

DIE BAUTECHNIK

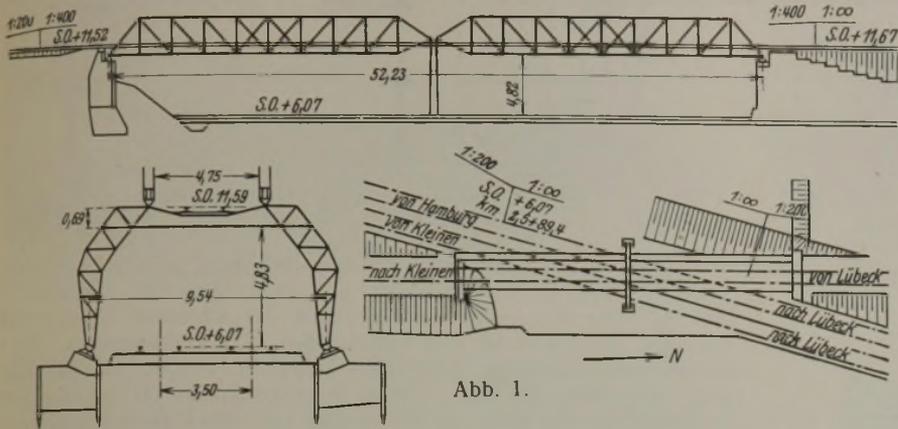


Abb. 1.

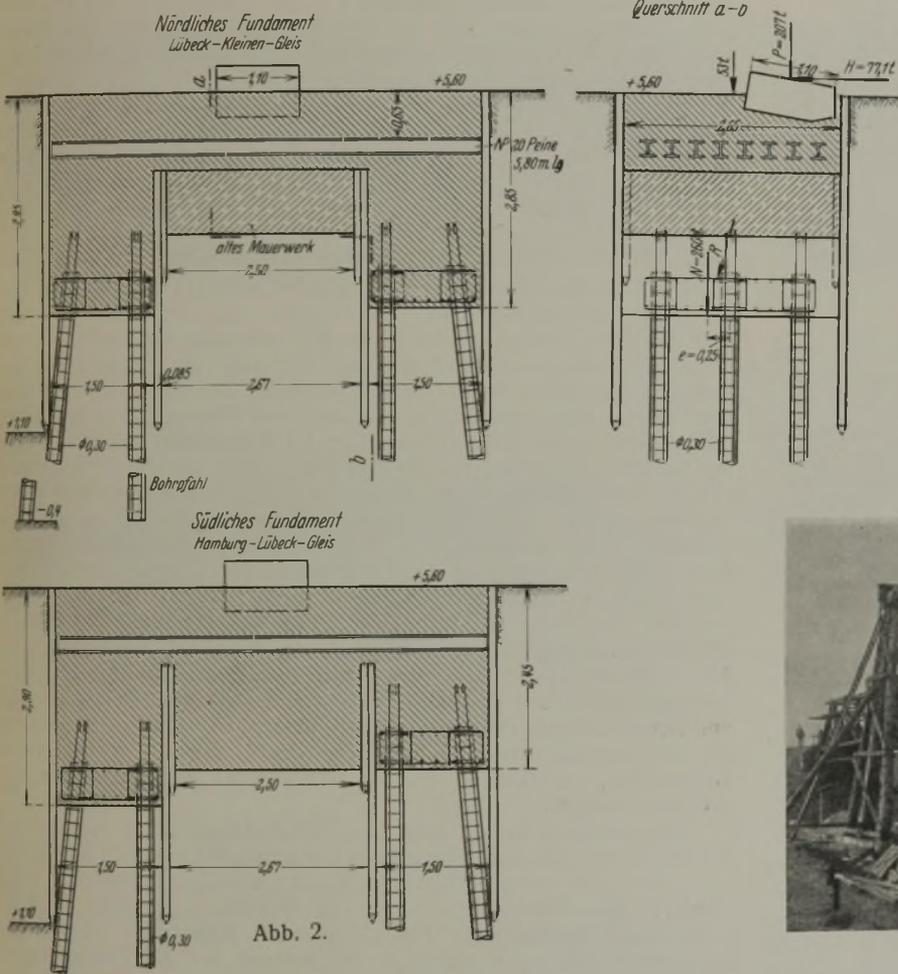


Abb. 2.

Alle Rechte vorbehalten.

Brückenbauten im Bezirk der Lübeck-Büchener Eisenbahngesellschaft.

Von Baurat A. Mühlbradt, Lübeck.

Infolge der Einführung der schweren Lastenzüge muß eine größere Anzahl von Brücken auf den Strecken der Lübeck-Büchener Eisenbahngesellschaft umgebaut werden. Es werden eingereiht in Klasse E die Strecken Lübeck-Hamburg, Lübeck-Travemünde, Lübeck-Ratzeburg und die Güterbahn Wandsbek-Rothenburgsort, in die Klasse G die Strecken Ratzeburg-Büchen und Lübeck-Schlutup. Für Neubauten auf den E-Strecken wird Lastenzug N zugrunde gelegt. Die gesamten Bauausführungen werden auf 3 bis 4 Jahre verteilt, um möglichst bald auch schwere Betriebsmittel verwenden zu können.

Zunächst wurde die statische Berechnung sämtlicher Brücken nach den vorgenannten Ansprüchen neu aufgestellt, um die Entscheidung über Neubau oder Verstärkung treffen zu können. Von den Um- und Neubauten im Jahre 1928 sind besonders zwei interessante Bauten zu nennen:

1. Überführung der Strecke Lübeck-Stettin.

Das Gleis von Lübeck nach Kleinen-Stettin überfährt zwei Gleise, Hamburg-Lübeck und Stettin-Lübeck. Die Überführung (Abb. 1) besteht aus zwei Öffnungen, die sich auf ein eisernes Portal stützen. Die Überbauten selbst konnten durch Verstärkung der Ober- und Untergerüste, größere Knotenbleche u. a. für den Lastenzug E umgebaut werden, während das eiserne Portal durch ein neues ersetzt werden mußte. Das Portal wurde nach Lastenzug N berechnet und in St 48 ausgeführt. Für

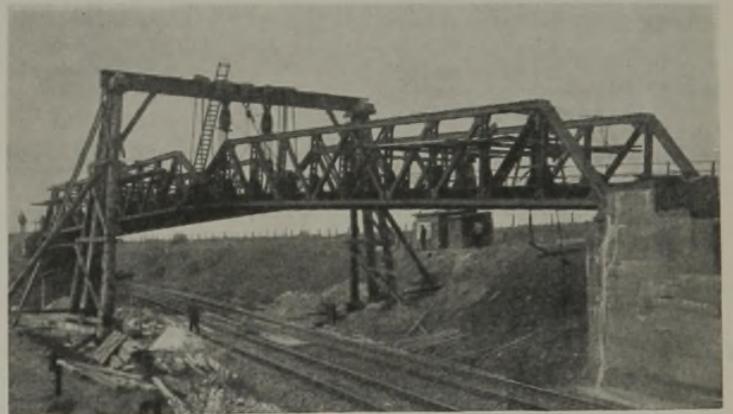


Abb. 3.



Abb. 4.



Abb. 5.

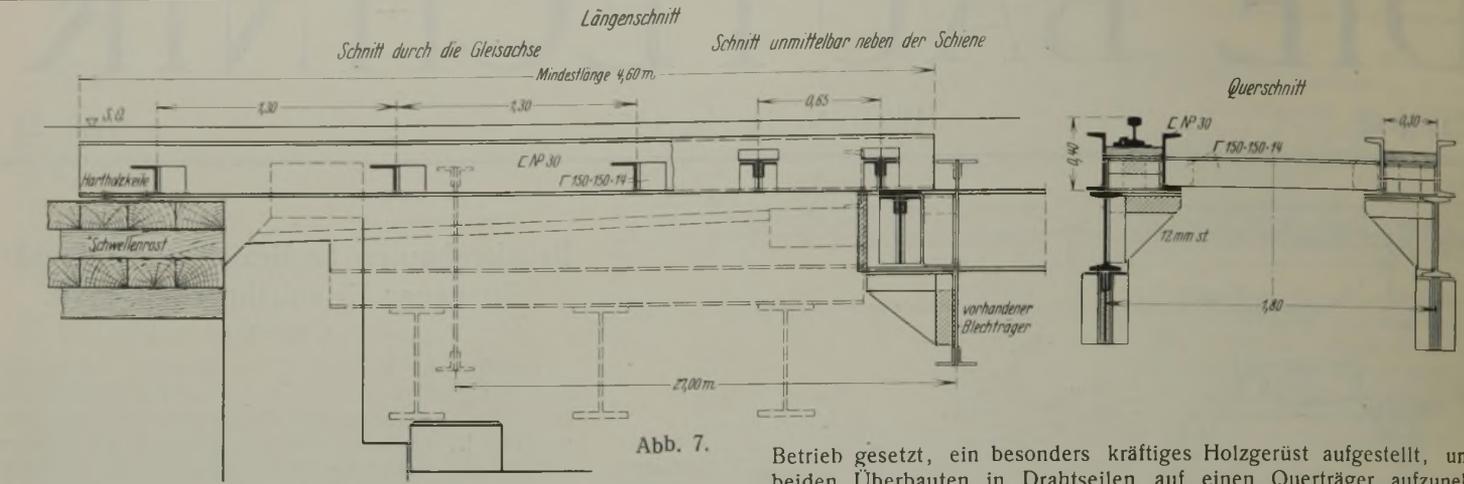


Abb. 7.

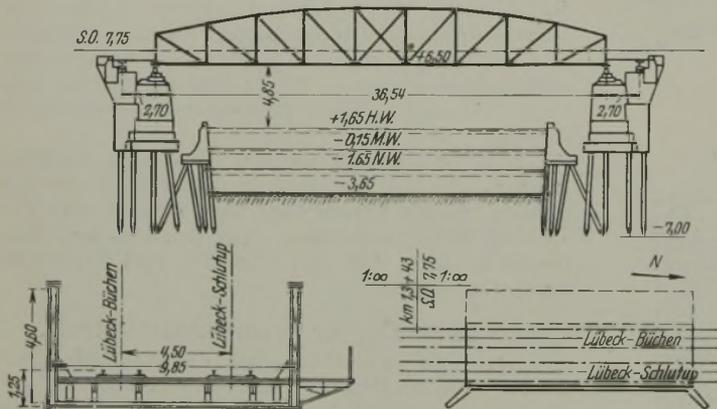


Abb. 6.

die stärkeren Auflagerdrücke waren neue Auflagerflächen und dementsprechend breitere Fundamente erforderlich.

Von Oberfläche Planum liegt bis zu 3,50 m Tiefe Trieb sand, bis zu 3,50 bis 4,80 m blauer Ton, dann fester Ton. Die Gründung mußte also bis in den blauen Ton hineingehen. Alle Gleise blieben im Betriebe. Es wurden Eisenbetonpfähle bis 6 m eingebracht, die Spundwände um die alten Fundamente herum gerammt. Diese Arbeiten waren wegen des starken Wasserzudranges, wegen Nachschlebens des Trieb sandes bei dem lebhaften Verkehr auf den beiden Gleisen recht schwierig; außerdem stießen die beiden Spundwände auf frühere Dichtungen mit Zementsäcken. Die Betonpfähle wurden untereinander mit Eisenbetonbalken verbunden und ein Eisenbetonfundament bis etwa 1 m unter Planum hergestellt (Abbildung 2). Nach Fertigstellung der Fundamente wurde das überführte Gleis Lübeck—Stettin außer

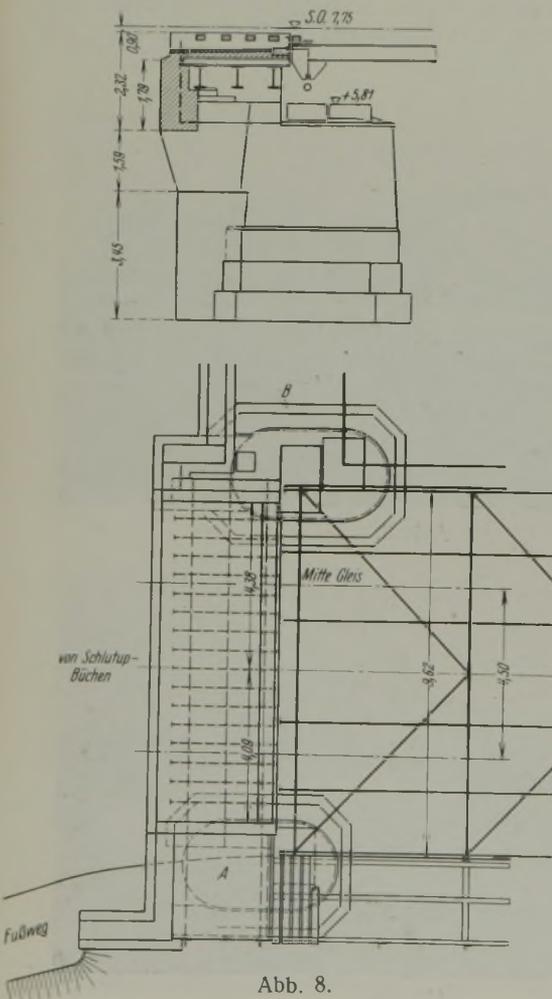


Abb. 8.

Betrieb gesetzt, ein besonders kräftiges Holzgerüst aufgestellt, um die beiden Überbauten in Drahtseilen auf einen Querträger aufzunehmen (Abb. 3). Das Holzgerüst bedurfte wegen des schlechten Untergrundes besonders guter Auflager und Abstützungen. Die Verstärkung der Überbauten konnte nunmehr ungehindert ausgeführt werden. In einer Zugpause wurde das alte eiserne Portal herausgenommen (Abb. 4), das alte Fundament des Portals wurde bis auf etwa 1 m unter Planum abgeschlagen und eine neue Fundamentplatte mit I-Trägern hergestellt. Die Auflagerplatten wurden verlegt, und in einer Zugpause wurde das neue Portal eingebracht, die Überbauten wurden auf dem Portal in die richtige Lage gesenkt. Die Brücke war betriebsfähig (Abb. 5).

Sämtliche Arbeiten wurden ohne jeden Unfall gut und schnell ausgeführt, der Betrieb wurde nicht merklich gestört. Die Beton- und Fundamentarbeiten wurden von der Firma Blunck & Sohn, Lübeck, die Stahlkonstruktionsarbeiten von den Flenderwerken, Lübeck, ausgeführt. Die Leitung der Arbeiten hatte der Verfasser.

2. Eisenbahnbrücke über den Elbe-Trave-Kanal bei Lübeck.

Der Elbe-Trave-Kanal wird nahe Lübeck durch drei zweigleisige, eiserne Überbauten überbrückt. Der erste Überbau trägt die Gleise von und nach Hamburg, der zweite die Gleise von und nach Kleinen-Stettin, der dritte ein Gleis nach Büchen und nach Schlutup. Dieser dritte Überbau mußte durch einen Neubau ersetzt werden. Der vorhandene Überbau war am 16. März 1908 wegen Umbaus und Verlegung des Bahnhofes Lübeck von seiner früheren Stelle (jetzt Posselstraße) auf dem Wasser mit Schuten an die jetzige Stelle gebracht worden, hat also 20 Jahre dem Eisenbahnbetrieb gedient. Da dieser Überbau in seiner Breite und seiner Konstruktion für eine Straße ausreichend und geeignet ist, hat die Baubehörde Lübeck diesen Überbau erworben und die Rückbeförderung auf die früheren Widerlager an der Posselstraße der Lübeck-Büchener Eisenbahngesellschaft übertragen.

Die neue Eisenbahnbrücke wurde für den Lastenzug N berechnet und in hochwertigem St 48 konstruiert; es ergab sich ein Gewicht von 200 t. Bei der alten Brücke waren auf beiden Enden die Längsträger als Schlepplträger an den Endquerträger angeschlossen, mit einem Unterzuge und Nebenauflegern auf das Widerlager übertragen. Dieser Unterzug und die Nebenaufleger bringen eine statische Unklarheit in die Hauptkonstruktion, insbesondere ist die Wirkung der beweglichen Auflager gehemmt (Abb. 6).

Bei der neuen Brücke wird diese Zwischenkonstruktion beseitigt und ersetzt durch eine Verbindung beider Widerlagpfeiler durch eine Betonplatte mit einbetonierten Walzträgern auf Unterzügen (Peine 60); vergl. Abb. 7. Diese Betonplatte wurde im Betriebe eingebaut. Zunächst wurden die Schlepplträger bis 450 m vom Hauptträger entfernt abgeschnitten und durch Konsolen ein Auflager für die Zwillingsträgerkonstruktion gebildet. Auf dem anderen Ende wurde ein Schwellenrost



Abb. 11.

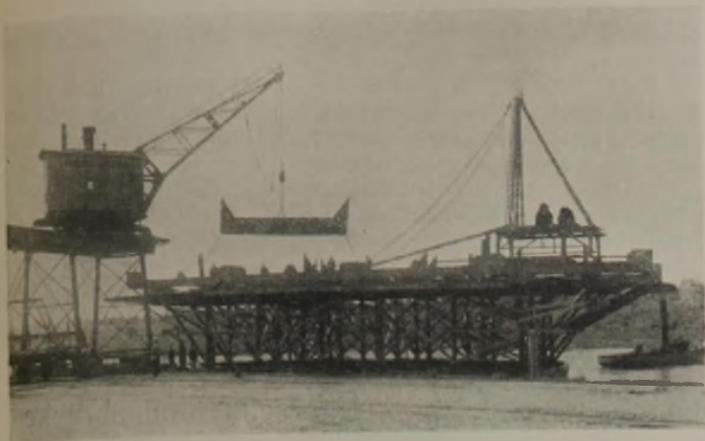


Abb. 9.



Abb. 10.



Abb. 12.



Abb. 14.



Abb. 13.



Abb. 15.

auf dem Planum als Auflager geschaffen. Diese Zwillingsträger wurden auf jeder Seite in je einer Zugpause eingebaut, unter ihnen war nunmehr Platz, um die endgültige Betonplatte einzubauen (Abb. 8). Als letzte Vorbereitung für den Einbau der neuen Brücke wurden die neuen Auflager verlegt und die alte Brücke auf die neuen Auflager gestützt. Die neue Brücke wurde an einer geeigneten Stelle des Elbe-Trave-Kanals zusammengebaut (Abb. 9); es wurden drei Schuten von je 130 t Tragfähigkeit gewählt, in diese und auf diesen Schuten wurde das Gerüst in Holz und Eisen gebaut und eine obere Plattform zur Aufnahme der Brücke so hergestellt, daß die Brückenunterkante die Höhe hatte, um das Einfahren und den Einbau bei normalem Wasserstande möglich zu machen (Abb. 10).

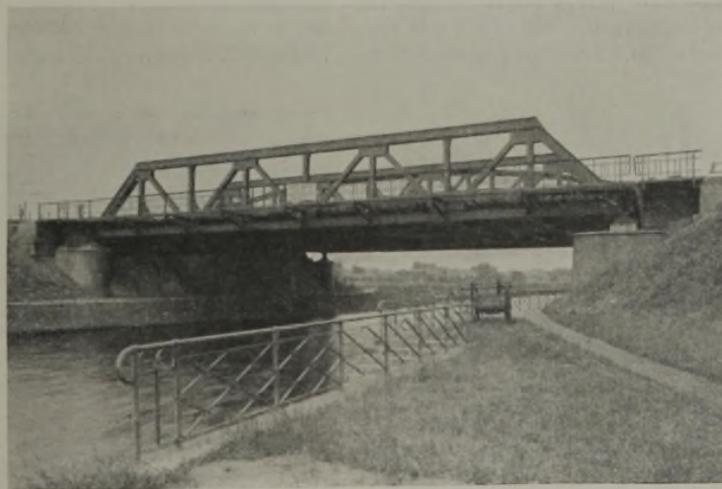


Abb. 16.

Um den Eisenbahnbetrieb nicht zu stören, wurde für den Einbau der neuen Brücke eine Zugpause am Vormittag von 8¹² bis zur Durchfahrt des Personenzuges 246 von Büchen (an Lübeck 12¹⁰) gewählt.

Für die umfangreichen und schwierigen Arbeiten war diese Zeit recht kurz, es mußten daher die Vorarbeiten so vollständig und genau als

möglich sein. Die Querschwellen für die Gleise wurden auf der neuen Brücke fest aufgebracht, die Hakenplatten eingebaut usw. Für den Ausbau der alten Brücke wurde ein Gerüst in Holz und Eisen auf zwei Schuten von je 130 t Tragfähigkeit gebaut und bereits während des Eisenbahnbetriebes am Sonnabend, den 23. Juni 1928 in den ersten Morgenstunden unter die Brücke gefahren (Abb. 11). Die Schuten waren mit Sand belastet und wurden durch Ausschaufeln des Sandes in zwei dazwischenliegende Schuten so weit entlastet, daß das Gerüst einen Teil des Gewichtes der Brücke schon übernahm.

Nach Durchfahrt des Personenzuges (8¹²) wurden sofort die Gleise abgebrochen und Sand aus den Schuten in die mittleren Schuten ge-

schaufelt und die Brücke von den Auflagern gehoben (Abb. 12). Zur Abfahrt der Brücke wurden zwei Dampfer vorn und ein Dampfer hinten mit den Schuten verbunden, die Beförderung in Richtung Posselstraße begann, es herrschte sehr starker Wind in Richtung dieser Fahrt. Die Dampfer vorne hatten nicht viel zu ziehen, der Dampfer hinten mußte aber sehr stark jede Seitenbewegung verhindern, um nicht auf flachen

Stellen aufzusitzen. Die Bewegung ging sehr langsam, die vorgesehene Zeit wurde erheblich überschritten. Die alte Brücke wurde nun an der Baustelle der neuen Brücke vorbeigefahren und an einer geeigneten und geschützten Stelle festgemacht, um die Dampfer möglichst schnell für die Beförderung der neuen Brücken verwenden zu können. Die Beförderung der neuen Brücke gegen Wind (Abb. 13) ging sicherer und schneller vonstatten, da die ziehenden Dampfer die Brücke besser in der Gewalt hatten.

Die Einfahrt der neuen Brücke gelang sehr gut, der Wasserstand war zwar gestiegen, die Brücke wurde über die Auflager gebracht und durch Einpumpen von Wasser in die drei Schuten auf die Lager herabgesenkt (Abb. 14); alle Abmessungen stimmten, so daß die Brücke schnell in ihren Lagern ruhte (Abb. 15).

Die Gleise wurden mit Aufgebot einer großen Zahl von Oberbauarbeitern in kurzer Zeit fertiggestellt, so daß der Personenzug die Brücke befahren konnte (Abb. 16).

Die Beförderung der alten Brücke auf die Widerlager in der Possehlstraße geschah am Montag, den 25. Juni, um 9 Uhr vorm. Der Wind war nicht so stark wie am Sonnabend, die Fahrt und der Einbau gingen glatt, die Brücke wurde durch Belastung mit Sand auf die vorher verlegten Auflager gesenkt, das Gerüst durch weitere Belastung der Schuten mit Sand frei gemacht und ausgefahren. Die Leitung der gesamten Arbeiten hatte der Verfasser.

Der Aufbau der Gerüste, der Zusammenbau der neuen Brücke, die Beförderung der beiden Brücken und ihr Einbau waren der Brückenbau-firma Flender, Lübeck, übertragen.

Ein fahrbares Schalgerüst zum Bau einer 63 m langen, zweigleisigen Überschneidungsbrücke aus Walzträgern in Beton.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Johs. Endler**, Greiz i. V.

Zur Vermeidung schienengleicher Kreuzungen wurden beim Umbau des Bahnhofes Zwickau (Sa.) im Herbst 1927 und im Jahre 1928 zwei lange, sehr schiefe, zweigleisige Überschneidungsbrücken in km 130,7 und 131,7 der Linie Dresden—Werdau (DW) gebaut. Beide Bauten wurden außerhalb des Betriebes hergestellt. Die Betriebsgleise mußten vorher an den Baustellen seitlich verlegt werden. Die etwa 220 m lange Brücke in km 130,7 DW wurde deshalb in zwei Losen ausgeführt.

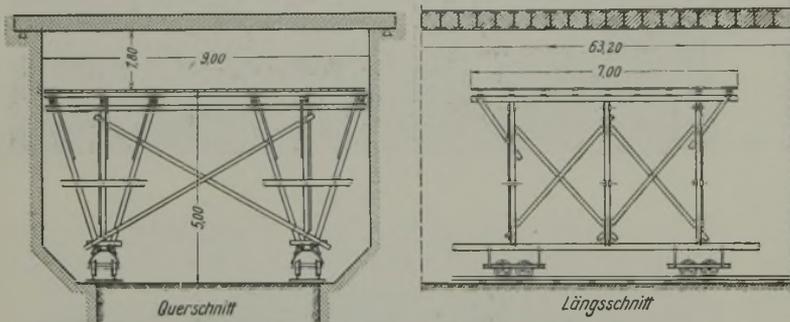


Abb. 3. Fahrbares Gerüst zum Einschalen der Decke an der Überschneidungsbrücke in km 131,7 DW.

Die Fahrbahntafeln beider Brücken bestehen aus einbetonierten Breitflanschträgern (I B 50, I P 50 bzw. I P 47 $\frac{1}{2}$) in etwa 50 cm Abstand. Die lichte Weite beider Brücken beträgt 9 m, die Stützweite der Walzträger 10 m. Zum Rauchschutz wurde die Untersicht der Fahrbahntafeln mit Zementmilch mit Weißkalkzusatz eingeschlämt und mit zweimaligem Lithurinanstrich, Marke M, und mit einmaligem Lithurinanstrich, Marke B, gedichtet. Die Bauwerke selbst wurden durch Fugen, die durch die Widerlager und die Fahrbahntafeln geführt wurden, in Teile von etwa 16 m Länge zerlegt.

Beim Bau der Überschneidungsbrücke in km 130,7 DW wurde die Einschalung der Fahrbahntafeln vor dem Verlegen der Walzträger auf vier mehrstieligen, in der Längsrichtung aufgestellten Rahmen mit etwa 1,80 m

Abstand der Rahmenstiele und Querbalkenverbindungen montiert (Abb. 1), hingegen wurde beim Bau der Brücke in km 131,7 DW zur Einschalung der Fahrbahntafeln ein fahrbares Hilfsgerüst verwendet (Abb. 2).

Während das Rahmengerüst von den üblichen Gerüsten nicht abweicht, bietet das fahrbare Hilfsgerüst doch manch Interessantes und soll deshalb in folgendem kurz beschrieben werden.

Abb. 3 zeigt das auf vier Unternehmerwagen von 60 cm Spurweite aufgebaute Hilfsgerüst. Vier Joche tragen eine etwa 8,90 m breite und 7 m lange Arbeitsbühne in mannshohem Abstand (etwa 1,80 m) von der Fahrbahntafelunterkante. Diese Bühne gestattete den bequemen Einbau der Schalntafeln, die auf Quer- und Längshölzern ruhten. Die Traghölzer wurden in jedem zweiten Trägerfeld an zehn Stellen an einem auf dem unteren Trägerflansch aufgelegten Rundeisenstück von 25 mm Durchm. angehängt. Die Anhängedrähte konnten von der Arbeitsbühne aus mit Rödeleisen gut und fest verdreht werden. Überdies konnte die Verspannung durch Keile, die an den Längshölzern untergeschoben wurden, gegen jede Lockerung gesichert werden.

Diese Art des Festhängens der Schalungen für die Fahrbahntafeln war bei Verwendung der Rahmenrüstungen beim Bau der Brücke in km 130,7 DW nicht möglich. Dort wurden wohl die Längshölzer der Schalungstafeln ebenfalls an den unteren oder oberen Trägerflanschen mittels Rundeisenstücke und verrödelter Drähte angehängt, doch war jede weitere Verstraffung der Rödeldrähte durch Unterschieben von Keilen unmöglich. Diese Verkeilung konnte bei dem Rahmengerüst nur auf der Fußschwelle der Stützen, also nur an vier Stellen jedes Trägers stattfinden. Beim Anhängen der Schalung an den unteren Trägerflansch war außerdem das Zusammen-drehen der Aufhängedrähte in den engen Feldern zwischen den Trägern sehr erschwert und demzufolge sehr zeitraubend, so daß man sich beim Bau des zweiten Bauteiles der Brücke dazu entschloß, die Aufhängung am oberen Flansch vorzunehmen und längere Aufhängedrähte in Kauf zu nehmen.

Während die eingestellten Säulen der Rahmenrüstung die Beobachtung der Schalung während des Betonierens sehr erschwerten, gestattete das fahrbare Hilfsgerüst eine stetige Überwachung der Deckenschalung.

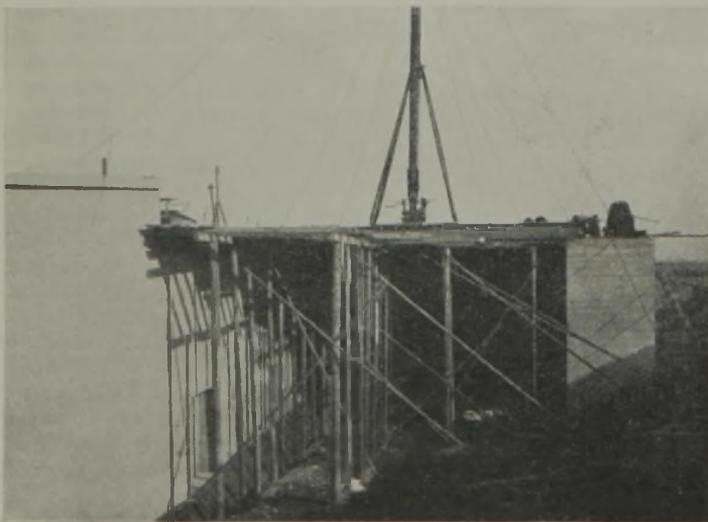


Abb. 1. Schalgerüst auf Prahmen zum Bau der Brücke in km 130,7 DW.



Abb. 2. Einschalung der Fahrbahndecke von einem fahrbaren Hilfsgerüst aus beim Bau der Brücke in km 131,7 DW.

Das fahrbare Gerüst konnte nach dem Betonieren zum Ausschalen, sowie zum Schlämmen der Decke und für die drei Anstriche mit Rauchschuttmitteln benutzt werden, während bei der beim Bau der Brücke in km 130,7 DW verwendeten Einrüstung für jede der genannten Nacharbeiten besondere Rüstungen gebraucht wurden.

Als Nachteil des fahrbaren Hilfsgerüsts kann nur angeführt werden, daß mit dem Aufstellen der Schalfeln erst nach dem Verlegen der Fahrbahnträger begonnen werden kann, während bei der Einschaltung der Fahrbahn tafeln mittels eines Rahmengerüsts diese bis auf das Anhängen an die Walzträger schon vor dem Verlegen der Träger fertig gemacht und als Hilfsgerüst beim Verlegen der Träger verwendet werden konnte. Bei kurzen Baufristen bringt die Verwendung eines fahrbaren Hilfsgerüsts also Zeitverluste wegen der Abhängigkeit des Beginnes der Einrüstung von dem Fortschritte des Verlegens der Träger. Da außerdem bei Ver-

wendung eines fahrbaren Hilfsgerüsts die einzelnen Felder nur nacheinander eingeschalt werden können, sind im allgemeinen längere Einschalfzeiten notwendig.

Bei beiden Bauten überstiegen die Durchbiegungen der Trägertafeln während des Betonierens nicht die rechnerisch ermittelten Grenzen. Wenn sie bei der Brücke in km 131,7 DW etwas kleiner als bei der Brücke in km 130,7 DW waren, so ist dies wohl darauf zurückzuführen, daß der Untergrund für das Schalgerüst (Rahmengerüst) infolge Wasserzudränges nachgiebig geworden war, während das Schalgerüst der Brücke in km 131,7 DW ganz unabhängig vom Untergrunde aufgehängt war.

Beim Vergleich beider Schalungsweisen muß man dem System des fahrbaren Hilfsgerüsts wegen seiner wirtschaftlichen Vorteile den Vorzug geben, während bei kurzfristigen Bauten das Rahmengerüst schneller zur Fertigstellung führt.

Alle Rechte vorbehalten.

Strömungsuntersuchung an selbsttätigen Saugüberfällen.

Von Dipl.-Ing. A. Hinderks, Hannover.
(Schluß aus Heft 19)

Die Inbetriebsetzung des Versuchstandes geschieht durch eine elektrisch angetriebene Kreiselpumpe, die das Wasser zunächst in einen mit Überlauf versehenen Hochbehälter von etwa 9,5 m³ Fassungsraum fördert, um die Stromschwankungen im Netz dem Versuchstande fernzuhalten.

Vom Hochbehälter fließt das Wasser durch eine mit Regelschieber versehene Rohrleitung dem 2,26 m breiten Einlaufbecken zu und wird hier durch zwei aus flachen Holzstäben bestehende Rechen beruhigt. Nach Durchströmen des Hebers fließt das Wasser ab durch eine 0,46 m breite Holzrinne, in deren Boden eine Umlenkklappe eingebaut ist. Bei offener Klappe stürzt das ablaufende Wasser in das Unterwasserbecken, während es bei geschlossener Klappe einem Meßbecken von etwa 3 m³ Fassungsraum zufließt.

Bei der Konstruktion des Modells I, Abb. 9 u. 11, wurden zwei Ausführungsarten des Auslaufs ins Auge gefaßt:

- a) Auslauf wagerecht aus einem unteren Krümmer,
- b) Senkrechter Ausschub unmittelbar aus dem Heberschlauch.

Der Profilform wurde — als Beispiel einer etwa von der Praxis gestellten Aufgabe — die Forderung möglichst konstanten Druckverlaufs längs der Heberwand und möglichst geringer Unterdrücke in der oberen Krümmung zugrunde gelegt. Auf die nähere Ableitung der Form, die sich auf der Energiegleichung (Gl. 4) aufbaut, soll hier nicht eingegangen werden.

Der Modelleinlauf, der der Höhe nach dem vorhandenen Zulaufbecken angepaßt werden mußte, erscheint gegenüber üblichen Bauarten etwas eng, doch durfte angenommen werden, daß dadurch die Leistung des Hebers nur unwesentlich verringert und der Strömungsvorgang nicht nennenswert beeinflußt würde.

Im Auslauf wurde zunächst ein genügend weiter Krümmer angebracht und später eine Zusatzschablone nach einer photographischen Aufnahme des austretenden freien Strahls eingebaut. Die Wassermengen- und Druckmessungen wurden dementsprechend für abgelösten und am Profil anliegenden Strahl durchgeführt. Bei dem abgeänderten Modell mit senkrechtem Auslauf fällt diese Unterscheidung fort.

Eine weitere Abänderung des Heberschlauchs des Modells I wurde vorgenommen durch Erweiterung und Verengung des in Abb. 9 mit α bezeichneten engsten Querschnitts. Die Innenwand blieb dabei ungedändert. Um die Schwierigkeiten des Ausbaus und Wiedereinbaus der Schablonen zu vermeiden, wurde für die Modellausführung mit wagerechtem Auslauf nur eine Erweiterung des ursprünglichen $\alpha = 82$ mm auf $\alpha = 90$ mm durch vorsichtiges Zurückzwängen der Außenschablonen vorgenommen. Nach dem Umbau auf senkrechten Auslauf war nach Lösung der Blechverkleidung die Holzschablone von unten her zugänglich. Die Veränderung der Austrittsweite konnte daher hierbei durch Wegnehmen

von Holz oder Einlegen von Holzkeilen in weiteren Grenzen vorgenommen werden.

Die Form des Modells II (Abb. 10 u. 12) ist im wesentlichen dem bekannten Heynschen Saugüberfall („Wasseregel“) nachgebildet. Die Kanal-

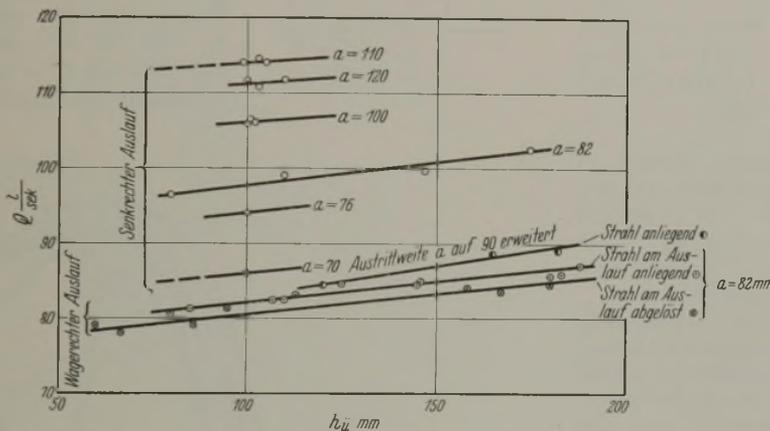


Abb. 13. Wassermengenmessungen am Hebermodell I.

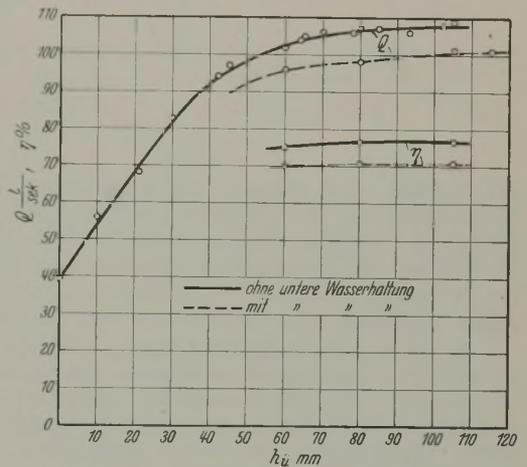


Abb. 14. Wassermengen und Wirkungsgrad für Hebermodell II.

weite in dem geraden Kanalteile beträgt 110 mm, der Einlauf wurde verkürzt und die Einlaufhöhe auf 430 mm vergrößert. Die in der Doppelkrümmung im Heberschlauch liegende Anspringkante hat den Zweck, dem überfallenden Wasser vor dem Anspringen an der geeigneten Stelle das Überspringen auf die gegenüberliegende Wand zu ermöglichen. Der Innenraum des Hebers soll dadurch von der Außenluft abgeschlossen und das Absaugen der Luft im Heber eingeleitet werden. Verstärkt soll diese Wirkung werden durch eine untere Wasserhaltung, die eine größere Sicherheit gegen einen Luftzutritt von unten her in den teilweise entlüfteten Heber gewährleistet.

Bei den Versuchen sind als wichtigste Beurteilungsgrößen für die Modelle zu messen die Wassermenge, der Druckverlauf und die Anspringzeit. Die Messung der Wassermenge geschieht in dem genannten Meßbecken mit einer Genauigkeit von 2 %, die Messungsergebnisse sind in Abhängigkeit von der Überstauhöhe h_{ii} über Heberkrone, die immer vor der Spiegelsenkung am Hebereinlauf gemessen wurde, für Modell I in Abb. 13, für Modell II in Abb. 14 dargestellt. Bei Modell I ist die Wassermenge bei senkrechtem Auslauf erheblich größer als bei Auslauf aus dem unteren, wagerecht mündenden Krümmer; bei Profilerweiterung steigt sie bis zu einer gewissen Grenze stark an, um dann wieder abzusinken, da die von unten her in das erweiterte Profil eindringende Luft den Strömungsvorgang ungünstig beeinflusst. Für das Modell II tritt eine Verringerung der Wassermenge nach Einbau der unteren Wasserhaltung (in Abb. 10 gestrichelt eingezeichnet) ein infolge einer damit verbundenen Verkleinerung des Hebergefälles.

Die Druckmessungen werden in bekannter Weise mit Piezometerrohren durchgeführt. Die Anbohrungen in der durch die Zinkblechverkleidung gebildeten Innen- und Außenwand des Hebers haben einen Durchmesser von 3 mm und sind innen schwach ausgerundet. Außen sind Schlauchtüllen aus Messing aufgelötet, die durch Schlauchzwischenstücke und Bleirohr von 5 mm l. W. mit den durch die Verschlussplatten der Wasserabdichtungsräume durchgelöteten Messingröhrchen verbunden sind. Von diesen führen in gleicher Weise Bleirohre zu den Glasrohren

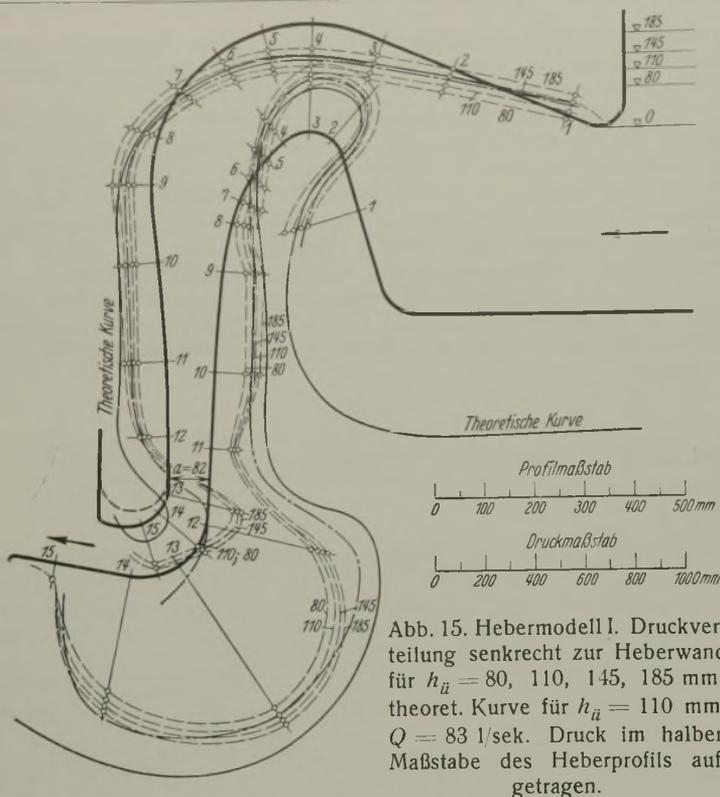


Abb. 15. Hebermodell I. Druckverteilung senkrecht zur Heberwand für $h_{ii} = 80, 110, 145, 185$ mm; theoret. Kurve für $h_{ii} = 110$ mm, $Q = 83$ l/sek. Druck im halben Maßstabe des Heberprofils aufgetragen.

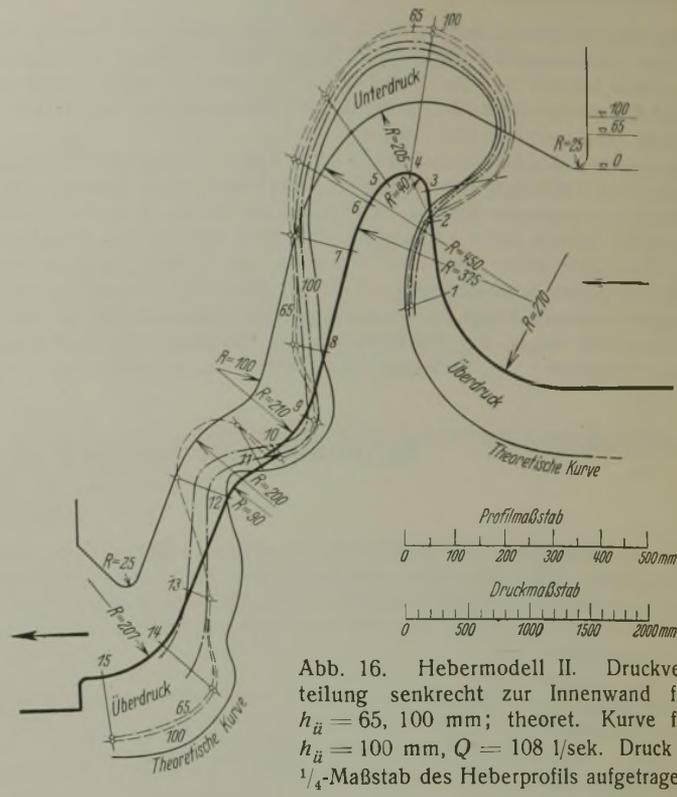


Abb. 16. Hebermodell II. Druckverteilung senkrecht zur Innenwand für $h_{ii} = 65, 100$ mm; theoret. Kurve für $h_{ii} = 100$ mm, $Q = 108$ l/sek. Druck in $1/4$ -Maßstab des Heberprofils aufgetragen.

der Meßtafel. Die Differenz der während des Versuches abgelesenen Wasserstände mit der absoluten Höhenlage der Anbohrungen gibt den Über- oder Unterdruck für die betreffende Meßstelle an. Der gemessene Druckverlauf für verschiedene Überstauhöhen h_{ii} ist in den Abb. 15 bis 17 senkrecht zu den Heberwandungen, und zwar Überdruck nach außen, Unterdruck nach innen in das Profil hinein, aufgetragen.

Bei der Untersuchung der Anspringverhältnisse wurde in Anlehnung an frühere Untersuchungen als Zeitpunkt des Anspringbeginns der Moment beibehalten, in dem der überfallende Strahl die Heberaußenwand berührt und dadurch den Luftraum oberhalb des Strahles von der Außenluft absperrt. Der Zeitpunkt, von dem an tatsächlich von außen her keine Luft mehr eindringen kann, ist allerdings nicht genau festzulegen, da der überspringende Strahl je nach den Wandkrümmungen, an denen er vor dem Abspringen entlangfließt, einen durch sekundäre Erscheinungen mehr oder weniger vom flachen Rechteck abweichenden Querschnitt erhält.

4. Auswertung und Ergebnisse.

Für die Gegenüberstellung des theoretischen und praktischen Druckverlaufs wurde die Energiegleichung für den an der Wand fließenden Wasserfaden aufgestellt und die Darstellung so gewählt, wie sie die Abb. 18 bis 21 zeigen. Darin stellt die Abszisse die abgewinkelte Heberwand, die Ordinate die Energiegrößen in m Wassersäule dar. Die H -Werte sind für jeden Wandpunkt aus der Konstruktionszeichnung des Modells entnommen. Die an sich willkürliche Basis für H ist jeweils tiefer gelegt als der tiefste Wandpunkt, um negative H zu vermeiden. Die Geschwindigkeit an der Wand ist durch Differentiation der ϕ -Kurve nach Gl. 7 ermittelt.

Auf einen Widerspruch muß hier noch eingegangen werden, der darin liegt, daß an der Wand selbst, an der der Druck gemessen wird, die Geschwindigkeit in Wirklichkeit $= 0$ ist. Im Einklang mit einer der Grundlagen der Prandtl'schen Grenzschichtentheorie darf aber angenommen werden, daß die Grenzschicht mit dem auf 0 abfallenden Geschwindigkeitsverlauf sehr dünn ist und daß der der regulären, angenäherten Potentialströmung außerhalb der Grenzschicht zugehörige Druck sich durch die Grenzschicht hindurch praktisch konstant bis zur Wand fortpflanzt.

Aus den v -Werten ist die Geschwindigkeitshöhe $\frac{v^2}{2g}$ ermittelt und zu H hinzuaddiert. Die Energiekonstante E ergibt sich als Summe Höhe H des Oberwasserspiegels + Höhe $\frac{v^2}{2g}$ der Einlaufgeschwindigkeit.

Die positive oder negative Differenz zwischen der Kurve $H + \frac{v^2}{2g}$ und der Konstanten stellt den theoretischen Druck $\frac{p}{\gamma}$ dar. Trägt man nun den gemessenen Druck an den betreffenden Wandpunkten additiv zur $H + \frac{v^2}{2g}$ -Kurve mit ein, so werden die dabei erhaltenen Punkte nicht in das parallel zur Abszisse verlaufende Energieniveau fallen, sondern

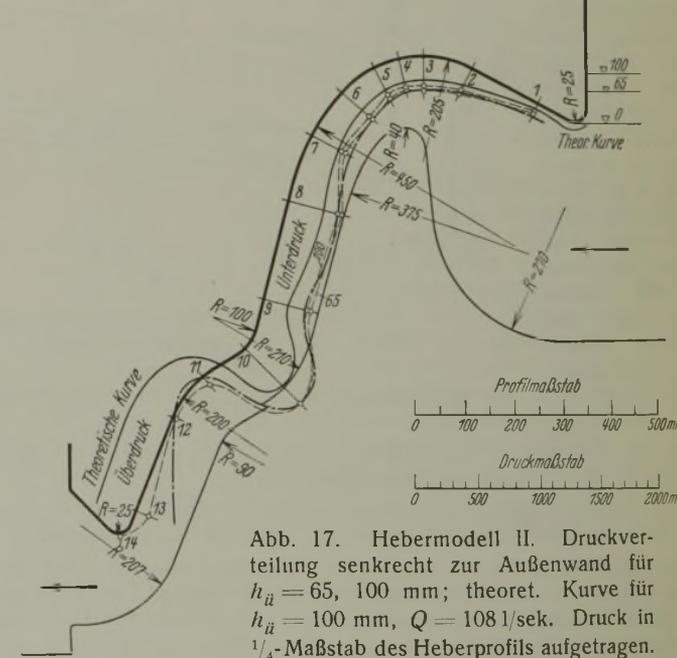


Abb. 17. Hebermodell II. Druckverteilung senkrecht zur Außenwand für $h_{ii} = 65, 100$ mm; theoret. Kurve für $h_{ii} = 100$ mm, $Q = 108$ l/sek. Druck in $1/4$ -Maßstab des Heberprofils aufgetragen.

darunter bleiben und sich im Gesamtverlauf mehr oder weniger von ihm entfernen. Diese Differenz darf man mit einiger Annäherung als Druckverlust des in Wandnähe fließenden Wasserfadens auffassen, wobei stillschweigend die Annahme getroffen ist, daß die aus dem Potentialnetz ermittelte Geschwindigkeit tatsächlich längs der ganzen Wand vorhanden ist. Steigt die Summenkurve $H + \frac{v^2}{2g} + \left(\frac{p}{\gamma}\right)$ gemessen an einer bestimmten Stelle wieder an, was gleichbedeutend mit einer Abnahme des Verlustes wäre, so muß hiernach angenommen werden, daß an der Stelle eine sekundäre Druckübertragung von einem anderen Wasserfaden her stattgefunden hat. Der hier gekennzeichnete Verlust darf naturgemäß nicht mit dem mittleren Energieverlust verwechselt werden und darf daher nicht verwendet werden für die Ermittlung des vielfach als „Wirkungsgrad“ bezeichneten Abflußbeiwertes η , mit dem man die aus dem wahren Hebergefälle H_0 (s. Abb. 1) erhaltene theoretische Geschwindigkeit im Austrittsquerschnitt $v = \sqrt{2gH_0}$ zu multiplizieren hat, um die wirklich auftretende Geschwindigkeit zu erhalten.

Bei dem hier etwas irreführenden Ausdruck „Wirkungsgrad“ ($\eta = \frac{Q}{F\sqrt{2gH_0}}$) ist zu beachten, daß, im Gegensatz zu der Definition

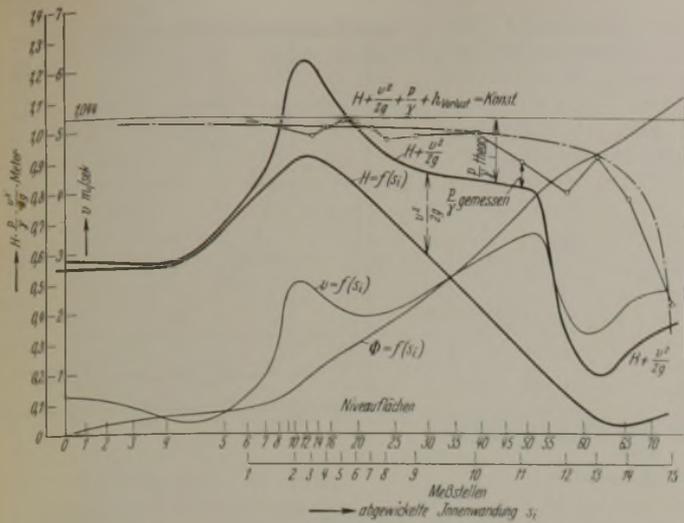


Abb. 18. Energieverlauf Hebermodell I, Innenwand.

bekanntes älteren hydraulischen Formeln für den Energieverlust in geraden und gekrümmten Kanälen. Doch muß hierbei sehr vorsichtig vorgegangen werden, da diese Formeln ohne Rücksicht auf das Ähnlichkeitsgesetz, d. h. nach früherem ohne die Abhängigkeit von der Reynold'schen Zahl, aufgestellt und nur für bestimmte feste Formen, nicht für Übergangskrümmungen gültig sind.

Einige Ergebnisse der Anspringversuche sind in den Abb. 22 bis 24 wiedergegeben. Die Anspringzeit lag bei Modell I für wagerechten und

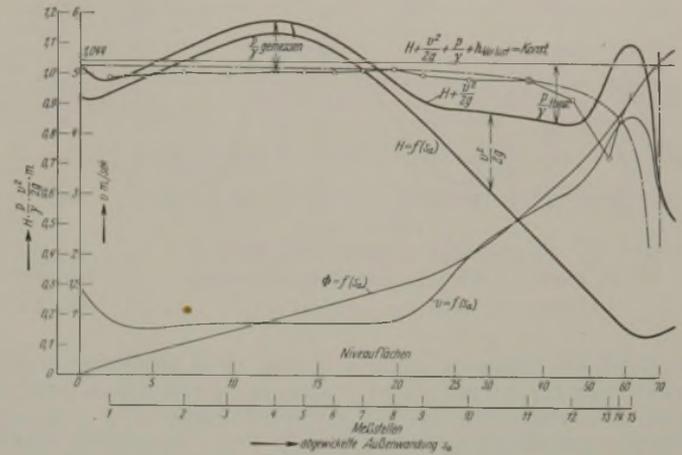


Abb. 19. Energieverlauf Hebermodell I, Außenwand.

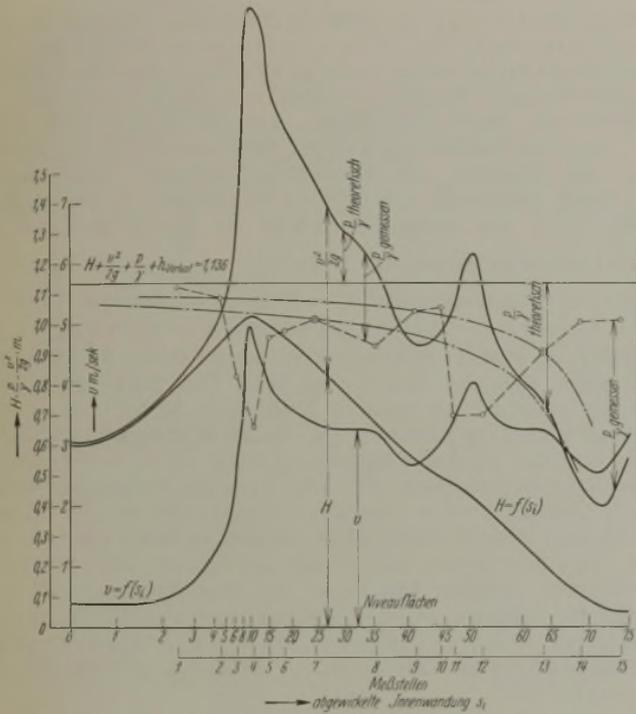


Abb. 20. Energieverlauf Hebermodell II, Innenwand.

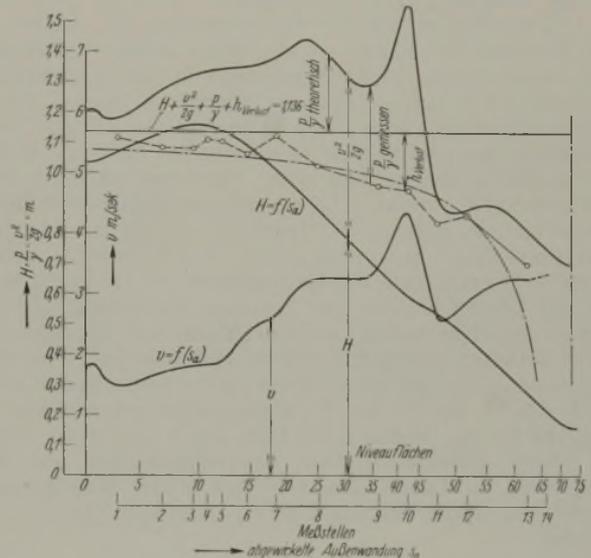


Abb. 21. Energieverlauf Hebermodell II, Außenwand.

im Maschinenbau, nicht die Ziffer η allein als maßgebend für den Gütegrad des Hebers anzusehen ist, vielmehr darf man eine Beurteilung von Heberformen nach dem Wirkungsgrade wegen anderer, von ihm unabhängiger, wichtiger Gesichtspunkte — in erster Linie gehört hierher das sichere Anspringen bei kleiner Einlaufüberstauung — nur sehr beschränkt vornehmen und in dieser Richtung nur Gruppen unter sich ähnlicher Heberformen miteinander vergleichen.

Von hoher praktischer Bedeutung ist es nun, daß für die verschiedensten Heberformen der Wert η bereits bekannt ist und man daher die Wassermenge, den Ausgangspunkt für die strömungstheoretische Behandlung, für ein neues Modell mit einiger Sicherheit schätzen kann. In dieser Richtung ist auf die Dissertation W. Heyn¹⁰⁾ sowie auf die Veröffentlichung der Mittleren Isar-A.-G.¹¹⁾ hinzuweisen, in denen η -Werte für die verschiedensten Modellformen angegeben sind. Die Werte schwanken zwischen 60 und 80 % und liegen bei hydraulisch günstigen Heberformen in der Regel zwischen 70 und 75 %. Für das vom Verfasser untersuchte Modell II sind die η -Werte in Abhängigkeit von h_{ii} in der Abb. 14 dargestellt, während für Modell I auf die Ausrechnung der Werte verzichtet wurde, um irriige Vergleiche der oben beschriebenen Art zu vermeiden.

In der genannten Arbeit von Heyn ist insbesondere noch der Versuch gemacht, den η -Wert jeweils unmittelbar zu berechnen an Hand der

senkrechten Auslauf je nach der Zuflußmenge zwischen 12 und 14 Sekunden. Der bei zu geringem Zufluß auftretende Pendelzustand, bei dem die Heberwirkung nach Absaugen einer bestimmten Wassermenge und Senken des OW-Spiegels aussetzt, um nach genügendem Wiederaufstau des Wassers von neuem zu beginnen, wurde näher untersucht bei der Modellform I mit senkrechtem Auslauf und graphisch dargestellt in Abb. 22 u. 23. Bei diesen Versuchen wurde die Wassermenge stark gedrosselt, so daß eine möglichst lange Periode der zeitlichen h_{ii} -Schwankung auftrat. Wie Abb. 22 zeigt, liegt der Höchstwert der Kurve für die Austrittsweite $a = 82$ mm bei $h_{ii} = 80$ mm. Ein kleineres $\max h_{ii}$ wurde auch bei weiterer Verkleinerung der Zuflußmenge, bei der dann nur die Periode länger wird, nicht mehr erreicht. Für die verschiedenen Austrittsweiten zwischen $a = 70$ und 120 mm ist die größte Spiegelerhebung für kleine Zuflußmengen und möglichst lange Pendelperioden in Abb. 23 dargestellt.

Bei Modell II betrug die Anspringzeit, wie Abb. 24 zeigt, bei großen Zuflußmengen und ohne untere Wasserhaltung 7 bis 9 sek; nach Einbau der Wasserhaltung ging sie unter sonst gleichen Versuchsbedingungen auf 3 bis 4 sek herunter. Bei kleinen Zuflußmengen (Pendelzustand) betrug das kleinste $\max h_{ii}$ der Pendelperiodenkurve $h_{ii} = f(\text{Zeit})$ (vergl. Abb. 22) und damit die OW-Regeltoleranz etwa 50 mm gegenüber 80 mm bei Modell I.

Nach diesen Messungen ist also der Heber nach Modell II dem nach Modell I hinsichtlich der Anspringzeit und der Regeltoleranz, besonders nach Einbau der unteren Wasserhaltung überlegen, während bei Modell I die Druckverteilung längs der Wände erheblich günstiger ist, wie ein Vergleich der Abb. 15 mit Abb. 16 u. 17 unter Beachtung der verwendeten Druckmaßstäbe zeigt.

¹⁰⁾ W. Heyn: Die Entwicklung des selbsttätigen Saugüberfalles zum Wasseregel D.R.P. und Beiträge zu seiner Berechnung. Dissertation. Hannover 1926.

¹¹⁾ Mittlere Isar-A.-G., Modellversuche über die zweckmäßigste Gestaltung einzelner Bauwerke. S. 22 u. f. Rom-Verlag, Charlottenburg.

Für die Vorausbestimmung der Beanspruchungen der Heberwände eines gegebenen Modells sowie insbesondere der Möglichkeit des Auftretens zu hoher Unterdrücke erweist sich der eingeschlagene Weg der Energiebehandlung mit Hilfe des Potentialnetzes als geeignet, wie die Eintragung der aus den Energiediagrammen Abb. 18 bis 21 erhaltenen theoretischen Druckkurven in die Abb. 15 bis 17 zeigt. Wie die Untersuchung des Hebermodells I zeigt, bei dem für den

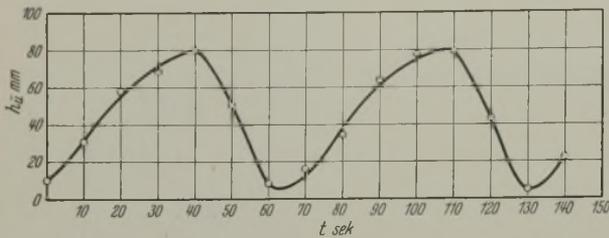


Abb. 22. Hebermodell I, senkrechter Auslauf. h_{ii} als Funktion der Zeit beim Pendelzustand. Mittlere Zuflußmenge = 26,5 l/sek.

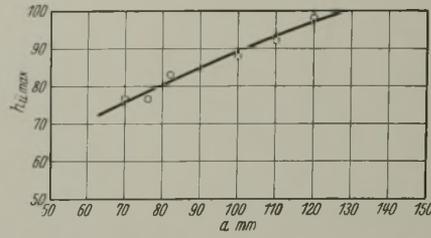


Abb. 23. Hebermodell I, senkrechter Auslauf. $h_{ii,max}$ als Funktion der Austrittsweite a beim Pendelzustand.

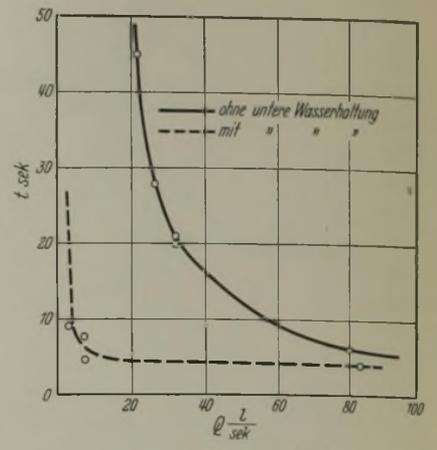


Abb. 24. Hebermodell II. Ansprungszeiten bei verschiedenen Zuflußmengen.

Heberschlauch die Bedingung gleichen Druckes längs der Wände gestellt war, kann man ferner mit guter Annäherung einen bestimmten Druckverlauf durch entsprechende Querschnittsbemessung erreichen und damit auch den Unterdruck in der Krümmung durch probeweise ermittelte Formgebung und Durchrechnung mit Hilfe der Netzkonstruktion in zulässigen Grenzen halten.

Eine Gesetzmäßigkeit, die die Energieverluste des an der Wand fließenden Wasserfadens enthalten würde, läßt sich nach früherem zwar wegen der verschiedenen Störungserscheinungen nicht aufstellen. Es liegt aber nahe, den durch Messungen ermittelten Druckverlauf längs eines Heberprofils im Energiediagramm näherungsweise darzustellen durch einen Kurvenzug, der etwa aus nur einem einzigen Meßpunkt abzuleiten wäre; die für den praktischen Fall nötige Versuchsarbeit würde dadurch wesentlich vereinfacht werden. Eine gute Annäherung wurde erreicht durch Darstellung der E -Linie als Hyperbel, die aus den Asymptoten und einem Kurvenpunkt konstruiert wurde. Als Asymptoten wurde die ursprüngliche wagerechte Linie konstanter Energie ($E = 1,044$ bei Modell I, $E = 1,136$ bei Modell II) und die Lotrechte durch eine der letzten Potentiallinien am Heberaustritt, als fester Punkt der Hyperbel (in den Diagrammen besonders gekennzeichnet) ein Meßpunkt im geraden Heberschlauch gewählt. Die auf diese Weise gewonnenen Kurven sind in den Abb. 15 bis 17 und 18 bis 21 strichpunktiert eingezeichnet. Die Annäherung ist für das Modell I erheblich besser als für das Modell II, bei dem durch störende Wirkung der Krümmungen und Wirbelerscheinungen in der Doppelkrümmung und an der Anspringkante die Streuung der Meßpunkte, besonders an der Innenwand (Abb. 16), erheblich größer ist.

Bei Übertragung der Modelluntersuchung auf das ausgeführte Bauwerk ist aus den Druckmessungen oder, bei Fehlen von Modellmessungen, aus der theoretisch er-

mittelten Annäherung an den Druckverlauf weiter zu entnehmen, wie hoch für die untersuchten Profile der Vergrößerungsmaßstab oder wie groß etwa das Grenzgefälle des betreffenden Modells gewählt werden darf, ohne daß die Gefahr zu hoher Unterdrücke und der Bildung von Wirbelräumen durch Luftabscheidung auftritt. Will man bei dem Strömungsvorgang im Bauwerk zur Vermeidung störender Luftabscheidung einen größten Unterdruck von nur -8 m zulassen, so beträgt, wenn man mit $min h$ den größten Unterdruck im Modell bezeichnet, die zulässige Linearvergrößerung des Modells $K = \frac{8}{min h}$. Für Modell I mit $min h = -0,27$ m (gemessen bei $h_{ii} = 80$ mm) wird demnach $K \approx 30$, für Modell II mit $min h = -1,16$ m (gemessen bei $h_{ii} = 100$ mm) $K \approx 7$. Das Hebergefälle bei Modell I betrug $0,790$ m, das bei Modell II $0,800$ m. Man kann demnach, ohne das Auftreten zu hoher Unterdrücke in der oberen Krümmung befürchten zu müssen, Heber nach Modell I bis zu einem Gefälle von etwa 23 m ausführen. Bei Modell II ist dagegen störungsfreie Strömung nur bis zu einem Gefälle von etwa $5,5$ m zu erreichen, bei stärkerer Vergrößerung kann sich der durch die Vergrößerungsziffer K geforderte Unterdruck nicht einstellen, vielmehr wird sich an der Innenkrümmung ein Luftwasserwirbel bilden, in dem der Druck unterhalb -8 m pendelt. Es erhellt daraus, daß für das zulässige „Gefälle“ eines Hebers gleich Differenz zwischen Oberwasser und Austrittskante (s. Abb. 1) die 10 -m-Grenze belanglos ist, daß man vielmehr bei der Bemessung des Gefälles in erster Linie auf die bei der Strömung in dem betreffenden Profil auftretenden Unterdruckverhältnisse zu achten hat.

Alle Rechte vorbehalten.

Versuche an Armco-Eisen.

Von Prof. Müllenhoff, Aachen.

Die in den letzten Jahren wieder sehr lebhaften Bestrebungen, unser Flußeisen (Flußstahl) durch ein besseres Material zu ersetzen, das auch, unter anderen Eigenschaften, möglichst rostfest sein soll, haben auch wieder die Aufmerksamkeit auf das Armco-Eisen gelenkt.

Dieses Eisen wird seit etwa zwanzig Jahren von der American Rolling Mill Co in Middletown, Ohio, ursprünglich unter dem Namen American Ingot iron hergestellt und nach den Ergebnissen von Korrosionsversuchen in verdünnter Schwefelsäure als besonders widerstandsfähig gegen Rosten bezeichnet. Einen kurzen Bericht über die Herstellung dieses Eisens, seine Zusammensetzung usw. habe ich in „Stahl und Eisen“ 1910, S. 425 veröffentlicht. Meine Hoffnung, daß dieser Hinweis vielleicht auch ein deutsches Hüttenwerk veranlassen könnte, Versuche in ähnlicher Richtung aufzunehmen, scheint sich erst in der letzten Zeit erfüllt zu haben, da angeblich die Vereinigten Stahlwerke ein ähnliches oder gleiches Material herstellen sollen. Seit einigen Jahren versucht nun die American Rolling Mill Co ihre Erzeugnisse auch in Europa abzusetzen, und bei einer Anfrage aus Holland wurde einer deutschen Eisenbauanstalt die Verwendung dieses Eisens nahegelegt.

Die Leiter der Firma wandten sich um Auskunft über das ihnen unbekannte Material an mich und übermittelten mir im Verfolg der Verhandlungen Proben des Materials, um daran die Versuche vorzunehmen, deren Ergebnisse hier mitgeteilt werden sollen.

I. Die Rostversuche.

Die Widerstandsfähigkeit gegen Rosten kann durch Laboratoriumsversuche, bei denen der Widerstand gegen Angriffe verdünnter Säuren

ermittelt wird, bekanntlich nicht sicher festgestellt werden. — Die Rostversuche im Freien erfordern zwar längere Zeit, geben aber, da das Rosten unter annähernd den gleichen Verhältnissen wie in den Bauwerken stattfindet, zuverlässigere Ergebnisse. Es wurden deshalb am Anfang des Jahres 1927 je zehn gleiche Proben aus Armco-Eisen und aus gewöhnlichem Flußeisen unter genau gleichen Bedingungen dem Angriff von Luft und Feuchtigkeit ausgesetzt. Nach je einem Monat wurde eine Probe entnommen und der Rostverlust festgestellt.

Um auch den Einfluß von besonders stark verunreinigter Luft, wie sie auf Hüttenwerken, Gaswerken u. dergl. vorkommt, zu erfassen, wurden ferner je zehn Proben der beiden Eisensorten auf dem Dache der Technischen Hochschule Aachen, d. h. in ziemlich reiner Luft, und in einem Schlotte des städtischen Gaswerkes aufgehängt, durch den der Dunst abzieht, der sich entwickelt, wenn der aus den Retorten ausgestoßene Koks abgelöscht wird. Außer durch Wasserdampf, Kohlenoxyd und Kohlen-säure ist dort die Luft auch durch Schwefel- und Stickstoffverbindungen (Schweflige Säure, Cyanwasserstoff u. a.) verunreinigt. Der mit dem Dunst hochgerissene Koksstaub setzte sich allerdings bald in ziemlich dicker Schicht um die Proben, und zwar war diese Schicht anfangs locker, wurde aber mit der Zeit fester und härter. Sie wurde deshalb vom dritten Monat an monatlich jeweils bei der Entnahme einer Probe durch Abklopfen soweit entfernt, als sie leicht absprang.

Da die Koksstaubschicht in den Zeiten, in denen kein Dunst abzog, die Feuchtigkeit festhielt, wird sich wohl ihr schützender und schädlicher Einfluß mehr oder minder aufgehoben haben.

Um den immerhin möglichen Einfluß einer verschiedenen Zusammensetzung der Walzhaut der beiden Eisensorten zu erfassen, wurden ferner sechs Monate später weitere zwei Reihen von je zehn Proben beider Materialien auf dem Dache der Hochschule und in dem gleichen Dunstabschlote aufgehängt, bei denen die Walzhaut auf beiden Seiten abgeschliffen war. Im ganzen wurden also je 40 Proben Armco-Eisen und Flußeisen ausgehängt, von denen zwei verloren gingen.

Die Aufhängung der Proben auf dem Dache der Technischen Hochschule geschah folgendermaßen. An dem hölzernen Gelände einer dort befindlichen Plattform wurden in etwa 3 m Abstand zwei Latten senkrecht befestigt und zwischen diesen in etwa 50 cm Abstand gut gewachste Hanfschnüre gespannt. An ihnen wurden die Proben an Haken aus stark mit Guttapercha isoliertem Kupferdraht aufgehängt, so daß sie allseits frei im Winde hingen und sich nicht berührten.

Die Proben im Dunstabzuge wurden an gleichen Haken an mehrere Holzstäbe gehängt, die quer durch den Dunstabzugschacht hindurch gingen.

I. Rostproben mit Walzhaut.

A. Im Freien. (Abb. 1 u. 2.) B. Im Gaswerk.

Alter in Monaten	Armco-Eisen				Flußeisen				
	Rostverlust in %		Rostverlust in mg/cm ²		Rostverlust in %		Rostverlust in mg/cm ²		
I	0,57	6,7	0,68	5,4	I	6,24	48,5	3,59	29
II	0,84	10,1	0,58	4,6	II	10,02	89,5	7,32	59
III	1,03	12,6	0,71	5,5	III	7,16	60,0	8,01	63
IV	1,51	18,8	1,77	14,5	IV	8,67	79,0	11,7	94
V	1,90	24,3	2,18	17,3	V	18,0	165	16,0	125
VI	2,08	23,2	3,54	27,5	VI	23,4	214	20,2	161
VII	3,22	28,7	3,03	24,6	VII	22,9	215	21,8	181
VIII	3,31	29,7	3,18	26,2	VIII	25,0	226	26,0	206
IX	3,58	32,9	3,46	25,2	IX	24,8	226	27,2	219
X	3,72	34,0	3,46	26,6	X				verlorengegangen

Die Proben oberhalb der starken Linie sind nur mit Stahlrahtbürste, die unterhalb mit Bürste und chemisch entrostet.

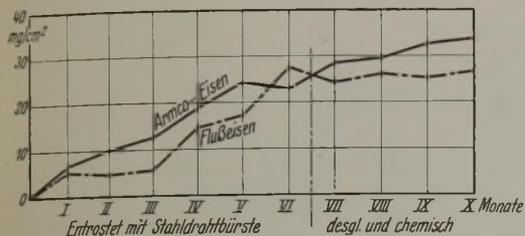


Abb. 1. Proben mit Walzhaut im Freien (Reihe A). Rostverlust in mg/cm² Oberfläche.

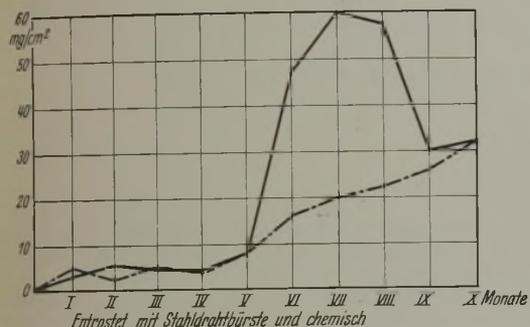


Abb. 3. Proben ohne Walzhaut im Freien (Reihe C). Rostverlust in mg/cm² Oberfläche.

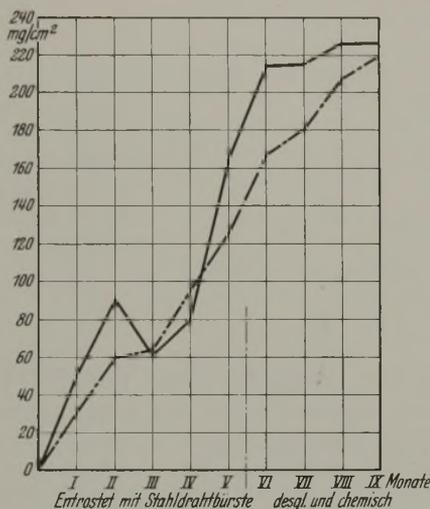


Abb. 2. Proben mit Walzhaut im Gaswerk (Reihe B). Rostverlust in mg/cm² Oberfläche.

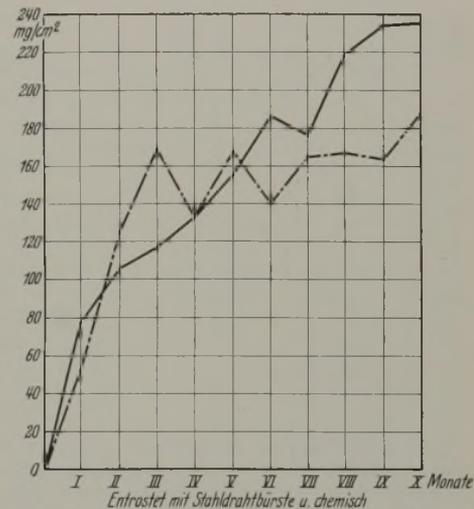


Abb. 4. Proben ohne Walzhaut im Gaswerk (Reihe D). Rostverlust in mg/cm² Oberfläche.

II. Rostproben ohne Walzhaut.

C. Im Freien. (Abb. 3 u. 4.) D. Im Gaswerk.

Alter in Monaten	Armco-Eisen				Flußeisen				
	Rostverlust in %		Rostverlust in mg/cm ²		Rostverlust in %		Rostverlust in mg/cm ²		
I	0,33	2,8	0,71	4,7	I	9	77	8,43	54
II	0,62	5,3	0,35	2,2	II	12,44	106	18,8	125,5
III	0,49	4,4	0,71	4,7	III	13,7	117	24,5	169
IV	0,47	4,1	0,59	3,9	IV	15,3	133	20,2	132
V	0,84	7,4	1,16	7,3	V	18,0	156	25,3	168
VI	5,30	46,6	2,41	15,5	VI	21,8	188	21,0	140
VII	7,17	59,8	3,16	19,6	VII	20,4	177	24,2	164
VIII	6,57	57,5	3,45	22,0	VIII	25,4	220	24,8	167
IX	3,37	29,2	3,83	25,8	IX	27,3	235	24,5	164
X	3,65	31,9	4,88	31,9	X	26,7	237	27,7	188

Alle Proben mit Stahlrahtbürste und chemisch entrostet.

Durch diese Aufhängung frei im Raume dürfte das Auftreten elektrischer Ströme, die bekanntlich das Rosten stark beeinflussen, vermieden worden sein. Die Isolation der Haken war, soweit erkennbar, auch bei den Proben, die bis zuletzt hingen, in keinem Falle durchgescheuert.

Die Proben waren etwa 9 × 7 bis 8 × 5 cm groß und in Armco-Eisen 2,38 mm, in Flußeisen 2,15 mm im Mittel dick. Das Gewicht der Proben mit Walzhaut betrug ursprünglich aus Armco-Eisen etwa 90 g, aus Flußeisen etwa 60 g, das der Proben ohne Walzhaut aus Armco-Eisen etwa 73 g, aus Flußeisen etwa 55 g. Ihre chemische Zusammensetzung hat auf gütige Vermittlung von Herrn Prof. Dr.-Ing. Piwo w a r s k y das Laboratorium des Stahlwerkes Hoesch untersucht. Sie zeigten im Mittel von je zwei Analysen, deren Einzelwerte nur wenig verschieden waren, folgende Zusammensetzung:

	Gehalt an C	P	Mn	S	Si	Cu
Armco-Eisen	0,04	0,010	0,07	0,0225	0,01	0,08 %
Flußeisen	0,05	0,019	0,295	0,0305	0,01	0,305 %

Es ist mir eine angenehme Pflicht, den Genannten herzlichst für die freundliche Unterstützung zu danken, besonders aber auch dem Dozenten an unserer Hochschule, Herrn Dr. Salmang, der die Proben vor den Versuchen gewogen, später entrostet und wieder gewogen hat. Die Entrostung geschah zunächst einfach durch Abbürsten mit einer Stahlrahtbürste, später wurden die Proben nach dem Abbürsten noch mit heißem Ätznatron und Zink behandelt, um auch die letzten Spuren des Rostes zu entfernen.

Es ergaben sich die in der nebenstehenden Tabelle zusammengestellten Rostverluste. Das Alter der Proben ist in Monaten vom Tage des Aushängens an gerechnet angegeben, der Gewichtsverlust in Prozenten des Gesamtgewichtes und in mg für 1 cm² Oberfläche.

Da die mittlere Dicke der Blechstreifen aus Armco-Eisen rd. 2,38 mm, der aus Flußeisen rd. 2,15 mm betrug (beide schwankten um etwa ± 3%), sind die Gewichtsabnahmen in Prozenten nicht unmittelbar vergleichbar. In den Abbildungen 1 bis 4 sind deshalb die Rostverluste in mg/cm² Oberfläche für die beiden Eisensorten aufgetragen.

Hierzu ist zu bemerken: Mehrfach haben Proben, die länger den Angriffen der Luft oder des Schwadens im Dunstschlot des Gaswerkes

ausgesetzt waren, kleinere Rostverluste gehabt als die kürzer ausgesetzten Proben. Am auffälligsten ist das bei der Reihe D Flußeisen (Abb. 4), wo die drei Monate alte Probe 169 mg/cm², die sechs Monate alte Probe nur 140 mg/cm² Verlust zeigt, und bei den Proben Reihe C Armco-Eisen, wo die sechs, sieben und acht Monate alten Proben fast doppelt so hohen Rostverlust hatten als die neun und zehn Monate alten Proben.

Eine Erklärung für diese auffällige Tatsache habe ich nicht. Bei den Proben im Gaswerk (Abb. 4) könnte vielleicht das Abklopfen der dicken Schicht von Koksstaub trotz aller angewendeten Vorsicht zu den starken Schwankungen beigetragen haben. Bei den Versuchen im Freien versagt aber diese Erklärung, da die Proben die ganze Zeit vollkommen unberührt geblieben haben.

Während das Entrostet anfangs mit einer Stahlrahtbürste leicht vor sich ging, wurde es mit zunehmender Tiefe des Rostangriffes immer schwieriger, und es bestand die Gefahr, daß entweder der Rost nicht völlig entfernt wurde oder durch zu scharfes Bürsten auch metallisches Eisen mitgenommen wurde. Es wurde deshalb beim Entrostet von Probe B VI und A VII an nur leicht gebürstet und der Rest des Rostes chemisch

entfernt; die Proben der Reihe II, ohne Walzhaut, sind alle so entrostet worden.

Wenn auch wegen der Kleinheit der Proben und ihrer geringen Anzahl die Versuche wohl keinen endgültigen Schluß zulassen, so scheint mir doch das aus den Versuchen hervorzugehen, daß die angeblich größere Widerstandsfähigkeit des Armco-Eisens gegen den Rostangriff unter den hier vorliegenden Verhältnissen nicht vorhanden war. Da sich das Armco-Eisen in Amerika gut bewährt haben soll, ist das vielleicht nur ein Zufallsergebnis. Die ZerreiBversuche lassen es nämlich wahrscheinlich erscheinen, daß die Tafel, aus der die Proben geschnitten waren, zu kalt fertig gewalzt worden war, so daß das Eisen kalt verformt war. Es ist aber bekannt¹⁾, daß kaltverformtes Eisen durch Ätzmittel leichter angegriffen wird, je höher der Reckgrad ist. Da ist es wahrscheinlich, daß auch die Luft und ihre Verunreinigungen stärkeres Rosten hervorrufen.²⁾

II. ZerreiBversuche.

Außer den beschriebenen Rostversuchen wurden ZerreiBversuche an Flachstäben aus Armco-Eisen und Flußeisenstäben von annähernd gleicher Dicke vorgenommen.

Während die Flußeisenstäbe durchaus normale Werte für die Elastizitätsgrenze, Streckgrenze, Festigkeit und Elastizitätsmaß ergaben und nur die Bruchdehnung mit etwa 15% hinter den üblichen Werten zurückblieb — was bei Proben von nur 2 mm Stärke ja nichts auffälliges ist — ergab sich bei genau gleicher Durchführung der Versuche an den Stäben aus Armco-Eisen im Mittel die Elastizitätsgrenze bei 1400 kg/cm², die Streckgrenze bei 2075 kg/cm², die Festigkeit zu 2750 kg/cm² und die Bruchdehnung zu etwa 27%.

¹⁾ Vergl. Sachs, Die Grundbegriffe der mechanischen Technologie der Metalle, S. 125.

²⁾ Auch an Trägern zeigt sich bekanntlich der Rost zuerst in den Linien, in denen Fließfiguren erkennbar werden.

Der Bestimmung des Elastizitätsmaßes stellten sich anfangs Schwierigkeiten entgegen, da sich der Querschnitt der Stäbe stark verwölbte, bis zu 1/10 der Stabbreite. Diese Erscheinung, die ja auch an Flachstäben aus gewöhnlichem Flußeisen mitunter auftritt, ist m. W. noch nicht befriedigend erklärt. Vielleicht läßt sie sich durch innere Spannungen infolge der kalten Fertigwalzens erklären, wenn man annimmt, daß die entstandenen Reckspannungen über die Dicke des Bleches nicht gleichförmig verteilt sind.

Nachdem dann neues Material beschafft war, das etwas dicker war, ließ mein Kollege, Herr Prof. Dr. Rötcher, durch Herrn Dipl.-Ing. Hennes im Laboratorium für mechanische Technologie einige weitere Versuche ausführen. Und zwar wurden Stäbe untersucht, deren Walzhaut abgeschliffen war, um den bei den dünnen Blechen immerhin möglichen Einfluß der Walzhaut auszuschalten. Es ergaben sich u. a. folgende Werte:

Stabbreite	2,80	2,82	cm
Stabdicke	0,377	0,370	"
Elastizitätsgrenze	1300	1200	kg/cm ²
Fließgrenze	3000	3)	"
Zugfestigkeit	3530	3540	"
Elastizitätsmaß	2120000	2084000	"
Bruchdehnung	33	21	%

Auch diese Versuche führten also zu dem Ergebnis, daß sich die untersuchten Stäbe nicht wesentlich von gewöhnlichem Flußeisen unterscheiden, daß sie aber, was auf Zufall beruhen kann, kein sehr gleichförmiges Material zu sein scheinen.

Allerdings dürften auch hier größere Versuchsreihen erforderlich sein, um ein abschließendes Urteil bilden zu können, und besonders bei den mechanischen Versuchen wären dazu dickere Bleche erforderlich.

³⁾ Nicht genau festgestellt, etwa bei 2600 kg/cm².

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wolga - Don - Wasserstraße.

Vom Geheimen Baurat M. Contag, Berlin-Friedenau.

Der in Rußland schon früher geplante Bau eines Wolga-Don-Kanals, der die bisher getrennten Stromgebiete verbinden und damit auch eine Wasserverbindung des Kaspischen Binnenmeeres mit dem Schwarzen Meer schaffen würde, soll nunmehr zur Ausführung gelangen. Es soll hier nicht die große wirtschaftliche Bedeutung der neuen Schifffahrtstraße für das Russische Reich näher erörtert werden. Hierüber hat der Leiter des Vorarbeitenamtes, Prof. Aksamitny, auf der Russischen Handelsdelegation zu Berlin am 15. November v. J. einen ausführlichen Vortrag gehalten, in dem auch der Bauentwurf in technischer Hinsicht eingehend erläutert wurde. (Vergl. auch die kurze Mitteilung in der „Bautechnik“ 1928, Heft 51, S. 750 über eine Kanalverbindung zwischen Wolga und Don.)

und nur 55,3 m über dem künftigen Stauspiegel des Don. Eine Führung der Kanallinie in der Luftlinie verbot sich aus technischen und geologischen Gründen, weil die Wasserscheide dort etwa 40 m höher liegt und die Sandüberlagerung der im allgemeinen aus Lehm und Ton bestehenden Schichten Rutschungen befürchten ließ. Von einer Durchtunnelung der Wasserscheide mußte, ebenso wie von Schiffshebwerken, wegen der großen Schiffsabmessungen von vornherein abgesehen werden. Die in Abb. 2 eingetragene Linie schließt sich dem Gelände tunlichst an und hat

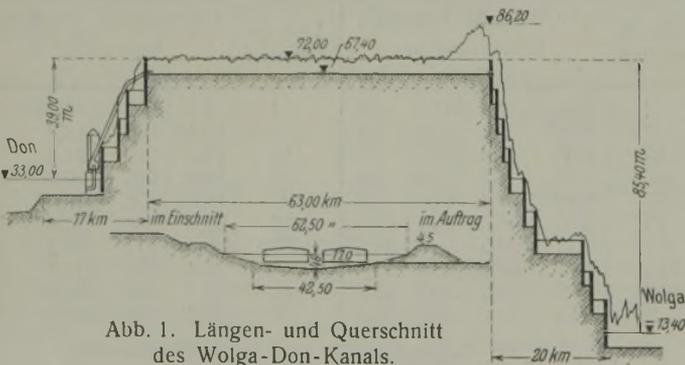


Abb. 1. Längen- und Querschnitt des Wolga-Don-Kanals.



Abb. 2. Lageplan des Wolga-Don-Kanals.

Die eigenartige technische Ausgestaltung des großzügigen Planes wird die deutsche Fachwelt interessieren, und seine spätere Bauausführung wird auch für deutsche Unternehmerrkreise von Bedeutung sein, denn man rechnet dabei, wenn nicht in finanzieller, so doch in technischer Hinsicht auf die Mithilfe Deutschlands.

Der Bauentwurf der neuen Wasserstraße, der nachstehend kurz beschrieben werden soll, besteht aus zwei Teilen von ganz verschiedenem Charakter, nämlich:

- I. aus dem 100 km langen Wolga-Don-Kanal (Abb. 1) und
- II. aus der 500 km langen zu kanalisierenden Stromstrecke des Don.

I. Der Wolga-Don-Kanal.

Mit Rücksicht auf den Wolgaschiffsverkehr mußte dem neuen Kanal ein Schiffstyp mit 4800 t Ladefähigkeit zugrunde gelegt werden, der die größten Rheinschiffe bei weitem übertrifft und zu außergewöhnlichen Abmessungen des Kanalquerschnittes führt.

Ein Blick auf den Lageplan (Abb. 2) zeigt, daß die Wolga sich dem Don bei Stalingrad bis auf 60 km in der Luftlinie nähert. Die Wasserscheide liegt, wie aus Abb. 1 ersichtlich, an ihrem tiefsten Punkte südlich Stalingrad 86,2 m über dem Meer bzw. 99,6 m über dem Wolgaspiegel

daher eine Längsentwicklung von 100 km. Wird der Spiegel der Scheitelhaltung auf + 72 m über dem Meer gelegt, so beschränken sich die großen Einschnittarbeiten auf eine kurze Strecke beim Abstieg zur Wolga. Der kleinste Krümmungshalbmesser beträgt 1000 m, eine Spiegelverbreiterung in gekrümmten Strecken ist nicht vorgesehen.

Der Aufstieg von der Wolga zur Scheitelhaltung geschieht mittels 9 offener Kammerschleusen. Bei dem Wasserwechsel von 10,25 m mußte die erste hochwasserfrei angeordnete Schleuse ein größtes Gefälle von 11 m erhalten, während die weiteren 8 Schleusenstufen das gleiche Gefälle von 9,3 m haben. Der Abstieg von der Scheitelhaltung zu dem um 39 m tiefer liegenden Stauspiegel des Don soll durch 4 Schleusen von je 9,75 m Gefälle bewirkt werden. Das dem Kanalbau zugrunde gelegte Schiff von 4800 t Tragfähigkeit hat bei 120 m Länge und 17 m Breite einen Tiefgang von 2,85 m. Danach wurden die Abmessungen der Schleusenkommer auf 130 m nutzbare Länge, 18 m Torweite und 3,6 m Drempeltiefe festgesetzt. Die Schleusen sollen in Eisenbeton hergestellt werden und am Oberhaupt einen Klapptorverschluß, am Unterhaupt Stemmtore erhalten. Bei einem Hubtorverschluß hätte man 10 m Kammerlänge sparen und die Bedienung wesentlich erleichtern können, aber behördlicherseits war eine lichte Durchfahrhöhe von 14 m für den ganzen Kanalbau verlangt worden.

Danach kam ein Hubtorverschluß nicht in Frage, obgleich bei 13 Schleusen durch die Verkürzung der Kammerlänge die Kosten einer ganzen Kammer erspart und die Füllungskosten verringert werden konnten. Auch der Bau fester Brücken würde dadurch so erschwert werden, daß man für Querverbindungen über den Kanal Seilfähren in Aussicht genommen hat. Zur Füllung und Entleerung der Schleusen kammer dienen große Umlaufkanäle, die oben durch Walzen, unten durch Schützen absperrbar sind. Die Leistungsfähigkeit einer Schleuse ist bei Annahme eines durchschnittlichen Ladevermögens der Schiffe von 3700 t und bei einer Schifffahrtsperiode von 196 Tagen und 24 Schleusungen am Tag zu 17,5 Mill. t ermittelt. Von der Anlage von Doppelschleusen oder Sparbecken neben der Schleuse hat man abgesehen, obwohl die Scheitelhaltung auf künstliche Speisung angewiesen sein wird. Der Querschnitt des Kanals ist, wie aus Abb. 1 zu ersehen, nach dem Vorbild unserer deutschen Kanäle muldenförmig gestaltet. Die größte Wassertiefe beträgt 4,6 m, der Wasserquerschnitt 214 m², entsprechend dem 4,7fachen Tauchquerschnitt des größten Schiffes. Dieser Querschnitt ist mehr als doppelt so groß wie derjenige des Mittellandkanals. Die Kanalböschungen verringern ihre Neigung von 1:1,5 auf 1:2 und 1:4 bis zur Sohle. Die Böschung 1:2 erhält in Höhe des Wasserspiegels eine ausgedehnte Abpflasterung. In den Auftragstrecken von zusammen 22 km Länge ist eine 0,5 m starke Tonschicht zur Dichtung vorgesehen. Die größte Einschnitttiefe in der Scheitelhaltung übersteigt nicht 18,8 m.

An beiden Endpunkten des Kanals an der Wolga und am Don sind zur Ansammlung der Schiffe große Vorhäfen vorgesehen, die im Winter als Schutzhäfen, sowie für Lös- und Ladezwecke genutzt werden können. Der Kanal ist mit breiten Leinpfaden versehen, und 55 Raupenschlepper zu je 45 PS sollen bei einer Geschwindigkeit von 3,6 km/h einen Güterverkehr von 7 Mill. t bewältigen. Bei weiterer Steigerung des Verkehrs kann später ein Schiffszug mit Elektrolokomotiven eingerichtet werden.

Da eine ausreichende natürliche Wasserversorgung der 63 km langen Scheitelhaltung nicht möglich sein wird, soll die Speisung mit dem errechneten Bedarf von 17 m³/sek mittels eines Pumpwerkes vom Don aus durchgeführt werden. Durch die erste unterhalb der Kanalöffnung im Don zu errichtende Stauanlage wird dessen Spiegel auf 33 m über dem Meer festgelegt, und durch den Nebenfluß Korowka gelangt das Wasser zu dem Pumpwerk. Dieses erfordert bei einer Hubhöhe von 39 m eine Maschinenleistung von 16400 PS und enthält 7 Pumpenaggregate von je 3 m³/sek Leistungsfähigkeit. Die Stromversorgung des Pumpwerkes wird von der im Bau befindlichen Überlandzentrale Stalingrad übernommen und durch eine 57 km lange Fernleitung mit 66000 V Spannung übermittelt werden. Infolge der Möglichkeit, die Speisung des Kanals hauptsächlich in die Nachtzeit zu verlegen, wird ein äußerst niedriger Strompreis erreichbar sein, so daß die Selbstkosten sich auf nur 1 1/3 Pf. für das m³ Speisewasser stellen werden. Dadurch macht sich die Anlage kostspieliger Wasserspeicher an den einzelnen Schleusen überflüssig. Auf der Wasserscheide können übrigens jährlich noch etwa 29 Mill. m³ aus natürlichem Abfluß gewonnen werden, die zur Frühjahrsfüllung des Kanals mit verwendet werden sollen. Die zur Deckung des Wasserverbrauches der Schleusen und für die sonstigen Verluste notwendige Wassermenge, die das Pumpwerk zu fördern haben wird, ist auf jährlich 261 Mill. m³ ermittelt.

Die gesamte Erdbewegung von 33 Mill. m³ soll zu 70% mit Baggermaschinen, zu 30% im Spatenbetrieb bewirkt werden, um dabei eine größere Zahl von Arbeitern zu beschäftigen. Die Bauwerke werden nach den vorliegenden Massenberechnungen 70 000 m³ Betonmauerwerk und 10 000 t Eisen erfordern. Nach einem ausführlichen Kostenvoranschlag werden die Baukosten der 100 km langen Kanalstrecke alles in allem 240 Mill. R.-M. betragen, wovon auf die Erdarbeit etwa 70 Mill., auf die 13 Schleusen etwa 80 Mill. und auf Sonstiges etwa 90 Mill. R.-M. entfallen.

Der ziemlich hohe Kilometerpreis von 2,4 Mill. R.-M. kann angesichts der sehr großen Querschnitt- und Schleusenabmessungen, die dem Kanal den Charakter eines Seekanals geben, nicht überraschen. Die Bauzeit ist auf 5 bis 6 Jahre veranschlagt, sie wird aber wohl infolge der durch die klimatischen Verhältnisse erforderlichen langen Winterpause kaum einzuhalten sein.

Eine Ausnutzung der Schleusengefälle zum Kraftgewinn kommt bei der billigen Stromversorgung durch die benachbarte Kraftzentrale nicht in Frage. Am Don erschweren die Hochwasserverhältnisse die Anlage von Kraftwerken, und am Wolgaabstieg würde die Wirtschaftlichkeit des theoretisch durch eine Stollen- und Druckrohrleitung auszunutzenden Gefälles

von 85 m dadurch sehr vermindert sein, daß das Kraftwasser erst vom Don auf 39 m künstlich gehoben werden muß.

II. Die Donkanalisierung.

Der Don besitzt ein Niederschlagsgebiet von 430 259 km², das also dreimal so groß ist wie das der Elbe. Dementsprechend übertrifft auch seine Wasserführung von 120 m³/sek bei NW und 13000 m³/sek bei HW bei weitem die Abflußmenge der Elbe. Das Stromgefälle ist verhältnismäßig gering und stellt sich auf der unteren Strecke von Kalatsch bis Rostow, die durch Vollkanalisierung für die Großschifffahrt ausgebaut werden soll, auf durchschnittlich 1:15000. Die Ufer sind im allgemeinen flach und werden bei HW meilenweit überschwemmt. Der Don hat nur geringe Sinkstoffführung, auch keinen schweren Eisgang, wie die Wolga. Sein Stromlauf befindet sich aber noch im Urzustande, wie etwa der Oberrhein vor 100 Jahren. Stromteilungen, Inseln, Sandbänke und scharfe Krümmungen kennzeichnen den verwilderten Zustand. Trotzdem findet in den Sommermonaten von Woronesch abwärts Kleinschifffahrt statt, und zwischen Kalatsch und Rostow besteht regelmäßiger Dampferverkehr. Der jetzige Jahresverkehr der Donschifffahrt wird auf etwa eine Million Gütertonnen angegeben.

Nach dem vorliegenden Kanalisierungsplan sollen auf der 500 km langen Strecke Kalatsch—Rostow 10 Staustufen mit Schiffschleusen eingebaut und das Fahrwasser zwischen diesen lediglich durch Baggerung auf die erforderliche Fahrtiefe von 3 m gebracht werden. Ob dies ohne Herstellung eines einheitlichen Stromschlauches, ohne Durchstiche und Seitenkanäle möglich sein wird, erscheint fraglich. Die Länge der Halungen zwischen den 10 Staustufen schwankt zwischen 26 und 77 km, das Schleusengefälle bei NW zwischen 2,3 und 4,9 m.

Der im Bau begriffene Seekanal von Taganrog nach dem Umschlaghafen Rostow gehört nicht zu dem Kanalisierungsplan, auch nicht die große Eisenbahnbrücke über den Don oberhalb Rostow, die eine Stromöffnung von 150 m Weite bei 14 m lichter Durchfahrthöhe besitzt. Diese Lichtmaße sollen nach behördlicher Vorschrift auch für die Überbauten auf der Kanalisierungsstrecke maßgebend sein. Dadurch würde jedoch der Bau und Betrieb der 10 beweglichen Wehre ungemein erschwert, wenn nicht praktisch unmöglich gemacht werden. Nach dem gegenwärtigen Entwurf sollen diese Wehre nach dem „System Poiret“ gebaut werden. Es sollen in der 150 m weiten Wehröffnung auf durchgehender Grundschwelle mit Sturzbett 100 eiserne, bis 10 m hohe Wehrböcke mit Abstand von 1,5 m stehen, die den Stau durch einzulassende hölzerne Schütztafeln herstellen. Diese Wehre müßten im Frühjahr nach Ablauf des Hochwassers aufgerichtet und im Herbst niedergelegt werden. Wie die Bewegung der großen Wehrböcke und die Regelung des Schützenverschlusses ohne eine darüber befindliche Dienstbrücke stattfinden soll, ist nicht verständlich. Eine Dienstbrücke von 150 m Stützweite mit der Unterkante 14 m über dem Wasser würde sich auch nicht zur Wehrbedienung eignen. Vielleicht könnten hier Kabelkrane in Frage kommen.

Einfacher wäre es jedenfalls, wenn für das Wehr drei Öffnungen zu je 50 m zugelassen würden und die Lichthöhe auf die Hälfte beschränkt werden könnte. Dann ließe sich recht wohl eine Walzenwehranlage nach dem Vorbilde des im Donaukacht ausgeführten Stauwerkes zur Ausfuhrung bringen. Man will übrigens über die zweckmäßigste Wehrbauweise noch das Gutachten ausländischer Sachverständigen einholen. Vielleicht empfiehlt sich auch ein öffentliches Preisausschreiben.

Im unmittelbaren Anschluß an jedes Wehr soll uferseits die Schiffschleuse erbaut werden, und zwar in derselben Bauweise wie beim Kanal, jedoch mit einer nutzbaren Kammerlänge von 160 m, um außer dem Schiff noch einen Schlepper aufnehmen zu können. Da die Schleusenplattform doch hochwasserfrei liegen muß, werden bei jeder Stauanlage noch umfangreiche Dammbauten mit Flutöffnungen auszuführen sein.

Unter diesen zum Teil noch ungeklärten Verhältnissen wird der ausgearbeitete Voranschlag für die ganze Kanalisierung in Höhe von 120 Mill. R.-M. schwerlich ausreichen, und außerdem wird mit Rücksicht auf die Arbeitsunterbrechungen durch Hochwasser mit einer sehr viel längeren Bauzeit zu rechnen sein als beim Bau des eigentlichen Wolga-Don-Kanals.

Nur unter gleichzeitiger Betriebseröffnung dieses Kanals und der anschließenden Donkanalisierung kann aber die neue Verbindung der Wolga über den Don mit dem Schwarzen Meer praktisch ins Leben treten. Dann wird allerdings eine der bedeutendsten Binnenschiffahrtstraßen Europas geschaffen sein, deren Planung schon heute in hervorragendem Maße die Beachtung der Deutschen Fachwelt verdient.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. Mai erschienene Heft 10 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. E. Pehl: Wiederherstellung einer während des Baues durch Brand zerstörten Kohlenwäsche in Eisenbeton. — Dr.-Ing. M. Genel: Druckfestigkeit, Biegefestigkeit des Betons bei verschiedenen Wasser-Zementfaktoren, Feinheitsmoduli und größte Korngrößen. — Dr. techn. Ing. A. Habel: Wärmespannungen in zweifelligen Eisenbetonbehältern für heiße Flüssigkeiten. — P. W. Werner: Über die konstruktive Ausbildung ebener Stauwände. — Ing. K. E. Hoffmann: Zur Dimensionierung von Plattenbalken.

Ausstellung für Schiffbau, Hafengebäude, Wasserbau, Hochbau, Straßenbau in Danzig. Zum Jubiläum der Technischen Hochschule Danzig, Mitte Juli d. J., soll eine große Ausstellung für Schiffbau, Hafengebäude, Wasserbau usw. in Danzig veranstaltet werden. Der Präsident des

Danziger Senats, Dr.-Ing. chr. Sahm, hat sich bereit erklärt, das Protektorat über die Veranstaltung zu übernehmen, und Rektor und Senat der Technischen Hochschule sind als Förderer im Prospekt genannt, dem wir auch entnehmen, daß von der Danziger Hochschule die Professoren Hoepfner, Kloepfel, Lienau und Geheimrat F. W. Otto Schulze dem Organisationskomitee der Ausstellung angehören.

Die Beschickung der Veranstaltung wird voraussichtlich eine sehr gute sein. Der Hochschule selbst sind 300 m² zur Verfügung gestellt worden, um ihr Werden und Wirken in den nun beendeten 25 Jahren zu zeigen. Die Danziger und die deutsche Schiffbau- und Hafengebäude-Industrie haben auch bereits Plätze belegt. Umfangreich wird die Abteilung Schiffsausrüstung und Schiffsausrüstung, an der zahlreiche deutsche Firmen besonderes Interesse haben, zumal die östlichen außerhalb Deutschlands liegenden Werften alle Gegenstände der Schiffsausrüstung aus Deutschland beziehen müssen. — Auskünfte erteilt die Generalvertretung, Hamburg 1, Bankstr. 65.

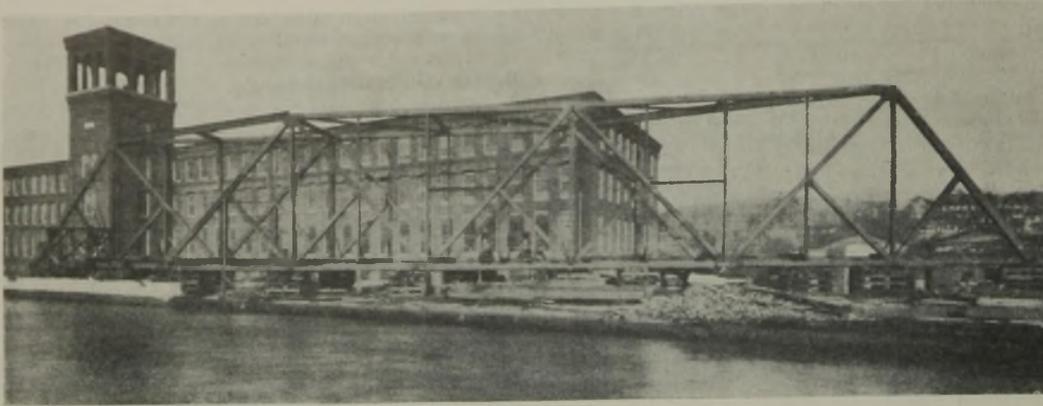


Abb. 1.

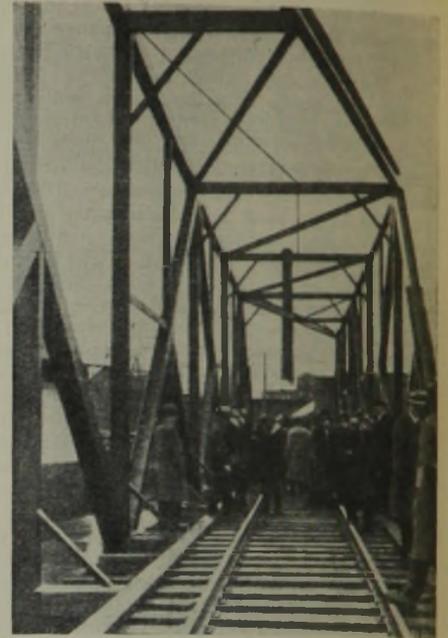
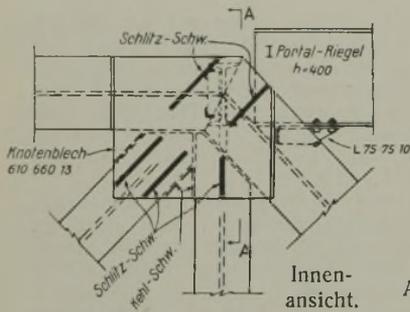
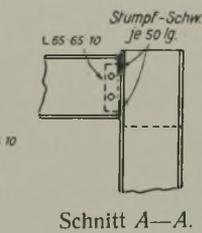


Abb. 2.



Innenansicht.



Schnitt A—A.

Abb. 3.

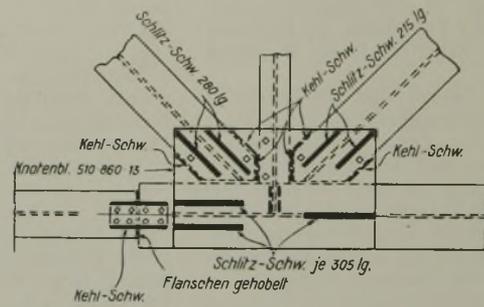


Abb. 4. Außenansicht.

Die erste geschweißte Eisenbahnfachwerkbrücke, Chicopee-Falls, Mass. Die Schw. Bztg. 1929, Bd. 93, Nr. 2 vom 12. Januar enthält einen beachtenswerten Bericht über die Anwendung der elektrischen Schweißung bei der Ausbildung der Knotenpunktverbindungen der Eisenbahn-Fachwerkbrücke über den Chicopee-Fluß. Diese in Abb. 1 u. 2 dargestellte Brücke überquert den Fluß unter einem Winkel von 72°. Sie hat eine Gesamtlänge von 53 m. Die Hauptträger sind 41 m lang und 7,30 m hoch. Ihr Achsenabstand ist 5,20 m.

Eine ursprünglich vorgesehene, genietete Konstruktion sollte 120 t Baustoff erfordern, während für den ausgeführten Entwurf 80 t benötigt wurden. Der Preis für diese geschweißte Ausführung beträgt 15 000 \$. Für die in Vergleich gezogene, genietete Ausführung waren demgegenüber 19 000 \$ in Ansatz gebracht.

Wie es des öfteren bei amerikanischen Eisenbauwerken zu finden ist, erkennt man aus den Abbildungen, daß die Höhen der aus einzelnen, breitflanshigen Walzprofilen gebildeten Fachwerkstäbe untereinander gleich gewählt wurden (254 mm). Hieraus ergeben sich ebenso wie bei genieteten Konstruktionen auch für die angewendeten Schweißverbindungen besonders einfache Anschlüsse. Es waren nur bei einem Fünftel der gesamten Knotenpunkte der Hauptträger Knotenbleche erforderlich, die infolge der Schweißverbindung besonders klein ausfielen.

Die zum Teil neuartigen Formen der Schweißanschlüsse sind aus Abb. 3 bis 6 ersichtlich. Um die erforderlichen Scherflächen an den Schweißnähten zur Überleitung der Stabkräfte zu erhalten, hat man die sogenannte Schlitzschweißung angewendet; d. h. es wurden die Knotenbleche mehrmals geschlitzt und in diesen Schlitzern der Anschluß an die Flanschen der Fachwerkstäbe durch Schweißung bewirkt.

Im Vergleich zu der Nietung wurde bei der Berechnung eine Länge von 38 mm der Schlitzschweißnaht in der Wirkung etwa gleich der Scherfestigkeit eines einschnittigen Nietes von 22 mm Durchm. angenommen.

Gemäß Abb. 4 wurden zur Deckung der stumpf geschweißten Knotenanschlüsse noch schmale Laschen übergeschweißt.

Der Gelenkbolzen ist nach Abb. 5 mit dem Steg der Enddiagonalen verschweißt. Die hier vorgesehene kurze Montagelasche dient nur zur Aufnahme eines kleinen Teiles der Stabkraft, während der Hauptanteil durch die stumpfe Flansschweißung aufgenommen wird.

Ein wesentlicher Vorteil ergibt sich in bezug auf die Baustoffersparnis aus der kontinuierlichen Verbindung der Fahrbahnträger, deren obere Flanschen an den Enden durch Zuglaschen verbunden sind, die durch den Steg der Querträger hindurchgesteckt sind (Abb. 6).

Weitere Vorteile der Schweißverbindungen liegen in dem festen, durch Erschüttern nicht zu lockernden Zusammenschluß der Fachwerkstäbe, so daß bleibende Durchbiegungen der Träger nicht auftreten können.

Ferner sind die überall ebenen, durch keine vorspringenden Nietköpfe unterbrochenen Flächen leicht zu streichen und gegen Rosten zu schützen.

Über die vorstehend besprochene Bauausführung sowie über die Vorteile der Knotenpunktverschweißung im allgemeinen finden sich weitere interessante Betrachtungen in der obengenannten Zeitschrift 1929, Bd. 93, Nr. 8 vom 23. Februar, S. 99 u. f.

Zs.

Die 39. o. Hauptversammlung des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verbandes E. V. findet statt vom 10. bis 12. Juni 1929 in München.

Montag, den 10. Juni, 16,30 Uhr Sitzung des Gesamtausschusses des DWWV; 20,00 Uhr Begrüßungsabend im Alten Rathssaal.

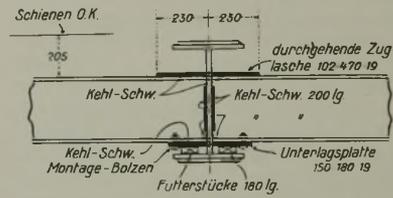


Abb. 6.

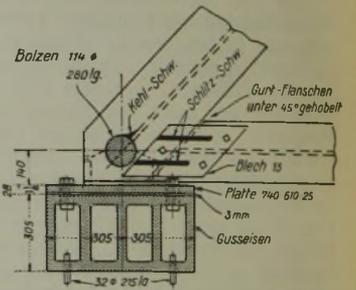


Abb. 5.

Dienstag, den 11. Juni, 8,45 Uhr Geschäftlicher Teil im Konzertsaal des Hotels Bayerischer Hof (nur für Mitglieder). — 9,30 Uhr öffentliche Hauptversammlung ebendasselbst. Von 10,30 Uhr ab Vorträge: Oberbaudirektor Prof. Dr.-Ing. ehr. K. Dantscher spricht über die Entwicklung und Zukunft der bayerischen Wasserwirtschaft, Ministerialrat Dr.-Ing. ehr. F. Krieger über die Abwasserkläranlagen unterhalb Münchens. Um 15,00 Uhr Vortrag von Prof. Dr.-Ing. D. Thoma über die Bedeutung des Versuchswesens für die Ausbildung der Wasserkraftwerke. — Um 16,00 Uhr Besichtigung der Stadt. Elektrizitätswerke Münchens.

Mittwoch, den 12. Juni. Weitere Besichtigungen. Anmeldung bis spätestens 1. Juni an die Geschäftsstelle des DWWV, Berlin-Halensee, Joachim-Friedrichstraße 50.

Die Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure findet in diesem Jahre vom 22. bis 24. Juni in Königsberg statt. Die wissenschaftlichen Verhandlungen werden vorwiegend im Zeichen der Land- und Forstwirtschaft stehen. Die Bedeutung der organischen Produktion für Technik und Industrie wird in den beiden großen Vorträgen der Hauptversammlung „Landwirtschaft“ und „Forstwirtschaft“ gewürdigt werden. Als Redner sind Exz. von Batocki, Königsberg, und Ministerialdirektor Wappes, München, gewonnen worden.

Die Fachsitzungen erstrecken sich auf Landwirtschaftstechnik, Holzprüfung, Betriebstechnik, Vertriebstechnik, Industrielles Rechnungswesen, Ausbildungswesen und Staubtechnik. Gegenstand der wissenschaftlichen Beratungen wird vorwiegend das Thema Holz sein und im Rahmen einer „Lehrschau Holz“ besonders eingehend behandelt werden. Die Lehrschau wird vom 22. Juni bis 7. Juli, sowie vom 11. bis 13. August während der Deutschen Ostmesse im Hause der Technik in Königsberg gezeigt werden.

Anläßlich des 25 jährigen Bestehens der Technischen Hochschule Danzig findet daselbst am 21. Juni ein Festakt statt, an den sich die wissenschaftlichen Fachsitzungen über Verkehrswesen, Wärmetechnik und Schweißtechnik anschließen. Gleichzeitig findet in Danzig die Mitgliederversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen statt.

INHALT: Brückenbauten im Bezirk der Lübeck-Büchener Eisenbahngesellschaft. — Ein fahrbares Stahlgelüst zum Bau einer 63 m langen, zweigleisigen Überschneidungsbrücke aus Wälzträgern in Beton. — Strömungsuntersuchung an selbsttätigen Saugüberfällen. (Schluß) — Versuche an Armco-Eisen. — Die Wolga-Don-Wasserstraße. — Vermischtes: Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Ausstellung für Schiffbau, Hafenbau, Wasserbau, Hochbau, Straßenbau in Danzig. — Erste geschweißte Eisenbahnfachwerkbrücke, Chicopee-Falls, Mass. — 39. o. Hauptversammlung des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verbandes E. V. — Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure.

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