoßwirkung und starker Abnutzung ermäßigen sich diese Werte ebenfalls um 20 %.

Die Beanspruchung für St 37 und St 48 kann entsprechend B Ziffer 3 der vorgenannten Bestimmungen bei der Berechnung der Aufhängung der Sitze an das Traggerüst der Schaukel, Karussell u. dergl. gesteigert werden, wenn bei doppelter Befestigung im Falle eines Bruches eine von diesen selbständig wirken kann.

b) auf Druck. Für Holz ist bei ruhender Belastung nach Euler die 7fache, bei Stoßwirkung und starker Abnutzung die 10fache Sicherheit nachzuweisen. Sonst gilt II b Ziffer 1 der Belastungsbestimmungen sinngemäß der vorstehenden Ziffer 3a.

Für St 37 und St 48 gelten sinngemäß ebenfalls die Höchstbeanspruchungen gemäß Ziffer 3a.

Der Schlankheitsgrad λ kann abweichend von C I Ziffer 3 der Bestimmungen vom 25. Februar 1925 bei ruhender Belastung oder bei schwacher Stoßwirkung bis 250 gewählt werden. Bei ausgesprochener Stoßwirkung dagegen verbleibt es beim Höchstwert $\lambda = 150$.

Die Tabelle unter C II erfährt in lfd. Nr. 1, 3 und 4 folgende Ergänzung:

Schlankheitsgrad λ	Knickzahl ω	$\frac{J \omega}{J \lambda}$	Schlankheitsgrad λ	Knickzahl ω	$\frac{J \omega}{J \lambda}$
160	6,05	0,073	210	10,43	0,097
170	6,83	0,078	220	11,44	0,101
180	7,66	0,083	230	12,51	0,107
190	8,53	0,087	240	13,62	0,111
200	9,46	0,093	250	14,78	0,116

c) Wechselbeanspruchung auf Zug und Druck. Für Holz St 37 und St 48 sind die Beanspruchungen sinngemäß wie bei Stoßwirkung usw. maßgebend.

Die vorstehenden Erleichterungen sind nur zulässig, wenn die verwendeten Baustoffe einwandfrei beschaffen sind, die statische Berechnung für die ungünstigste Belastung unter Berücksichtigung eines etwa vorhandenen außermittigen Kraftangriffs durchgeführt ist und die einzelnen Bauteile vor jeder Neuaufstellung daraufhin untersucht werden, ob sie infolge des Transportes oder der Abnutzung nicht ausgewechselt werden

Die Abbildung gibt ein anschauliches Bild von der Wertigkeit der betrachteten Schleusenarten und läßt deutlich erkennen, daß für größere Schleusenstufen Verdrängerschleusen nicht mehr in Frage kommen, daß aber auch die Sparschleusen an Wirtschaftlichkeit von den Unterwasser- und Tauchschleusen weit übertroffen werden.

müssen. Bei Neuanlagen ist die doppelte Befestigung (s. Ziff. 3a), deren Verbindungsmittel gegen Lockerung zweckmäßig zu sichern sind, stets zu fordern.

Der preußische Minister für Volkswohlfahrt.
I. V.: Scheidt.

Technische Hochschule Darmstadt. Am 6. Juli d. J. findet die diesjährige Hauptversammlung der Vereinigung von Freunden der Technischen Hochschule statt. Die technischen Vorträge sind in den Dienst der Schweißtechnik gestellt. Reichsbahnoberrat M. Füssel, Berlin, wird über „Schweißverbindungen im Stahlbau“ und Dipl.-Ing. Falck, Frankfurt a. Main, über „Anwendung der Lichtbogenschweißung im Maschinenbau“ sprechen. Außerdem findet ein Vortrag von Prof. Luchtenberg, Darmstadt, über „Kultur und Technik“ statt.

An dieser Tagung können auch frühere Studierende der Technischen Hochschule teilnehmen, wenn sie Mitglieder der Vereinigung sind. Frühere Studierende, die noch nicht Mitglied sind, werden gebeten, sich wegen Auskunft und Aufnahme an Prof. Dr. Berl oder Prof. H. Kayser, Darmstadt, zu wenden.

Tagung des Asphalt-Ausschusses der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau (Stufa) am 15. März in Essen. Der Obmann des Ausschusses, Prof. Dr.-Ing. Neumann, Stuttgart, eröffnete die stark besuchte Tagung mit dem Hinweis, daß der Wert oder Unwert von Straßenbefestigungen sich erst nach längeren Beobachtungszeiten herausstellen, daß aber nunmehr ein etwa fünfjähriger Zeitraum seit Einführung der neuzeitlichen Straßenbauweisen vorliegt, der gewisse Erfahrungen gezeitigt hat. Die mit Asphalt hergestellten neuen Bauweisen haben dabei gut abgeschnitten, wie zu erwarten war, da in Nordamerika etwa 180 000 000 m² Walzasphalt liegen und eine Stadt wie Detroit, das größte Kraftwagenzentrum der Welt, seine Straßen fast nur mit Asphalt ausbaut. Unter diesen Umständen ist es an der Zeit, die Bedeutung des Asphaltstraßenbaues in der Gegenwart einmal öffentlich zu behandeln.

Als erster Redner sprach Prof. Dr. Obst von der Technischen Hochschule Hannover über die Entwicklung der Weltwirtschaft und die Erdölindustrie. Er entwickelte den Weg von der Familienwirtschaft zur Volkswirtschaft und zur einpoligen europazentrischen Weltwirtschaft, die nach dem Kriege durch die Herausbildung mehrpoliger Weltwirtschaften, indem auch die Rohstoffländer zur Verarbeitung übergegangen sind, in ihrer Bedeutung zurückgedrängt ist. Die wünschenswerte Vereinigung der verschiedenen Großraumwirtschaften steht noch in weitem Felde, wofür Redner den Kampf um die Rohstoffe, wie Baumwolle, Kautschuk und Erdöl, durch zahlenmäßige Behandlung mit Tafeln anführte. Da Deutschland zur Beschäftigung seiner Industrie und für seine Eigenbedürfnisse auf ausländische Rohstoffe angewiesen ist, ist der einzige gegebene Weg, die Rohstoffe einzuführen und sie im Inlande zu veredeln. Am Beispiele des Erdöles behandelt, empfiehlt es sich, das Rohöl einzuführen, daraus die für uns und für die Ausfuhr notwendigen Mineralöle herzustellen und den dabei als Abfallerzeugnis anfallenden Asphalt im Straßenbau auszunutzen. Gegen die Verwendung des Asphaltes kann also auch vom nationalwirtschaftlichen Standpunkte nichts eingewendet werden. Der Redner fand für seine überzeugenden, in packender Form vorgetragenen Ausführungen reichen Beifall der Versammlung. Der Obmann machte darauf bekannt, daß der Asphalt-Ausschuß beschlossen habe, bei der Stufa zu beantragen, daß sie sich für die Zulassung von Auslandsanleihen für den Straßenbau als werbende Anlagen einsetzen wolle.

Stadtbaurat Wiethoff aus Hamborn als nächster Redner zeigte am Straßenbauwirtschaftsplan der Stadt Hamborn, welche Aufgaben im Straßenbau heute zu lösen sind, wie sich die Anforderungen, besonders im Industriegebiet verändert haben, und daß die Asphaltbauweisen für die Verkehrsstraßen sich technisch und wirtschaftlich den anderen überlegen erwiesen haben.

Zu demselben Ergebnis kam auch Baurat Waldhausen aus Hamburg, der am Beispiel dieser Großstadt die Richtlinien für den Straßenbau entwickelte, die materialtechnischen Eigenschaften des Asphaltes behandelte und nachwies, daß das zurzeit dringende Problem in Hamburg, der Ersatz von 1,64 Mill. m² polygonales Kopfsteinpflaster, wirtschaftlich nur mit Walzasphalt gelöst werden kann.

Stadtbaurat i. R. Fleck aus Dresden sprach dann für den verhinderten Prof. Dr. Gräfe über Art und Herstellung der Kaltasphaltemulsion und ihre Verwendung im Straßenbau nach den verschiedenen Verfahren. Seine Ausführungen wurden durch zahlreiche Lichtbilder und am Schluß durch einen Film anschaulich erläutert.

Diese drei Vorträge gaben einen nachhaltigen Überblick über die bisherige Anwendung des Asphaltes im Straßenbau und führten zu der Erkenntnis, daß Asphalt schlechterdings nicht mehr entbehrt werden kann, wenn wir in Deutschland zu geordneten Verhältnissen im Straßenwesen kommen wollen.

Den letzten Vortrag hatte der Obmann übernommen, der sich mit einigen Ergebnissen der Arbeiten in der Versuchsanstalt für Straßenbau an der Technischen Hochschule Stuttgart befaßte. Ausgangspunkt seiner

Betrachtung war die Bedeutung des Füllstoffes in dem Aufbau der Kunstasphaltbeläge. Nach den Feststellungen der V. A. St. übt der Füller je nach seiner Feinheit und Anteil an der Mischung eine gesetzmäßige Erhöhung der Temperatur des Erweichungspunktes bzw. Tropfpunktes aus, bei der die Eigenschaften des Asphaltes eine Rolle spielen. Das Verfahren kann auch als Beurteilungsmaßstab für die Kohäsion der Asphalte dienen. Von Wert für den Aufbau der Kunstasphaltbeläge ist ferner die Absorptionskraft der verschiedenen Gesteine, die noch nicht genügend untersucht worden ist. Auf jeden Fall scheint die notwendige Asphaltmenge für eine brauchbare Decke, die vor allem nicht schiebt und keine Eindrücke erhält, nicht nur von der Ausfüllung der Hohlräume, sondern von Art und Menge des Füllers, erforderlichen Temperaturerhöhung und Absorption des verwendeten Gesteins abhängig zu sein. Auch die amerikanische Forschung verfolgt diese Wege.

Am nächsten Tage wurde eine Fahrt zur Besichtigung der in den letzten Jahren angelegten Asphaltstraßen im Industriegebiet unternommen, die über Gelsenkirchen, Bochum, Recklinghausen, Sterkrade, Hamborn nach Essen führte und einen wertvollen Einblick in die umfangreichen Straßenbauten der letzten Jahre und die erzielten Fortschritte gestattete. N.

Ausgleichbehälter für die Wasserversorgung in Cincinnati. Für die Wasserversorgung der Stadt Cincinnati, Ohio, wurden nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 14. März 1929 in der Zeit von 1911 bis 1927 eine Reihe von Ausgleichbehältern in Beton und Stahl für die einzelnen Versorgungsgebiete der Stadt errichtet. Das Versorgungswasser wird mittels einer Pumpenanlage aus dem Ohio-Fluß entnommen. Die zuletzt in den Jahren 1926/27 auf dem Airy-Hügel errichtete Anlage besteht ebenso wie die älteren Bauwerke aus einer Gruppe von zylindrischen, nebeneinander stehenden Behältern, die bei dieser Ausführung in interessanter Weise aus mit Beton ummantelten Stahltafeln gebildet sind. Die einzelnen Behälter dieser Gruppe haben Durchmesser von 15,24, 7,61 und 6,70 m und eine Höhe von 23 m. Sie stehen in geringem Abstände, von einer Betonfüllung gestützt, auf einem gemeinsamen Betonfundament. Abb. 1 zeigt den Grundriß der Anlage. In den Zwischenräumen der Behälter, also in dem Füllbeton, sind Stahlrohre von kleinem Durchmesser zur Betonersparnis eingefügt. Eins dieser Rohre dient als Überlauf.

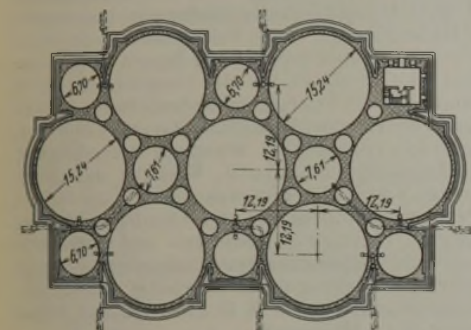


Abb. 1.

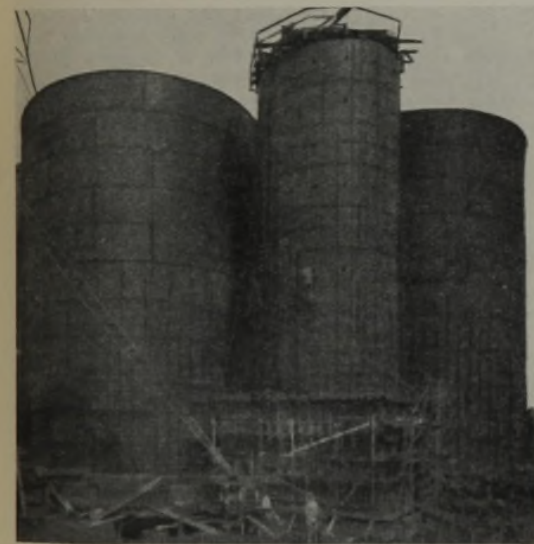


Abb. 2.

Die Außenflächen der Behältergruppe sind mit Stahlgeflecht ummantelt, das an den Stahlplatten durch Schweißung befestigt und danach mit Spritzbeton beworfen wurde. Zwischen den Behältern konnte dann ohne Schalung der Füllbeton der Wände eingebracht werden.

Abb. 2 veranschaulicht die Stahlmängel der Behälter und die daran befestigte Eisenbewehrung. — Der Bau wurde von der Hodges Construction Company ausgeführt. Zs.

Tagung der Hafentechnischen Gesellschaft in Dresden am 10. und 11. Mai.

Die Tagung wurde am Freitag, den 10. Mai, mit einer geschäftlichen Sitzung eröffnet, an die sich die eigentliche Hauptversammlung anschloß. In der geschäftlichen Sitzung wurde beschlossen, daß die Hauptversammlungen künftig nur alle zwei Jahre stattfinden sollen, die nächste im Jahre 1931 in Emden in Verbindung mit einem Besuche des Königl. Instituts van Ingenieurs im Haag und einer Besichtigung der Bauarbeiten an der Zuider See und des Hafens von Amsterdam.

In der Hauptversammlung widmete der Vorsitzende dem kürzlich verstorbenen Ehrenvorsitzenden der Gesellschaft, dem Prinzen Heinrich von Preußen, einen warmen Nachruf und überreichte dann dem Geheimrat Prof. Dr.-Ing. e.h.r. Hubert Engels in Dresden als „dem verdienten Alt-

meister des Wasserbaues, dem hervorragenden akademischen Lehrer und Forscher, dem ausgezeichneten Fachschriftsteller und dem Begründer deutscher Wasserbaulaboratorien“ die Ehrenurkunde der Gesellschaft. Im Anschluß daran wurden technisch-wissenschaftliche Vorträge gehalten.

Zunächst sprach Ministerialrat Dr.-Ing. e.h.r. Sorger über die sächsische Elbe, ihre Häfen und Umschlagstellen. Er führte aus, daß die planmäßige Regelung der Elbe vor mehr als 100 Jahren begonnen worden sei. Die Niedrigwasserregelung habe auf der Strecke von der Reichsgrenze bis zur Saalemündung eine Wassertiefe von 1,10 m unter dem niedrigsten Wasserstande zum Ziele. Auf der 119 km langen sächsischen Elbstrecke sei die Regelung auf eine Länge von 26 km bereits durchgeführt. Der Vortragende teilte über die Ausnutzung der Fahrwassertiefe mit, daß in den Jahren 1920 bis 1927 bei einer jährlichen Schifffahrtsdauer von durchschnittlich 326 Tagen mit voller Ladung beladen werden konnten Schiffe mit einer Tragfähigkeit:

von 1000 t an	145 Tagen
„ 600 t „	169 „
„ 300 t „	203 „

Nach Durchführung der Niedrigwasserregelung auf die Tiefe von 1,10 m würden die angegebenen Zahlen der Tage auf 206, 233 und 272 wachsen.

Weiter wurden die früher von der sächsischen Staatsbahn betriebenen Umschlaghäfen, nämlich der Alberthafen und der Hafen Dresden-N. in Dresden, sowie der Hafen in Riesa besprochen. Sachsen hat bei dem Übergang der Eisenbahnen auf das Reich diese Häfen zurückbehalten. Es verhandelt zurzeit über die Übernahme der Betriebsführung der Hafenanlagen dieser Häfen durch die Reichsbahn und beabsichtigt, wenn diese — offenbar recht schwierigen — Verhandlungen zu dem gewünschten Ergebnis geführt haben, den gesamten Betrieb der Häfen an eine Hafene Betriebsgesellschaft zu verpachten, die unter Beteiligung des Staates, der Städte Dresden und Riesa und der beteiligten Wirtschaftskreise unter Wahrung des öffentlichen Charakters der Häfen gegründet werden soll.

Interessant war der Hinweis, daß die Reichsbahn die tarifarischen Vergünstigungen, die die sächsische Staatsbahn den Häfen gewährt hat, hat fallen lassen und daß infolgedessen der Umschlag von Gütern, die früher aus Bayern und dem Erzgebirge mit der Bahn ankamen und in den genannten Häfen umgeschlagen wurden, um auf dem Wasserweg weiter zu gehen, völlig zum Stillstande gekommen ist. Wie bekannt, hat sich auch im Hamburger Hafen im Verkehr mit dem Binnenlande der Anteil der Elbschifffahrt, der früher rd. $\frac{3}{5}$ der Summe von Flußschiff- und Bahnverkehr betrug, auf rd. $\frac{2}{5}$ ermäßigt.

Der Vortragende streifte dann kurz die Änderungen, die sich im Elbverkehr voraussichtlich aus der Durchführung des Mittellandkanales ergeben werden, und erwähnte auch weitere Wasserstraßenpläne. Die wenig hoffnungsvolle wirtschaftliche Lage der Binnenschifffahrt, die nicht nur unter ungewöhnlich ungünstigen Wasserverhältnissen, sondern auch unter dem Wettbewerb der Reichsbahn schwer leidet, könne wahrscheinlich stark gemildert werden, wenn auch in der Binnenschifffahrt durch verständnisvolles Zusammenarbeiten und Zusammenschließen der Betriebe eine bessere Ausnutzung der Betriebsmittel, eine Herabsetzung der Betriebskosten und ein höherer Grad der Wirtschaftlichkeit erreicht werde.

Elbstrombaudirektor Dr.-Ing. e.h.r. Zander in Magdeburg sprach über die Elbe im preußischen Staatsgebiet. Er wies besonders darauf hin, daß für die Hochwasserführung der Elbe der Rückstau nach der Havel von großer Wichtigkeit sei, aus deren Niederungen das Hochwasser erst allmählich wieder in die Elbe zurückflösse. Die Strombauarbeiten an der preußischen Elbstrecke hätten vor fast 150 Jahren begonnen, sie hätten aber nicht einheitlich durchgeführt werden können, da am Elblauf eine ganze Reihe von Ländern beteiligt sei. Durch die Elbschiffahrtsakte von 1821 und ihre Additionalakte von 1844 sei eine gewisse Grundlage für einheitliche Strombauarbeiten geschaffen worden. Damals sei das Ziel der Elbregelung auf eine Wassertiefe von 94 cm unter dem niedrigsten Wasserstand festgesetzt worden. Umfassende und wirksame Arbeiten seien aber erst seit 1866 ermöglicht worden, als nach Übernahme von Hannover und Lauenburg durch Preußen in Magdeburg die Elbstrombauverwaltung errichtet worden sei.

Die Regelung sei zunächst durch Ausbau des Mittelwasserbettes in Angriff genommen, und zwar seien fast durchweg Buhnen, nur auf kurze Strecken Längswerke errichtet worden, daneben seien in großem Umfang Kopfschwellen eingebaut. Zurzeit seien etwa 5800 Buhnen in einer Gesamtlänge von 460 km und 125 km Deckwerke vorhanden. Seit 1911 werde bei der Niedrigwasserregelung eine Fahrwassertiefe von 1,10 m oberhalb und von 1,25 m unterhalb der Saalemündung angestrebt. Weiter sei in Aussicht genommen eine Verbesserung des Niedrigwasserstandes der Elbe unterhalb der Saalemündung durch Entnahme von Zuschußwasser aus den Saalealsperren bei Hohenwarthe und den Bleilöchern. Man hoffe, auf diesem Wege eine Fahrwassertiefe von 1,60 m zwischen der Saalemündung und der Mündung des Mittellandkanals zu erreichen.

Im Jahre 1928 habe der Verkehr auf der Elbe mit 4,6 Mill. t in der Ankunft und mit 6,7 Mill. t in der Abfahrt etwa $\frac{2}{3}$ des Verkehrs des Jahres 1913 erreicht.

Zum Schluß gab der Vortragende einen kurzen Überblick über die wichtigsten der 32 Hafenanlagen an der Elbe.

Kaidirektor Buschmayer aus Hamburg sprach über die Rationalisierung von Seehafenbetrieben. Er betonte, daß die Verhältnisse in einzelnen Seehäfen außerordentlich verschieden seien und sich deshalb bestimmte einheitliche Richtlinien für eine Rationalisierung kaum aufstellen ließen. Er könne deshalb nur einzelne Anregungen geben. Die schon oft behandelte Frage der zweckmäßigen Verteilung der Güter auf

die deutschen Seehäfen sei mit äußerster Vorsicht anzufassen. Um bestimmte Güter über bestimmte Häfen oder Hafenteile zu lenken, könne man Vereinbarungen zwischen den einzelnen Häfen treffen des Inhaltes, daß die notwendigen Kaianlagen nur an bestimmten Stellen geschaffen würden und daß man sich im übrigen über die Hafen- und Umschlagstarife verständigte. So wünschenswert vom allgemein-volkswirtschaftlichen Standpunkte solche Maßnahmen seien, so würde ihre Durchführung doch starken Widerständen begegnen, zumal es schwierig sein würde, die im Gesamtinteresse der Volkswirtschaft wirklich richtigen Maßnahmen zu treffen.

Dagegen könne im einzelnen Hafen — unabhängig von solchen Vereinbarungen zwischen mehreren Häfen — für die Rationalisierung viel geschehen, ohne daß dazu im Verhältnis zu den Gesamtkosten des Hafens besonders große Mittel notwendig wären. Jeder Hafen sei ein kostspieliges Unternehmen, besonders deshalb, weil er den schnell wechselnden Anforderungen des Verkehrs und den Fortschritten der Technik dauernd angepaßt werden müsse und weil infolgedessen die sehr teuren Hafengebäude schnell veraltet. Am kostspieligsten sei die Anpassung der Hafenbecken, ihrer Zufahrten und der Kaimauern an die stets zunehmende Schiffsgröße und Schiffstiefe. Beispielsweise sei heute die durchschnittliche Größe der Seeschiffe um $\frac{1}{3}$ höher als im Jahre 1913.

Am weitesten fortgeschritten sei in den Seehäfen die Rationalisierung des Massengutumschlags. In der Tat verfügen wir heute über sehr leistungsfähige und billig arbeitende Umschlaganlagen für Erz, Kohle, Kali, Getreide, Holz usw. Schwieriger sei die Verbilligung des Stückgutumschlags. Gerade hier könne wegen der starken Verschiedenheit des Gutes in erster Linie mit Kleingeräten geholfen werden. Besonders habe sich die Einführung der Elektrokarren bewährt. In Hamburg habe die Leistung mit Elektrokarren im Jahre 1928 in der Schicht für einen Mann 10,7 t Gut betragen, gegenüber einer Leistung von nur 6,3 t bei Handkarrenbetrieb. Weiter wurde die ausgiebige Verwendung von Stapelwinden, Hubkarren, Schuppendreifachkränen, Selbstladekarren, Einachs-schleppern und anderer Sondergeräte empfohlen. Versuche mit beweglichen Förderbändern haben in den Hamburger Kaischuppen kein günstiges Ergebnis gehabt, der Stapelkran oder Schuppendreifachkran ist ihnen überlegen. Weiter wurde erwähnt, daß durch Einführung neuzeitlicher Wiegeeinrichtungen das Wiegeggeschäft wesentlich abgekürzt werden könnte, ebenso das Zählen der Stückgüter durch besondere Zählapparate. Wichtig sei auch ein tadelloser Fußboden, besonders im Bereich der Karrewege sowie eine gute Beleuchtung der Schuppen, die ein leichtes Ablesen der Bezeichnung auf den Stückgütern gestattet.

Unter den Krananlagen sei der heute für den Stückgutverkehr weitaus brauchbarste der Wippkran, der sich deshalb immer mehr einführe. Daneben kämen für den Umschlag aus den größeren Seeschiffen Doppel- und Dreifachkrane in Betracht.

Besonderer Wert sei auf eine Verbesserung der Verpackung der Stückgüter zu legen, weil dadurch viel Zeitverlust erspart und Beschädigungen des Gutes vermieden werden könnten. An Hand von Skizzen, die den Weg des Gutes im Seehafen von Anfang bis zu Ende darstellten, erläuterte der Vortragende dann, daß man durch genaue Beobachtung der Verkehrsmittel, der Förderwege, der Lagermöglichkeiten und der Umschlag-einrichtungen zahlreiche Mängel, besonders Leerlaufarbeit finden und abstellen könne. Es sei im Hamburger Hafen an den verkehrsreichen Stellen gelungen, auf diesem Wege die Betriebleistung um etwa 30% zu erhöhen.

Zum Schlusse wies der Vortragende darauf hin, daß viel auch durch gute Ausbildung der Kaiarbeiter und der Angestellten der Kaiverwaltung erreicht werden könne. Hamburg habe dafür eine eigene Kaifachschule eingerichtet. Ebenso wichtig aber sei es auch, die maßgebenden Beamten und verantwortlichen Leiter der Häfen und Hafenbetriebe betrieblich, geschäftlich und wirtschaftlich immer besser zu schulen.

Der Vortrag brachte zahlreiche Anregungen, besonders auf dem Gebiete der Verbesserung des Stückgutverkehrs. Es liegt in der Natur der Sache, daß es sich hierbei um viele Einzelheiten handelt, die in ihrer Summe schließlich einen großen Erfolg erzielen können. Leider ist es im Rahmen dieser kurzen Besprechung nicht möglich, gerade diese Einzelheiten, die das Wertvolle des Vortrages bildeten, wiederzugeben.

Am 11. Mai wurde der König-Albert-Hafen in Dresden mit der Hafentmühle besichtigt, anschließend der Bau des Pumpspeicherwerkes in Niederwartha. Eine andere Gruppe der Teilnehmer besichtigte die Staatliche Porzellan-Manufaktur in Meißen, die Albrechtsburg und den Dom. Ebenso war Gelegenheit gegeben, die Betriebe der Sächsischen Granitsteinbruch A.-G. (vorm. C. G. Kunath) in Demitz-Thumitz zu besichtigen, den größten sächsischen Granitsteinbruchbetrieb, der gerade größere Lieferungen für Wasserbauten in Bearbeitung hatte.

Die Tagung war wie immer auf das beste vorbereitet, sie verlief glänzend und hat den Teilnehmern eine Fülle wertvoller Anregungen gebracht.

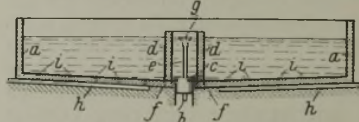
Lohmeyer.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. Juni erschienene Heft 12 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Ingenieur der Niederländischen Eisenbahnen L. J. M. Dirickx: Die Ausführung einiger Kunstbauten aus Eisenbeton in der Eisenbahnlinie Schaesberg—Kerkrade—Simpelveld im Süden der Provinz Limburg (Holland). — Dr.-Ing. H. Olsen: Untersuchungen über die Zugfestigkeit von Zementmörtel und Beton. — Hofrat Ing. L. Herzka: Das statische Verhalten von unter dem Einfluß des Schwindens stehenden Rahmentragwerken aus Eisenbeton.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Teichanlage mit Druckwasserspeisung. (Kl. 84a, Nr. 468 876 vom 2. 12. 1926, von Max Gühne in Döbeln, Sa.) Durch die Anlage soll das Gedeihen eingesetzter Fische befördert und das Wasser frisch gehalten werden. Das runde Teichbecken aus Ziegeln oder Beton ist



nach der Mitte zu gleichmäßig vertieft. Am Tiefpunkte liegt ein mit einem Stöpsel *c* verschließbares Abflußloch *b*, das mit einem Rohr *d* umbaut ist, in dem ein durch den Stöpsel hindurchgestecktes Überlaufrohr *e* mit einem geschlossenen Trichterkopf steht. Am unteren Rande des Ringes befinden sich Durchgangslöcher *f* und im Trichterkopf Abflußlöcher *g*. Im Teichboden liegt eine Anzahl radial angeordneter, an eine Druckleitung angeschlossener Rohre *h*, mit rechtwinklig zur Rohrachse schräg nach oben gerichteten Düsen *i*. Die Rohre sind in den Boden eingebettet, so daß die Düsen mit dem Boden abschneiden.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: zum Vizepräsidenten der Reichsbahndirektion: Direktor bei der Reichsbahn Lorenz in Breslau unter Veretzung zur R. B. D. Halle (Saale); — zum Reichsbahnrat: Reichsbahnrat Schöning und Reichsbahnassessor Dr. jur. Vollradt bei der R. B. D. Hannover sowie Reichsbahninspektor Lämmlein bei der R. B. D. Halle (Saale); — zum Reichsbahnoberamtmann: Reichsbahnrat Sack bei der Gruppenverwaltung Bayern in München und Reichsbahninspektor Schumacher bei der Hauptverwaltung in Berlin; — zum Reichsbahnrat: Reichsbahninspektoren Schlee beim Zentralentschädigungsamt der Gruppenverwaltung Bayern in München, Schwarzweller, Vorstand der Güterstation Würzburg Hauptbahnhof, Nittinger beim R. A. W. Augsburg, Bechtold, Vorstand der Güterabfertigung Mannheim, Hartje, Vorstand des Verkehrsbureaus der R. B. D. Altona, Vorrenhagen, Betriebskontrolleur bei der Oberbetriebsleitung West in Essen und Hußnagel, Vorstand des Arbeiter- und Wohlfahrtsbureaus der R. B. D. Trier sowie die technischen Reichsbahninspektoren Hässler bei der Materialbeschaffungsinspektion Nürnberg, Schubert, Vorstand des Betriebsmaschinenbureaus der R. B. D. Elberfeld und August Meyer, Hilfsdezernent der R. B. D. Hannover.

Versetzt: die Reichsbahnräte Karl Spangenberg, Vorstand des R. V. A. Gera, zum R. Z. A. in Berlin, Jansen, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Köln-Nippes, nach Conz als Leiter der dortigen Betriebsabteilung des R. A. W. Trier, Frohnhäuser, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Dortmund, in gleicher Eigenschaft zum R. A. W. Opladen, Rüter, bisher in Witten, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Schwerte und Dr.-Ing. Kollmar, bisher bei der R. B. D. Stettin, zum R. Z. A. in Berlin, sowie die Reichsbahnbaumeister Kaßling, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Opladen, in gleicher Eigenschaft zum R. A. W. Köln-Nippes, und Wiens, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Schwerte, in gleicher Eigenschaft zum R. A. W. Dortmund.

Gestorben: die Reichsbahnratmänner Lübber, Betriebskontrolleur bei der R. B. D. Oldenburg, und Benzler, Vorstand des Personalbureaus der R. B. D. Oldenburg.

Bayern. In etatsmäßiger Weise ist der mit dem Titel und Rang eines Oberregierungsbaurats ausgestattete Oberbauamtmann und Vorstand des Straßen- und Flußbauamts Amberg, Karl v. Moro, zum Oberregierungsrat bei der Regierung der Pfalz befördert worden.

In etatsmäßiger Weise sind in gleicher Dienst-eigenschaft berufen der Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamts Weilheim, Hermann Kupfer, an das Straßen- und Flußbauamt Schweinfurt und der Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamts Bamberg, Friedrich Hohener, an das Straßen- und Flußbauamt Weilheim.

Preußen. Der Oberregierungs- und -baurat (W.) Dr.-Ing. Wilhelm Schmidt in Münster i. W. ist zum Wasserbaudirektor bei der Wasserbaudirektion in Königsberg i. Pr. ernannt worden.

Der Regierungsbaurat (W.) Maaske in Braunschweig ist zum Vorstand des Kanalbauamts daselbst ernannt worden.

Die Regierungsbaumeister (W.) Joseph Sprutte in Papenburg (Neubauamt Meppen), Sylvius Vogt in Neukuhren (Hafenbauamt Pillau) und Hans Jung in Wenden (Kanalbauamt Braunschweig) sind zu Regierungsbauräten ernannt und als solche planmäßig angestellt worden.

Württemberg. Die außerordentliche Professur für Baukonstruktionen und Hochbaukunde für Bauingenieure an der Abteilung für Bauingenieurwesen der Technischen Hochschule Stuttgart ist dem Oberbaurat Rudolf Lempp in Essingen übertragen und ihm für seine Person die Rechte eines ordentlichen Professors verliehen worden.

INHALT: Der Oderdurchstich bei Reinberg. — Die Wasserkraftanlage „Dnjeprrost“ mit besonderer Berücksichtigung der Zerkleinerungs- und Mischanlagen. — Kombiniertes Brücken- und Zylinderwehr. — Die Entwicklung der Messung dynamischer Wirkungen bei Brücken. — Schleusen ohne Wasserverbrauch. — Vermischtes: Ministerial-Erlaß betr. Standfestigkeit für liegende Bauten. — Technische Hochschule Darmstadt. — Tagung des Asphalt-Ausschusses der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau (Stufa). — Ausgleichbehälter für die Wasserversorgung in Cincinnati. — Tagung der Hafentechnischen Gesellschaft in Dresden am 10. und 11. Mai. — Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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