

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang

BERLIN, 4. Februar 1927.

Heft 6

Ergebnis des engeren Ausschreibens zur Erlangung von Entwürfen für den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim zum Ersatz der Schiffbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. ehr. Dr. techn. h. c. Schaper.

(Fortsetzung aus Heft 5.)

1. Entwurf: „Aus einem Guß“. Verfasser: Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen für die eisernen Überbauten, Franz Schlüter A.-G. in Dortmund für die Unterbauten und für die Überbrückung des Flutgebietes und Prof. Dr. Peter Behrens in Berlin als Mitarbeiter für den künstlerischen Teil.

Der Rhein wird, wie schon oben erwähnt, in einer einzigen Öffnung von einem kühnen, vollwandigen, schön geformten Bogen überspannt (Abb. 1 s. Heft 5, S. 57). Seine Stützweite mißt 333,2 m. Die Kämpferpunkte liegen 8 m unter der Fahrbahn. Die Unterkante der Stegbleche des Bogens erheben sich in Brückenmitte 44 m über die Kämpferpunkte. Der Abstand der Mitten der Hauptträger beträgt 26,2 m. Das linksrheinische Flutgebiet und die Mülheimer Werft werden von Eisenbetongewölben überspannt, und zwar das linksrheinische Flutgebiet von sieben Bogen, deren Spannweite und Pfeilhöhe vom Lande zum Rhein stetig zunehmen, und die Mülheimer Werft von zwei Bogen, von denen der wasserseitige etwas weiter als der landseitige gestützt ist. Die lichten Weiten der linksrheinischen Gewölbe wachsen von 16,32 m auf 40,80 m. Auf dem linken Ufer werden die Hafenhahn und der Deichweg und auf der Mülheimer Seite die Mülheimer Freiheit von einbetonierten Blechträgern überbrückt. Hier konnten mit Rücksicht auf die verfügbare Bauhöhe und die notwendige Durchfahrhöhe keine Bogen verwendet werden. Die untere geradlinige Begrenzung der

des Bogens nach den Kämpferpunkten. Der Querschnitt des Bogens ist zweiwandig (Abb. 2). Jede Wand ist in der Höhenrichtung zweimal geteilt. Die Stöße werden dadurch gedeckt, daß die äußeren Bleche des oberen und unteren Teiles über die Bleche des mittleren Teiles fassen. Im oberen Teil jeder Wand sind vier Bleche, im mittleren Teil zwei Bleche und im unteren Teil sechs Bleche angeordnet. Im Abstand von 12 m ist der ganze Bogenquerschnitt in Richtung des Halbmessers gestoßen. Die Hauptmasse des Baustoffes ist im oberen und unteren Teil des Querschnittes angehäuft, damit die Kernpunkte möglichst weit nach außen rücken. Im Kopf sind durchgehende Kopfplatten angeordnet; in den Linien der beiden langlaufenden Stegblechstöße sind durchgehende Bleche vorgesehen, die mit Mannlöchern versehen und beiderseits mit Winkelleisen an die Wände angeschlossen sind (Abb. 3). In Abständen von 2,7 m sind die Wände durch Querschotten gegeneinander ausgesteift, in denen ebenfalls Mannlöcher angeordnet sind. Durch die Mannlöcher ist das Innere des Bogenquerschnittes überall zugänglich gemacht. Durch Anordnung von Steckkontakten soll dafür gesorgt werden, daß das Innere durch elektrisches Licht gut erhellt werden kann.

Der Anschluß der Hängestangen, die in einem Abstände von 11,9 m voneinander liegen, an dem Bogen ist aus der Abb. 2 deutlich zu ersehen.

Die größte Gesamteisendicke des Bogens beträgt 160 mm und an den Stößen 206 mm. Mit Rücksicht auf die großen Eisendicken sollen Niete von 32 mm Durchm. verwendet werden.

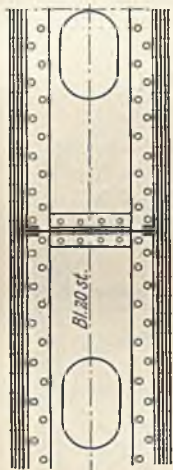


Abb. 3. Längsversteifungsblech.

Überbauten läßt diese kleinen Überbrückungen als Sonderbauwerke erscheinen.

Zur Durchführung eines Ufergleises muß auf der rechtsrheinischen Uferstraße unmittelbar am Rhein ein Raum von 7,5 m Breite und 5,5 m Höhe freibleiben. Deshalb mußte der rechtsrheinische Kämpferpunkt des Stromüberbaues 18 m östlich der Werftkante angeordnet werden. Der lichte Abstand dieser Werftkante von dem linksrheinischen Bogenwiderlager mißt rd. 315 m.

Die geometrische Mittellinie des Bogens des Stromüberbaues liegt auf einer Parabel. Die Stegblechhöhe des Bogens ist zwischen den beiderseitigen Windportalen, die 35 m von den Kämpferpunkten entfernt sind, die gleiche und beträgt 6,5 m. Von den Portalen verjüngt sich die Höhe

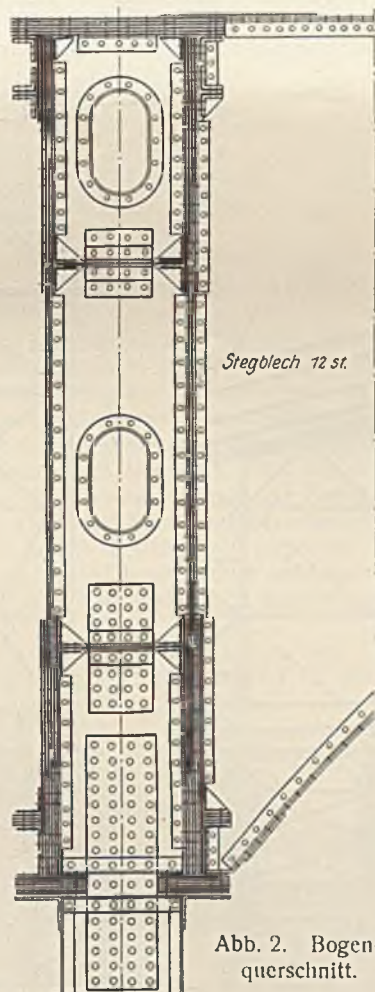


Abb. 2. Bogenquerschnitt.

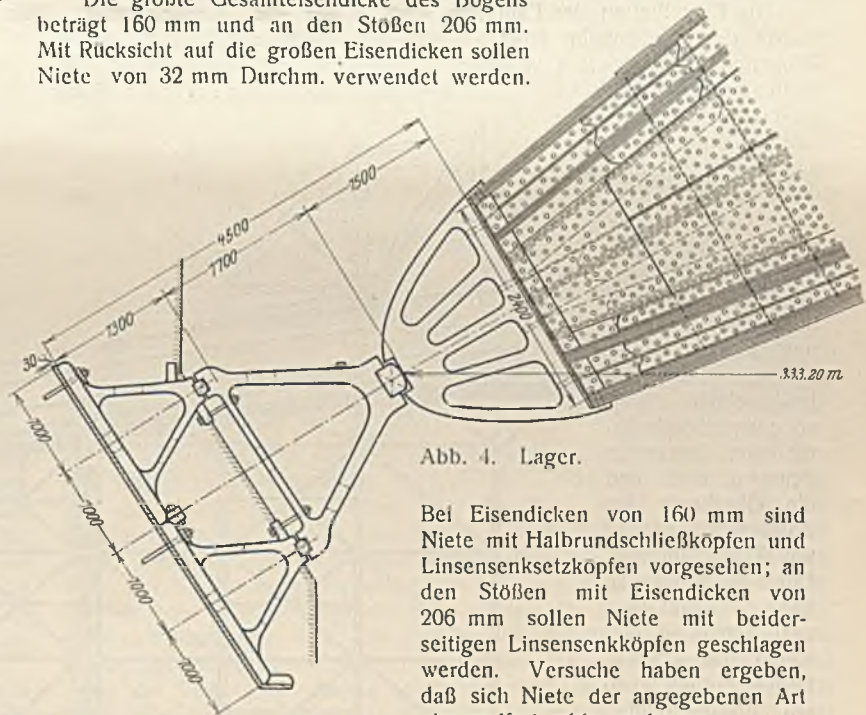


Abb. 4. Lager.

Bei Eisendicken von 160 mm sind Niete mit Halbrundschleißköpfen und Linsensenksetzköpfen vorgesehen; an den Stößen mit Eisendicken von 206 mm sollen Niete mit beiderseitigen Linsensenkköpfen geschlagen werden. Versuche haben ergeben, daß sich Niete der angegebenen Art einwandfrei schlagen lassen.

Es sind vier Windverbände angeordnet. Der eine dieser Verbände liegt in der Fläche der Oberkanten der Bogen, besteht aus Riegeln und gekreuzten Streben und reicht von Portal zu Portal, durch die die Auflagerkräfte zu dem unteren, in der Fahrbahnebene liegenden Windverband geleitet werden. Der untere Teil der Querschnitte der Bogen ist durch vollwandige, unten bogenförmig begrenzte und in den Ebenen der sich gegenüberliegenden Hängestangen angeordnete Rahmen (Abb. 2 u. 6, Querschnitt) an den oberen Windverband angeschlossen. Der Fahrbahnwindverband reicht von Portal zu Portal. Auf der einen Seite ist er mit einem festen, auf der anderen Seite mit einem längsverschieblichen Gelenk an den dritten und vierten Windverband angeschlossen, die bis zu den Bogenlagern reichen und als eingespannte Kragträger wirken.

Die Grundfläche der Lagerkörper (Abb. 4) ist $7,4 \times 4,0$ m groß. Da sich Auflagerkörper von derartigen Abmessungen nicht mehr in einem Stück gießen lassen, wurde der untere Lagerbock in drei Körper zerlegt, nämlich in einen oberen und zwei untere, die den ersteren mit zwei

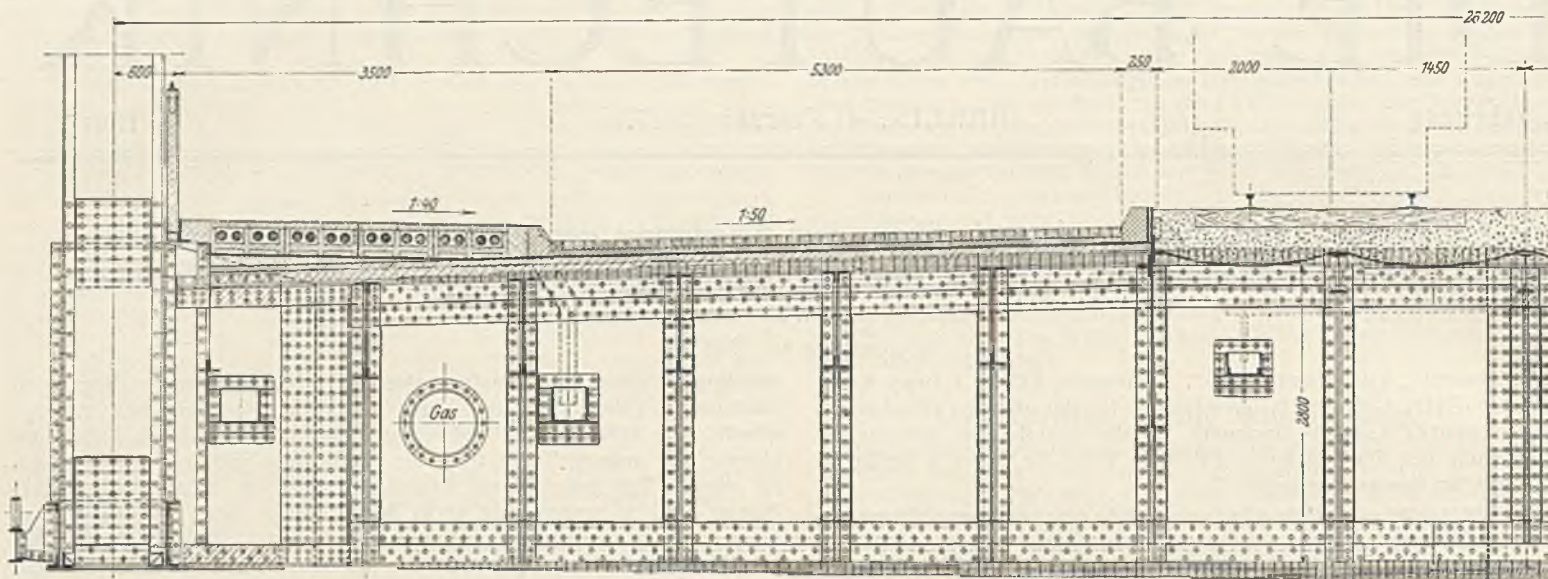


Abb. 5. Fahrbahnquerschnitt.

Linienkipplagern stützen. Der obere von diesen drei Lagerkörpern stützt den am Bogen anliegenden Lagerbock ebenfalls mit einem Linienkipplager.

Der Bogenträger biegt sich unter der Verkehrslast nur 120 mm durch. Eine Folge dieser außerordentlich geringen Durchbiegung ist die äußerst geringe Querneigung der Fahrbahn bei einseitiger Belastung der Brücke, eine Eigenschaft der Hängebrücke, die in dieser Hinsicht ihre Überlegenheit gegenüber der Hängebrücke sicherstellt. Die geringe Durchbiegung gestattet es, entweder die Konstruktionsunterkante 594 mm höher zu legen, als es die Ausschreibungsbedingungen fordern, oder die Längsneigung der Fahrbahn von 1:40 auf 1:50 zu ermäßigen.

Die Einzelheiten der Fahrbahn sind in der Abb. 5 dargestellt. Die Gleise der Straßenbahn (später Gleise der Stadtschnellbahn) ruhen auf hölzernen Querschwellen in einem Schotterbett auf Buckelplatten. Die Fahrdammdecke besteht aus 100 mm hohem Holzpflaster auf einer 40 mm dicken Zementschicht. Unter dieser liegt eine 10 mm dicke Asphaltdecke, die ohne Unterbrechung auch unter den Fußsteinen durchgeführt und hinter den Bordsteinen in die Höhe gezogen ist. Die Isolierschicht liegt auf einer Betondecke, die von Zoresen getragen wird und die Oberkante der Zoresen überall um 60 mm überragt. Unter den Fußwegen liegen Betonkasten zur Aufnahme der Kabel. Diese Betonkasten sind mit leichten Eisenbetonplatten abgedeckt. Über diesen liegt die 20 mm dicke Asphaltdecke der Fußsteige.

Die Buckelplatten für das Schotterbett der Straßenbahngleise werden von Zwischenlängs- und -querträgern getragen, die sich auf die Hauptlängs- und -querträger stützen. Die Fahrdamm- und Fußwegtafel ruht auf den Hauptlängsträgern, die von den in 11,9 m Abstand lie-

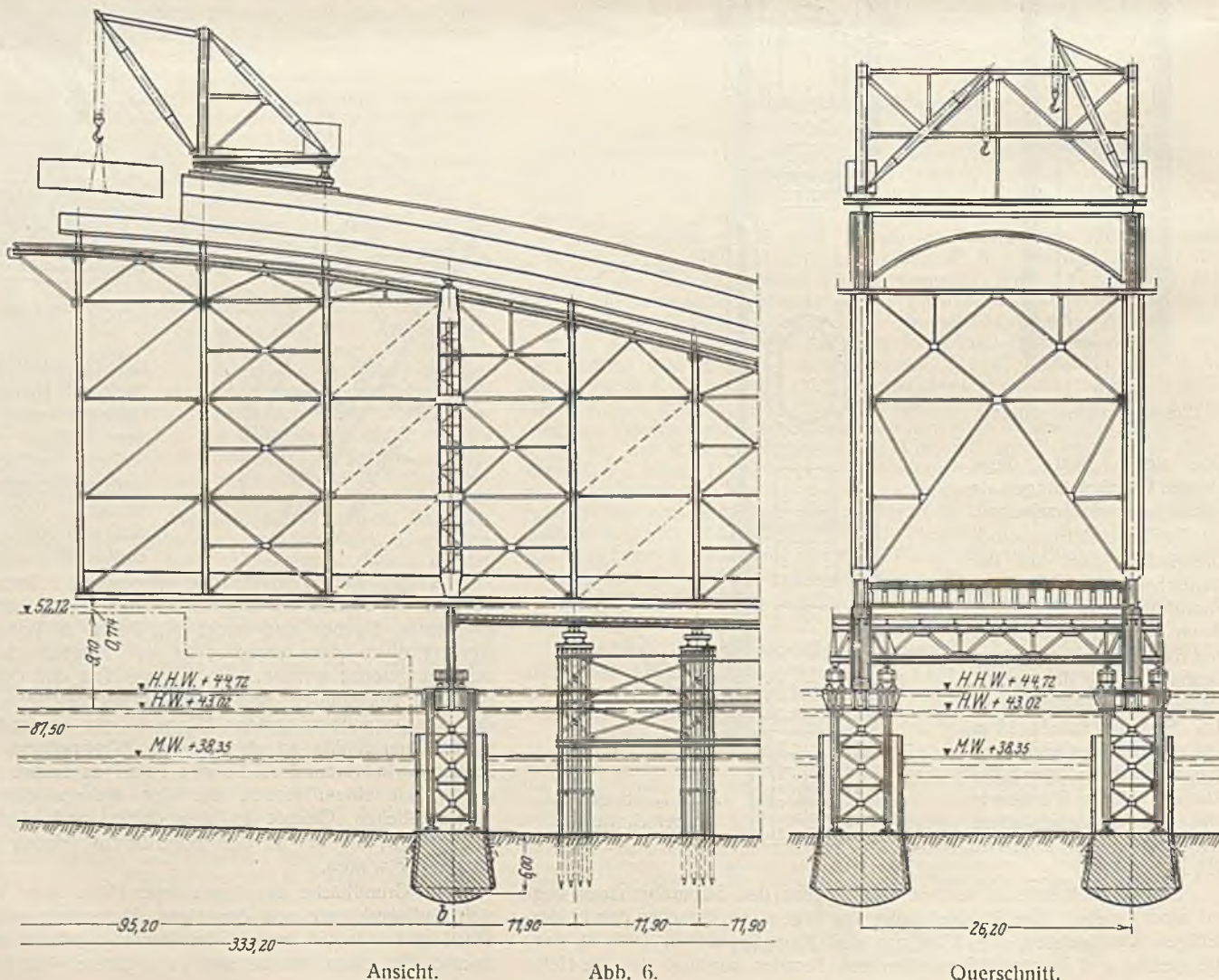
genden Hauptquerträgern gestützt werden. Die letzteren haben eine Stützweite von 26,2 m; ihr Obergurt folgt der Neigung der Fahrbahn.

Durch die Querträger werden das Gas- und Wasserrohr und die Entwässerungsrinnen durchgeführt.

Als Baustoff für den ganzen eisernen Überbau ist im Hauptentwurf St 48 vorgesehen. Die Berechnungsgrundlagen, namentlich auch hinsichtlich der zulässigen Beanspruchungen entsprechen den Ausschreibungsbedingungen.

Die Überbauten der linksrheinischen Flutbrücke und der Überbrückung der Mülheimer Werft bestehen aus je zehn eingespannten Eisenbetonbogenrippen, auf die die von Längs- und Querträgern getragene Fahrbahnplatte mit Eisenbetonsäulen abgestützt ist.

Alle Widerlager und Pfeiler der Brücke sind mit Ausnahme der Widerlager und Pfeiler der Überbrückung der linksrheinischen Hafenbahn und des Deichweges rechtwinklig zur Brückenachse angeordnet.



Ansicht.

Abb. 6.

Querschnitt.



Abb. 7. Entwurf: „Ein Sprung“.

Die Pfeiler und Widerlager der links- und rechtsrheinischen Überbrückungen sollen in offener Baugrube, soweit erforderlich, unter Wasserhaltung gegründet werden.

Die Gründung der beiden Widerlager der Strombrücke erfordert ganz besondere Sorgfalt. Die Verfasser glauben mit Rücksicht darauf, daß wegen des wagerechten Schubes des Bogens die Sohle der Widerlager geneigt angeordnet werden muß, von einer Druckluftgründung abraten zu sollen. Nach Ansicht der Verfasser kommt nur die Gründung zwischen eisernen Spundwänden in Frage; dabei kann der Bodenaushub und das Einbringen des Betons im Trockenem bei Grundwassersenkung oder unter Wasser vorgenommen werden. Die Verfasser befürchten, daß durch eine Grundwasserabsenkung dem Boden feine Sandteile entzogen werden, und daß dadurch die Tragfähigkeit des Baugrundes vermindert wird, und daß außerdem bei großem Hochwasser die Spundwand überflutet werden kann. Die Verfasser schlagen deshalb, gestützt auf jüngst bei einer großen Bauausführung gesammelte sehr günstige Erfahrungen, vor, den Boden unter Wasser auszuheben, die untere Betonschicht unter Wasser mit verfahrbaren Teleskoprohren einzubringen, nach Erhartung dieser Schicht das Wasser auszupumpen und dann den Rest des Betons im Trockenem herzustellen. Während der Arbeiten unter Wasser soll der Wasserstand in der Baugrube durch eine Heberleitung auf der jeweiligen Höhe des Rheinwasserstandes gehalten werden, um eine Beunruhigung des Wassers in der Baugrube zu verhindern. Wenn es auch bei großer Sorgfalt gelingen wird, die Bogenwiderlager auf diese Weise einwandfrei herzustellen, so hat das Preisgericht doch geglaubt, eine Nachprüfung der vorgeschlagenen Gründungsart anraten zu sollen. Diese Nachprüfung ist wohl in der Richtung gemeint, daß man noch einmal erwägen soll, ob man die erprobte und auf jeden Fall zuverlässige Druckluftgründung nicht auch für den vorliegenden Fall wählen soll.

Die Gründung der übrigen Widerlager und Pfeiler bereitet keine Schwierigkeiten.

Die Treppenanlagen auf der Mülheimer Seite sind im Anschluß an das westliche Widerlager der Überbrückung der Mülheimer Freiheit geplant, wie aus der Abb. 1 zu ersehen ist.

Der große Stromüberbau soll unter Beachtung der Vorschriften über den freizuhaltenen Durchfahrtsquerschnitt in der Weise aufgestellt werden, daß zunächst die seitlichen Teile des Überbaues auf festen Gerüsten zusammengebaut werden und dann der mittlere Teil des Bogens durch freies Vorkragen von beiden Seiten eingebaut wird (Abb. 6). Die vordersten Punkte der auf den festen Gerüsten zusammengebauten Teile werden für den freien Vorbau mit kräftigen Stützen auf eisernen Pfeilern, die auf Betongrundmauern stehen und durch eiserne Mantel vor Beschädigungen durch anführende Schiffe geschützt sind, abgestützt. Der Bogen wird an und für sich nicht frei vorgekragt; es wird vielmehr ein Fachwerk, das aus den Hängestangen, dem Gurt des Fahrbahnwindverbandes, einem oberen Hilfsgurt und aus Hilfsstreben besteht, frei vorgebaut, und auf diesem Fachwerk wird der Bogen beim Zusammenbau aufgelagert.

Alle Eisenteile sollen auf dem Wasserwege zur Baustelle geschafft werden.

Die Verfasser haben neben dem Hauptentwurf noch zwei Varianten vorgeschlagen. Bei der ersten Variante ist als Baustoff für den Stromüberbau auch St 48 vorgesehen; als Berechnungsgrundlagen sind aber auch

hinsichtlich der zulässigen Beanspruchungen und der Stoßziffern die „Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken“ angenommen. Die zweite Variante unterscheidet sich von der ersten dadurch, daß an Stelle des St 48 Si-Stahl nach den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vorgesehen ist.

Die Gesamtkosten der Ausführung betragen nach dem Hauptentwurf 12 915 523 R.-M., nach der ersten Variante 12 825 494 R.-M. und nach der zweiten Variante 12 298 028 R.-M. Uns will es erwünscht erscheinen, der Berechnung des Stromüberbaues das demnächst erscheinende und schon jetzt im Entwurf vorliegende Normenblatt zur Berechnung eiserner Straßenbrücken zugrunde zu legen und als Baustoff Si-Stahl zu wählen, das letztere namentlich deshalb, um die großen Eisendicken zu vermeiden.

Der Entwurf „Aus einem Guß“ verdient sein Kennwort mit vollem Recht. Das Bauwerk ist wirklich aus einem Guß, von wunderschöner, ruhiger Wirkung und außerordentlicher Kühnheit. Die Überbrückung nimmt auf dem linken Rheinufer in gesteigerten Sprüngen einen prachtvollen Anlauf und schwingt sich dann in einem gewaltigen Sprunge in Kraft und Kühnheit über den Rhein.

Man hat den Einwand gegen den Entwurf gehört, daß die 6,5 m hohe Blechwand zu massig und erdrückend wirken werde. Dieser Einwand ist unberechtigt. Man darf diese Höhe von 6,5 m Höhe nicht für sich ins Auge fassen, sondern muß sie im Maßstab der riesigen Stützweite des Bogens von 333,2 m betrachten. Man hat in Köln selbst für die Richtigkeit dieser Ansicht einen Beweis an der Hängebrücke. Der über den Pfeilern 5,5 m hohe vollwandige Versteifungsträger wirkt hier bei einer Stützweite von nur 184,46 m durchaus nicht zu massig. Außerdem ist zu beachten, daß der hohe vollwandige Bogen nur auf eine ganz kurze Strecke, bei dem Austritt aus der Fahrbahn, dem Fußgänger oder Fahrgast auf der Brücke unmittelbar ins Auge springt, und daß die beiden Bogen 26 m voneinander entfernt sind. Überdies könnte man durch helle, farbige Behandlung des Blechbogens eine massige Wirkung, wenn sie wider Erwarten doch vorhanden sein sollte, beseitigen.

Der Bogen von 333,2 m Stützweite würde das schönste und kühnste Bauwerk Europas werden. Er würde auch den größten Bogen in Amerika, die Höllentorbogenbrücke, die 298 m Spannweite hat, in den Schatten stellen und würde fraglos an Kühnheit und Schönheit, wenn auch nicht an Größe, die im Bau begriffene Brücke bei Sydney in Australien, die in der äußeren Form nur eine bedauerliche Nachbildung der Höllentorbrücke ist, übertreffen.

2. Entwurf: „Ein Sprung“ (Abb. 7). Dieser Entwurf stammt von den Verfassern des Entwurfes „Aus einem Guß“ und unterscheidet sich von dem letzteren nur dadurch, daß der Rhein nicht von einem vollwandigen Bogen, sondern von einem Fachwerkschleppbogen überbrückt wird. Die Stützweite des Bogens beträgt ebenfalls 333,2 m. Die Schwerlinie des Bogenuntergurttes erhebt sich in der Brückenmitte 41 m über die Kämpfer. Der Abstand der Schwerlinien des Ober- und Untergurttes mißt in Brückenmitte 9 m. Die größten Eisendicken erreichen bei diesem Bogenträger nur 120 mm und an den Stößen 166 mm. Die Durchbiegung unter der Verkehrslast beträgt auch hier nur 120 mm. Auch für diesen Entwurf sind entsprechend dem Entwurf „Aus einem Guß“ zwei Varianten bearbeitet worden. Die Gesamtkosten der Ausführung betragen nach dem



Abb. 8. Entwurf: „Stufenweise“.

Hauptentwurf 12 310 303 R.-M., nach der ersten Variante 11 337 123 R.-M. und nach der zweiten Variante 10 752 188 R.-M.

Der Entwurf „Ein Sprung“ ist dem Entwurf „Aus einem Guß“ fast gleichwertig. Der Fachwerkbogen wirkt nicht so ruhig und nicht ganz so kühn, wie der vollwandige Bogen. Für den, der eine massige Wirkung des vollwandigen Bogens fürchtet, mag die luftigere, fachwerkartige Ausbildung des Bogens als ein Vorzug erscheinen.

3. Entwurf: „Stufenweise“ (Abb. 8). Auch dieser Entwurf stammt von den Verfassern des zur Ausführung empfohlenen Entwurfes. Die linksrheinische Hafenbahn und der Deichweg und auf der rechten Rheinseite die Mülheimer Freiheit werden von kleinen Sonderbauwerken in der gleichen Ausführung wie beim Entwurf „Aus einem Guß“ überbrückt. Das linksrheinische Flutgebiet wird im Anschluß an den Deichweg von vier Überbauten mit vollwandigen Trägern von 25,9 m bis 26,4 m Stützweite und von zwei Parallelfachwerkträgern von 66 m Stützweite und 12 m Höhe überspannt. Die Strombrücke hat zwei Öffnungen. Die kleinere, auf der linken Seite gelegene Öffnung wird von einem Parallelfachwerkträger von 119 m Stützweite und 12 m Höhe und die größere, auf der Mülheimer Seite liegende Öffnung von einem Parallelfachwerkträger mit 214,2 m Stützweite, 2,4 m Höhe und Unterteilung überbrückt. Links vom Strompfeiler leitet ein Schrägstab von der größeren Höhe des großen Stromüberbaues zu der kleineren Höhe des kleinen Stromüberbaues über. Es entsteht auf diese Weise ein sogenannter gestufter Parallelträger, eine Trägerform, die an der richtigen Stelle ausgezeichnete Brückenbilder gibt und in flachen Gegenden ohne städtische Bebauung oder auch in Industriegegenden am Platze ist. An die bevorzugte Stelle in Köln paßt dieser Träger weniger hin. Er ist hier auch deshalb nicht zu empfehlen, weil es nicht möglich ist, den Träger in symmetrischer Form anzuordnen. Der über der kleinen Stromöffnung liegende Träger krägt 23,8 m in die große Stromöffnung vor und stützt an dem Ende des Kragarmes mit einem Pendelgelenk den 190,4 m langen anderen Teil des großen Stromüberbaues, dessen Gesamtstützweite, wie schon erwähnt, 214,2 m beträgt. Das Pendelgelenk ist ähnlich wie bei der im Bau begriffenen zweigleisigen Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld ausgebildet. Die Lager des kleinen Stromüberbaues und der

anschließenden beiden Überbauten über dem Flußgebiet auf den Zwischenpfeilern sind ähnlich wie die der kürzlich vollendeten Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten angeordnet.¹⁾

Rechtsrheinisch schließen sich an die Strombrücke drei Blechträgerüberbauten von je 22,9 m Stützweite zur Überbrückung der Mülheimer Werft an.

Die lichte Weite der Hauptschiffahrtöffnung mißt 200 m; der rechte Uferpfeiler tritt 7,50 m hinter die Flucht der Werftkante zurück.

Die Blechträgerüberbauten haben vier unter der Fahrbahn liegende Hauptträger mit 8,1 m, 8,2 m und 8,1 m Abstand, die Fachwerküberbauten zwei Hauptträger mit 26,2 m Mittenabstand. Die Fahrbahn ist ebenso ausgebildet wie beim Entwurf „Aus einem Guß“. Beim großen Stromüberbau erreicht die größte Gesamteisdicke außerhalb der Stöße den Wert von 133 mm, bei der sich Niete von 30 mm Durchmesser noch mit Halbrundköpfen auf beiden Seiten schlagen lassen. An den Stößen, bei denen sich Gesamteisdicken von 179 mm ergeben, müssen die Niete von 30 mm Durchmesser auf der einen Seite mit Linsensenköpfen gebildet werden.

Die größte Durchbiegung des großen Stromüberbaues unter der Verkehrslast beträgt nur 120 mm.

Die eisernen Überbauten sollen mit Ausnahme des mittleren Teiles des großen Stromüberbaues auf festen Gerüsten aufgestellt werden. Der mittlere Teil des großen Überbaues soll im freien Vorbau zusammengebaut werden.

Die beiden die große Stromöffnung begrenzenden Pfeiler sollen im Druckluftverfahren, die anderen Pfeiler und Widerlager in offener Bauweise gegründet werden.

Neben dem Hauptentwurf sind ebenso wie bei den anderen beiden Entwurfen der Verfasser zwei Varianten durchgearbeitet. Dem Hauptentwurf und seinen beiden Varianten liegen die gleichen Annahmen zugrunde wie bei den anderen beiden Entwurfen.

Die Gesamtkosten der Ausführung nach dem Hauptentwurf betragen 11 856 085 R.-M., nach der ersten Variante 10 531 188 R.-M. und nach der zweiten Variante 10 263 258 R.-M. (Fortsetzung folgt.)

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 15 u. 16; 1926, Heft 3, 4 u. 8.

Alle Rechte vorbehalten.

Lagerung der Gleisschienen auf Eisenbahnbrücken.

Von Ingenieur E. Kluge, Breslau.

Bei Eisenbahnbrücken mit eisernen Überbauten wird das Fahrgleis in den meisten Fällen auf hölzernen Brückenbalken oder -Schwellen verlegt. Ausnahmen sind dort zu finden, wo die Bauhöhe es zuläßt, die Gleisbettung auch auf der Brücke selbst durchzuführen, oder wenn die Bauhöhe so gering ist, daß die Gleisschienen unmittelbar auf eisernen Quer- oder Längsträgern verlegt und befestigt werden müssen.

Die Durchführung der Gleisbettung ist die beste Anordnung zur Milderung der Erschütterungen durch den Betrieb. Sie erhöht jedoch das Eigengewicht der Brückenkonstruktion erheblich und wird infolgedessen bei größeren Brückenspannweiten kaum angewendet.

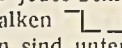
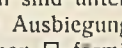
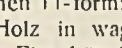
Der hölzerne Brückenbalken ist eines der Sorgenkinder bei der betrieblichen Erhaltung der Eisenbahnstrecken und stellt in gewissen Fällen einen Gefahrpunkt dar. Es ist deshalb wohl der Mühe wert, sich mit dem Brückenbalken etwas näher zu beschäftigen. Er dient nicht nur zur Auflagerung und Befestigung der Gleisschienen mittels normaler Unterlagplatten und Schwellenschrauben, sondern muß auch die Verkehrslasten des Gleises, die von Jahr zu Jahr größer geworden sind, auf die Schwellenträger der Eisenkonstruktion übertragen und die Stoßwirkungen verarbeiten. Da die Entfernung von Mitte zu Mitte Gleisschiene etwa 1,50 m, die der Schwellenträger aber 1,70 bis 2 m beträgt, entstehen im Brückenbalken Biegungsspannungen, die einem solch wichtigen Konstruktionsgliede aus Holz dauernd nicht zugemutet werden sollten. Vorübergehend ist die Verwendung von Holz als Tragbalken zwar unbedenklich, auf die Dauer sollte sie jedoch unbedingt vermieden werden.

Die hölzernen Brückenbalken sind allen schädlichen Witterungseinflüssen ausgesetzt. Sie werden zwar in Schwellentränkanstalten sorgfältig behandelt, der Tränkstoff dringt jedoch in den großen Querschnitt meist nur wenige cm ein; der größere Teil des Querschnitts bleibt ungeschützt. Die Folgen hieraus können vernichtend sein. Der vom Tränkstoff durchsetzte und von Luft umspülte Balkenteil bleibt viele Jahre gut erhalten; im Balkeninnern schreitet jedoch inzwischen die Zerstörung rascher vorwärts, denn der große Querschnitt und die erhebliche Länge des Balkens lassen ein schnelles Austrocknen nicht zu. Recht oft tauscht die äußere gut erhaltene Schale einen einwandfreien Brückenbalken vor, dessen Inneres bereits morsch und verfault ist. Erst das Ausbauchen der Seitenflächen oder ein Anbohren gibt die Gewißheit, daß der Brückenbalken nicht mehr tragfähig ist und schleunigst ausgewechselt werden muß. Durch die Bereitstellung der nötigen Geldmittel, die Beschaffung und Tränkung der Ersatzbalken entstehen Zeit-

verluste, die dann dem für die Betriebsicherheit verantwortlichen Beamten stete Sorgen bereiten.

Sind die neuen Ersatzbalken angeliefert, dann beginnen die Schwierigkeiten ihres Einbaues. Auf kleineren Brücken werden die Zugpausen hierfür ausreichen; auf langen Brücken wird eingleisiger Betrieb dann eingerichtet werden müssen, wenn alle Brückenbalken oder einzelne Gruppen auszuwechseln sind. Die neuen Brückenbalken müssen sorgfältig zur Verlegung vorbereitet werden, d. h. für die Durchführung der Verbindungsbolzen gebohrt und ungenaue Balkenhöhen oder Holzverwerfungen durch saubere Bearbeitung ausgeglichen werden. Auf Lamellentragern sind noch die verschiedenen Höhen der Auflagerflächen zu berücksichtigen.

Nach Sperrung des Gleises werden die Gleisschienen und die Brückenbeläge in ganzer Breite gelöst und beiseitegesetzt, da ja die alten Brückenbalken nur selten seitlich herausgezogen werden können. Sind bei kleineren Brücken die Geländer an den Brückenbalken befestigt, dann müssen auch diese noch abgenommen werden.

Auf der freigelegten Eisenkonstruktion in größeren Höhen und über Flüssen ist das Entfernen der alten und Aufbringen der neuen schweren Brückenbalken gefahrvoll und setzt gewandte und schwindelfreie Arbeiter voraus. Es ist daher zu begrüßen, daß in neuester Zeit die schweren hölzernen Brückenbalken durch stählerne Brückenbalken ersetzt werden sollen. Dieser Stahlbrückenbalken¹⁾ ist eine Verbindung von Stahl und Holz, wobei ersterer die Biegekräfte, letzteres die reinen Druckkräfte aufnimmt. Der Holzkörper erhält nur Abmessungen, die zur Aufnahme der Druckkräfte und zur Befestigung der Gleisschienen genügen. Wie aus Abb. 1 bis 4 ersichtlich, wird für jedes Schienenaufleger ein Holzklötzchen verwendet, so daß in einem Stahlbalken -Querschnitt zwei Holzklötze ruhen. Die beiden -Eisen sind untereinander durch Flacheisen und I-Stücke verbunden und gegen Ausbiegungen versteift. Jeder Holzklötzchen wird in der Mitte durch einen -förmiger Bügel aus Flacheisen dreiseitig umspannt, so daß das Holz in wagerechter oder senkrechter Ebene sich nicht spaltet. Da der Eisenbügel im Holzklötzchen bündig mit seinen Seitenflächen eingelassen wird, ist er in der Längsrichtung des Holzklötzchens unverschiebbar. Dies wird dazu verwertet, den Holzklötz-

¹⁾ Deutsches Reichspatent der Firma Christoph & Unmack Akt.-Ges. in Niesky O.-L. (Vergl. Patentschau in der „Bautechnik“ 1926, Heft 55, S. 846.)

mit Hilfe eines starken Verbundbolzens zwischen den Γ -Eisen unverschiebbar festzulegen.

Der obere Eisenbügelrücken ist im Holzklotz tiefer eingebettet und durch ein schwalbenschwanzförmiges Querholz überdeckt. Die Schienenunterlagplatte kann demnach den Eisenbügel auch dann nicht berühren, wenn sie sich im Laufe der Zeit im Holzklotz einfrißt.

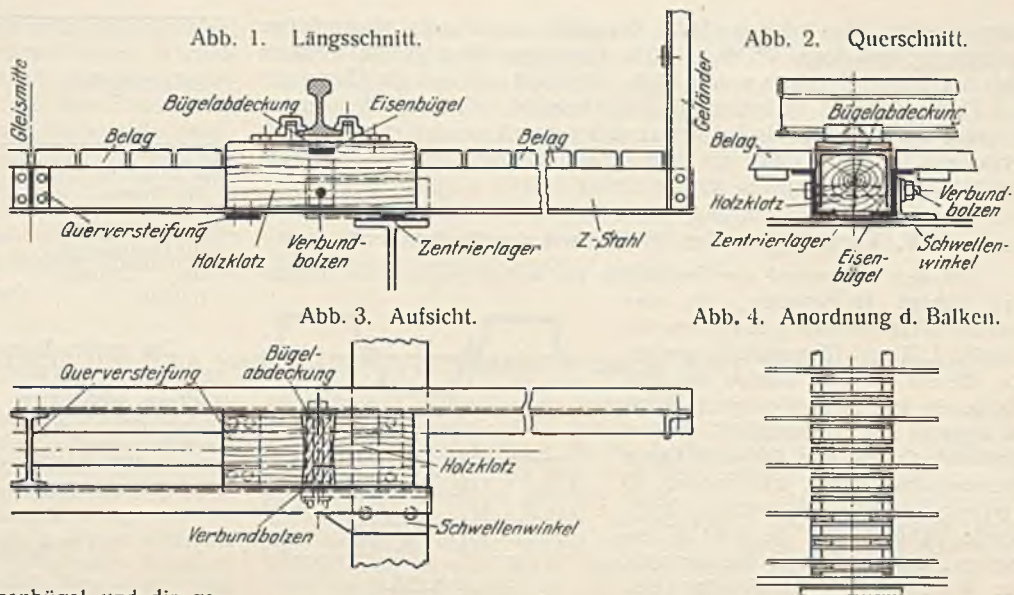
Der Holzklotz ruht auf den unteren beiden Flanschen der Γ -Eisen, er kann in dieser Lage und infolge seiner geringen Länge gut durchlüftet und schnell austrocknen. Nach oben ragt der Holzklotz etwa 5 cm über die Γ -Eisen heraus. Seine Oberfläche bildet deshalb mit dem Brückenbelage aus Holz oder Eisenbeton annähernd eine Ebene.

Der Brückenbelag findet auch zwischen den Holzklötzen zweier Brückenbalken auf den oberen Flanschen der Γ -Eisen eine gute Lagerung.

Die Holzklötze können fabrikmäßig nach einer festen Norm bearbeitet und gebohrt werden, die Bohrungen für den Verbundbolzen und die Schwellenschrauben, die Einklinkungen für den Eisenbügel und die geringe Länge des kiefernen Holzklotzes begünstigen das Eindringen des Tränkstoffes und verlängern die Liegedauer.

Das Auswechseln eines schadhaft gewordenen Holzklotzes wird nur wenige Minuten beanspruchen, so daß Gleissperrungen nicht nötig sind. Der Bohlenbelag wird hierfür nur so weit zurückgezogen, und zwar nur zwischen den Gleisschienen, daß der Raum zwischen den Γ -Eisen eines Balkens frei liegt. Alsdann wird der Verbundbolzen entfernt, der Holzklotz nach der Gleismitte zu verschlagen und hochgenommen. In umgekehrter Reihenfolge geschieht sodann das Einsetzen des neuen Holzklotzes unter Wiederverwendung des Eisenbügels und Verbundbolzens.

Ein Abnehmen der Gleisschienen ist nicht nötig, sondern nur das Lösen der Schwellenschrauben; das Verschweißen der Schienenstöße auf den eisernen Brücken wird hierdurch gefördert.



Die Ersparnisse bei dem Auswechseln der Holzklötze gegenüber dem von hölzernen Brückenbalken werden recht beträchtlich sein; Gefährdungen des Eisenbahnbetriebes und der Arbeiter sind nicht mehr zu befürchten.

Die Verwendung des Stahlbrückenbalkens ist bei jeder eisernen Brückenkonstruktion möglich. Auch die jetzt angestrebte verschiebbare Lagerung der Brückenbalken zwecks Regelung der Schwellenabstände wird sich ohne Schwierigkeiten ausführen lassen. Seine Vorteile sind das geringe Gewicht und die unwesentlichen Unterhaltungskosten der Holzklötze, denn der eigentlich tragende Balkenteil, die Γ -Träger, werden die gleiche Lebensdauer haben wie die Brückenkonstruktion selbst.

Im Interesse der Wirtschaftlichkeit und der Bahnunterhaltung ist zu hoffen, daß die Erprobung dieser Stahlbrückenbalken günstige Ergebnisse zeitigt und zur allgemeinen Anwendung führt.

Versuche über das Widerstandsmoment eiserner Spundbohlen Bauart Larsen mit zusammengepreßtem Schloß.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Ministerialrat in Berlin.

(Schluß aus Heft 4.)

2. Platten aus Doppelbohlen mit gepreßtem Schloß.

Der Einfluß der Pressung des Schlosses der Doppelbohle ist bei Platte I für Hartstahl, bei Platte II für Flußstahl St 37 untersucht worden. Beide Versuche zeigen ungefähr dieselben Ergebnisse; die mit Platte I gewonnenen sind in Abb. 20 wiedergegeben. Die Art der Auftragung ist die gleiche wie in Abb. 19. Die Abbildung zeigt, daß in allen Belastungsfällen das Widerstandsmoment schnell ansteigt und mit seinem Größtwerte erheblich über dem theoretischen Sollwerte liegt, nämlich dem Widerstandsmomente W_D , das auf die der Krafrichtung zugeordnete Achse der Doppelbohle bezogen ist. Während $W_D = 0,573 W_W$ (worin W_W das auf die Wandachse bezogene Widerstandsmoment ist), ergibt sich das wirkliche Widerstandsmoment bei der stärksten Wirkung der Pressung in Fall a, b und c zu etwa 0,65, 0,72 und 0,63 W_W . Bei Platte II sind die gleichen Werte etwa 0,67, 0,67 und 0,63 W_W . Die stärkste Wirkung wird bei Platte I (Abb. 20) in den Fällen a und b weit unterhalb einer Beanspruchung erreicht, bei der im ungünstigsten Punkte der Platte die zulässige Spannung auftritt, im Falle c erheblich über diesem Werte, aber noch vor dem Erreichen der Streckgrenze. Bei Platte II liegen die Verhältnisse im Falle c genau so, in den Fällen a und b wird der Größtwert des Widerstandsmomentes etwa bei dem Eintreten der zulässigen Spannung in der Mitte der Spannweite erreicht. Abb. 20 läßt im Falle a und weniger deutlich auch bei b ein Zurückgehen des Widerstandsmomentes bei höherer Belastung erkennen; bei Platte II, bei der unter gleicher Last stärkere Durchbiegungen erreicht wurden, weil St 37 verwendet wurde, zeigt sich dieses Zurückgehen deutlicher. Unterhalb der Streckgrenze (berechnet für die Mitte der Spannweite) sinkt das Widerstandsmoment nur bei Platte I im Belastungsfalle a auf etwa 0,58 W_W , sonst fällt es nicht unter 0,63 W_W . Im Bereiche der zulässigen Spannung ist auch im Falle a bei Platte I das Widerstandsmoment größer als 0,63 W_W .

Die Versuche bestätigen, daß man mit voller Wirkung der Pressung des Schlosses rechnen darf. Darüber hinaus aber zeigen sie, daß der Durchbiegung der Doppelbohlen um die zur Krafrichtung zugeordnete Achse Widerstände entgegenstehen, die das Widerstandsmoment weiter erhöhen. Diese Widerstände liegen in dem nicht gepreßten Schloß; sie werden, wie oben (S. 28) schon erörtert, durch die Ungenauigkeiten des

Walzens, durch die (bei den Versuchen geringe) Reibung im Schloß und dadurch verursacht, daß die im Schloß vereinigten Bohlen sich hier zwar in gleicher Richtung, aber nicht in gleicher Stärke durchbiegen. Diese Widerstände erhöhen also das Widerstandsmoment der Wand im Bereiche der zulässigen Spannungen von 0,573 auf mindestens 0,63 W_W , im allgemeinen etwas mehr. Nebenbei bemerkt, scheint für diese Erhöhung besonders günstig die keilige Form des Larssenschlosses zu sein; eine gleiche Erhöhung ist bei dem Wulst-Klauenschloß, wie es beispielsweise die Wand „Rothe Erde“ erwähnt, kaum zu erwarten.

Die Erhöhung des Widerstandsmomentes geht bei höheren Beanspruchungen etwas zurück. Da nach den Versuchen mit Platte VI (Abb. 19) bei diesen Beanspruchungen die Wirkung der Pressung im Schloß nicht nachläßt, kann das Zurückgehen des Widerstandsmomentes nur auf das Verhalten des nicht gepreßten Schlosses zurückgeführt werden. Offenbar werden bei höheren Beanspruchungen die Widerstände, besonders wohl die Klemmwirkungen und die Reibung im Schloß überwunden.

3. Platten mit Gurtungen.

Die Wirkung von Gurtungen, die in der oben (S. 50) geschilderten Weise angebracht waren, wurde bei Platte V und VII erprobt. Die Ergebnisse sind in Abb. 21 u. 22 dargestellt. Für Platte V sind die beiden ersten Versuche nicht wiedergegeben, sondern nur der dritte (Fall c) und die danach vorgenommenen Wiederholungen der Belastungsfälle a und b, die, wie oben erwähnt, fast genau dasselbe Ergebnis hatten wie ihre erste Ausführung. In Fall a und b ist das größte Widerstandsmoment unterhalb, bei Fall c erst oberhalb der zulässigen Spannung erreicht. In Fall a und c ist ein Zurückgehen des Widerstandsmomentes bei höherer Last zu verzeichnen. Das Widerstandsmoment ist in allen drei Belastungsfällen im Bereiche der zulässigen Spannung reichlich 0,8 W_W .

Platte VII zeigt höhere Werte des Widerstandsmomentes. Bei dem ersten Versuch (Belastungsfall a) wächst das Widerstandsmoment sehr schnell bis auf den vollen Wert W_W , um dann noch unterhalb der Streckgrenze auf etwa 0,9 W_W zurückzugehen. Bei dem zweiten Versuch (Fall b) ist auch ungefähr der Wert 0,9 W_W erreicht worden. Die Versuche mit Platte VII sind genauer ausgeführt als die mit Platte V, was die geringere

Streuung der Linien erkennen läßt. Besonders wurde auch auf sorgfältige Ausführung und feste Verbindung der Gurtungen Wert gelegt, wodurch sich das bessere Ergebnis wohl erklärt. Vielleicht sind auch die Gurtungen bei Flußstahl St 37 wirksamer als bei Hartstahl. Daß bei dem ersten Versuch höhere Werte als bei dem zweiten erzielt wurden, wird dadurch verursacht sein, daß durch die erste Belastung Widerstände im nicht gepreßten Schloß überwunden worden sind.

IV. Versuch über den Widerstand der Preßstellen.

Um den Widerstand der Preßstellen im Schloß gegen Verschiebung der Bohlen festzustellen, ist eine weitere Versuchsreihe mit Bohlen der Größen I, II und III angestellt worden. Zu diesem Zwecke wurden für jede Größe in Hartstahl (Festigkeit 50 bis 60 kg/mm²) und Flußstahl St 37 je drei Bohlenabschnitte von 300 mm Länge so zusammengedrückt, wie es Abb. 23 veranschaulicht. Die mittlere Bohle wurde belastet und die Last *K* gemessen, bei der die Bohle nachgab, der Widerstand der Preßstellen also überwunden wurde. Das Ergebnis war das folgende:

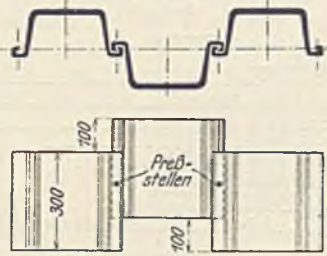


Abb. 23. Messen des Widerstandes der Preßstellen.

	Hartstahl			Flußstahl St 37		
	Größe I	Größe II	Größe III	Größe I	Größe II	Größe III
Last <i>K</i> in t (zu 1000 kg)	21,80	23,00	32,60	16,00	38,00	15,00
	20,00	33,00	36,00	16,00	22,00	15,00
	22,00	26,00	39,00	20,00	39,00	22,00
Summe	63,80	82,00	107,60	52,00	99,00	52,00
Mittelwert von <i>K</i>	21,30	27,30	35,90	17,30	33,00	17,30
Kleinstwert von <i>K</i>	20,00	23,00	32,60	16,00	22,00	15,00
Widerstand einer Preßstelle, Kleinstwert (in t)	10,00	11,50	16,30	8,00	11,00	7,50

An Hand dieser Ergebnisse soll nun nachgeprüft werden, ob bei den oben geschilderten Biegungsversuchen die Beanspruchung der Preßstellen unterhalb der Tragfähigkeit geblieben ist. Die Preßstellen lagen durchweg in 33,3 cm Abstand. Die Schubkraft *T* in kg ist dann für eine Preßstelle des Schlosses, wenn

Q in kg die Querkraft,
S in cm³ das statische Moment,
J in cm⁴ das Trägheitsmoment:

$$T = 33,3 \frac{QS}{J}$$

Für den Belastungsfall a ist das größte Moment (vergl. Abb. 18):

$$\max M = \frac{Pl}{4} = \max \sigma \cdot W,$$

worin $\max \sigma$ die größte Spannung, *W* das Widerstandsmoment.

$$P = \frac{4}{l} \max \sigma \cdot W = \frac{4}{800} \max \sigma \cdot W = 0,005 \max \sigma \cdot W.$$

Die Querkraft ist

$$Q = \frac{1}{2} P = 0,0025 \max \sigma \cdot W.$$

Daraus ergibt sich:

$$T = 33,3 \cdot 0,0025 \max \sigma \cdot W \frac{S}{J}$$

oder, wenn *e* der Abstand der Randfaser:

$$T = 0,0833 \max \sigma \cdot \frac{S}{e}.$$

Für die Größe II der Larssen-Wand ist für eine Einzelbohle bezogen auf die Wandachse $S_W = 369,2 \text{ cm}^3$, $e_W = 10 \text{ cm}$, bezogen auf die Hauptachse der Doppelbohlen $S_H = 116,1 \text{ cm}^3$, $e_H = 10,02 \text{ cm}$. Damit wird

$$T_W = 3,08 \max \sigma,$$

$$T_H = 0,965 \max \sigma.$$

Entsprechend ergeben sich für die übrigen Belastungsfälle die in der folgenden Zusammenstellung angegebenen Werte der Beanspruchung einer Preßstelle, wenn $\max \sigma$ die in jedem Belastungsfalle auftretende größte Spannung ist. Die Beanspruchungen sind in kg angegeben.

Belastungsfall	a		b		c	
			äußere Viertelstrecken der Spannweite	innere Viertelstrecken der Spannweite	äußere Viertelstrecken der Spannweite	innere Viertelstrecken der Spannweite
bei Biegung um die Wandachse	3,08	$\max \sigma$	6,16	$\max \sigma$	0	9,24 $\max \sigma$
bei Biegung um die Hauptachse der Doppelbohlen	0,965	$\max \sigma$	1,93	$\max \sigma$	0	2,90 $\max \sigma$

Die größte Beanspruchung einer Preßstelle tritt im Belastungsfall c in den äußeren Viertelstrecken der Spannweite auf, weil hier die Querkraft am größten ist. Werden die Bohlen bis zur zulässigen Spannung auf Biegung beansprucht, so wird die größte Beanspruchung einer Preßstelle:

- bei Flußstahl St 37 ($\sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2$)
 bei Biegung um die Wandachse:
 $T_W = 9,24 \cdot 1200 = 11\,000 \text{ kg} = 11 \text{ t}$,
 bei Biegung um die Hauptachsen der Doppelbohlen:
 $T_H = 2,90 \cdot 1200 = 3480 \text{ kg} = 3,48 \text{ t}$;
- bei Hartstahl ($\sigma_{zul} = 1625 \text{ kg/cm}^2$)
 bei Biegung um die Wandachse:
 $T_W = 9,24 \cdot 1625 = 15\,000 \text{ kg} = 15 \text{ t}$,
 bei Biegung um die Hauptachsen der Doppelbohlen:
 $T_H = 2,90 \cdot 1625 = 4720 \text{ kg} = 4,72 \text{ t}$.

Bei Flußstahl St 37 erreicht die Beanspruchung T_W gerade die Tragfähigkeit, bei Hartstahl überschreitet sie sie. Bei den voll gepreßten Platten aus Hartstahl (Abb. 19) würden also die Preßstellen in den äußeren Viertelstrecken der Spannweite überbeansprucht sein, wenn nicht die Preßstellen der übertragenden Enden der Bohlen und in gewissem Grade die der mittleren Viertelstrecken mittrügen. Tatsächlich läßt in Abb. 19 die Auftragung für den Belastungsfall c ein Nachgeben der Preßstellen auch weit oberhalb der zulässigen Beanspruchung nicht erkennen.

Bei den übrigen Platten ist die Biegungsachse der Doppelbohlen nicht so stark herumgeschwenkt worden, daß sie in der Wandachse liegt. Die Beanspruchung der Preßstellen ist daher entsprechend schwächer. Man erhält so in Übereinstimmung mit den oben (S. 53) gemachten Angaben, daß bei den Biegungsversuchen die Preßstellen nirgends haben nachgeben können.

Maß man bei Verwendung gepreßter Doppelbohlen jedoch mit den Werten T_W rechnen, was im allgemeinen der Fall ist, wenn das freie Schloß mit dem Erdboden in Berührung ist, so muß auf den Strecken, wo die Querkraft am größten ist, der zulässige Abstand der Preßstellen in jedem Falle nachgeprüft werden. Es wird sich oft empfehlen, die Preßstellen entsprechend dem Wechsel der Querkraft enger und weiter anzuordnen.

V. Zusammenfassung der Versuchsergebnisse.

Die Versuche erbringen den Nachweis, daß

- die Pressung des Schlosses einer Doppelbohle eine so feste Verbindung erzielt, daß die beiden Bohlen als einheitlicher Körper angesehen werden dürfen, auch wenn die Beanspruchung erheblich über die zulässige Spannung steigt,
- das Widerstandsmoment einer aus gepreßten Doppelbohlen gebildeten Larssen-Wand der Größe II mindestens $0,63 W_W$ beträgt, wenn das nicht gepreßte Schloß ganz frei ist (nicht durch Boden gefüllt) und wenn die Bohlen nicht durch Holme, Gurte oder Einspannung im Erdboden gegeneinander festgelegt sind,
- das Widerstandsmoment derselben Larssen-Wand auf mindestens $0,8 W_W$ anwächst, wenn die Bohlen der Wand in der angegebenen Weise durch zwei Doppelgurtungen verbunden sind, daß bei guter Ausführung der Verholmung aber auch der Wert $0,9$ bis $1,0 W_W$ mit Sicherheit erreicht werden kann.

Für die Größe Ia, I und III der Larssen-Wand gelten genau genug die unter 2. und 3. genannten Zahlen, für die Größen IV und V, bei denen die zugeordneten Achsen ungünstiger liegen als bei II, wird man im Falle 2. mindestens $0,55 W_W$, im Falle 3. mindestens $0,67 W_W$ ansetzen dürfen.

Die Wirkung der Gurtungen wird um so höher sein, je fester sie ausgeführt werden. Einspannung im Erdboden wirkt in gleicher Weise. In den Versuchen ist nicht geprüft die Wirkung der Erhöhung der Reibung im nicht gepreßten Schloß. Sind die Wände mit Bodenarten hinterfüllt, die wie Sand oder Kies im Schloß starke Reibung erzeugen, so wird man meist mit dem vollen Werte W_W rechnen dürfen (vergl. S. 29 oben).

Es gibt ein sehr einfaches Mittel, um auch ohne Heranziehung der Reibung im Schloß das Widerstandsmoment der Wand auf den vollen Wert W_W zu erhöhen. Man braucht die gepreßten Doppelbohlen in der

Wand nur so anzuordnen, daß ihre Biegungsachsen nicht gleichgerichtet sind, sondern ihre Richtung in einfachem oder gruppenweisem Wechsel ändern. Man erzielt das dadurch, daß man zwischen gepreßte Doppelbohlen eine einfache Halbwellenbohle oder eine aus drei Einzelbohlen gepreßte Dreifachbohle oder eine besonders geformte kleinere Zwischenbohle oder besondere, etwa kastenförmig ausgebildete Verstärkungsbohlen einschaltet. Die neben diesen eingeschalteten Bohlen stehenden gepreßten Doppelbohlen haben dann das Bestreben, sich nach dieser Zwischenbohle hin oder von ihr weg durchzubiegen, also nicht mehr in gleicher, sondern in verschiedener Richtung. Diese verschieden gerichtete Durchbiegung

würde aber nur bei bedeutender Formänderung der Zwischenbohle möglich sein. Die Zwischenbohle widersteht also der verschieden gerichteten Durchbiegung und zwingt die Doppelbohlen, sich in der aus beiden Richtungen zusammengesetzten Richtung senkrecht zur Wandachse durchzubiegen. Das bedeutet aber, daß das Widerstandsmoment der Wand auf die Wandachse zu beziehen ist.

Die Vereinigten Stahlwerke A.-G. bereiten weitere Versuche vor, die belegen sollen, daß bei dieser Lösung auch ohne Heranziehung der Reibung im freien Schloß mit dem vollen auf die Wandachse bezogenen Widerstandsmomente gerechnet werden darf.

Alle Rechte vorbehalten.

Neuere amerikanische Erfahrungen im Bau von Talsperrendämmen nach dem Spülverfahren.

Die Anwendung des Spülverfahrens bei der Herstellung von Talsperrendämmen ist bisher im wesentlichen auf Amerika beschränkt geblieben. Die schnelle und erfolgreiche Ausbreitung des Gußbetonverfahrens haben den großen Wert eines aufmerksamen Studiums fremder Erfahrungen für die Einführung unerprobter Bauweisen erneut bestätigt. Die Ähnlichkeit des Spülverfahrens mit dem Gußbetonverfahren berechtigt zu der Erwartung, daß jenes in kurzem die gleiche Verbreitung finden wird, die das Gußbetonverfahren heute schon besitzt. Die Erfahrungen Amerikas auf diesem Gebiete verdienen daher zurzeit besondere Beachtung. Daß das Spülverfahren für den Talsperrenbau außerhalb Amerikas weitere Verbreitung bisher nicht gefunden hat, ist in erster Linie auf anfängliche Mißerfolge amerikanischer Ausführungen zurückzuführen. Diese ließen eine gewisse Zurückhaltung gegenüber seiner Anwendung angebracht erscheinen, solange sie nicht eine befriedigende Erklärung gefunden hatten. Sie liegen jedoch schon einige Jahre zurück und sind durch ausgedehnte Forschungsarbeit amerikanischer Ingenieure inzwischen aufgeklärt. Es sind Bauweisen entwickelt, die erneute Mißerfolge ausschließen dürften. Eine grundsätzliche Ablehnung des Verfahrens bei dem heutigen Stande der technischen Durchbildung auch in Anwendung auf Talsperren erscheint nicht mehr gerechtfertigt.

Im Gegenteil machen die aus andern Gebieten des Erdbaues bekannten großen technischen und wirtschaftlichen Vorzüge des Verfahrens zur Pflicht, seine Verwendung in breiterem Umfange auch für das ihm bisher verschlossen gebliebene Gebiet des Talsperrenbaues ins Auge zu fassen, nachdem die bisherigen Bedenken ausgeräumt sind und jüngere amerikanische Erfahrungen die guten Eigenschaften des Verfahrens auch für dieses Gebiet bestätigt haben. Die Ergebnisse dieser Forschungen und ihre wissenschaftliche Auswertung sind der deutschen Fachwelt aus dem Werke von Terzaghi¹⁾ über Erdbaumechanik bekannt.

Die Vorzüge des Spülverfahrens beruhen auf der Eigenart des Ablagerungsvorgangs. Dieser vollzieht sich ausschließlich unter dem Einfluß des Eigengewichtes. Gespülte Erdaufträge bekommen daher ein außerordentlich gleichförmiges, von inneren Sekundärspannungen verhältnismäßig freies Gefüge großer relativer Dichte. Das Sediment ist verhältnismäßig frei von kolloidal löslichen Feinbestandteilen, die während der Ausführung herausgewaschen und mit den abziehenden Spülwässern fortgeführt werden. Eine gespülte Schüttung setzt sich verhältnismäßig wenig, erleidet unter Auflast nur unbedeutende Zusammendrückungen und bleibt bei der Berührung mit Wasser ziemlich raumbeständig. Mit diesen Eigenschaften ist das Spülverfahren dem herkömmlichen Bauverfahren der Trockenschüttung weit überlegen.

Ganz besonders wertvoll und eigentlich durch kein anderes Verfahren ersetzbar ist es dort, wo der Bauzweck einen nach der Kornzusammensetzung des Bodens geordneten Einbau im Baukörper verlangt. Diese Bedingung ist beim Bau von Talsperrendämmen zu erfüllen.

Das Verfahren läßt ähnlich wie das Gußbetonverfahren in weitem Umfange die Anwendung leistungssteigernder, von der menschlichen Arbeitskraft des Bauarbeiters unabhängiger Geräte und Maschinen zu. Es ermöglicht dadurch dieselbe Verbilligung der Ausführung, die für das Gußbetonverfahren aus gleichen Gründen vorhanden und allgemein anerkannt ist. Diese Wirtschaftsvorteile können bei großen Erdarbeiten auf engem Baufelde, also gerade bei Talsperrendämmen, recht beträchtlich sein.

In Hinblick auf die somit wohl in kurzem bevorstehende Aufnahme des Verfahrens im deutschen Talsperrenbau darf die neueste Bauausführung Amerikas auf dem Gebiete des Dammbaus nach dem Spülverfahren, der Tietondamm im Staate Washington,²⁾ besonderes Interesse beanspruchen. Das genannte Bauwerk ist ein Erdamm, durch den im Tietonflusse ein Aufstau von 68,5 m erzeugt werden soll. Abb. 1 zeigt den Normalquerschnitt des Dammes. Die Dammkrone liegt 71,3 m über der bisherigen Flußsohle und ist 12,2 m breit. Die Böschung ist auf der Oberwasserseite 1:3 und auf der Unterwasserseite 1:2 geneigt. Im Innern des Dammes steht eine lotrechte dünne Wand aus Eisenbeton. In ihrem obersten Teil bildet sie eine 50 cm hohe Brüstung über der Dammkrone. Nach unten reicht sie durch durchlässige Schichten, die unter der Fußsohle anstehen, hindurch bis in den

gewachsenen Felsen oder Schieferthon hinab, in den sie wenigstens 3 m tief einbindet. Ihre größte Höhe beträgt 97,7 m. Oberwasserseitig der Betonmauer liegt die im Spülverfahren hergestellte Dichtungsschicht und beiderseits des aus Betonmauer und Dichtungsschicht gebildeten Dammkerns der aus Sand, Kies, Geröll und Felsausbruch zusammengesetzte eigentliche Dammkörper. Das Dammaterial wurde in Kippwagen herangefahren, auf den äußeren Böschungswällen abgekipppt, mit Wasser unter kräftigem Strahl aufgeschwemmt und der Mitte zugespült, wobei es sich nach der Korngröße so ordnete, daß die feinsten Bodenbestandteile neben dem Kern abgelagert wurden. Abb. 2 zeigt die Bauausführung. Im Vordergrund ist der Spültümpel der Dichtungsschicht zu sehen, dahinter die noch in der Schalung stehende Betonmauer und im Hintergrunde der unterwasserseitige Wall, an dem das Spritzspülverfahren vor sich geht.

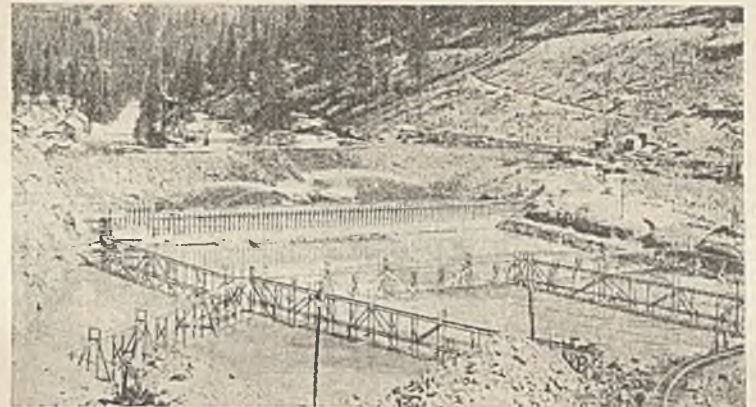


Abb. 2.

Um die Vorgänge im Innern des Dammes während und nach der Bauausführung gut beobachten zu können, sind in der Betonmauer im Abstände von 65 m zwei lotrechte Schächte angeordnet. Diese liegen auf der Unterwasserseite der Wand, haben 1,2 m lichten Durchmesser und reichen hinab bis etwa in die Höhe der Flußsohle. Sie tragen im Innern Steigeleitern und die aus Abb. 4 ersichtlichen Beobachtungseinrichtungen, auf die im folgenden noch näher eingegangen wird.

Die anfänglichen Mißerfolge der Amerikaner sind zurückzuführen auf eine ungenügende Beachtung der Unterschiede in der Absatzdauer für die verschiedenen Teile des Damminnern. Die inneren Teile geben das Wasser infolge ihrer feinkörnigen Zusammensetzung langsamer ab als die äußeren und drücken in noch flüssigem Zustande, also unter hydrostatischem Druck gegen jene, die bereits fest geworden sind. Übertrifft der Seitendruck der Innenteile den Gleitwiderstand der äußeren, so bricht der Kern nach außen durch. Nach Unterwasser zu sucht der Kern in ähnlicher Weise auf die Betonmauer einzuwirken. Kennt man die vom Kern ausgeübten Seitendrucke und die ihnen entgegenwirkenden Widerstände, so können beide Kräfte, unter Umständen durch Verzögerung in der Herstellung des Kerns und Beschleunigung bei der Füllung in den Außen-

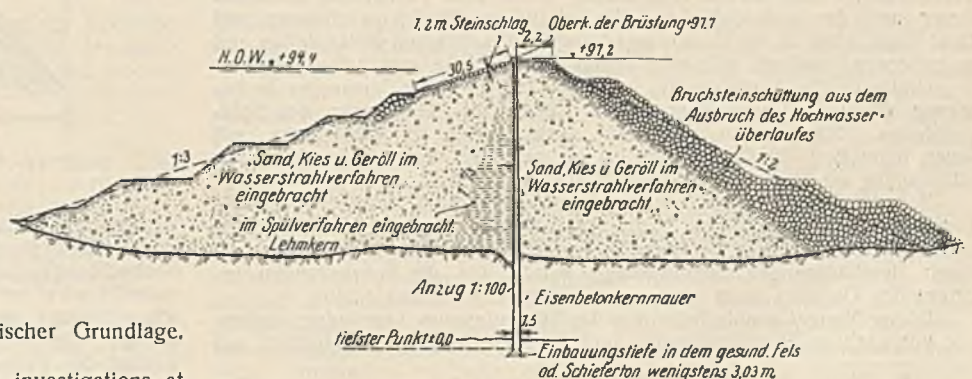


Abb. 1.

¹⁾ Terzaghi, Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig u. Wien 1926. Verlag von Fr. Deuticke.

²⁾ Eng. News-Rec. 1926, S. 544 u. f. Puddle core investigations at Tietondam Washington. By J. E. Houk.

teilen, in einem für die Sicherheit günstigen Sinne beeinflusst werden. Für die Bauleitung eines Spüldammes ergibt sich hieraus die Aufgabe, fortlaufend durch unmittelbare Messungen die im Innern des Dammes wirkenden Seitenkräfte festzustellen, zum Berechnen der Gleitwiderstände der Außenteile Reibungszahlen zu ermitteln und, wenn eine Betonkernmauer vorgesehen ist, deren Lage zu verfolgen. Diese Feststellungen sind durch bodenphysikalische Analysen von Proben, die dem Dammboden in verschiedenen Lagen und zu verschiedenen Zeiten der Ausführung zu entnehmen sind, und durch Messungen der Oberflächenfestigkeit des Kerns zu ergänzen. Da ähnliche Bodenarten unter sonst gleichartigen Verhältnissen ein ähnliches Verhalten erwarten lassen, liefern die ermittelten Daten nicht nur Kontrollen für die vorliegende Bauausführung, sondern geben auch Anhaltspunkte für künftige Dammbauten.

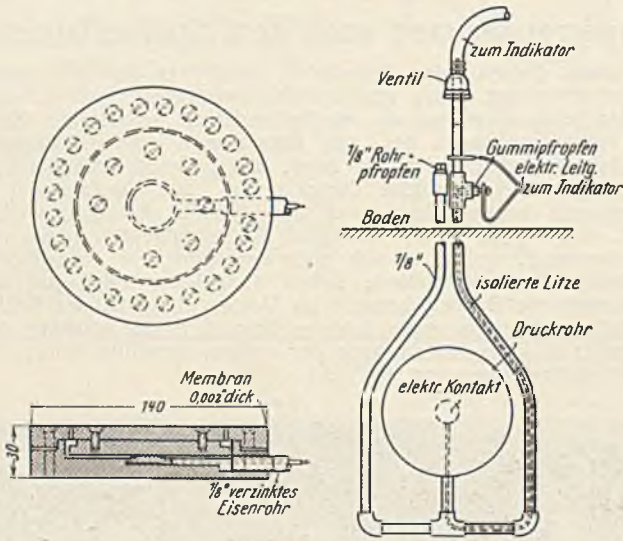


Abb. 3a.

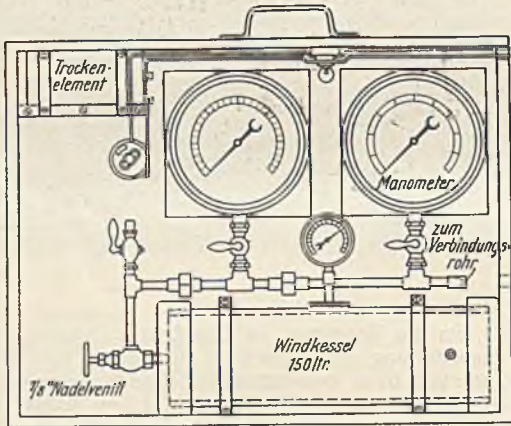


Abb. 3b.

Die ersten planmäßigen Untersuchungen dieser Art sind beim Bau von fünf Staudämmen im Staate Ohio angestellt worden. Sie gehen auf Vorschlag des Ingenieurs Goldbeck³⁾ zurück, der eine nach ihm benannte Vorrichtung für Druckmessungen im Innern von Dämmen erfunden hat.

Die Goldbeckzelle (Abb. 3a u. 3b) ist eine flache feste Dose, deren steifer Deckel an den Seitenwänden durch eine elastische Membran allseitig luftdicht angeschlossen ist. Der Deckel berührt einen im Innern der Dose befindlichen Kontakt, durch den ein Schwachstromkreis geschlossen ist. Wird der Deckel um ein geringes, etwa 0,0025 mm vom Kontakt abgehoben, so wird der Stromkreis unterbrochen, und eine in ihm eingeschaltete Glühbirne erlischt. Die Meßzelle wird im Damm versenkt. Wenn der auf die Zelle wirkende Bodendruck gemessen werden soll, wird die Zelle von innen unter allmählich zunehmenden Luftdruck gesetzt und der Luftdruck gemessen, bei dem der Deckel sich vom Kontakt abhebt. Er gibt den gesuchten Bodendruck an. Kompressor, Manometer, Schwachstromquelle und Glühbirne werden außerhalb des Dammes an geeigneter Stelle aufgestellt. Sie stehen mit der versenkten Zelle durch eine Rohrleitung in Verbindung. Eine zweite Rohrleitung stellt eine Verbindung zwischen dieser und der Außenluft her. Sie ist für gewöhnlich geschlossen und dient dazu, etwa in die Dose eingedrungene Feuchtigkeit festzustellen und zu entfernen, wodurch sich eine lästige Fehlerquelle ausschalten läßt.

Umfangreiche Vorversuche in einem 12,5 m hohen Versuchsrohr bewiesen die gute Verwendbarkeit der Zellen für die Zwecke des Spülvfahrens. Sie liefern außerdem einen Anhalt für die Drücke, mit denen beim Bau der Ohiodämme zu rechnen war, deren Bauvorgang der Füllvorgang im Versuchsrohr nachgebildet wurde.

Bei der Bauausführung dieser Dämme hat sich das Goldbeck'sche Verfahren als zuverlässiges Mittel zur Überwachung des Baufortganges erwiesen und wertvolle Beobachtungsergebnisse gezeitigt, wengleich es durch Beschädigungen beeinträchtigt wurde, die die Rohrleitungen im Innern des Dammes beim ungleichen Setzen des Bodens erlitten.

Dieser Mangel konnte beim Bau des Tietondammes vermieden werden. Die vorgesehene Betonkernmauer und die Meßschächte ermöglichten, auf

Rohrleitungen im Innern des Bodens für die Goldbeckzellen ganz zu verzichten. Die Zellen zum Messen der Seitendrucke (H_1 bis H_{11}) wurden bündig auf der oberwasserseitigen Oberfläche der Betonmauer, die für die lotrechten Bodendrücke (V_1 bis V_3) auf Konsolen 50 cm vor der Mauer angeordnet (Abb. 4). Das Diagramm

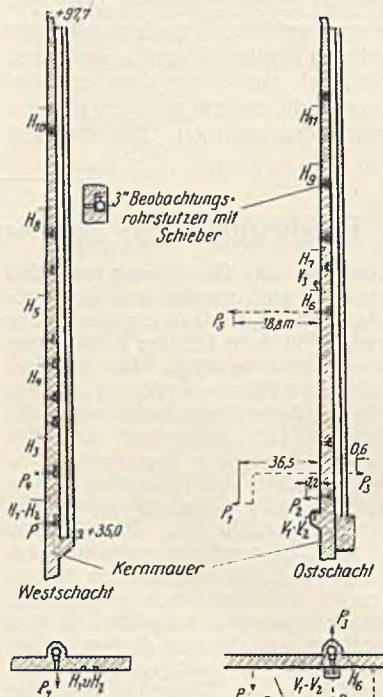


Abb. 4.

angeordnete, von den Meßschächten zugängliche 3"-Rohrstutzen entnommen wurden, ergab für die Füllung ein mittleres Raumgewicht von 1,76 t/m³. Daraus geht hervor, daß die in das Diagramm eingetragene Bodendrucklinie im späteren Verlauf noch zu geringe Bodendrücke anzeigt.

Die charakteristische Seitendrucklinie zeigt im Anfang etwas größere Drücke als die hydrostatischen. Bei der ersten Winterunterbrechung nimmt der Druck entsprechend der fortschreitenden Erhärtung stark ab und im Frühjahr entsprechend dem Baufortgang wieder zu. Nach der zweiten

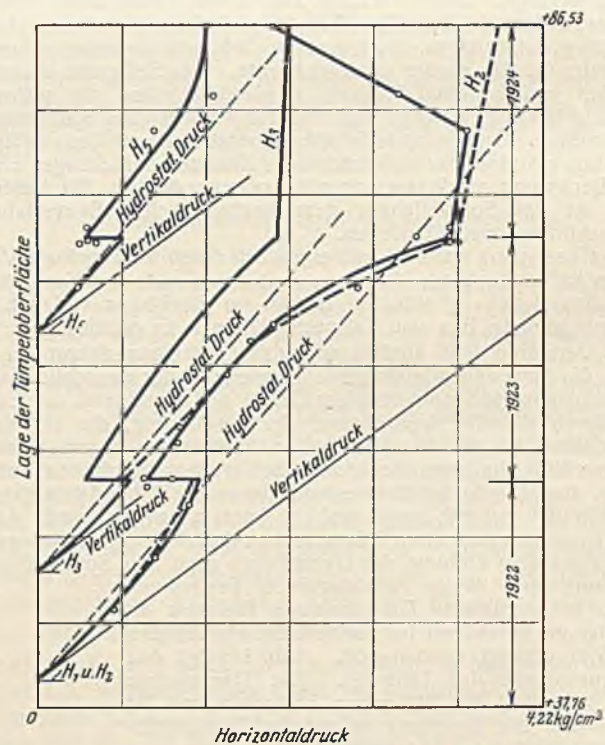


Abb. 5.

Winterunterbrechung tritt keine wesentliche Druckänderung mehr ein. Für die Beziehung zwischen Seitendruck und Bodendruck bestätigen die Beobachtungen am Tietondamm diejenigen der Ohiodämme. Das Dammmaterial wirkt nur wenige Wochen als Flüssigkeit. Nach wenigen Monaten schon beträgt der Seitendruck nur noch 50% des Bodendrucks oder weniger. Im allgemeinen ist aus den Beobachtungen auf einen stetigen Verlauf der Verfestigung der Kernmasse zu schließen. Diese Feststellung wurde durch die Untersuchung der bereits erwähnten Bodenproben bestätigt.

³⁾ Eng. News-Rec. 1918, S. 758 u. f. Tests to determine pressures due to hydraulic fill dams. By A. W. Goldbeck.

Um die Reibungsbeiwerte für das Sandkiesmaterial, das in den Seitenteilen des Dammes eingebaut wird, festzustellen, wurde am Tietondamm die Vorrichtung nach Abb. 6 verwendet. Ihre Wirkungsweise ist ohne Erläuterungen erkennbar. Der Zeitpunkt der einsetzenden Gleitung wurde durch das Schließen eines Kontaktes und Aufleuchten einer Glühbirne angezeigt. Der feine Sand unmittelbar unterwasserseitig der Kernmauer ergab im Mittel einen Beiwert von 0,51, das Sandkiesgemisch 7,5 m von der Mauer entfernt einen solchen von 0,6. Der Sand wog 1,55 t/m³ und enthielt 7,35 Gewichtsprozent Wasser, das Sandkiesgemisch wog 1,85 t/m³ und enthielt 9,75% Wasser. Bei Bewertung der Versuchsergebnisse ist zu beachten, daß die verwendete Versuchsvorrichtung kein flächenhaftes Gleiten in einer dünnen Schicht ergibt, sondern teilweise eine Stauchung der Sandmasse herbeiführt.

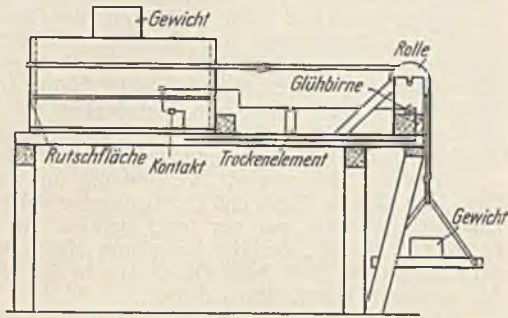


Abb. 6.

Weitere wichtige Beobachtungen gelten der Bewegung der Kernmauer. Die verhältnismäßig dünne Mauer — ihre Stärke beträgt in Gründungshöhe nur 1,5 m und nimmt nach oben stetig um 1/30 ihrer Höhe ab — durfte nennenswerten Unterschieden zwischen den auf ihre beiden Seitenflächen wirkenden Drücken nicht ausgesetzt werden. Um zu erreichen, daß die Bewegungen der Mauer nur klein blieben, wobei sie immer in gleicher Richtung, nämlich stromabwärts, gerichtet sein sollten, wurde die Lage der Mauer gegenüber der entwurfsmäßigen täglich, zeitweise halbtägig gemessen und vor dem Einbringen neuen Betons die Mauer auf die vorgesehene Lage zurückzubringen gesucht. Die beobachtete größte Bewegung eines Mauerpunktes hat 6 cm im ganzen und 0,9 cm an einem Tage betragen. Der Höhenunterschied zwischen den Tümpeloberflächen beiderseits der Mauer schwankte zwischen 0,6 und 1,8 m. An Feiertagen und bei sonstigen Arbeitsunterbrechungen war regelmäßig eine stromabgerichtete Bewegung der Mauer zu beobachten, was auf der Stromsamkeit der größeren Wasserdurchlässigkeit des stromabgerichteten Damnteiles beruht. Aus den Beobachtungen der Mauerbewegung folgt für die Standicherheit des Dammes unter Wasserlast, daß das Dammaterial unterhalb der Kernmauer hinreichend durchlässig ist, um eingedrungenes Wasser schnell und gefahrlos nach dem Unterwasser abzuführen.

Wichtig für künftige Bauausführungen ist die eindeutige Festlegung der Beschaffenheit des Kernmaterials der ausgeführten Dammbauten. Einige der dem Kern des Tietondammes durch die erwähnten Rohrstützen entnommenen Bodenproben sind auf ihre Zusammensetzung untersucht worden. Die nachfolgende Tafel zeigt die ermittelten Durchschnittswerte und die Ergebnisse ähnlicher Untersuchungen an den Ohiodämmen. Das Material besteht in beiden Fällen in der Hauptsache aus Mo und Schluff. Der wirksame Korndurchmesser, der durch die Bedingung festgelegt wird, daß das Gesamtgewicht aller Körner mit gleichem oder kleinerem Durchmesser als dem maßgebenden ein Zehntel des gesamten Gewichtes aller Korngrößen betragen soll, liegt für den Tietondammkern etwa bei 0,005 mm, also zwischen den von Terzaghi angegebenen Grenzwerten für grobkörnige Aggregate (0,003 mm) und feinschuppige Aggregate (0,01 mm). Der Bestandteil an Korngrößen unter 0,05 mm, der im Mittel 73% betrug, schwankte zwischen 29 und 93%, betrug aber nur bei 2 von 12 Proben weniger als 69%, woraus auf große Gleichartigkeit des Kernmaterials zu schließen ist. Das mittlere spez. Gewicht der Trockensubstanz ist zu 2,65, das Trockenraumgewicht zu 1,22 t/m³ und das Naßraumgewicht zu 1,76 t/m³ festgestellt. Der mittlere Hohlraumgehalt betrug also 54%.

Die Konsistenz der Kernmasse wurde durch Kugelfallproben auf die Oberfläche des Sediments monatlich einmal gemessen. Eine eiserne Kugel von 13,6 kg Gewicht und 15,24 cm Durchm. wurde von der Tümpel-

Bodenanalyse des Kornmaterials des Tietondammes und der Ohiodämme.

Korngröße mm	Bezeichnung nach Terzaghi	Tieton		Ohio	
		%	%	%	%
2,00 — 1,00	sehr grober Sand	0,10	0,00		
1,00 — 0,50	grober Sand	0,30	0,10		
0,50 — 0,25	mittelkörniger Sand (0,5 — 0,2)	0,30	0,30		
0,25 — 0,10	Feinsand (0,2 — 0,1)	2,30	3,00		
0,15 — 0,05	Grob-Mo	24,10	18,20		
0,05 — 0,005	Fein-Mo (0,05 — 0,02)	62,20	55,90		
	Grobschluff (0,02 — 0,006)				
0,005 — 0,000	Feinschluff (0,006 — 0,002) und feinere Bestandteile	10,70	22,20		

oberfläche bis an die Oberfläche des Sediments herabgelassen. Als Oberfläche des Sediments wurde die Höhenlage angesehen, in der die Kugel beim Pendeln zum Stillstande kam. Darauf wurde die Kugel fallen gelassen und das Eindringen gemessen. Es beträgt etwa 80 cm. Weiter wurde die Kugel zwölfmal um jeweils 15 cm angehoben und wieder fallen gelassen und das weitere Eindringen festgestellt. Die Kugel sank hierbei um weitere 55 cm ein. Diese Beobachtungen entsprechen den an anderen Dämmen gemachten Feststellungen.

Zum Schluß sind noch unmittelbare Messungen des im Innern des Dammes vorhandenen Wasserdruckes zu erwähnen. An verschiedenen Punkten des Dammes waren im Innern mit feinem Kies gefüllten Säcken Filter angeordnet, die durch Rohrleitungen mit den Beobachtungsschächten in Verbindung standen. Durch Manometer konnte unmittelbar der am Filter vorhandene Wasserdruck gemessen werden (P_1, P_2 bis P_5 in Abb. 4). Bei Brunnenpunkt P_3 konnten Drücke nicht abgelesen werden, weil sich ein Wasserdruck nicht einstellte. Hierdurch wurde die günstige Zusammensetzung des Materials unterwasserseitig der Mauer bestätigt. Die Beobachtungen bei Punkt P_1 sind unbrauchbar. Es scheinen sich die Filtersiebe trotz der getroffenen Vorkehrungen zugesetzt zu haben. P_5 , unmittelbar oberwasserseitig des Dichtungskernes gelegen, zeigte einen mehr oder weniger mit der Lage der Tümpeloberfläche veränderlichen Druck. Seine Beobachtungen lassen auf ein halbdurchlässiges Material schließen, wie es nach der Lage nahe dem Kern zu erwarten ist. Die übrigen Punkte lagen im Innern des Dichtungskernes. Sie zeigten im Anfang einen Druck etwa gleich dem hydrostatischen; sehr bald nahm der Druck einen für alle vier Punkte fast gleichen konstanten Wert in Höhe eines Druckes von 5 bis 10 m Wassersäule an. Da er sich im weiteren unabhängig von der Lage der Tümpeloberfläche zeigte, so gibt er die Kraft an, mit der das Porenwasser aus dem Kern ausgepreßt wird.

Die vorstehenden Ausführungen zeigen, nach welcher Richtung sich die Beobachtungen bei der Ausführung von Spüldämmen zu bewegen haben. Im einzelnen könnten wohl die Verfahren noch weiter verbessert werden. So müßte die Bodenanalyse durch Bestimmung der Kornform (blättrig oder körnig), durch Feststellung des Druckporozifferdiagramms und der Beziehung zwischen Poren- und Durchlässigkeitsziffer ergänzt werden. Immerhin aber genügen die angestellten Untersuchungen vollauf, um den Bau ohne Mängel durchführen zu können.

Es erscheint daher unbedenklich, für die großen Dammbauten, die demnächst bei uns zur Ausführung kommen werden — es sei auf die Staudämme bei Ottmachau und an der Sorpe und auf den hohen Dammi bei Magdeburg im Zuge des Mittellandkanals verwiesen —, das Spülverfahren ernstlich mit in Erwägung zu ziehen.

Die notwendigen umfangreichen Untersuchungen zur Vorbereitung und Ausführung von Dammbauten werden zweckmäßig einer Zentralstelle für Ingenieurbodenkunde übertragen, die mit den erforderlichen Geräten auszustatten wäre. Es ist zu wünschen, daß eine solche Anstalt so rechtzeitig in Tätigkeit tritt, daß sie bereits für die Vorarbeiten der bezeichneten großen Bauvorhaben zur Verfügung steht. Eine zuverlässige Auswahl des Bauverfahrens, welches technisch und wirtschaftlich am vorteilhaftesten ist, setzt, das beweisen die Erfahrungen Amerikas, Feststellungen voraus, die nur auf planmäßig wissenschaftlichem Wege zu gewinnen sind. Greiff.

Vermischtes.

Internationaler Kongreß für die Materialprüfungen der Technik. Der nächste Kongreß der Interessenten für die Wiederbelebung der internationalen Zusammenarbeit auf dem Gebiete der Materialprüfung wird in Amsterdam in der Woche vom 12. bis 17. September 1927 stattfinden. Das Kongreßbureau befindet sich in Amsterdam, Valckenierstraat 2.

Der Deutsche Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband E. V. veranstaltet am Donnerstag, den 10. Februar, nachm. 5 Uhr pünktlich, im großen Saale des Ingenieurhauses, Berlin, Friedrich-Ebert-Straße 27, einen Vortragsabend. Gäste, auch Damen, sind willkommen. Es sprechen Dr. Ernst Bräuer über „Die Meereswärme als Energiequelle“ und Dipl.-Ing. Alexander Vogt über „Heberanwendungen im Wasserbau“.

Der Ausschuß für Prüflingenieure für Statik hat sich auf Grund des Erlasses des Preuß. Ministers für Volkswohlfahrt vom 3. Dezember 1926 — II. 9. Nr. 486 — (s. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 4, S. 55) endgültig am 15. Januar 1927 gebildet. Gemäß der zu genanntem Erlasse gehörigen

Anweisung werden nunmehr Ingenieure aufgefordert, sich schriftlich um die Berufung als Prüflingenieure bei dem Ausschuß zu bewerben. Der Ausschuß ist angewiesen, nur fachlich anerkannte Bauingenieure auszuwählen, die mindestens zehn Jahre lang statische Berechnungen für baupolizeiliche Zwecke angefertigt oder geprüft haben und mit der Praxis in Fühlung stehen. Zu dem Zwecke empfiehlt es sich, daß die Bewerber einen kurzen Lebenslauf beifügen, aus dem im wesentlichen die durch Zeugnisse zu belegende berufliche Ausbildung und Tätigkeit hervorgeht, und ferner eine Bescheinigung der Baupolizeibehörde ihres Wohnsitzes, daß von ihrer Seite Bedenken in persönlicher und sachlicher Hinsicht nicht zu erheben sind. Der Ausschuß hat das Recht, Belege und Nachweise nach weiterem Ermessen zu verlangen. Die Gesuche sind an den Ausschuß für Prüflingenieure für Statik, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, zu richten. Es empfiehlt sich, solche Gesuche bald einzureichen, da die ersten Berufungen um den 1. April d. Js. erfolgen sollen und spätere Bewerbungen unter Umständen vorläufig nicht mehr auf Berücksichtigung rechnen können.

Aus dem preußischen Staatshaushalt für 1927. Einnahmen und Ausgaben gleichen sich aus mit 3 473 438 309 R.-M.

Für Unterhaltungs- und Neubauten aus den Gebieten des Bauingenieur- und Kulturbauwesens erscheinen an dauernden und einmaligen größeren Ausgaben u. a. (sämtliche Summen in Reichsmark):

Domänenverwaltung. Wege-, Brücken-, Schleusen-, Kanal-, Deich- und andere Ufer- und Wasserbauten, die der Domänenverwaltung obliegen, 614 000, Beihilfen zu Wegebauten und Eisenbahngüterhaltestellen, die von wesentlichem Nutzen für die Domänenverwaltung sind, sowie zur Herstellung von Anschlußgleisen auf Domänen 200 000.

Forstverwaltung. Wege- und Brückenbauten sowie Bau und Unterhaltung von Wagen und Eisenbahngüterstellen, die von wesentlichem Nutzen für die Forstverwaltung sind, 14 730 000, Wasserbauten in den Forsten im Forstwirtschaftsjahre 1927 275 000, Kosten für Vorflut (Grabenraumung), Feuer- und Grenzsicherung im Forstwirtschaftsjahre 1927 600 000.

Berg-, Hütten- und Salinenverwaltung. Durchforschung Preußens nach Bodenschätzen und zu wissenschaftlichen Zwecken mittels Bohrungen oder geophysikalischer Methoden 150 000.

Handels- und Gewerbeverwaltung. Kosten bei Vorarbeiten auf dem Gebiete des Hafen-, Brücken- und Fährbaues 20 000, Unterhaltung der Seehäfen mit Ausschluß der größeren Neubauten und Hauptinstandsetzungen, Unterhaltung und Vervollständigung der Fähren und Brücken an den auf das Reich übergehenden Seestraßen 5 842 230, Unterhaltung der Binnenhäfen, Leinpfade und Wasserleitungen, von Fähren und Brücken an den auf das Reich übergehenden natürlichen Binnenwasserstraßen, mit Ausschluß der größeren Neubauten und Hauptinstandsetzungen 1 129 980, dem Reiche zu erstattende Pauschkosten für die Bearbeitung preußischer Kleinbahnangelegenheiten 610 000, Z. V. für bauwissenschaftliche Zwecke im Hafen- und Brückenbau 1000, Zuschußanteil Preußens an der Unterhaltung des Betriebes einer Schnellampferlinie Swinemünde—Pillau 90 000, Neubau der Netzebrücke bei Vordamm (Restbetrag) 80 000, Neubau der Allerbrücken bei Rethem und Ahlden und der Leinebrücke bei Bothmer (Ergänzungsbetrag) 137 500, Ausbau von Uferschutzwerken östlich des Hafens Rügenwaldermünde (3. Teilbetrag) 85 700, Ausbau und Verlängerung der Ostmole an der Regamündung bei Ost-Deep (Restbetrag) 79 000, Vertretung bei den Verhandlungen über die Internationalisierung der Ströme 5000, Versuche auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues (Ergänzungsbetrag) 3000.

Landwirtschaftliche Verwaltung. Laufende Ausgaben: Hebung der Fischerei insgesamt 169 500, Unterhaltung von Deichen, Dämmen, Ufern, staats-eigenen Entwässerungsanlagen und Liegenschaften einschl. aus besonderen Fonds, ferner von Wasserläufen zweiter und dritter Ordnung und von wasserbaufiskalischen Brücken über diese Wasserläufe 220 000, Unterhaltung der Meliorationsanlagen im Gebiete der Elbumflut bei Magdeburg 23 000, Dünenwesen an der Ostseeküste 25 000, Vorarbeiten und Verwaltungskosten in Kultur- und Deichbauangelegenheiten und Unterstützungen für Wiesenbautechniker sowie aus besonderen Fonds 370 000, für das Moorwesen einschl. der Beihilfen zur Unterhaltung einer Moorversuchsstation in Bremen und der Vergütungen für sechs bei ihr beschäftigte Beamte 180 000, Ausführung des Gesetzes, betreffend Schutzwaldungen und Waldgenossenschaften, sowie Förderung der Wald- und Wiesenkultur überhaupt 60 000, Ausführung des Gesetzes vom 16. September 1899, betreffend Schutzmaßregeln im Quellgebiete der linksseitigen Zuflüsse der Oder in der Provinz Schlesien 3000, Förderung genossenschaftlicher und kommunaler Flußregulierungen und Anlagen zum Einlassen von Flußwasser in bedeckte Flußniederungen 1 600 000, Unterhaltung preußischer Wasserläufe erster Ordnung und ihrer Häfen einschl. der Leinpfade und Wasserleitungen, von Fähren und Brücken über diese Wasserläufe mit Ausschluß der größeren Neubauten und Hauptinstandsetzungen 1 945 000, Unterhaltung von Seeufern und von nicht dem allgemeinen Verkehr dienenden Seewasserstraßen mit Ausschluß der größeren Neubauten und Hauptinstandsetzungen, Unterhaltung und Vervollständigung von Dünen, auch zur Gewährung von Beihilfen hierfür, Beschaffung von Beamtenhäusern nebst Dienstländereien 1 812 410, Abwendung und Bekämpfung der Hochwasser- und Eisgefahr 4100, Unterhaltung der Wege, Brücken und Fähren auf Grund rechtlicher Verpflichtungen des Wegebaufiskus 125 000, Beobachtung der in den Flüssen vorkommenden Wasserstände und Messung der hierbei zum Abfluß gelangenden Wassermengen sowie Feststellung des tatsächlichen Verlaufes der Hochwasserwellen in den preußischen Stromgebieten 52 000, Z. V. für literarische und andere gemeinnützige Zwecke im Fache der Baukunst und Bauwissenschaft 4000.

Ferner einmalige Ausgaben:

Allgemeines: Förderung der Landwirtschaft durch Ausführung von Meliorationen, Umliegungen und Wasserleitungen, Versuche auf dem Gebiete der Kulturtechnik 12 500, Versuche auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues (weiterer Ergänzungsbetrag) 3000.

Provinz Ostpreußen. Beihilfe für die Ausführung von Uferschutzarbeiten an der Samlandküste von Warnicken bis Rauschen 30 000, Neubau der Brücke über den Schimonker Kanal 60 000.

Provinz Brandenburg. Kosten des Vorarbeitenamts für die Durchführung der Wasserwirtschaft für das Elde- und Havelgebiet (2. Teilbetrag) 20 000, Neubau der Straßenbrücke bei Neubrück 150 000, Neubau der Berliner Brücke über den Potsdamer Stadtkanal 126 000, Einrichtung einer Bauabteilung zur Beseitigung der Überschwemmungsgefahr und zu Entwässerungsmaßnahmen der Warthe- und Netzeniederung 30 000, Kosten der Bauabteilung für die Regulierung der Wasserverhältnisse im Gebiete der alten und neuen Dosse und Jäglitz sowie am Rhinkanal 25 000, Neubau der Brücke über das Marwitzer Mühlenfließ im Dorfe Zanzin, Regierungsbezirk Frankfurt, 7400, Neubau der Schleuse Hakenberg (1. Teilbetrag) 100 000.

Provinz Pommern. Herstellung neuer Uferschutzwerke auf dem östlichen Teile der Halbinsel Zingst (3. Teilbetrag) 100 000, Uferschutzbauten bei Damkerort (4. Ergänzungsbetrag) 180 000, Herstellung von Uferschutzwerken vor Henkenhagen (2. Teilbetrag) 100 000, Herstellung eines Uferschutzes von Bauerhufen bis Groß-Möllen, Teil I (1. Teilbetrag), 100 000.

Provinz Sachsen. Neubau der Unstrutbrücke bei Sachsenburg 51 000.

Provinz Schleswig-Holstein. Wiederherstellung des Dammes Oland—Festland (3. Teil- und Restbetrag) 363 000, Sicherung der Halligen Gröde-Appelland und Wiederherstellung des Dammes zwischen den beiden Halligen (5. Ergänzungsbetrag und Restbetrag) 63 000, Sicherung der Hallig Nordmarsch-Langeneß (4. Teil- und Restbetrag) 187 000, Sicherung der Binnenböschung des Sommerdeichs der Hallig Hooge (4. Ergänzungsbetrag und Restbetrag) 128 000, Bau von Steindecken auf der Hallig Hooge (6. Ergänzungsbetrag) 344 000, Bau einer Schutzmauer auf der Insel Helgoland (Restbetrag) 500 000, Sicherung der Hallig Nordstrandischmoor 150 000.

Provinz Hannover. Verstärkung und Erhöhung der Deiche des Ems-Jade-Kanals (Rest- und Ergänzungsbetrag) 108 250, Verlängerung des Dünenchutzwerkes auf der Insel Baltrum um 225 m (Ergänzungsbetrag und Restbetrag) 40 000, Beihilfe zu einem Harzwasserfonds 25 000, Neubau der Fuhsebrücke bei Peine (Regierungsbezirk Hildesheim) und Ablösung der künftigen Unterhaltung 45 000.

Provinz Hessen-Nassau. Betrieb einer Meßstelle für Verdunstungsmessungen auf dem Vorbecken der Edertalsperre (2. Teilbetrag) 1500, Kosten der Bauabteilung für die Regulierung der Lahn und ihrer Zuflüsse (2. Teilbetrag) 20 000.

Rheinprovinz. Beihilfen zu einzelnen Eindeichungen in den durch die letzten Hochwasser besonders schwer geschädigten Gemeinden der Rheinprovinz (2. Teilbetrag) 1 000 000, Beihilfe zur Melioration der Issumer Fleuthniederung im Kreise Geldern von der Mörser Kreisgrenze bis zur Niersmühle bei Schravelen (2. Teilbetrag) 42 250.

Hochwasserabwehr? Nach den letzten schweren Rhein-Hochwassern haben sich wieder viele Berufene und Unberufene mit der Frage beschäftigt, wie man solche Katastrophen in Zukunft verhüten könne. Daß man dabei meist von falschen Voraussetzungen ausgegangen ist, wies, wie die V. D. I.-Nachr. berichtet, am 12. Januar im Kölner Bezirksverein deutscher Ingenieure Ziv.-Ing. Rutsatz an Hand eines erschöpfenden Zahlenmaterials nach. Daß etwa die zunehmende Abholzung der Wälder oder gar die rasche Regenableitung durch die Kanalisation der Städte wesentlichen Einfluß auf die Hochwasser haben könnte, ist irrig; auch in früheren Jahrhunderten sind gleich starke Hochwasser vorgekommen. Auch die Vorschläge, einen Ausgleich durch Bewässerungskulturen zu schaffen, gehen fehl, denn meist treten die Hochwasser gerade dann auf, wenn der Boden ohnehin mit Wasser gesättigt ist.

Die Statistik der Regenfälle, der Schneeschmelzen und der übrigen Wetterverhältnisse vor den großen Hochwassern beweist, daß in allen Fällen nur ein ungünstiges Zusammentreffen der Witterungseinflüsse die Hochwasser verschuldet. Diesen Einflüssen steht man machtlos gegenüber. Es bliebe höchstens noch der Ausweg, die überflutenden Wassermassen durch Speicherung unschädlich zu machen. Nach den Berechnungen von Rutsatz sind das aber ganz ungeheure Mengen; so betragen z. B. beim Hochwasser 1925/26 die oberhalb der Kölner Rheinwerfthöhe durchströmenden Wassermassen 1839 Mill. m³. Für eine wirksame Speicherung der Hochwassermengen müßten in allen Neben- und Seitentälern Sperrn gebaut werden, deren Sperrmüerlängen zusammengerechnet etwa 790 km betragen würden. Das entspricht der Entfernung von Konstanz bis Ruhrort. Ein solcher Plan erscheint deshalb noch weniger durchführbar, weil diese Talsperren die meiste Zeit leer stehen müßten, also nicht zur Kraft-erzeugung ausgenutzt werden könnten.

Neubauten der Londoner Untergrundbahnen. Am 13. September 1926 ist die Verlängerung der City- und Südlondoner Eisenbahn über ihr bisheriges südliches Ende, die Haltestelle Clapham Common, hinaus in Betrieb genommen worden. Die ganze Neubaustrecke ist 8,4 km lang; davon liegen 7,2 km wie die sonstigen Londoner Untergrundstrecken in einer mit Eisenringen ausgekleideten Tunnelröhre 15 bis 18 m unter der Erdoberfläche. Die neue Endhaltestelle Morden liegt über Tage; die zu ihr führende Rampe ist im offenen Einschnitte hergestellt worden, der dann wieder abgedeckt worden ist. An der Neubaustrecke liegen sieben Haltestellen. Mit Ausnahme von Morden sind sie alle mit Rolltreppen ausgestattet; daneben haben sie für Notfälle eine feste Treppe.

Hinter der Haltestelle Morden ist eine Wagenhalle errichtet worden, die in fünf Buchten 160 Wagen aufnehmen kann. Ferner befindet sich hier eine Halle zum Unterstellen von Kraftwagen, Motor- und anderen Fahrrädern, die es ermöglichen soll, daß Fahrgäste der Untergrundbahn, die in erheblicher Entfernung von der Endhaltestelle wohnen, hier ihre Wagen oder Räder einstellen, während sie die Untergrundbahn benutzen. Die Anlage bedeckt eine Fläche von 5000 m². Die Einrichtung ist für Europa neu, während sie in Amerika bereits wiederholt ausgeführt worden ist. Ähnliche Anlagen sollen, wenn sich diejenige in Morden bewährt, auch an den anderen Endhaltestellen der Untergrundbahn errichtet werden.

Zum Bau der Strecke Clapham Common—Morden wurden 18 Schächte abgeteuft, von denen aus der Tunnel vorgetrieben wurde. Es wurde mit vier Schilden Bauart Greathead, zehn Grabvorrichtungen mit umlaufendem Messer für die freie Strecke und sechs Schilden Bauart Greathead für die Haltestellen gearbeitet. Die gewonnenen Massen wurden auf einem Förderbande in Trichterwagen übergeführt, die von elektrischen Lokomotiven unter die Schächte gefahren und dort an die Erdoberfläche gehoben wurden. Der tägliche Baufortschritt betrug dabei 10,5 m, so daß täglich 20 Tunnelringe zur Auskleidung eingebaut werden konnten. Bei Hand-

arbeit war die Tagesleistung nur vier Ringe. Die gußeiserne Tunnelauskleidung wiegt etwa 60 000 t. Es wurde so genau gearbeitet, daß die von beiden Enden vorgetriebenen Tunnel mit 6 mm wagerechter Abweichung und 9 mm senkrechter Abweichung zusammentrafen. Die Kosten für die neue Untergrundstrecke betragen etwa 3,5 Mill. Pfd. Sterl.

Außer der Neubaustrecke nach Morden ist bei den Londoner Untergrundbahnen noch der Umbau der Haltestelle Charing Cross und eine neue Verbindung dieser Haltestelle mit Kennington kürzlich fertiggestellt worden. Die Haltestelle Charing Cross lag in ihrer bisherigen Gestalt in einer Endschleife, wurde also von allen Zügen nur in einer Richtung durchfahren und hatte infolgedessen, eine wohl einzigartige Anlage, nur einen Bahnsteig. Dieser ist beim Umbau erhalten geblieben, die Schleife, die bis unter die Themse reichte, ist aber beseitigt worden und an ihre Stelle sind zwei durchgehende Gleise mit einem neuen Bahnsteig getreten. Die Neubaustrecke Charing Cross—Kennington schafft eine Verbindung zwischen der Hampstead-Strecke und der City- und Südlondoner Bahn. Während die vier Millionen Fahrgäste, die alljährlich von einer dieser beiden Strecken auf die andere übergangen, beim Umsteigen einen langen unterirdischen Weg zwischen den verschiedenen Haltestellen unter Charing Cross zurückzulegen hatten, können sie jetzt nach Kennington fahren, wo die Bahnsteige nebeneinander liegen. Hinter dieser Haltestelle sind die beiden Gleise der Neubaustrecke durch eine Umkehrschleife verbunden, die unter den durchgehenden Gleisen der Südlondoner Strecke hindurchgeführt ist. Wkk.

Oberbau- und Brückenverstärkungen bei der Paris-Lyon-Mittelmeerbahn. Abgesehen von den umfangreichen Bauarbeiten zur Einführung elektrischen Betriebes sind bei der Paris-Lyon-Mittelmeerbahn auch auf weiten Strecken Arbeiten zur Verstärkung des Oberbaues und älterer Brücken im Gange. Durch die neuerliche Einführung von Lokomotiven der Bauarten 2 C 1 und 1 D 1 sind die Lasten so erhöht worden, daß ihnen Brücken und Oberbau nicht mehr gewachsen sind. Das Ziel, das bei den Arbeiten am Gleis verfolgt wird, ist eine Verlängerung der Lebensdauer namentlich seiner teuersten Teile, der Schienen und der Schwellen. Hierzu ist eine neue Stoßverbindung eingeführt worden. Während bisher der Abstand der Stoßschwellen, von Mitte zu Mitte Schienenaufleger gemessen, etwa 60 cm betrug, sind sie nun bis auf 5 cm lichten Abstand zusammengedrückt, wodurch jenes Maß auf 26 cm verringert ist. Die Schienen sind ohne Unterlagplatten durch drei Schrauben, zwei innen und eine außen, auf den Schwellen befestigt, bei denen besonderer Wert darauf gelegt wird, daß sie eine breite, glatte Unterfläche haben. Die Schrauben sitzen in Ausklinkungen der Laschen, die einen breitausladenden unteren Flansch haben. Es hat sich gezeigt, daß die Durchbiegung bei Gleisen dieser neuen Bauart unter dem fahrenden Zug erheblich geringer ist als bei den älteren Gleisen.

Weitere Verbesserung des Oberbaues wird angestrebt durch Erneuerung der Bettung und Verfüllung. Um auch eine bessere Entwässerung zu erzielen, wird dabei das Gleis um etwa 15 cm gehoben, und dann wird neuer Schotter aus an Ort und Stelle vorhandenem Gestein oder Flußkies unter die Schwellen gebracht. Es bedarf allerdings einiger Zeit, ehe ein so behandeltes Gleis unter der Last zur Ruhe kommt, aber man hat festgestellt, daß auf diese Art die Lebensdauer der Gleise erheblich verlängert wird.

Ehe die Arbeiten an den Gleisen in Angriff genommen werden, wird das Gleis mit Hilfe einer selbsttätig aufzeichnenden Vorrichtung, Bauart Hallade, auf seine Lage untersucht. Sie besteht aus drei in zueinander senkrechten Ebenen schwingenden Pendeln, die mit Hilfe eines Schreibstiftes die Unregelmäßigkeiten des Gleises aufzeichnen.

In stark befahrenen Gleisen werden die Gleiskreuzungen aus Manganstahl mit überhöhten Zwangsschienen hergestellt. Dadurch wird wesentlich an Unterhaltungsarbeiten gespart.

Auf Neubaustrecken, z. B. auf der Eisenbahn von La Ferté-Hauterive nach Gannat, werden in erheblicher Zahl Eisenbetonschwellen eingelegt. Eisenbeton wird auch verwendet, um ältere Brücken, namentlich solche aus Gußeisen, von denen noch einige vorhanden sind, zu verstärken. Das bedeutendste Bauwerk auf diesem Gebiete, bei dem durch Einhüllen der Glieder in Eisenbeton, Einbau einer Fahrbahn aus diesem Baustoff usw. eine Verstärkung mit gutem Erfolg vorgenommen worden ist, war die Rhônebrücke bei La Voulte.¹⁾ Während sie im alten Zustande nur mit leichten Lokomotiven und langsam befahren werden durfte, verkehren jetzt auf den über die Brücke führenden Gleisen schwere Lokomotiven der Bauart 2 C 1 mit 45 km/Std. Geschwindigkeit, ohne daß nennenswerte Bewegungen der tragenden Teile auftreten. Der gute Erfolg, der mit der Verstärkung der Brücke bei La Voulte erzielt worden ist, hat Anlaß gegeben, dasselbe Verfahren an einigen anderen Stellen anzuwenden. Dabei wird besonderer Wert darauf gelegt, daß alle Eisenteile, die nicht eingehüllt werden, gut zugänglich bleiben, damit sie jederzeit untersucht werden können und ihr Anstrich bei Bedarf ohne Schwierigkeiten erneuert werden kann.

An mehreren Stellen sind Gleiskreuzungen in gleicher Höhe durch Überführungen ersetzt worden. Abgesehen von den betrieblichen Vorteilen sind dadurch auch erhebliche Ersparnisse in der Unterhaltung der Gleisanlagen erzielt worden. Wkk.

Ausführung der Coolidge-Staumauer als Reihenkuppel. Trotz der Bedenken, die sich aus manchen Rückschlägen gegen die aufgelöste Bauart bei Talsperren erklären, haben vor einiger Zeit die Bundesbehörden der V. St. A. auf Vorschlag des Verbandes beratender Ingenieure einen derartigen Entwurf für die Coolidge-Sperre im Gila-Fluß in Arizona in der Nähe der Indianer-Reservation San Carlos zur Ausführung angenommen.

Man ist damit der in Italien — dem heute neben Nordamerika im Talsperrenbau führenden Lande — herrschenden Anschauung beigetreten, daß Mängel der Bauart oder der Ausführung nichts gegen ein System zu beweisen vermögen, das am richtigen Platze Wirtschaftlichkeit bei bequemer Beaufsichtigung, ausreichender Standfestigkeit und sicherer Gründung ermöglicht und, wie das Beispiel zeigt, noch keineswegs am Ende seiner Entwicklung steht.

Die Vorarbeiten für Melioration und Hochwasserregulierung der San Carlos Reservation durch Bau einer Staumauer reichen nach Eng. News-Rec., Bd. 96, Heft 21, bereits längere Zeit zurück; das entsprechende Gesetz wurde jedoch erst vor zwei Jahren vom Kongreß verabschiedet. Die in Frage kommende Speichermenge ist mit 1600 Mill. m³ angegeben und soll zur Bewässerung von rd. 400 km² Landereien bei Florence und Casa Grande dienen, d. h. einen Oberflächenabfluß bis zu 2832 m³/Sek. regeln. An der gewählten Stelle fließt der Gila-Fluß in einer Felsenschlucht von etwa 76 m Tiefe und 180 m Breite in einem Bett, dessen Gestein von dünner Erdschicht bedeckt ist.

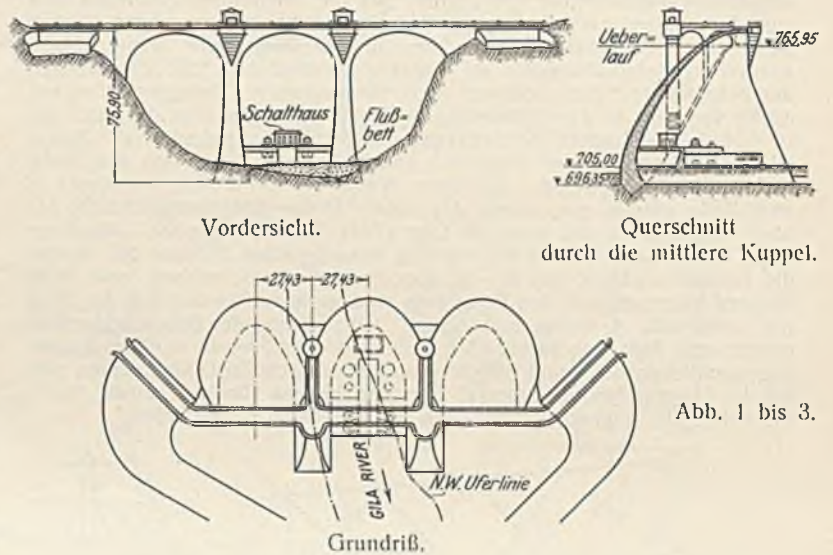


Abb. 1 bis 3.



Abb. 4.

Der Entwurf wurde im Bureau Los Angeles der Indianer-Behörde der Vereinigten Staaten von Major C. R. Olberg aufgestellt und sieht nach Abb. 1 bis 3 drei Kuppelgewölbe von je etwa 55 m Spannweite und einer Gesamthöhe von 76 m vor, die sich gegen zwei Mittelpfeiler und zwei in den Felsen der Uferwände eingebaute Widerlager stützen. Bereits ein Jahr früher hatte der Leiter der genannten Bundesbehörde die bekannten amerikanischen Talsperrenbauer Hill und Noetzi mit Vorarbeiten betraut, die daraufhin Entwürfe für die Ausführung als Schwergewichtmauer, Bogensperre, Gewölbereihenmauer, Reihenkuppel und Steinschüttung ausgearbeitet hatten. Ein Vergleich dieser Entwürfe führte weiterhin zu dem Vorschlag einer wahlweisen Ausschreibung als Schwergewichtmauer, Gewölbereihenmauer oder Reihenkuppel, von deren Ergebnis die endgültige Entscheidung für eine der drei Bauarten abhängig gemacht werden sollte. Man hat sich an der maßgebenden Stelle jedoch kürzlich für die Ausführung des letztgenannten Systems entschlossen und Generalmajor W. C. Langfitt und J. J. Wiley mit seiner Prüfung betraut, die mit geringen Änderungen den vorerwähnten, von der Behörde aufgestellten Entwurf genehmigten. Er umfaßt als einen Teil der Stauanlage ein Wasserkraftwerk zur Ausnutzung der gespeicherten Energiemengen.

Die besprochene Bauart unterscheidet sich von der der gewöhnlichen Gewölbereihenmauer durch die große Spannweite der Gewölbe und durch deren kuppelförmige Ausgestaltung, die aus den Abbildungen, besonders auch aus der Gesamtansicht Abb. 4 ersichtlich ist. Ki.

Zuschriften an die Schriftleitung.

„Schwerer Bauunfall bei Darmstadt.“

Unter vorstehender Überschrift hat Herr Oberbaurat Steinberger (Darmstadt) in der „Bautechnik“ 1926, Heft 47, einen Aufsatz veröffentlicht, der so viele Unrichtigkeiten enthält, daß ihn der Unterzeichnete, der von der Bauherrschaft mit der Untersuchung des Unglücksfalles als Sachverständiger beauftragt war, nicht unwidersprochen lassen kann.

¹⁾ „Die Bautechnik“ 1925, Heft 3, S. 31.

Zunächst ist festzustellen, daß schon die im 1. Absatz erwähnte angeblich „durch den Befund klar erwiesene Tatsache“, daß „das Betonfundament beim Umkippen des Mastes auf der einen Seite aus dem Boden herausgehoben, dagegen auf der anderen Seite hinabgedrückt“ worden sei, gar keine „Tatsache“ ist, weil der wahre Befund ganz anders war. Abb. 1 stellt die Sachlage dar und zeigt, daß der untere verbreiterte Teil des Fundamentblockes in der Erde unverrückt fest geblieben ist; nur der aufgehende schmalere Teil des Fundamentblockes wurde abgetrennt und in eine um etwa 20° geneigte Lage gehoben. Von einem „Hinabdrücken“ kann also nicht gesprochen werden. Die genaue Lage des in der Erde gebliebenen Teils wurde nach Abräumung des darüberliegenden Blockes durch Nivellement einwandfrei festgestellt, so daß hierüber kein Zweifel bestehen kann. Ebenso ist festgestellt, daß die im vorletzten Absatz auf S. 702 („Die Bautechnik“ 1926, Heft 47) ausgesprochene Vermutung, daß „die Platte am Absatz bei x (nach der dort gegebenen Abb. 6) gebrochen“ sei, hinfällig ist.

Die Behauptung, daß „der hochgehobene, d. h. aufgekippte Betonkörper des Fundamentes“ zurückfiel, „als die äußeren Eckgurtungen sich aus dem Beton nach Sprengung der Vernietung herausgezogen haben“ und daß sich der Block erst dann „in der Ebene der inneren Mastversteifung“ gespalten hätte, ist ebenfalls unzutreffend. Ein „Zurückfallen des Betonkörpers“ hat überhaupt nicht stattgefunden. Der ganze Vorgang dürfte vielmehr in der Reihenfolge vor sich gegangen sein, die durch die in Abb. 1 eingetragene Numerierung der Schnitte angedeutet ist. Zuerst ist ein Riß entlang der Fuge I—I entstanden, dann hat sich der Block entlang II—II abgetrennt. Auf diese Weise war der Fundamentkörper in zwei Teile geteilt, von denen der untere in der Erde festgeblieben, der obere dagegen in die geneigte Lage (Abb. 1) gekommen ist. Als diese Lage erreicht war, haben die auf Zug beanspruchten Ständer des Mastes die Betondeckschicht bei III—III abgesprengt, die Schrauben (und nicht Nietverbindungen) mit den Füllstäben sind gerissen, worauf sich der Mast um den Punkt A drehte und umfiel. (Die Lösung der Schraubenverbindungen mit dem wagerechten Versteifungsrahmen, der in der Grundplatte liege geblieben ist, muß schon unmittelbar nach Zustandekommen von Riß I—I stattgefunden haben.) Der aufgehobene Blockteil wurde durch die sofort eindringenden Erdmassen am Zurückfallen verhindert.

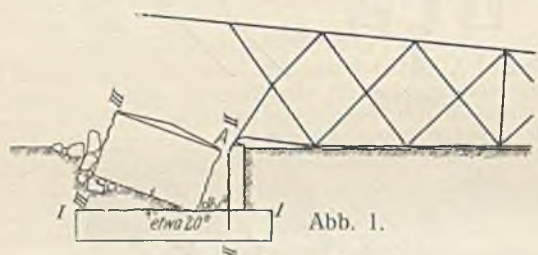


Abb. 1.



Abb. 2.

Auch die schematische Form des Mastes war nicht so, wie Herr Steinberger in Abb. 4 auf S. 701 der „Bautechnik“ angegeben hat, sondern so, wie sie Abb. 2 zeigt. Nach Abb. 4 könnte man ja nur vier Leitungen an dem Mast befestigen, Herr Steinberger spricht aber selbst von sechs Leitungen.

Die Behauptung, daß die „sechs Leitungen auf den weit auskragenden Armen des Mastes nach der einen Seite der Leitungsrichtung lose aufgelegt waren“, bedarf ebenfalls einer Erwiderung. Bei „losem Auflegen“ kann überhaupt kein Leitungszug ausgeübt werden. Ein in der Luft hängendes Seil muß an seinen Enden festgehalten werden, weil es sonst infolge seines Eigengewichtes einfach wegrutschen würde.

Bei den Masten einer Freileitung sind grundsätzlich zwei Gruppen zu unterscheiden: 1. Tragmaste, die, abgesehen von Wind, nur lotrechte Kräfte aufzunehmen haben, und 2. Abspannmaste, die außer dem Seilgewicht auch einen Teil vom Seilzug oder u. U. den vollen Seilzug aufnehmen müssen. Je zwei Abspannmaste begrenzen ein Spannfeld. Die Seilmontage¹⁾ geschieht bei so großen Leitungen wie der vorliegenden in den einzelnen Spannfeldern in der Weise, daß das Seil an dem einen Abspannmast befestigt und gegen den anderen gezogen wird. Über die Tragmaste hinweg wird das Seil mit Hilfe von leicht drehbaren Rollen geführt, die an den Traversen aufgehängt sind und, abgesehen von einer geringen Reibung, keinen wagerechten Widerstand leisten. Wird mit dem Seil das andere Ende des Spannfeldes, also der nächste Abspannmast, erreicht, so wird das Seil durch Anziehen — in Abhängigkeit von der jeweiligen Temperatur — auf Durchhang eingeregelt. Der Durchhang gleicht sich zwischen den einzelnen Tragmasten im ganzen Spannfeld verhältnismäßig rasch aus, da sich die Rollen mit dem Seil fast widerstandslos verdrehen. Ist die gewünschte Lage des Seiles erreicht, so werden die Montagerollen durch Isolatorenketten ersetzt, und die Seile werden an den einzelnen Tragmasten festgeklemmt. Dieser Zustand war im fraglichen Spannfeld gegen „ b “ (nach Abb. 5 auf S. 701) bereits erreicht, während gegen „ a “ die Seile noch in den Rollen hingen. Fünf davon waren zur Zeit des Unglücks bereits eingeregelt, bei dem sechsten fehlten noch etwa 1,5 m am Durchhang. Auf diese Weise ist zu erklären, warum die Tragmaste gegen „ b “ alle beschädigt wurden (s. Abb. 7 u. 8 auf S. 702), während sie gegen „ a “ unbeschädigt geblieben sind. Auf den letzteren Tragmasten, nicht aber auf dem umgefallenen Abspannmast,

waren die Seile in der Tat „lose aufgelegt“. Herr Steinberger hat also den Montagevorgang mißverstanden.

Der Höchstwert der Kraft H (Abb. 5, S. 701) beträgt rechnerisch für den ungünstigsten Belastungsfall 39 200 kg. Dieser Belastungsfall tritt aber nur bei vereisten Seilen und bei -5° Lufttemperatur auf, bei gleichzeitigem Winde von 150 kg/m^2 quer zur Richtung $a-b$, wie es der Pfeil von H in Abb. 5 auf S. 701 andeutet. Zur Zeit des Unfalles war aber die Lufttemperatur etwa $+20^\circ$, und es herrschte fast völlige Windstille, so daß H nur etwa 21 400 kg, also nur rd. 55% seines Höchstwertes betragen hat. Daß „die Leitungsdrähte zur Zeit des Unfalles nicht angespannt“ waren, ist also ebenfalls unzutreffend — es wäre ja dann $H=0$ gewesen —, die Seile haben — abgesehen von dem einen noch nicht ganz eingeregeltten Seil — ihre volle Spannung gehabt, die der vorhandenen Temperatur entsprach.

Die von dem Werte H ausgehenden Berechnungen des Herrn Steinberger auf S. 702 sind durchweg unrichtig. Der Hebelarm a ist dort nach Abb. 6, S. 702 mit 12 m eingesetzt, während tatsächlich die Höhe der mittleren Traverse über Fundamentsohle 33 m betragen hat, in welcher Höhe der aus den Leitungszügen allein sich ergebende Spitzenzug (ohne Wind) angreift. Für den Größtwert von H ist $a=31,7 \text{ m}$. Die weiteren Zahlenangaben, so z. B. das Fundamentgewicht und die Fundamentbreite, sind ebenfalls weit von den wirklichen Werten entfernt. Auch in ihrem grundlegenden Aufbau kann der Berechnung nicht zugestimmt werden. In der von Herrn Steinberger angeführten Schrift von Dr. Ing. Fröhlich ist gerade diejenige Rechenart als „für die Berechnung von Blockfundamenten nicht verwendbar“ bezeichnet, die Herr St. in seinem Aufsatz anwendet. Dr. Ing. Fröhlich kommt auf S. 29 seines Buches zu dem Ergebnis, daß die nach der Mohrschen Formel berechnete „Kantenpressung nicht als ein Maßstab für die Standsicherheit von Fundamenten angesehen werden kann“. Herr St. benutzt aber diese Formel, die auf den passiven Erddruck keine Rücksicht nimmt und bei flachen, wenig eingegrabenen Fundamenten eine größere Standsicherheit vortäuscht, als bei solchen, die mehr in die Tiefe reichen. Die Grundlage der Fröhlich'schen Theorie bildet die Berücksichtigung des passiven Erddruckes, als eines wesentlichen Gleichgewichtsfaktors, so daß bei dem Fröhlich'schen, von den Behörden allgemein anerkannten Verfahren ein solcher Nachweis der Kipp-sicherheit, wie ihn Herr St. führt (als ob überhaupt kein Erddruck vorhanden wäre), nicht in Frage kommt.

Der Befund nach dem Unfall bestätigt, daß der passive Erddruck tatsächlich wirksam war, denn der in der Erde gebliebene Teil hat sich bei dem Vorgange vollkommen unbeweglich verhalten.

Darmstadt, November 1926.

Prof. Dr.-Ing. A. Kleinogel.

Neuer Erdrutsch bei Rosengarten. Von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Reichsbahn-Direktion Osten erhalten wir folgendes Schreiben vom 19. Januar 1927:

Zu der Notiz in der „Bautechnik“ 1926, Heft 55, S. 843 und zu der Fußnote im Jahrgang 1927, Heft 3, S. 33 teilen wir ergebenst mit, daß die Rutschung vom November 1926 nicht in Zusammenhang mit der Rutschung vom Dezember 1925 steht. Es handelt sich um eine Rutschung, wie sie bei Bauarbeiten in ungünstiger Jahreszeit häufig eintreten. Damals hatte es fast 30 Stunden ununterbrochen geregnet.

gez. Guttstadt.

Personalmachrichten.

Preußen. Zu Oberregierungs- und -bauräten sind ernannt worden: die Regierungs- und Bauräte Theuerkauf bei der Oderstrombauverwaltung in Breslau, Pigge bei der Wasserstraßendirektion in Hannover, Dr. Ing. Buchholz bei der Rheinstrombauverwaltung in Koblenz, Baertz bei der Kanalbauabteilung Essen der Wasserbaudirektion in Münster i. Westf. und Piper bei der Wasserbaudirektion in Münster i. Westf.

Regierungsbauratstellen der Besoldungsgruppe A 12 sind verliehen worden den Regierungsbauräten Kuwert, Vorstand des Wasserbauamts in Münster i. Westf., Georg Braun, Vorstand des Wasserbauamts in Fürstenwalde a. d. Spree, und Wulkow, Vorstand des Wasserbauamts in Frankfurt a. Main.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Eberhard Fischer, Kurt Weyand (Wasser- und Straßenbauaufsicht).

Aus dem Staatsdienst ausgeschieden: der Regierungsbaurat (W.) Otto Braun in Swinemünde infolge Übertritts in den Reichsdienst als Oberregierungsbaurat beim Reichskanalamt in Kiel.

Gestorben: der Baurat i. R. Georg Thomany in Berlin, früher Vorstand des Wasserbauamts in Lauenburg a. d. Elbe.

INHALT: Ergebnis des engeren Ausschreibens zur Erlangung von Entwürfen für den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim zum Ersatz der Schiffsbrücke. (Fortsetzung.) — Lagerung der Gleisschienen auf Eisenbahnbrücken. — Versuche über das Widerstandsmoment eiserner Spundhohlen Bauart Larssen mit zusammengepreßtem Schloß. (Schluß.) — Neuere amerikanische Erfahrungen im Bau von Talsperrendämmen nach dem Spülverfahren. — Vermischtes: Internationaler Kongreß für die Materialprüfungen der Technik. — Deutscher Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband E. V. — Ausschuß für Prüfingenieur für Statik. — Aus dem preußischen Staatshaushalt für 1927. — Hochwasserabwehr? — Neubauten der Londoner U-tergrundbahnen. — Oberbau- und Brückenverstärkungen bei der Paris-Lyon-Mittelmeerbahn. — Ausführung der Coolidge-Staumauer als Reihenkuppel. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalmachrichten.

¹⁾ Näheres hierüber s. den Aufsatz von G. Malamud, Montage von 220- und 380-kV-Leitungen, A. E. G.-Mitteilungen 1927, Heft 1, S. 11.