

DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 20. April 1934

Heft 17

Geschweißte Eisenbahnbrücken.

Von Reichsbahnoberrat Leopold, Wuppertal-Elberfeld.

Im Anschluß an den Aufsatz des Verfassers: „Schweißen im Brückenbau bei der Reichsbahndirektion Wuppertal“¹⁾ soll über weitere Fortschritte auf diesem Gebiete berichtet werden.

1. Zunächst seien zwei Überbauten von kleinerer Stützweite kurz erwähnt, die unter Verwendung von P-Trägern zu sehr zweckmäßigen Lösungen geführt haben. Abb. 1 stellt in der Aufsicht die Trägeranordnung der Naaf-Brücke in der Nähe des Bahnhofes Donrath der eingleisigen Strecke Siegburg—Overrath dar, ferner einen Querschnitt des Überbaues. Während die alte Brücke eine durchbrochene Fahrbahn hatte, ist das Schotterbett auf der neuen Brücke durchgeführt, was bei der zur Verfügung stehenden Bauhöhe möglich war. Die Hauptträger, für Lastenzug E berechnet, sind IP 80. Für die IP 80 ist oben und unten je eine aufgeschweißte Platte 280 · 16 erforderlich; die obere Gurtplatte ist aus praktischen Gründen 320 · 16 ausgeführt. Beide Lamellen gehen durch. Die Querträger sind I 38, an den Köpfen durch Aufschlitzen in der bekannten Weise durchgebildet. Auch die Endquerträger sind I 38. An den Auflagerpunkten der Querträger sind ähnlich wie bei früheren Ausführungen die Hauptträger außen durch zwischen ihre Flansche eingeschweißte Grubenschienen versteift, wie in der linken Hälfte des Querschnitts mit dem zugehörigen Schnitt *d—d* dargestellt. Die seitlichen Trogwände für die Bettung sind in \perp -Form aus Winkeln und Flachblechen gebildet. Die oberen Gurtplatten 320 · 16 sind über die Enden der IP 80 hinaus verlängert, ebenso die seitlichen Trogwände (Abb. 1, Längsschnitt *c—c*). Die auf den Endquerträgern und den Gurtplatten der Hauptträger aufliegenden Schleppbleche sind auf der inneren Langseite mit den Buckelplatten, auf den beiden kurzen Seiten mit den waagerechten Schenkeln der unteren \perp 100 · 100 · 14 der Trogwände verschweißt, an der freien Kante mit einem Winkel besäumt. Die Fußwegkonsolen sind in der aus dem Querschnitt ersichtlichen Form durch Schweißung zusammengesetzt. Das Gelände wird auf der Baustelle mit den Konsolen und letztere wieder mit den seitlichen Aussteifungen der Trogwände des Überbaues vernietet, um jede Schweißarbeit auf der Baustelle zu vermeiden. Die Flansche der Hauptträger sind auch in den Feldern gegeneinander ausgesteift, und zwar auf den Innenseiten durch \perp -Eisen, auf den Außenseiten durch Flachbleche, die die in der rechten Hälfte des Querschnitts mit dem zugehörigen Schnitt *e—e* dargestellte Form haben, damit die Bettungstrogwände auch zwischen den Querträgerauflagerpunkten gegen Verdrehen nach außen gestützt werden. Die Häufung von Schweißnähten an einer Stelle ist streng vermieden worden, unvermeidbare Quernähte in den Gurtungen sind so schwach wie möglich gehalten.

trog dar. Man erkennt die Zuglaschen für die Längsträgeranschlüßpunkte, die eine eigenartige Form erhalten haben. Die nach außen verbreiterten Laschen schmiegen sich der Biegung der Trogwände an, so daß an diesen Stellen gekrümmte Schweißnähte entstehen, auf denen das von den seitlichen Trogwänden herabkommende Wasser gut ablaufen kann. Über den Querträgern sind die Laschen wegen der Symmetrie zur Längsträgerachse

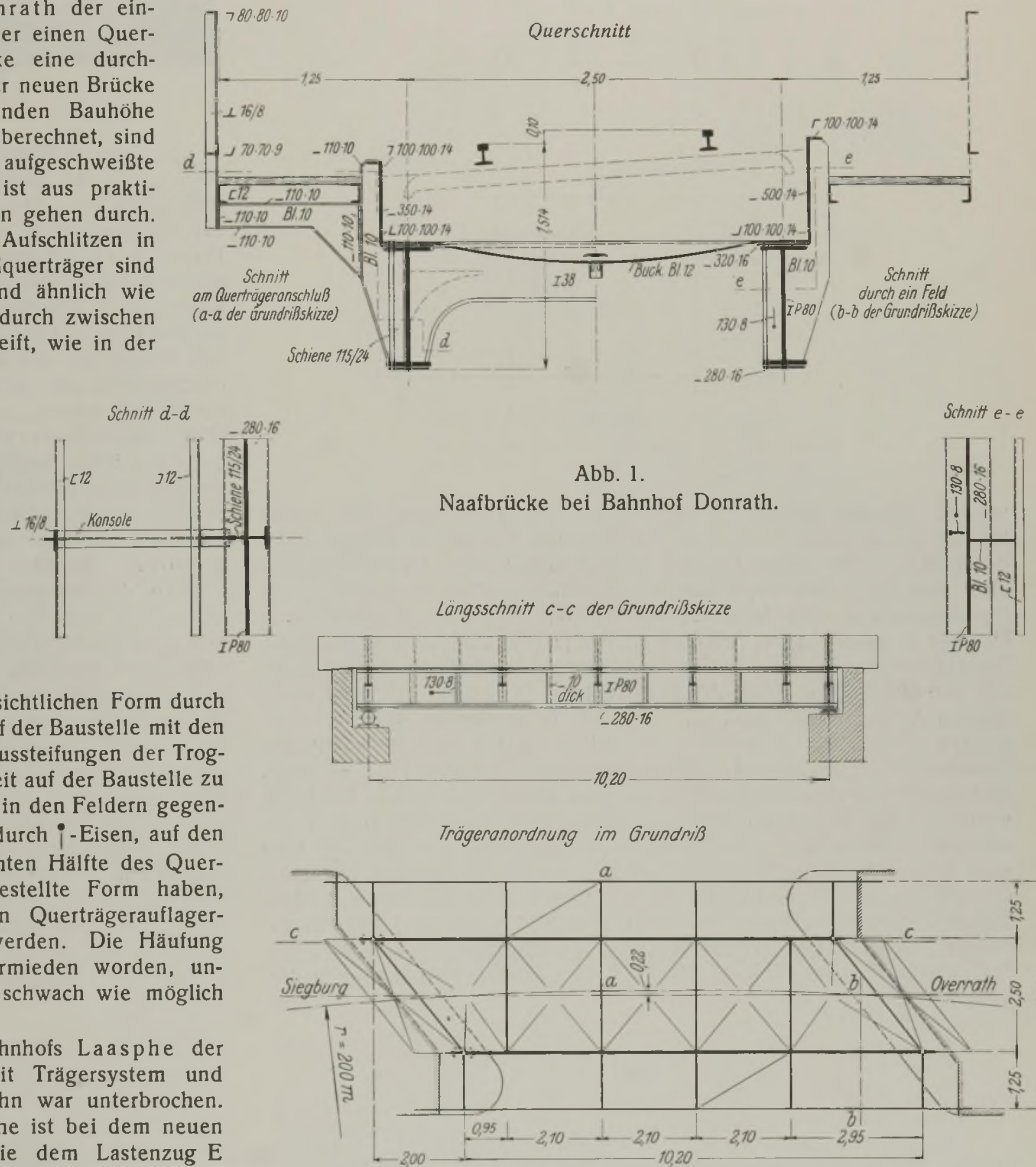


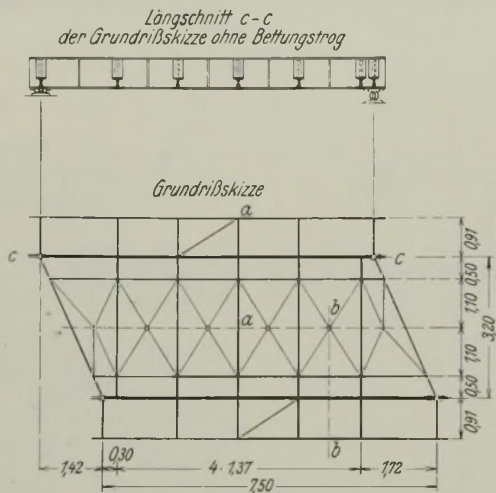
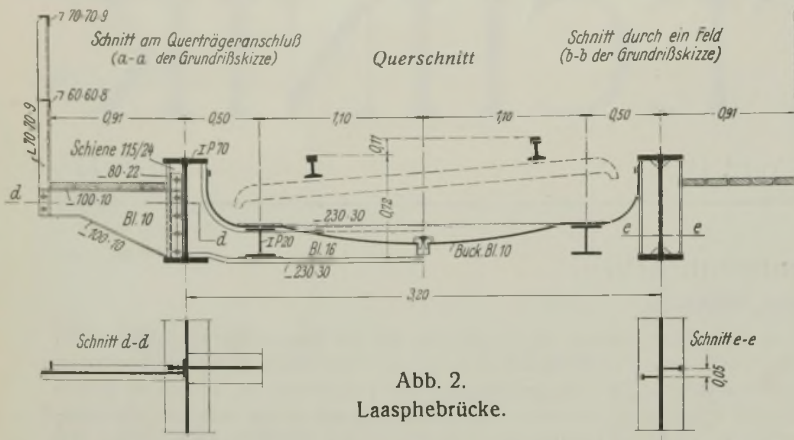
Abb. 1. Naafbrücke bei Bahnhof Donrath.

2. Eine weitere Brücke in der Nähe des Bahnhofes Laasphe der eingleisigen Strecke Kreuztal—Marburg ist mit Trägersystem und Querschnitt in Abb. 2 dargestellt. Die alte Fahrbahn war unterbrochen. Trotz der geringen zur Verfügung stehenden Bauhöhe ist bei dem neuen Überbau Durchführung der Bettung erreicht. Die dem Lastenzug E genügenden Hauptträger sind IP 70, die Querträger sind aus Stegblech und Gurtplatten zusammenschweißt. Die untere Gurtplatte der Querträger ist beiderseits auf die unteren Flansche der Hauptträger heraufgezogen. Die obere Gurtplatte ist an den Enden viertelkreisförmig abgebogen und bis an die obere Flansche der Hauptträger geführt, um einerseits die erforderliche Nahtlänge für den Anschluß, andererseits Stützpunkte für die Seitenwände des Bettungstrogges zu gewinnen. Letzterer wird gebildet durch ein mittleres Buckelblech, das auf zwischen die Querträger gespannten Längsträgern aus IP 20 aufliegt, und aus zwei Seitenblechen, die der Form der Querträger entsprechend gebogen sind. Die Aussteifungen der Flansche der Hauptträger sind aus dem Querschnitt und den zugehörigen Schnitten *d—d* und *e—e* ersichtlich, ebenso der seitliche Fußsteg, dessen Konsolen geschweißt sind, dessen Einzelteile aber aus demselben Grunde wie bei der zuerst beschriebenen Brücke miteinander vernietet werden. Abb. 3 stellt eine Aufsicht auf den Bettungs-

durch besondere Ansätze auch nach innen verbreitert (s. auch Querschnitt). Die Untersicht der Brücke ist in Abb. 4 wiedergegeben. Die Kreuzungsstellen der Längsträger mit den Querträgern sind durch eingeschweißte trapezförmige Füllbleche zu rahmenartiger Wirkung verstärkt (s. auch Querschnitt). Aus Abb. 3 u. 4 ist auch die Durchbildung des über die Endquerträger hinaus verlängerten Bettungstrogges zu ersehen.

3. Die nächste Brücke ist ein Eisenbahnkreuzungsbauwerk in der Nähe des Hauptbahnhofes Düsseldorf. Vier obere Gleise werden über drei untere Gleise überführt. Die oberen Gleise haben einen Halbmesser von 300 m, die unteren Gleise, von denen eines fast 5 m tiefer liegt als die beiden anderen, sind ebenfalls in Kurven geführt. Auf der zwischen dem unteren Gleispaar und dem Einzelgleis stehenden Einschnittsmauer konnte eine Pendelstützenreihe für die eisernen Überbauten angeordnet werden, so daß die Hauptträger über zwei Öffnungen durchlaufende Vollwandträger sind. Abb. 5 gibt eine Seitenansicht der Brücke

¹⁾ Siehe Bautechn. 1933, Heft 25 u. 30.



wieder. Die vier oberen Gleise und das untere Gleispaar sind bereits im Betrieb, während das untere tief liegende Einzelgleis soeben durch den Erdkörper der linken Öffnung durchgestoßen wird; im Hintergrunde sieht man die im Bau begriffene, an die Stützenfundamente anschließende Einschnittsmauer. Für jedes der vier oberen Gleise ist ein besonderer Überbau vorgesehen; das Schotterbett faßt je zwei Überbauten zusammen. Trägeranordnung im Grundriß mit den Hauptmaßen und Querschnitt durch alle vier Überbauten ist in Abb. 6 dargestellt. Die beiden Brücken I und II wurden Anfang 1932 eingelegt. Sie sind in genietetem Bauweise hergestellt. Die beiden Überbauten III und IV wurden dem Fortschritt der Bauarbeiten in Düsseldorf entsprechend erst im Jahre 1933 benötigt. Mittlerweile hatte das Schweißen im Brückenbau erhebliche Fortschritte gemacht. Man entschloß sich, die beiden Überbauten III und IV zu schweißen, wobei der Gedanke mit ausschlaggebend war, daß hier eine gute Vergleichsmöglichkeit zwischen den beiden Bauweisen bezüglich Gewicht und Kosten vorhanden sei. Die Querschnitte der für den Lastenzug N berechneten Hauptträger sind in Abb. 6 dargestellt, links in genietetem, rechts in geschweißter Ausführung. Die Hauptträger haben eine Stegblechhöhe von 1300 mm. Während der genietete Hauptträger je drei



Abb. 5. Kreuzungsbauwerk auf Bahnhof Düsseldorf.

in der üblichen Weise angeordnete, in der Länge abgestufte Gurtplatten besitzt, hat der geschweißte Hauptträger nur je zwei, und zwar eine Hauptplatte von 30 mm Dicke und eine weitere Platte 280 · 10, die über der Stützenreihe in einer Gesamtlänge von 2,60 m erforderlich ist. Die Platte 280 · 10 ist wegen des steilen Anstieges der Momentenfläche über der Mittelstütze für ihren vollen anzuschließenden Querschnitt über die theoretischen Endpunkte hinaus vorgebunden, wodurch sich eine etwas größere Gesamtplattenlänge gegenüber der genieteten Konstruktion ergibt. Die Platten 260 · 30 sind in voller Dicke bis an die Enden der Träger durchgeführt, was sich wegen der Ersparnis an Schweißnähten als wirtschaftlicher erwies, als wenn man die Platten 260 · 30 nochmals in der Dicke unterteilt und von den so entstehenden je zwei getrennten Platten die erste hätte durchgehen lassen, die zweite aber der Momentenkurve entsprechend gekürzt hätte. Die obere kurze Platte — also die zweite in Wirklichkeit vorhandene — ist nicht außen aufgelegt worden, sondern zwischen Stegblech und durchgehender Platte, wie im Querschnitt dargestellt ist. Sie hätte oben zwischen den Buckelblechen und den Seitenwänden des Bettungstrog nicht Platz gefunden, hat außerdem einen geringeren Querschnitt von 220 · 14 statt 280 · 10. Sie mußte an dieser Stelle eine geringere Breite erhalten als die durchgehende Platte, um die Flankennähte zur Verbindung mit der durchgehenden Platte herstellen zu können und die Ausführung der unteren Dichtungsnahte für die Buckelplatten nicht unmöglich zu machen. Das Stegblech ist in Länge und Dicke der kurzen Platte ausgearbeitet. Das Stegblech selbst ist beim genieteten Hauptträger einmal gestoßen, während Gurtwinkel und Platten aus einem Stück sind; beim geschweißten Hauptträger ist überhaupt kein Stoß vorhanden. Die Fahrbahn ist bei den geschweißten Überbauten ohne Längsträger ausgebildet, die Buckelbleche liegen nur auf Haupt- und Querträgern auf. Wegen der dadurch größer werdenden Stützweite haben die Buckelbleche 12 mm Dicke gegen 10 mm beim genieteten Überbau erhalten. Die Querschnitte der Querträger sind für beide Ausführungsarten ebenfalls aus Abb. 6 links und rechts zu ersehen. Zur seitlichen Aussteifung der Hauptträgeruntergurte sind bei der geschweißten Ausführung

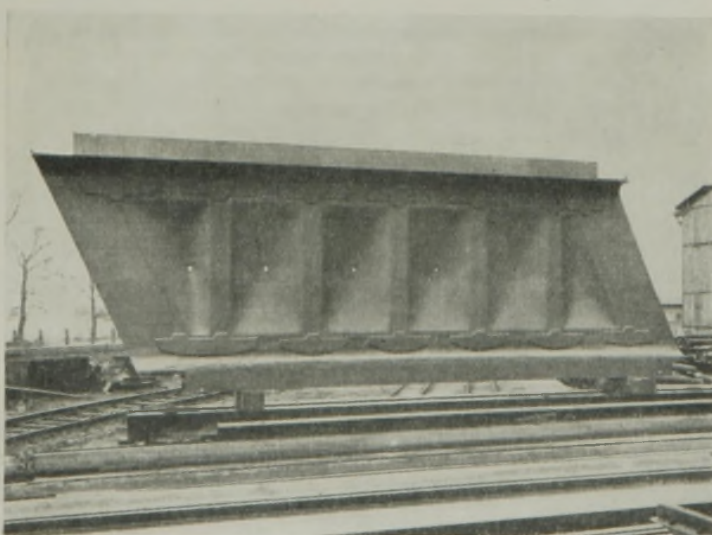


Abb. 3. Blick auf den Bettungstrog

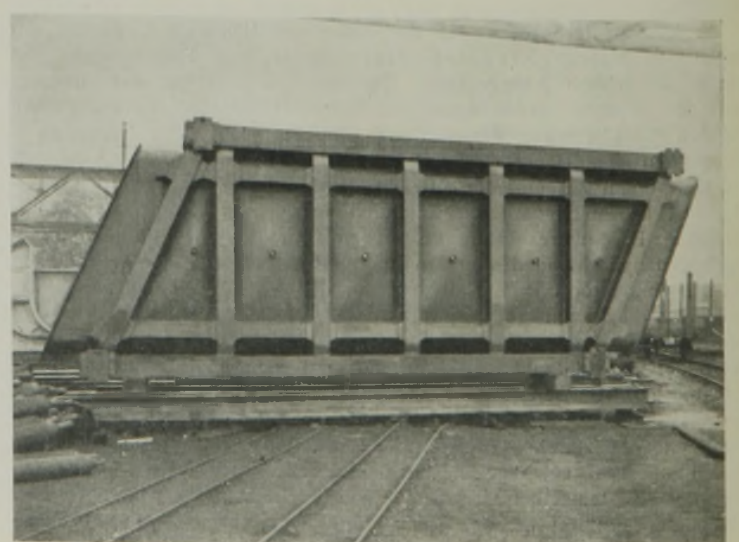


Abb. 4. Unterseite des Bettungstroges.

die Querträger als Halbrahmen ausgebildet. Die zusammenhängende Fahrbahn wirkt zugleich als Windverband und leitet sämtliche Seitenkräfte nach den Widerlagern, wo sie durch die zum Anheben der Brücke eingerichteten Endquerrahmen in die Auflager geführt werden. Die beiden Überbauten wurden in ganzer Länge mit sämtlichen Querträgern und Buckelplatten unter Vermeidung von Überkopfschweißung im Werk fertiggestellt, kamen als Ganzes zum Versand und wurden mit 25-t-Kranen eingelegt. Auf der Baustelle waren nur die beide Überbauten verbindenden Tonnenbleche aufzuschweißen. Bei Betrachtung des Gesamtquerschnitts in Abb. 6 oben erkennt man sofort die leichtere Durchbildung der geschweißten gegenüber der genieteten Konstruktion, besonders in der Fahrbahn mit ihren Anschlüssen. Der Querträgeranschluß an den Hauptträger über der Mittelstütze (Punkt 5 der Grundrisskizze) ist in Abb. 6 wiedergegeben, links genietet, rechts geschweißt. Hier fällt der Unterschied besonders ins Auge. In den Feldern zwischen den Querträgern sind die senkrechten Aussteifungen der Gurte der Hauptträger bei der genieteten Konstruktion durch Winkel gebildet, die mit Hilfe von Futterstücken bis gegen die waagerechten Schenkel der Gurtwinkel herangeführt sind, während dieselben Aussteifungen bei der geschweißten Konstruktion aus I-Eisen bestehen. Auch die Seitenwände des Bettungstrogens und die Verbindungsteile zur Zusammenfassung des Schotterbettes je zweier Überbauten sind geschweißt leichter durchgebildet als genietet, wie wiederum ein Blick auf den Gesamtquerschnitt zeigt. Das Gewicht der genieteten Überbauten beträgt nach der Gewichtsrechnung einschließlich 3% Zuschlag für Nietköpfe 72 t, das der geschweißten Überbauten 59,3 t ohne Zuschlag für Schweißnähte, und zwar beides einschließlich des für beide Ausführungsarten gleichen Gewichtes von Stützen, Lagern und Fußstegen, so daß sich eine Ersparnis an Gewicht von 17,6% ergibt. Dieser Wert verringert sich bei Ermittlung des gleichen Aufwandes durch die etwas höheren Kosten des Zusammenbaues der geschweißten Konstruktion gegenüber der genieteten. Andererseits ist die Abdichtung des genieteten Bettungstrogens wieder teurer als die des geschweißten. Unter Berücksichtigung dieser Umstände wird eine Gesamtkostenersparnis von 16% erzielt. Es muß allerdings bemerkt werden, daß der Vergleich insofern anfechtbar ist, als die Fahrbahnausbildung bei beiden Bauarten verschieden ist, auch die genietete Konstruktion doch hier und da noch etwas sparsamer hätte entworfen werden können, während die geschweißte Ausführung nach dem heutigen Stande dieser Technik die letzten Möglichkeiten wirtschaftlicher Formgebung bereits ausgeschöpft.

Verfasser wird diese Frage nochmals berühren in einem weiteren Aufsatz über geschweißte Eisenbahnbrücken, worin neben einer teils genieteten, teils geschweißten Fachwerkbrücke von 25,8 m Stützweite auch ein ganz geschweißter Blechträgerüberbau der Ruhrbrücke bei Wetter von rd. 34 m Stützweite bei 2,80 m Stegblechhöhe — bemerkenswert besonders durch erstmalige Anwendung des einfachen Stumpfstoßes ohne zusätzliche Deckung bei Stegblech und Gurtplatten — beschrieben wird.

4. Zu erwähnen bleibt noch, daß die in diesem Aufsatz dargestellten geschweißten Stahlkonstruktionen, ebenso die zum Schluß erwähnte Fachwerkbrücke, nach Entwurf und Ausführung von der Firma Dörnen geliefert sind. Die Ruhrbrücke besteht aus acht Überbauten, darunter zwei vollständig durch Schweißung zusammengesetzt, und zwar je einer von der Firma Dörnen und den Vereinigten Stahlwerken, während die restlichen sechs Überbauten genietet sind und von den Firmen Krupp, Jucho, Eilers, Bleichert und Hein, Lehmann erstellt wurden. Bei dieser Brücke bot sich die Gelegenheit, einwandfrei festzustellen, wie groß die Ersparnis zwischen einem genieteten und einem geschweißten Überbau tatsächlich ist. Zu diesem Zwecke wurden von der Reichsbahndirektion zunächst sämtliche Hauptmaße festgelegt: Bauhöhe der Brücke, Stützweite, Abstand und Stegblechhöhe der Hauptträger, Feldweite, Stegblechhöhe der Querträger, Abstand der Längsträger, Systemskizzen der Verbände usw. Nach diesen Maßen hat sodann die Firma Hein, Lehmann einen ge-

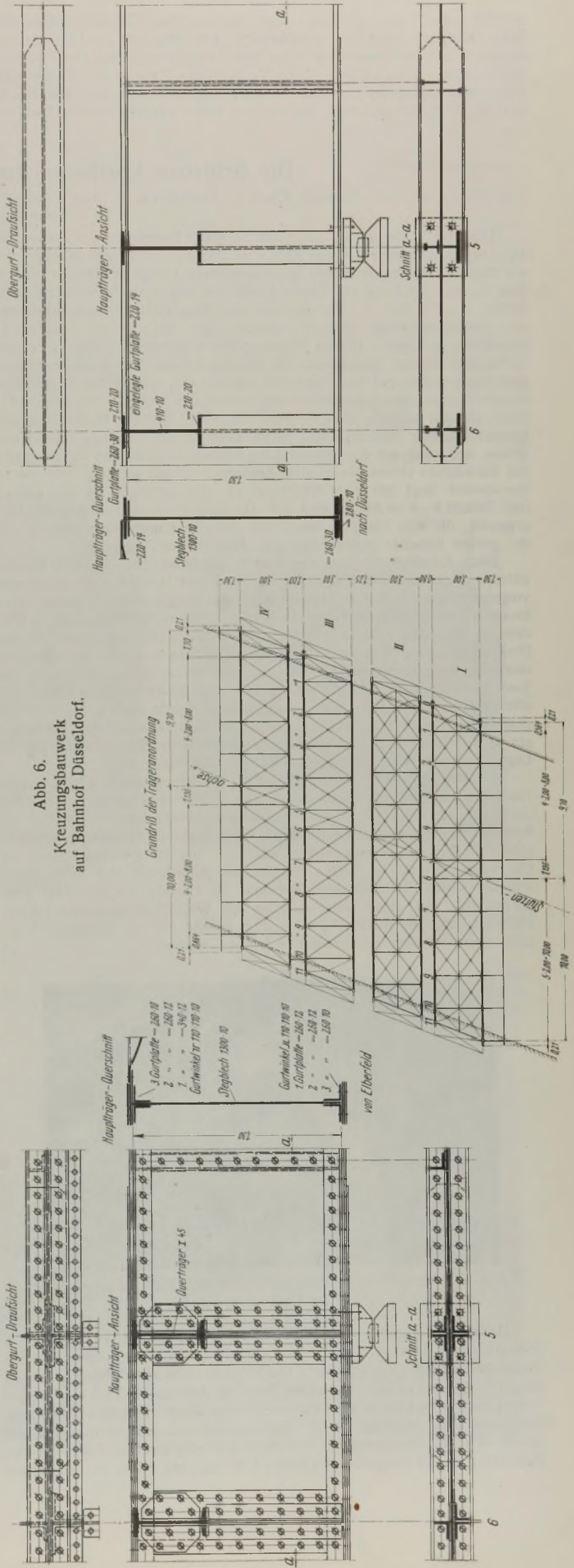
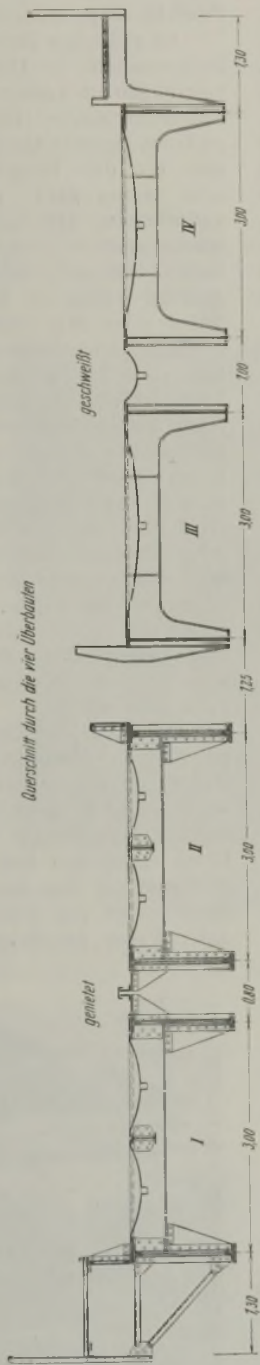


Abb. 6.
Kreuzungsbauwerk
auf Bahnhof Düsseldorf.

nieteten, die Firma Dörnen einen geschweißten Entwurf aufgestellt. Beide Entwürfe sind so wirtschaftlich wie möglich gestaltet, selbstverständlich unter Beachtung aller über Berechnung und Durchbildung bestehenden Vorschriften. Die Vereinigten Stahlwerke haben den Dörnenschen Entwurf in Einzelheiten, besonders in der Ausbildung des Stegblechstumpfstoßes, für den von ihnen herzustellenden Überbau

noch geändert. Näheres wird der folgende Aufsatz bringen. Schon jetzt möge gesagt sein, daß die Gewichtsparsnis zwischen genieteter und geschweißter Konstruktion rd. 10% beträgt, welcher Wert beim Kostenvergleich noch weiter absinkt, da auch in diesem Falle die Schweißarbeit im Preise sich noch etwas höher gestellt hat als die Nietarbeit.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Schleuse Kostheim, ihre Ergänzungs- und Umbauten.

Von Regierungsbaurat Theodor Pfau in Frankfurt a. M. (jetzt Königsberg i. Pr.) und Regierungsbaumeister a. D. Weyand in Mainz (jetzt Oldenburg).
(Schluß aus Heft 15.)

Die Umschließung und die Ausbildung der Baugruben des ersten und zweiten Bauabschnitts sind aus Abb. 4 zu ersehen. Es ist gut zu erkennen, wie durch die Verwendung von Spundwandisen für die Wände der großen Kammer sich die Baugrube dieses Abschnitts sehr einfach gestaltete (vgl. Schnitt *c-c* in Abb. 4). Die erforderlichen Konstruktionswände (Kammer- und Rückhaltewände) dienten während der Bauzeit als Baugrubenumschließungswände. Die im Trennungsdamm zwischen beiden Schleusen vorhandene eiserne Spundwand, die seinerzeit beim Bau der Südschleuse geschlagen wurde und bis in den Ton hineinreicht, bildete den Baugrubenumschluß gegen die Südschleuse und wurde des weiteren als Rückhaltewand für die südliche Kammerwand benutzt. Bei der Herstellung der kleinen Kammer (Betonmauern) mußte dagegen die Baugrube auf beiden Seiten, und zwar auf der ganzen Länge durch zwei Reihen Spundwände mit dazwischen stehen bleibendem Erdkern eingefast werden. Die innere Spundwand liegt mit ihrer Oberkante rd. 4 m niedriger als die äußere (vgl. Schnitt *b-b* in Abb. 4 und Abb. 7). Eine nicht unerhebliche Kostenersparnis, die sich hiernach durch die einfache Baugrubengestaltung bei der großen Kammer ergibt, liegt sehr deutlich vor Augen.

Nach Ausweis des vom Bau der Südschleuse herrührenden Bodenuntersuchungsplanes und der für den Bau der Nordschleuse ergänzend vorgenommenen Probebohrungen besteht der Baugrund der Schleuse unter kiesigen Sandschichten aus bis in große Tiefen reichendem festem Ton, dessen Oberfläche zwischen + 76 m und + 77 m NN angetroffen wurde. Dieser Bodenbefund in Verbindung damit, daß nach der Entwurfsplanung sämtliche Baugruben mit Spundwänden einzufassen waren, die bis in die Tonschicht reichten, ermöglichte es, bei den gesamten Bauarbeiten mit offener Wasserhaltung auszukommen. Hieran wurde auch dadurch nichts geändert, daß zwischen der Mitte der großen Kammer und dem Unterhaupt ein nach Osten und Westen auslaufendes Braunkohlenflöz unter der oberen Lage des Tones sich quer durch Fluß und Schleusen zog.

Die Bauarbeiten begannen mit der Herstellung eines 4,5 m breiten Fangedammes aus Larssenwänden zum unterwasserseitigen Abschluß der Baugrube am Unterhaupt. Zu diesem Zwecke mußten der untere Schleusenvorkopf und die nördliche Leitwerkwand als seitliche Abschlüsse dieses Fangedammes mitgerammt werden. Der Baugrubenumschluß im Oberwasser wurde im ersten Baujahr am Mittelhaupt der alten Nordschleuse mittels Dammbalken, Tor und dazwischen eingebrachter Erde hergestellt. Auf diese Weise blieben die Wasserhaltungskosten infolge kleinerer Baugrube niedriger, und zudem konnte die alte Kammerschleuse noch zum Ausladen von Baustoffen benutzt werden.



Abb. 7. Verankerung der Spundwände des Schleusenvorkopfes im Unterwasser.

Das alte Unterhaupt, das in seinen aufgehenden Teilen aus verblendetem Rotsandbruchsteinmauerwerk bestand, wurde durch Sprengungen und mit Preßluftwerkzeugen niedergelegt. Die Sohle bestand aus Traßbeton, dessen oberer Teil eine Sandsteinabdeckung aufwies. Der untere Teil des Sohlenbetons war mürbe; er ist wohl seinerzeit unter Wasser eingebracht worden. Die 10 cm dicke hölzerne Umschließungsspundwand des Unterhauptes, die bis in den Ton hineinreichte, war noch gut erhalten, ein Zeichen guter Rammarbeit. Die Baugrube des neuen Unterhauptes wurde mit Ausnahme

der oberwasserseitigen Hauptquerfundamentwand, die das System Larssen Profil III zeigt, mit eisernen Kruppbohlen Profil III umschlossen.

Im südlichen Teile der Baugrube des Unterhauptes zeigten sich beim Bodenaushub in Höhe der Fundamentsohle zahlreiche Muscheleinlagerungen im anstehenden Ton. Während des Einbringens der Betonausgleichsschicht traten plötzlich mehrere Quellen auf, die den Baugrund sehr aufweichten und auflockerten. Das Quellwasser wurde in genügend hohen Standrohren gefaßt. Alsdann wurde der Baugrund unter dem Südteil des Schleusenhauptes mittels etwa 20 cm dicker Spickpfähle verdichtet. Nach diesen Sicherungsmaßnahmen wurde der Beton eingebracht. Wenn auch hier von der Grundregel einheitlicher Gründung schwerer Bauwerkteile notgedrungen abgewichen werden mußte, so zeigte sich jedoch später, daß hieraus dem Bauwerk keinerlei Nachteile erwachsen sind.



Abb. 6. Zurückdrücken der vorgekommenen Kammerwände.

Die Sohle des Unterhauptes sowie der anderen Fundamente wurde im übrigen durch Drainage trockengelegt, durch die das Wasser nach einem am Rande der Baugrube angeordneten Pumpensumpf geleitet wurde. Das an undichten Stellen der Schösser der eisernen Spundwände durchtretende Wasser wurde durch vorgestellte verlorene Schalung vom Beton abgehalten und der vorher erwähnten Drainage zugeleitet. Nach Fertigstellung des betreffenden Bauwerkteils wurde dann der zwischen Spundbohlen und Schalung verbliebene Hohlraum und der Pumpensumpf unter Wasser mit Beton ausgefüllt.



Abb. 8. Unterwasserseitiger Baugrubenumschluß der kleinen Kammer.

Kurz nach der Inangriffnahme der Abbrucharbeiten am Unterhaupt wurden die Rammarbeiten zur Herstellung der eisernen Kammerwand aufgenommen. Für die Rammarbeiten bestand neben anderen Vorschriften die der Verwendung schnellschlagender Rammhämmer. Es wurden mit Ausnahme der bereits am Unterhaupt erwähnten Kruppbohlen bei den weiteren Arbeiten Larssenbohlen geschlagen. Das übliche Verfahren, die in der Längsrichtung der Wände schräggegangenen Bohlen durch Ansetzen von Winden mit Drahtzug wieder lotrecht zu ziehen, zeigte sich

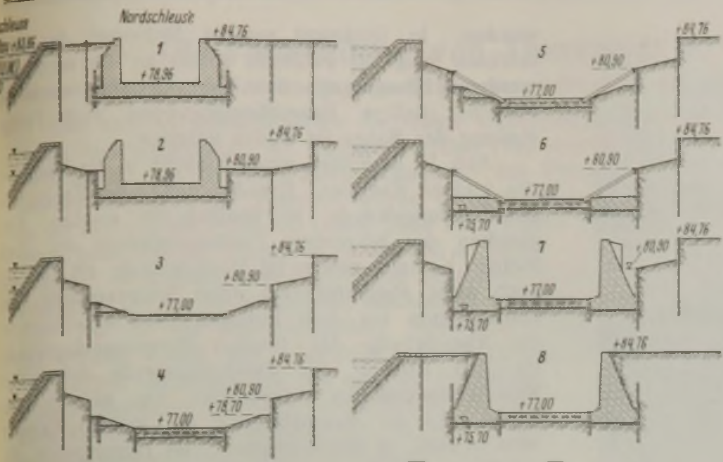


Abb. 9. Arbeitsvorgänge beim Abbruch und beim Neubau der kleinen Kammer.

der Kammerwände eingestellt worden waren, wurde der sandige Hinterfüllungsboden unter gehörigem Einschlämmen eingebracht. Durch diese Maßnahmen sind die für die Anker nicht tragbaren Belastungszustände ausgeschaltet und Ankerbrüche vermieden worden, wie sie besonders bei den oberen Ankern anderwärts aufgetreten sind. Um die Anker auch später erforderlichenfalls nachspannen zu können, sind die Gewinde wie folgt isoliert worden. Der Innenraum der Spanschlösser wurde mit einer Bitumengraphitmasse ausgedrückt, die sowohl korrosionsverhütend wirkt als auch als Schmierstoff die inneren Gewindegänge gefügig erhält. Nach Verfüllen der Hohlräume sind die Außenflächen der Spanschlösser und der Gewinde mit derselben Kaltspachtelmasse etwa 5 cm dick umhüllt und mit einem in Bitumen getränkten Nesselstreifen umwickelt worden. Hierauf wurde noch eine zweite Spachtelmasse aufgetragen, die wiederum einen in Bitumen getränkten Juteverband erhielt, der nach außen talkumiert wurde. Die Ankerdurchgangslöcher in den Kammerwänden wurden mit in Bitumen getränkten Hanfstricken ausgestemmt und alsdann mit einer Bitumenasbestmasse dicht schließend verspachtelt.

Bei dem neuen Schleusenvorkopf im Unterwasser ist die Ausbildung der Verankerung bemerkenswert. Eine gegenseitige Verankerung der gegenüberliegenden Spundbohlen nur durch Ankerstangen schied infolge zu großer Vorkopfbreite aus technischen Gründen aus. Die zur Ausführung gekommene Konstruktion ist in Abb. 7 wiedergegeben. Der Eisenbetontrog, der im Grundriß der Form des Vorkopfes angepaßt ist, nimmt die gesamte Verankerung der Vorkopfwand auf. Auf diese Weise konnten die einzelnen Anker verhältnismäßig kurz bleiben und — was

aus folgenden Gründen auf dieser Baustelle nicht geeignet und wurde deshalb aufgegeben. Die infolge des Windzuges in die Schlösser gekommene Zusammenzwängung ging bei dem darauffolgenden Freilegen der Spundwand bis Kammersohlenhöhe wieder verloren. Diese Auslösung

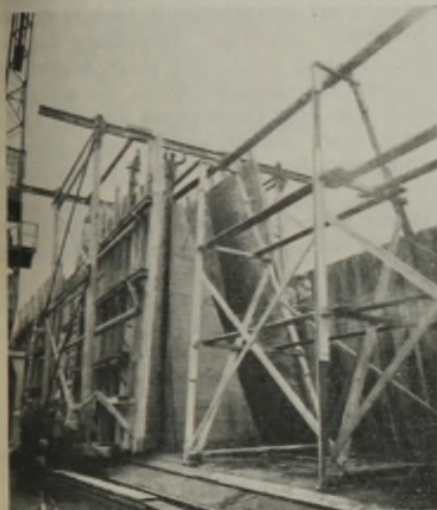


Abb. 10. Versetzen der Schalungstafeln der Kammermauer.



Abb. 11. Sackungserscheinungen auf dem Trennungsdamm.



Abb. 13. Bauausführung der kleinen Kammer.

der Spannung in den Schlössern bewirkte dann oft ein Verdrehen und ein Vorkommen der Bohlen. Trotz Wegfalls des Windzuges brauchten nur wenige Keilbohlen eingesetzt zu werden.

Nach dem Rammen der Schleusenammerwände und dem Erdaushub in der unterwasserseitigen Hälfte der Schleusenammer trat in der Nähe des Braunkohlenflözes, das nach örtlichem Befund mit dünnen Tonschichten durchsetzt war, eine Störung des Gleichgewichtszustandes im Erdreich ein, die ein Vortreiben der Kammerwände herbeiführte. An vielen Stellen wurde hierdurch das entwerfsmäßige Maß der Schleusenbreite von 15 m unterschritten, an der schlimmsten Stelle um 35 cm. Um die Spundwände an den vorgekommenen Stellen wieder in die entwerfsmäßige Flucht zu bringen, wurden zunächst trotz des unrichtigen Maßes die Betonspannbalken in der Sohle unter Belassung von Aussparungen hergestellt. In diese Aussparungen wurden zum Zurückdrücken der Wände unter Zwischenschalten eiserner Breitflansch-I-Träger Druckwasserpressen eingesetzt. Die Größe des auf die Pressen ausgeübten Wasserdrucks wurde an einem Manometer angezeigt. Nachdem die Spundwand unter teilweisem Abgraben der Erde auf der Rückseite der Wand in die richtige Lage gedrückt war, wurde der zwischen Spannbalken und Wand aufgetretene Raum mit Beton ausgegossen. Nach seiner Erhärtung wurden die Pressen wieder entfernt und die Aussparungen ausbetoniert. Einzelheiten des Arbeitsvorganges sind aus Abb. 6 zu ersehen.

Die Hauptanker, soweit sie nicht auf gewachsenem Boden ruhen, und die Polleranker wurden mit einer Sprengung nach oben durch untergestellte Rundhölzer abgestützt. Nachdem die Anker für die richtige Lage

in Rücksicht auf eine einheitliche Ausbildung der Ankerunterlagsplatten sehr erwünscht war — radial bzw. winkelrecht zur Spundwandflucht angeordnet werden.

Die letzten Bauarbeiten des ersten Baujahres bestanden in der Herstellung des Mittelhauptes, bei dessen Gründung irgendwelche Störungen infolge unzureichender Beschaffenheit des Baugrundes nicht auftraten.



Abb. 12. Baugrube der kleinen Kammer.



Abb. 15. Blick auf die gesamte Schleusenanlage nach Fertigstellung des Umbaus.

Für den zweiten Bauabschnitt wurde, wie Abb. 4 zeigt, im Oberwasser der Schleuse ein ähnlicher Baugrubenabschluß in Gestalt eines Fangedammes hergestellt, wie er im ersten Baujahr unterhalb des Unterhauptes gegen Unterwasser bestand. Der unterwasserseitige Abschluß für den zweiten Bauabschnitt wurde kurz unterhalb des neuen Mittelhauptes geschaffen. Durch einen in einem verbreiterten Spannbalken der neuen Schleusensole vorgesehenen Schlitz wurde quer durch die Kammer eine eiserne Larssenspundwand Profil III gerammt und im oberen Teile sprengwerkartig nach den beiden Seitenmauern des Mittelhauptes und im unteren Teile durch Streben gegen den unterwasserseitigen Sohlenanschlag des Mittelhauptnotverschlusses abgestützt. Nach Herstellung dieses Abschlusses wurde die große Schleusenkammer geflutet und der Fangedamm unterhalb des Unterhauptes beseitigt. Wie Abb. 8 zeigt, hat der einfache Spundwandabschluß auch bei höheren Außenwasserständen praktisch dicht gehalten.

Für den Abbruch und den Baubefund der alten kleinen Kammer-schleuse gelten auch die Ausführungen, die über das Abbrechen des Unterhauptes gemacht wurden. Der Arbeitsvorgang beim Abbruch der alten und beim Bau der neuen kleinen Kammer ist aus Abb. 9 deutlich zu entnehmen. Für die aufgehenden Teile der Betonkammermauern verwandte der Unternehmer große Schalungstafeln, die nach Fertigstellung eines Blockes mittels eines fahrbaren Kranes abgehoben und an den nächsten zu betonierenden Block vorgefahren wurden. Abb. 10 veranschaulicht diese Arbeitsweise. Der Beton der Kammermauern und der Häupter wurde mit Hilfe von Gießmasten in rührbarer Konsistenz eingebracht. Er wurde schalungsrauh gelassen und auf der Rückseite der Mauern in voller Höhe und auf deren Vorderseite unter dem mittleren Unterwasserstand mit doppeltem Bitumenschutzanstrich versehen.

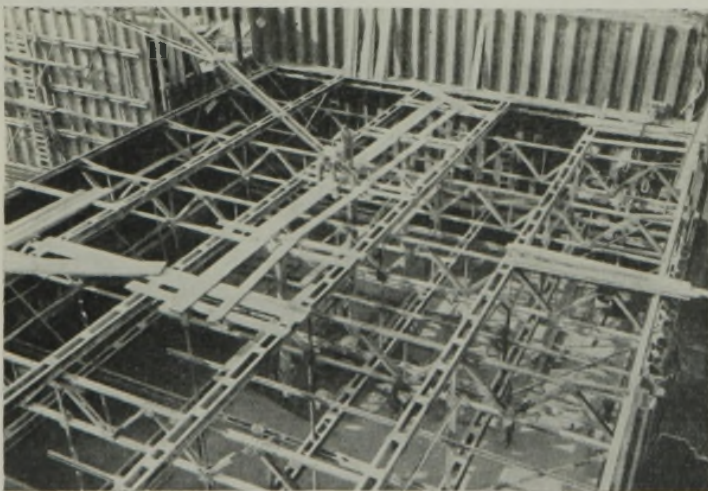


Abb. 14. Oberhauptbaugrube mit Aussteifungskonstruktion.

Während der Bauausführung traten in der Nähe des Oberhauptes an der schmalsten Stelle des zwischen Südschleuse und Baugrube verbliebenen Trennungsdammes nicht unerhebliche Sackungen auf (Abb. 11), die auf die Auswirkung der Bauarbeiten und auf die hinter den geböschten Kammerwänden der Südschleuse vorhandenen Hohlräume zurückgeführt

wurden. In Rücksicht auf die Sicherheit der Südschleuse und auf vielleicht später an ihr notwendig werdende Erneuerungs- bzw. Umbauarbeiten wurde die südliche äußere Baugrubenlängswand nach Fertigstellung des Baues im Boden gelassen.

Abb. 12 vermittelt einen Einblick in die Baugrube der kleinen Kammer. Die Anordnung der Baugrubenumschließungswände ist deutlich zu ersehen, desgleichen die hölzernen Fundamentwände der alten kleinen Kammer sowie im Vordergrund ein Teil der noch nicht abgebrochenen alten Schleusensole. Im Hintergrunde vor dem fertiggestellten Mittelhaupt ist die Abspriebung der inneren Baugrubenlängswände für den Aushub der Fundamentgrube des ersten Kammermauerblocks eingebracht. Ein weiterer Ausschnitt aus der Bauausführung der kleinen Kammer wird in Abb. 13 wiedergegeben; im Hintergrunde die mit Wasser gefüllte eiserne Schleusenkammer. Vor dem Mittelhaupttor sind die ersten beiden Kammermauerblöcke hochgeführt. Im Vordergrund ist die Entstehung der Oberhauptbaugrube zu erkennen, in der die erste Lage der Aussteifungskonstruktion montiert wird.

Da das neue Oberhaupt unmittelbar neben dem Oberhaupt der Südschleuse gegründet werden mußte, konnte die Baugrube nur mit einer Spundwand eingefast werden (vgl. Abb. 4, Schnitt a—a). Die Baugrubentiefe betrug von Oberkante Spundwand bis Gründungssohle rd. 11 m. Dieser Umstand und die Rücksicht auf den Schiffsahrtbetrieb in der Südschleuse erforderten eine besonders sorgfältige Aussteifung der Baugrube, die Abb. 14 in fertigem Zustande zeigt. Die obere Aussteifungskonstruktion konnte wieder gewonnen, dagegen mußte die untere einbetoniert werden. Der Abbruch des alten Oberhauptes und der Aushub der Baugrube gestalteten sich unter diesen Verhältnissen besonders mühevoll und erforderten namentlich bei den vorgenommenen Sprengarbeiten peinlichste Sorgfalt.

Für den tiefbaulichen Teil der Schleusenanlage sei noch erwähnt, daß das Schleusenbedienungshaus und die Schleusenstegpfiler sämtlich auf Betonbohrpfählen gegründet wurden.

Ein Bild von der Gesamtschleusenanlage Kostheim nach dem Umbau der Nordschleuse gibt Abb. 15. Sie zeigt, vom Oberwasser aus gesehen, die neue Schleuse rechts und im Main hinter dem Nadelwehr das im Bau begriffene linke Drittel des neuen Walzenwehres.

c) Schluß.

Für die Hauptarbeiten des Abbruches der alten und des Baues der neuen Nordschleuse waren folgende Firmen tätig:

Tiefbau	Bauunternehmung Bernhard Fischer, Mainz-Gustavsburg
Eiserne Spundwände	Vereinigte Stahlwerke, Dortmund
Tore	Eisenwerk Kaiserslautern
Schütze, Holmabdeckungen und Schleusensteg	Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg
Schütz- und Torantriebe	Schmidt, Kranz, Nordhausen, und Fries Sohn, Frankfurt a. M.
Anker und Gurtungen	Jucho, Dortmund
Kantenpoller und Holmgußstücke	Dröge, Unna
Haltekreuze	Friedrich-Wilhelms-Hütte, Mülheim
Zement	Hüttenzementverband, Düsseldorf
Elektrische Zentralsteuerung	Brown Boveri, Mannheim
Beleuchtungs- und Signallampen	AEG, Frankfurt a. M.
Maurerarbeiten Schleusenbedienungshaus	Siegel & Sohn, Frankfurt a. M.
Bohrpfahlgründungen	Wayss & Freytag, Frankfurt a. M.

Die Kosten des Umbaus der Nordschleuse einschließlich Bauleitung haben rd. 2 450 000 RM betragen, die Verbreiterung und die Herstellung eines Leitwerks im Unterkanal kostete einschließlich Grunderwerb und Bauleitung rd. 486 000 RM und die Elektrisierung der Südschleuse einschließlich Beleuchtung rd. 57 000 RM.

Entwurfsbearbeitung und Bauleitung lagen dem der Rheinstrombauverwaltung in Koblenz unterstellten Preußischen Neubauamt für die Umkanalisierung des Untermaines in Frankfurt a. M. ob, das an der Baustelle ein Bauleitungsbüro einrichtete. Dem Leiter dieses Büros, Regierungsbaumeister a. D. Weyand, lag mit den ihm beigegebenen Hilfskräften die Wahrnehmung der örtlichen Bauleitung ob.

Genau zwölf Jahre nach der Betriebsöffnung der Südschleuse wurde am 1. April 1933 die neue Nordschleuse im Beisein von Behördenvertretern und in Gegenwart der Vertreter und von Arbeitern der an dem Bau beschäftigten Bau- und Lieferfirmen feierlich dem Verkehr übergeben.

Die Verwendung von Thurament beim Bau der Saaletalsperre am Kl. Bleiloch.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. ehr. R. Sommer, früherem Vorstandsmitgliede der Aktiengesellschaft Obere Saale in Weimar.

Bald nach der Inangriffnahme der ersten vorbereitenden Bauarbeiten für die Saaletalsperre am Kl. Bleiloch im Jahre 1925 wurde auch mit der Durchführung von Betonversuchen begonnen. Die Feststellung der Art und des Umfangs der Versuche wurde dadurch etwas erschwert, daß um die Zeit — 1926 — die AG Obere Saale noch keinen Beschluß darüber gefaßt hatte, ob die Mauer — rd. 180 000 m³ Inhalt — in Bruchsteinen, in Beton, ob in Guß- oder Weichbeton hergestellt werden sollte. Auch hinsichtlich der zu verwendenden Bindemittel bestand noch kein fester Plan. Nur für die Steinbeschaffung lagen die Verhältnisse eindeutig und günstig. Nach der allgemeinen Gebirgsbeschaffenheit und dem geologischen Gutachten war der aus den Fundamenten und den Nebenanlagen, besonders der Hochwasserrinne in unmittelbarer Nähe der Baustelle für die Mauer zu gewinnende Diabas sowohl vollkommen geeignet als auch mengenmäßig dafür ausreichend.

Die Untersuchung des Materials hatte folgendes Ergebnis: Das spezifische Gewicht ergab sich im Mittel zu 2,845, der Härtegrad lag etwa bei 8, was der Härte von Topas entspricht; die Druckfestigkeit schwankte zwischen 1539 und 1890 und lag im Mittel bei 1778 kg/cm². Die Prüfung auf Frostbeständigkeit, wobei die Proben in wassersattem Zustande im Gefrierschacht 4 Stunden lang einer Temperatur von — 15° C ausgesetzt wurden, zeigte weder Abblätterungen noch Rissebildung. Die Druckfestigkeit unmittelbar nach der Entnahme aus dem Gefrierschacht betrug im Mittel 1631 kg/cm².

Die Wasseraufnahmefähigkeit betrug im Mittel zweier Proben nur 0,09% des Gewichtes der trockenen Würfel; die durch Schleifversuche mit der Bauschingerschen Schleifmaschine ermittelte Abnutzbarkeit war gleichfalls gering und ergab sich bei 30 kg Belastung und 440 Umdr/min (entsprechend einem Schleifwege von 608 m) im Mittel zu 0,21 cm³/cm² beanspruchter Fläche.

Die Abnutzung unter dem Sandstrahlgebläse, wobei der unter 3 at Dampfdruck stehende Sandstrahl 2 min lang auf die Probekörper einwirkte, ergab sich im Mittel zu 0,155 cm³/cm².

Nicht so günstig lagen die Verhältnisse für Sand. Saalekies war in nächster und weiterer Entfernung nicht zu haben; wo er anfiel, war er nicht rein und in nicht genügender Menge vorhanden. Es kamen nur die Kiesgruben bei Nobitz im Altenburger Lande in Betracht, die ein ausgezeichnetes, in allen Korngrößen lagerndes Material liefern konnten, ohne daß dieses besonderer Behandlung — Waschen und Sieben — bedurfte. Allerdings erforderte es einen Bahntransport von rd. 100 km.

Bei den Betonversuchen und den damit zu verbindenden Wirtschaftlichkeitsberechnungen war also auch die Frage der Sandbeschaffung, ob Grubensand oder Steinsand (Quetschsand), zu beantworten, da hiervon der Umfang und die Art der Bauinstallation mit abhing.

Anfang 1926 traten der „Deutsche Traßbund“ und die „Sächs. Thür. Portlandzementfabrik“ (Prüßing & Co.) in Göschwitz bei Jena mit Angeboten ihrer Materialien an die AG Obere Saale heran. Letztere bot auch zugleich ein dem Traß ähnliches Material — Thurament — an, das sie in ihrem Tochterwerk in Unterwellenborn herstellt¹⁾. Nach den damaligen Angaben der Firma soll Thurament als Traßersatz anzusprechen sein, der nach seiner Entstehung und dessen mörteltechnischer Auswirkung dem Traß gleichartig, nach dem Grade seiner Wirksamkeit infolge seines höheren Energiegehaltes ihm aber überlegen und wirtschaftlicher ist.

So ergab sich für den Vorstand der Gesellschaft die Notwendigkeit, den Umfang seiner geplanten Versuche auch über die Frage der Verwendung der Bindemittel in Verbindung mit Traß und Thurament zu erstrecken. Sie hatten nunmehr den Zweck, für die Bleiloch-Talsperre die Mischungsverhältnisse festzustellen, bei denen bei Verarbeitung des an Ort und Stelle gewonnenen Diabasgesteins zu Schotter, Splitt und Sand, auch mit Grubensand, die geforderten Festigkeiten und Wasserdichtigkeiten bei geringstem Bindemittelbedarf erreicht werden konnten. Um einen Vergleich Traß: Thurament zu ermöglichen, kam es darauf an, unter Feststellung der für Thurament nötigen Magerungen (Zementersatz) das Verhältnis Zement zu Traß so abzustimmen, daß der Zement-Traß-Beton dieselben Eigenschaften aufwies wie der Zement-Thurament-Beton.

Die Ausführung der rd. 65 m hohen Sperrmauer war in drei Lamellen gedacht, wobei folgende Festigkeiten nach 180 Tagen vorgeschrieben wurden:

- für die obere Lamelle 110 kg/cm²,
- für die mittlere Lamelle 170 kg/cm²,
- für die untere Lamelle 230 kg/cm² (ursprünglich 260 kg/cm²).

Bei einer größten Hauptspannung von $\sigma = 22,88$ kg/cm² in dem durch die Druckrohre geschwächten waagerechten Schnitt der Mauer ergibt sich damit eine rd. 10fache Sicherheit.

Hinsichtlich der Wasserdichtigkeit wurde vorgeschrieben, daß der Beton für die obere Lamelle bei 5 at, für die mittlere Lamelle bei 7 at und für die untere Lamelle bei 10 at wasserdicht sein sollte.

Um wenigstens eine Übersicht über die geleistete umfangreiche Arbeit zu geben, sei mitgeteilt, daß insgesamt 755 Mischungen eingeschlagen wurden, von denen 367 für Mörtel, 190 für Weichbeton und 71 für Gußbeton der Sperrmauer und 127 Mischungen für Stampfbeton und Eisenbeton der Nebenanlagen ausgeführt wurden.

Da die AG Obere Saale ein eigenes Laboratorium noch nicht hatte, so wurden sämtliche Versuche in der Sächs. Thür. Portlandzementfabrik Prüßing & Co. in Göschwitz unter ständiger Aufsicht eines Beamten der AG Obere Saale ausgeführt.

Neben diesen Versuchen sind Vergleichs- und Parallelversuche durch das Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem, das Materialprüfungsamt der Technischen Hochschule Dresden und das Forschungsinstitut der Hütten-Zement-Industrie in Düsseldorf ausgeführt worden.

I. Analysen der Bindemittel, Feststellung des Wesens von Thurament und Traß.

Die Hauptanalysen-Prozentzahlen für den Göschwitzer Portlandzement nach Dr. Grün und für Rheinischen Traß nach Angaben des Traßbundes sind in der folgenden Tabelle I enthalten:

Tabelle I.

Analysenprozentzahlen der Bindemittel und Bindemittelmischungen²⁾.

Nr.	Bindemittel und Bindemittelmischungen (in RT)	Prozentgehalt an Hydraulfaktoren				Basen		Über-schuß an Basen	Hydraulfaktoren
		Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	SiO ₂	Summe	CaO + MgO			
1	1 Portlandzement Göschwitz . . .	2,3	7,1	20,4	30,3	62,8	—	32,5	—
2	Thurament . . .	1,9	14,5	28,6	45,0	41,8	—	—	3,2
3	Rhein. Traß . . .	4,8	19,4	61,1	85,3	4,0	—	—	81,3
4	1/4 PZ. + 3/4 Thur.	2,1	12,7	26,5	41,3	47,1	—	5,8	—
5	1/3 PZ. + 2/3 Thur.	2,2	12,0	25,9	40,1	48,7	—	8,6	—
6	1/2 PZ. + 1/2 Thur.	2,4	10,8	24,5	37,7	52,3	—	14,6	—
7	2/3 PZ. + 1/3 Thur.	2,5	9,6	23,1	35,2	55,8	—	20,6	—
8	3/4 PZ. + 1/4 Thur.	2,6	8,9	22,5	34,0	57,6	—	23,6	—
9	1/2 PZ. + 1/2 Rh. Traß . . .	3,8	13,3	40,7	57,8	33,4	—	—	24,4
10	0,6 PZ. + 0,4 Rh. Traß . . .	3,6	12,0	36,7	52,3	39,3	—	—	13,0
11	2/3 PZ. + 1/3 Rh. Traß . . .	3,5	11,2	34,0	48,7	43,2	—	—	5,5
12	3/4 PZ. + 1/4 Rh. Traß . . .	3,3	10,2	30,6	44,1	48,1	—	4,1	—

Bei der Prüfung dieser Traßanalysen hat man zu berücksichtigen, daß die Tabelle den Gesamtgehalt an Basen und Hydraulfaktoren angibt, während für die Bindemittelleigenschaft nur ihre löslichen Teile maßgebend sind. Der lösliche Teil bei den Hydraulfaktoren des Trasses macht nur etwa 30% des Gesamtgehaltes aus, seine Basen sind knapp zur Hälfte löslich, während bei Thurament Hydraulfaktoren sowie Basen voll löslich sind.

Die Mahlfeinheiten von Göschwitzer Portlandzement, Thurament und Traß sind in der Tabelle II angegeben:

Tabelle II.

Maschen je cm ²	Rückstand in %			1 RT P.-Zement + 2 RT Thurament
	P.-Zement	Rhein. Traß	Thurament	
900	(0,2) 0,4	19,5	2,7	4,2
2 500	(1,2)	—	—	—
4 900	(7,1) 9,8	40,0	34,2	24,6
10 000	(16,4)	—	—	—

Die eingeklammerten Zahlen der Tabelle sind dem Prüfungszeugnis Nr. 198 von Dr. Grün entnommen, die übrigen stammen aus eigenen Versuchen in Göschwitz. Thurament besitzt danach eine größere Mahlfeinheit als Traß.

Der für die Versuche verwendete Portlandzement und Thurament wurde amtlich aus den Silos in Göschwitz und Unterwellenborn entnommen, der Traß durch das staatliche Materialprüfungsamt Berlin aus dem Handel bezogen.

²⁾ Vgl. Reichsbahnrat Vogeler, Naumburg-Saale, Eine Bindemittelstudie, erläutert am Thurament, TIZ 1926, Nr. 50, 53, 54; auch als Sonderdruck erschienen. (Besprochen Bautechn. 1926, Heft 54, S. 823.)

¹⁾ Über ein derartiges Angebot von Thurament für die Schleusen Anderten vgl. Bautechn. 1927, Heft 50, S. 734.

Tabelle III. Ermittlung der günstigsten Mischungsverhältnisse von Kalk + Thurament.

Versuch-Nr. und Anfertigung Tag	Mittl. Temperatur im Arbeitsraum	Mischungsverhältnis nach RT.				Wasser-zusatz in Gew. % des Trockengem.	Konsistenz Schläge auf d. Rüttelt. 15 cm ø	Wasser Bindemittel Faktor	Druckfestigkeit kg/cm ² Würfel von 7 cm Seitenlänge						Zugfestigkeit kg/cm ² nach			
		Zementkalk aus Gera	Weißkalk aus Oberrohn	Thur.	Diabas Grus				Luftlagerung			Wasserlagerung			Luftlagerung		Wasserlagerung	
									7	28	90	28	90	600	28	90	28	90 Tg.
Nr. 138 bis 142 22. Mai 1928	12,0 °	0,1	—	0,9	3	15,6	47	0,62	49	100	113	141	229	349	6,4	7,0	11,0	31,1
	12,0 °	0,2	—	0,8	3	15,9	49	0,64	52	131	146	139	211	266	16,6	13,1	25,7	30,6
	12,0 °	0,3	—	0,7	3	15,9	47	0,64	51	117	147	114	162	217	14,6	10,3	24,2	26,5
	12,0 °	0,4	—	0,6	3	16,4	47	0,66	51	96	125	99	132	158	20,3	18,1	24,0	30,3
	12,0 °	0,5	—	0,5	3	16,9	47	0,67	42	78	106	74	100	136	20,3	16,2	17,7	17,7
Nr. 154 bis 158 4. Juni 1928	16,5 °	—	0,1	0,9	3	16,3	51	0,65	60	153	149	172	250	300	22,5	25,5	28,5	38,8
	16,5 °	—	0,2	0,8	3	16,5	51	0,66	54	123	149	129	172	227	19,3	20,6	25,8	35,3
	16,5 °	—	0,3	0,7	3	16,5	49,5	0,66	42	102	123	96	142	—	18,3	18,8	19,3	27,8
	16,5 °	—	0,4	0,6	3	17,2	49,5	0,69	23	76	103	65	98	119	14,0	18,0	15,3	23,0
	16,5 °	—	0,5	0,5	3	17,9	50	0,72	19	61	93	53	84	100	15,1	15,7	15,2	18,6

Nach Mitteilung des Traßbundes wird Traß außer der im allgemeinen Handel befindlichen Normalmahlung auf Anforderung für große Bauten auch in Feinmahlung hergestellt. Die Versuche sowie die Kostenvergleichsrechnung der AG Obere Saale sind mit Traß in Normalmahlung durchgeführt.

Die für die Versuche verwendeten Bindemittel wurden laufend nach Normen untersucht; Thuramentzement, wie aus der Tabelle IV zu ersehen ist. Das Wesen des Trasses ist hinsichtlich der Entstehung dem Thurament wohl ähnlich, doch ersieht man aus den Analysen, daß sich die beiden

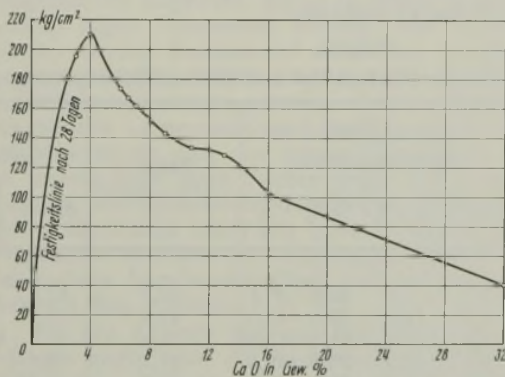


Abb. 1.

Das Wesen des Thuramentes, der aus basischer Hochofenschlacke hergestellt wird, kennzeichnet sich dadurch, daß seine Betätigung als Bindemittel den Zusatz von Kalk erfordert, d. h. durch fremden Kalk erregt wird. Vermischt man Thurament mit chemisch reinem Kalk in systematischer Steigerung, wie Abb. 1 zeigt, und prüft das Gemisch mit 3 GT Normensand mörteeltechnisch nach den Zementnormen, so ergibt sich, daß der Thurament mit geringen zusätzlichen Kalkmengen — 3 bis 5% — hohe hydraulische Eigenschaften entwickelt. Die 28 tägige Festigkeitslinie erreicht 210 kg/cm², woraus die energische Kalkbindung erhellt.

In Abb. 2 mit Tabelle III sind Versuche mit Baukalken (Zementkalk und Weißkalk) dargestellt; es handelt sich um praktische Mauermörtel, die die vorhergehenden Versuche bestätigen.

Die Reaktionsfähigkeit mit Portlandzement ist in Abb. 3 ermittelt. Der Zement wird stufenweise durch Thurament zum Teil ersetzt, das Gemisch mit 3 GT Normensand nach den Zementnormen geprüft. Die Anfangsfestigkeiten der Gemische sind entsprechend dem Thuramentgehalt geringer als die des Zementes, bei zunehmenden Festigkeiten und in den Endfestigkeitszahlen nähern sich die Gemische immer mehr an den Zement an.

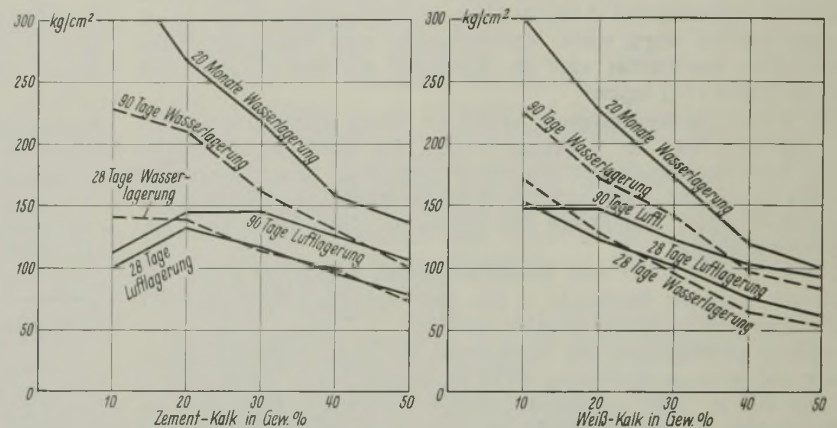


Abb. 2.

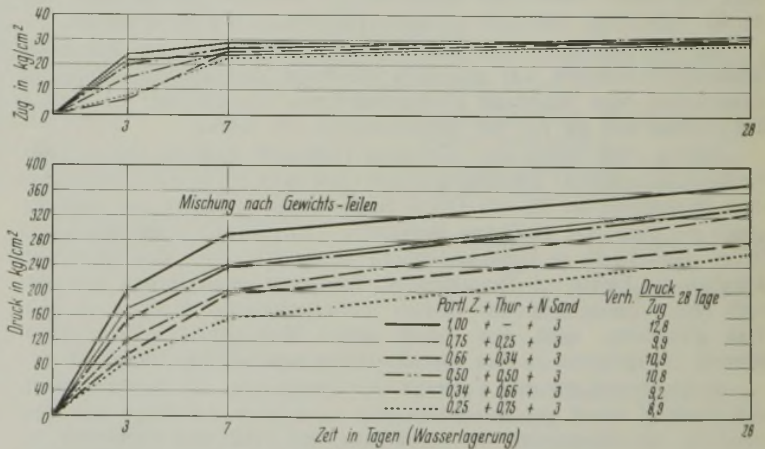


Abb. 3.

Tabelle IV. Normenprüfung der Bindemittel.

Nr. des Normeneinschlags	Art der Bindemittel	Mischungsverhältnis nach GT	Abbindeverhältnisse				Wärmerhöhung C°	Raumbeständigt.	Mahlfeinheit Rückstand in % auf den Sieben mit 900 Mw cm ² 4900	Wasser-zusatz %	Festigkeiten des Normenmörtels					
			Wasser-zusatz %	Erhärtungs-anfang nach Std.	Abbindezeit nach Std.	Zug nach 7 28 28 c					Druck nach 7 28 28 c					
											7	28	28 c	7	28	28 c
546	PZ. allein	1 PZ. + 3 NS. ⁴⁾	26 ¹ / ₃	5 ¹ / ₂	8 ¹ / ₂	3 ¹ / ₂	0,1	8,2	9	26,8	34,1	52,5	333	403	478	
547	PZ. u. Thur.	0,34 + 0,66 + 3 "	29 ² / ₃	8	12 ³ / ₄	3 ³ / ₄	4,5	25,1	9 ¹ / ₄	22,2	34,0	37,5	190	282	319	
548	Kalk u. Thur. ¹⁾	0,15 + 0,85 + 3 "	35	4 ³ / ₄	14 ³ / ₄	1 ¹ / ₄	4,2	31,5	9	18,1	24,1	21,0	128	175	198	
634/2	PZ. allein	1 + 3 "	28	5 ³ / ₄	9	5	0,2	10,4	8 ⁹ / ₁₀	26,1	31,8	37,3	250	332	400	
691/4	PZ. u. Thur.	0,34 + 0,66 + 3 "	30	4	10 ¹ / ₂	3 ¹ / ₂	3,0	25,0	9 ¹ / ₂	22,2	31,2	35,0	153	249	278	
634/1	PZ. u. Thur.	0,34 + 0,66 + 3 "	30	7 ¹ / ₂	13 ¹ / ₂	2 ¹ / ₂	3,2	26,5	9 ¹ / ₄	24,4	31,8	27,0	165	279	306	
912/1	PZ. allein	1 + 3 "	28	3 ³ / ₄	6 ³ / ₄	3	0,4	9,8	9,1	26,5	25,0	49,3	283	347	399	
908	PZ. u. Thur.	0,34 + 0,66 + 3 "	29 ¹ / ₃	6 ³ / ₄	15 ¹ / ₄	3	4,2	24,6	9,5	20,1	29,1	30,2	147	319	286	
908/1	Kalk u. Thur. ²⁾	0,4 + 1,8 + 1,5 "	31 ¹ / ₃	4	14	2 ¹ / ₂	—	—	12 ¹ / ₄	28,5	36,4	36,7	236	311	356	
915	Kalk u. Traß ³⁾	0,8 + 1,0 + 1,5 "	37	16	33	2	19,5	40,0	15	10,2	22,7	14,1	55	149	161	
56/1	PZ. allein	1 + 3 "	33 ¹ / ₃	4 ¹ / ₄	7 ¹ / ₂	5 ³ / ₄	0,2	7,5	9,1	21,2	24,4	41,0	312	330	405	

1) Normenkalk. — 2) Kalknormensand. — 3) Nach den Traßnormen. — 4) NS. = Normensand.

Tabelle V. Mörtelversuche für die Sperrmauer (Göschwitz).
Gleichlaufende Versuche mit Berlin-Dahlem.

		Bindemittelpreise frei Schleiz					10 t RM		1 m ³ RM		Raumgewicht (lose eingefüllt)	Ausbeute	Raumgewicht (lose eingefüllt)			Hohlraumgehalt in %									
							10 t	1 m ³																	
							RM	RM																	
							507	65,91	Portlandzement		1,30	0,48	Diabasgrus 0 bis 7 mm (S = 2,95)			1,55	47,5								
							345	34,50	Rhein. Traß		1,00	0,48	Nobitzsand 0 bis 7 mm (S = 2,66)			1,63	39,0								
							321	40,13	Thurament		1,25	0,46													
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
Tag der Herstellung	Versuch-Nr.	Mischungsverhältnis (RT.)					Wasserzusatz		Baustoffbedarf für 1 m ³ fertigen Mörtel					Raumgewicht nach 90 Tagen	Druckfestigkeit ¹⁾ kg/cm ² Luftlagerung nach Tagen			Zugfestigkeit ¹⁾ kg/cm ² nach Tagen			Wasserdurchlässigkeit ²⁾ nach 28 Tagen bei			Bindekosten für 1 m ³ Mörtel	Bemerkungen
		PZ.	Rhein. Traß	Thur.	Diabasgrus 0-7mm	Nobitzsand 0-7mm	in Raum- 0/0	In Gew.- 0/0	Wasser	PZ.	Rhein. Traß	Thur.	Zuschläge		7	28	90	7	28	90	5 at	7 at	10 at		
1929																									
2.5.	23	1	0,5	—	5,25	—	21,5	14,6	287	257	100	—	1613	2,28	73	162	213	14,6	24,0	28,5	dicht	—	—	16,48	Würfel 7 x 7 cm
6.5.	25	0,9	0,6	—	5,25	—	21,7	14,8	290	231	119	—	1612	2,25	61	144	181	12,3	23,8	26,1	dicht	—	—	15,82	
8.5.	27	0,5	—	1	5,25	—	21,8	14,7	290	127	—	246	1596	2,27	58	152	176	11,4	27,7	26,7	dicht	—	—	14,34	Obere Lamelle
15.5.	32	0,75	—	0,75	5,25	—	21,9	14,7	289	191	—	183	1591	2,30	78	170	203	14,3	27,7	30,5	dicht	—	—	15,55	
3.5.	24	1	0,5	—	2,625	2,625	22,10	14,7	276	249	97	—	1604	2,27	80	173	219	12,7	21,7	26,7	dicht	—	—	15,98	Mittlere Lamelle
7.5.	26	0,9	0,6	—	2,625	2,625	21,8	14,5	277	220	114	—	1576	2,20	59	130	152	11,6	19,6	20,4	undicht	—	—	15,10	
10.5.	28	0,5	—	1	2,625	2,625	21,4	14,1	275	123	—	238	1584	2,25	59	142	171	13,6	25,3	24,4	dicht	—	—	13,87	Untere Lamelle
16.5.	33	0,75	—	0,75	2,625	2,625	21,0	13,8	270	186	—	179	1597	2,26	74	163	184	14,8	28,6	26,6	dicht	—	—	15,17	
3.4.	8	1	0,5	—	4,5	—	21,1	14,4	285	291	113	—	1569	2,28	95	207	213	14,0	26,0	22,8	—	dicht	—	18,67	Obere Lamelle
5.4.	10	0,9	0,6	—	4,5	—	21,3	14,6	290	266	137	—	1588	2,26	83	181	209	12,9	24,8	23,3	—	—	—	18,22	
27.3.	6	0,5	—	1	4,5	—	21,6	14,6	292	146	—	283	1573	2,30	63	171	184	12,9	24,6	22,2	—	—	—	16,49	Mittlere Lamelle
9.4.	13	0,75	—	0,75	4,5	—	21,2	14,3	289	221	—	213	1583	2,32	98	216	245	17,6	25,8	30,9	—	—	—	18,04	
4.4.	9	1	0,5	—	2,25	2,25	20,6	13,8	274	285	111	—	1573	2,26	91	193	198	13,5	26,1	22,3	—	—	—	18,29	Mittlere Lamelle
6.4.	11	0,9	0,6	—	2,25	2,25	20,8	14,0	276	258	133	—	1579	2,24	84	193	221	15,7	21,9	21,2	—	—	—	17,68	
8.4.	12	0,5	—	1	2,25	2,25	21,1	14,0	276	140	—	272	1555	2,29	72	177	203	16,0	21,3	25,7	—	—	—	15,83	Untere Lamelle
10.4.	14	0,75	—	0,75	2,25	2,25	20,9	13,8	273	213	—	205	1562	2,28	118	204	233	16,8	26,0	30,4	—	—	—	17,38	
16.4.	15	1	0,5	—	3	—	21,2	14,8	292	396	154	—	1420	2,30	135	262	288	19,3	30,5	32,0	—	dicht	—	25,41	Untere Lamelle
24.4.	17	0,9	0,6	—	3	—	21,6	15,1	295	354	182	—	1409	2,30	139	275	327	21,3	32,2	32,5	—	—	—	24,24	
26.4.	19	0,5	—	1	3	—	22,0	15,1	295	192	—	373	1382	2,32	130	276	308	21,8	31,0	35,8	—	—	—	21,74	Untere Lamelle
30.4.	21	0,75	—	0,75	3	—	21,6	14,8	292	293	—	282	1397	2,35	184	327	373	22,5	32,5	41,7	—	—	—	23,94	
19.4.	16	1	0,5	—	1,5	1,5	42,8	29,3	279	383	149	—	1411	2,28	143	277	319	19,0	29,5	34,9	—	—	—	24,56	Untere Lamelle
25.4.	18	0,9	0,6	—	1,5	1,5	21,3	14,6	282	347	179	—	1414	2,26	127	258	275	16,0	29,7	28,5	—	—	—	23,78	
29.4.	20	0,5	—	1	1,5	1,5	21,8	14,7	286	188	—	365	1389	2,30	134	261	302	19,7	31,5	34,2	—	—	—	21,26	Untere Lamelle
1.5.	22	0,75	—	0,75	1,5	1,5	21,3	14,3	280	285	—	274	1400	2,32	161	288	357	21,8	33,6	33,7	—	—	—	23,25	

Bindemittel besonders in dem Gehalt an unlöslichem und an Kalk unterscheiden. Dieser Unterschied beeinflusst mörteltechnisch den Grad der Wirksamkeit; der höhere Energiegehalt des Thuraments (Kalk + Hydraulen) läßt nicht nur die Verwendung geringerer Portlandzementmengen als in Mischungen mit Traß zu, sondern macht sie, wie die Versuche beweisen, erforderlich.

II. Die Mörtelversuche.

Bei den folgenden Versuchen über Mörtel für die Ausführung der Mauer in Bruchsteinmauerwerk ist das Gemisch von Portlandzement und Thurament sowie Portlandzement und Traß als Bindemittel behandelt. Als Zuschläge wurden Diabasgrus 0 bis 7 mm allein und ein Gemisch von 50% Diabasgrus und 50% Nobitzsand 0 bis 7 mm angewendet.

Nachdem sich aus einer Reihe von Vorversuchen für die Brückenpfeiler und Umlaufstellen herausgestellt hatte, daß die Traßmischung 1,0 Zement + 0,5 Traß etwas bessere Betoneigenschaften aufweist als die Thuramentmischung 0,5 Zement + 1,0 Thurament, wurden die Mischungen anderweit gestuft und folgende untersucht:

P.-Zement	Rhein. Traß	Thurament
1	0,5	—
0,9	0,6	—
0,5	—	1,0
0,75	—	0,75

Die Ergebnisse dieser Mischungen sind in Tabelle V zusammengestellt. Es ergibt sich, daß ein Mörtel im Gemisch von 0,9 RT Portlandzement + 0,6 RT Traß einem solchen von 0,5 RT Portlandzement + 1,0 RT Thurament gleichwertig ist. Die Zugfestigkeiten der Thuramentmischungen sind etwas höher als bei Traß. Die höchsten Zug- und Druckfestigkeiten weisen die Mischungen 0,75 Zement + 0,75 Thurament auf.

Die Raumgewichte der Thuramentmischungen sind um 20 bis 40 kg/m³ höher als bei Traß.

Bei Verwendung von Nobitzsand findet man eine bessere Ausbeute; in wirtschaftlicher Hinsicht ist dies nicht von ausschlaggebender Bedeutung. Doch sind die Bindemittelkosten der Thuramentmörtel um etwa 10% niedriger als die der Traßmörtel. — Hinsichtlich der Wasserdichtigkeit wurden die Mörtel darauf untersucht, ob sie bei den vorgeschriebenen Drücken von 5, 7 und 10 at dicht waren.

Es sind noch Mörtelmagerungen 1,5:2, 1,5:3,75, 1,5:6 unter jeweiliger Veränderung der Gruszusammensetzung untersucht worden. Die Festigkeiten ergaben eine günstige Kornabstufung.

Die Wasserdurchlässigkeit war fast in allen Fällen erreicht; bei der gleichzeitigen Herstellung von Weichbetonproben wurde jedoch festgestellt, daß so abgestufte Gruse nicht durchweg geschmeidige und anschiessame Mörtel ergaben und Undichtigkeiten des Betons verursachten. Erst ein höherer Feingehalt im Gruse brachte den gewünschten Erfolg. Diese Feststellung wurde auch für die Mauerwerkermörtel zugrunde gelegt. Für die drei verschiedenen Lamellen der Mauer kamen die Magerungen 1,5:5,25, 1,5:4,5 und 1,5:3 in Frage, wie sie in Tabelle V gekennzeichnet sind.

Die Diabasgruse sind zur Hälfte auch durch Nobitzsand ersetzt worden. Es zeigte sich, daß Festigkeit und Wasserdichte solcher Mörtel sich nicht wesentlich änderten.

III. Betonversuche.

Der Beton der Sperrmauer setzt sich zusammen aus:
Bindemittel + Grus 0 bis 7 mm das ist Mörtel,
+ Splitt 7 " 30 " } das sind Fein- und Grobzuschläge.
+ Schotter 30 " 60 " }

Der Grundgedanke der Betonmischung ist, den Hohlraum des eingerüttelten „Splitt-Schotter-Gemisches“ mit Mörtel auszufüllen. Es war zunächst Aufgabe, dasjenige Gemisch aus Splitt und Schotter festzustellen, das den geringsten Hohlraum aufwies. Das durch Versuche gefundene günstigste, dichteste Gemisch enthält 30 Gew.-% Splitt und 70 Gew.-% Schotter mit einem Hohlraum von 42%. Auch ein etwas höherer Splittgehalt brachte keine wesentliche Erhöhung des Hohlraumes mit sich.

Bei der praktischen Ausführung genügt aber nicht die Ausfüllung des theoretischen Hohlraumes mit Mörtel. Es muß je nach der Verarbeitungsweise ein mehr oder weniger großer Überschuß zugeschlagen werden.

A. Weichbetone.

Eine Reihe von Vorversuchen wurde zunächst vorgenommen, um festzustellen, daß mit Ausnahme einer Betonreihe mit dem magersten Mörtel 1,5:6 schon bei 40 bis 60% Mörtelüberschuß dichte Betone hervorgingen; allerdings mußte die Betonmasse im 30er Würfel kräftig mechanisch verdichtet werden.

Tabelle VI. Weichbetone.

Ver- such- Nr.	Mischungsverhältnisse in RT.						Mörtel- über- schuß %	Wasser- zusatz		Baustoffbedarf für 1 m³ Beton				RG. nach 28 Tg. t/m³	Druckfestigkeit in kg/cm² nach			Wasser- dichtigt. nach at			Binde- mittel- kosten RM/m³	Bemerkungen		
	PZ.	Traß	Thur.	Diabas Grus	Nobitz Sand	Diabas- Splitt		Diabas- Schotter	R % Trock.	G % Gem.	Wasser I	PZ.	Traß		Thur.	Zu- schläge	28	90	180 Tg.	5			7	10
23	1,0	0,5	—	5,25	—	2,79	6,48	60	10,0	7,0	168	137	53	—	2217	2,50	144	178	192	d	—	—	8,78	Vorversuche, feuchte Lagerung obere Lamelle
25	0,9	0,6	—	5,25	—	2,79	6,48	60	10,0	7,0	168	123	64	—	2209	2,49	129	148	163	d	—	—	8,45	
24	1,0	0,5	—	2,625	2,625	2,79	6,48	60	9,6	6,7	161	133	52	—	2208	2,46	151	173	193	d	—	—	7,65	
26	0,9	0,6	—	2,625	2,625	2,79	6,48	60	9,8	6,8	156	119	62	—	2184	2,46	122	137	156	d	—	—	8,31	
49	0,5	—	1,0	5,25	—	2,85	6,60	60	10,3	7,2	175	68	—	132	2238	2,50	118	141	155	d	—	—	7,69	Ob. Lam. Steb- kurve 1
46	0,5	—	1,0	4,50	—	2,52	5,83	60	9,5	7,1	168	75	—	145	2145	2,52	139	177	189	d	—	—	8,47	
82	0,5	—	1,0	4,50	—	3,82	4,63	60	9,9	7,4	177	75	—	146	2177	2,49	117	142	—	d	—	—	8,51	
51	0,5	—	1,0	3,75	—	2,19	5,07	60	9,4	7,1	168	85	—	166	2101	2,53	179	195	222	d	—	—	9,65	
120	0,5	—	1,0	5,25	—	3,83	4,66	80	10,6	7,9	191	72	—	140	2212	2,54	110	129	—	d	—	—	8,15	
124	0,5	—	1,0	3,07	2,08	3,88	4,70	80	10,3	7,6	185	72	—	139	2218	2,48	111	135	—	d	—	—	8,13	Ob. Lam. stampfen
119	0,5	—	1,0	4,50	—	3,36	4,09	80	10,4	7,8	189	82	—	159	2190	2,52	125	—	—	d	—	—	9,28	
83	0,5	—	1,0	4,50	—	3,33	4,05	80	10,3	7,7	183	81	—	157	2153	2,51	120	152	—	d	—	—	9,16	
121	0,5	—	1,0	3,00	—	2,23	2,71	100	10,4	8,1	194	116	—	224	2058	2,53	174	229	—	d	—	—	13,11	
164	0,5	—	1,0	3,00	—	2,26	2,74	100	11,3	8,8	208	114	—	221	2039	2,49	173	—	—	d	—	—	12,90	
122	0,5	—	1,0	1,50	1,50	2,52	3,06	80	10,5	8,0	174	107	—	208	2075	2,52	180	235	—	d	—	—	12,14	

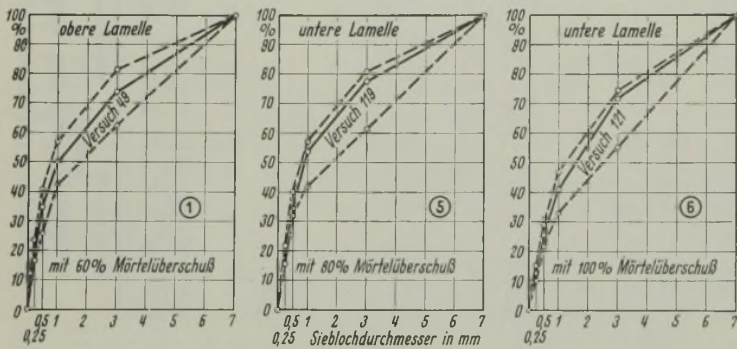


Abb. 4.

Vergleichsversuche zwischen Zement—Traß und Zement—Thurament auf dieser Grundlage sind in Tabelle VI mit Abb. 4 der Siebkurven dargestellt, auch unter teilweiser Verwendung von Nobitzsand, der sich dem Diabasgrus wieder als gleichartig erwies. Wie bei den vergleichenden Mörtelversuchen (Tabelle V), so trifft auch hier zu, daß Betone gleicher Volumenmagerung mit dem Bindemittel 0,9 Portlandzement + 0,6 Traß gleiche Eigenschaften aufwiesen wie die mit dem Bindemittel 0,5 RT Portlandzement + 1,0 RT Thurament hergestellten.

Die vorstehend behandelten Weichbetone haben den Nachteil, daß sie auf der Baustelle im Block noch stark durchgearbeitet werden müssen.

Bei den in Tabelle VI im dritten Teil aufgezeichneten Versuchen wurden die Mörtelmengenüberschüsse auf 80 bis 100 % erhöht. Diese Betone brauchen nur leicht gestampft zu werden, sind aber teuer.

(Schluß folgt.)

Unterwasseranstriche für Stahlbauteile im Wasserbau, besonders von Schleusen und Wehren.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Wedler, Berlin.

Für den Rostschutz von Stahlbauwerken, die im wesentlichen nur dem Einfluß der Luft und ihrer Verunreinigungen, des Regens und der Sonnenbestrahlung ausgesetzt sind, hat die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft auf Grund langjähriger Erfahrungen und groß angelegter Versuche die Technischen Vorschriften für den Rostschutz von Stahlbauwerken aufgestellt¹⁾, die auch in anderen Bauverwaltungen eingeführt worden sind. Von einschneidender Bedeutung ist bei diesen Vorschriften die Normung der Zusammensetzung der zugelassenen Anstrichmittel.

Für den Unterwasseranstrich von Stahlbauteilen bestehen derartige Vorschriften bisher nicht. Die vielseitigen Erfahrungen und Versuche auf diesem Gebiete harren noch der Zusammenfassung in ähnlichen Leitsätzen und der Weiterentwicklung durch zusammenfassende vergleichbare Versuche. Zur Einleitung dieser Arbeiten sei hier auf Grund einer Umfrage in großen Zügen über Erfahrungen aus der Reichswasserstraßenverwaltung und anderen Wasserbauverwaltungen berichtet.

Im Gegensatz zu den meisten Brücken und den freistehenden Stahlhochbauten können die Stahlbauteile der Schleusen und Wehre im allgemeinen nur durch besondere, oft schwierige und kostspielige Maßnahmen zwecks Erneuerung des Anstrichs zugänglich gemacht werden, wie Trockenlegung der Schleusen, Aufschwimmen und Docken von Toren. Diese Arbeiten können vielfach ohne Schaden für den Betriebszweck der betreffenden Bauanlage nur im Winter vorgenommen werden, wenn die Schifffahrt ruht oder der Stau aufgehoben ist. Mit Rücksicht auf die hierbei entstehenden Kosten und Schwierigkeiten darf die Trockenlegung der Stahlbauteile von Schleusen und Wehren nicht zu häufig notwendig werden. Andere Stahlbauteile im Wasserbau sind, wie z. B. stählerne Uferwände, unter Wasser überhaupt nicht mehr zugänglich.

Bei Fahrzeugen und Fahrwassertonnen ist die Trockenlegung im allgemeinen leichter möglich und ohnehin häufiger nötig. Bei ihnen stehen andere Forderungen im Vordergrund, bei Fahrzeugen z. B. die Gering-

haltung des Fahrwiderstandes (Verhinderung des Anwuchses), bei den Tonnen Farbechtheit (Kenntlichkeit). Ihr Anstrich soll hier nicht behandelt werden.

Die Beanspruchung der Anstriche von Stahlteilen der Schleusen und Wehre ist verschieden, je nachdem der Anstrich dauernd unter Wasser, im Bereich des Wasserwechsels oder darüber liegt, oder wenn er, wie bei Hubtoren, abwechselnd dem Wasser und der Luft und dem Sonnenschein ausgesetzt ist. Anders ist wieder die Beanspruchung, wenn das Wasser den Anstrich nicht ruhig umspült, sondern ihn zeitweise mit großer Geschwindigkeit überströmt und hierbei unter Umständen auch noch feste Körper wie Sand, Eis und Schwemmsel mitführt. Von erheblichem Einfluß ist auch die Zusammensetzung des Wassers, seine Verunreinigung durch städtische oder gewerbliche Abwässer. Städtische Abwässer entwickelten an einigen Stellen des Neckar Gase, die den Anstrich der Wehrverschlüsse stark angriffen. Von schädlichem Einfluß kann auch eine Beimengung von Öl mit dem Wasser sein.

Besondere Ansprüche stellt das Meerwasser an den Anstrich. Auch Anwuchs gefährdet ihn vielfach. Am verderblichsten wirken die Seepocken, die den Anstrichfilm durchbohren und vom Stahl abheben. Sie lassen dadurch das Meerwasser unmittelbar an den Stahl herangelangen. Außer der Art der Entrostung und des Auftragens der Farbe scheinen auch die Stahlsorte und die Menge und Verteilung der Zusätze im Stahl von Einfluß auf die Haltbarkeit des Anstrichs zu sein. Große Rostbeständigkeit wird dem alten Schweißbeisen nachgerühmt, besonders im Seewasser. Dort waren Schleusentore aus Schweißbeisen nach 25 und mehr Jahren noch verhältnismäßig gut erhalten, obwohl der Anstrich bereits längst verschwunden war. Der gekupferte Flußstahl dürfte ebenfalls Vorteile hinsichtlich des Rostangriffs bieten.

Schlickablagerungen haben im Süßwasser und im Salzwasser mehrfach auch Anstriche vor der Zerstörung geschützt, die den dort auftretenden Beanspruchungen im übrigen nicht genügend gewachsen waren, und zwar war der Schutz durch den Schlück um so besser, je dicker er sich abgelagert hatte.

¹⁾ Bautechn. 1928, Heft 33, S. 473 und Heft 35, S. 502; 1931, Heft 20, S. 287.

Es wird kaum möglich sein, ein Anstrichmittel zu finden, das allen auftretenden Beanspruchungen und Ansprüchen gewachsen ist. Man wird versuchen müssen, jeweils ein Anstrichmittel zu finden, das allen bei dem betreffenden Bauteil auftretenden Beanspruchungen genügt. Wichtig ist, daß den Lieferwerken der Verwendungszweck und die Art der Beanspruchung möglichst genau angegeben werden.

Ein Unterwasseranstrich muß den Stahl auf eine ausreichende Zeit (Lebensdauer) möglichst vollständig vom Wasser abschließen. Die Lebensdauer eines solchen Anstriches sollte mindestens 4, besser 6 Jahre und mehr sein. Je schwieriger und teurer die Trockenlegung des zu streichenden Bauteils ist, um so mehr muß auf eine große Lebensdauer des Anstriches gesehen werden. Ein im Bereich des Wasserwechsels und bei Hubtoren verwendeter Anstrich darf unter dem Einfluß der Luft und der Sonne nicht reißen oder abblättern und an heißen Tagen nicht zu fließen beginnen. In verunreinigtem Wasser und im Meerwasser muß der Anstrich ausreichend widerstandsfähig gegen die chemischen Einwirkungen sein.

Für den vollständigen Abschluß des Stahls vom Wasser sind leinöhlhaltige Deckanstriche nach den vorliegenden Erfahrungen im allgemeinen ungeeignet. Sie quellen im Wasser und lösen sich ab. Nur von einer Stelle sind in größerem Umfange günstige Erfahrungen mit leinöhlhaltigen Deckanstrichen bekannt geworden. Dort erhielten stählerne Schwimmkörper von Landebrücken nach sauberer Entrostung einen Grundanstrich mit Bleimennige, wurden dann gespachtelt und zweimal mit sog. Unterwasserfarbe gestrichen. Die Schwimmkörper, die im Süßwasser eines Hafens ausgelegt wurden, zeigten zum Teil nach 5 bis 6 Jahren unter und über Wasser noch keinen oder nur geringen Rostangriff. Andere gleichbehandelte Schwimmkörper waren allerdings nach derselben Zeit stark von Rost angegriffen.

Bewährt haben sich als Deckanstrich im großen Umfange bisher nur Anstrichmittel aus Bitumen und aus Steinkohlenteer. Unter den bitumenhaltigen Anstrichen ist u. a. zu unterscheiden zwischen solchen, bei denen das Bitumen in Benzol od. dgl. aufgelöst kaltflüssig aufgestrichen wird, und solchen, bei denen das Bitumen ohne Lösungsmittel warmflüssig aufgetragen wird. Von verschiedenen Seiten wird befürchtet, daß in Anstrichen mit Bitumenlösungen beim Verdunsten des Lösungsmittels Poren entstehen, durch die das Wasser eindringen kann. Hierauf wird mehrfach das Versagen solcher Anstriche zurückgeführt. Bei den warmflüssigen Bitumenanstrichen ohne Lösungsmittel gehen die Ansichten darüber auseinander, ob reines Bitumen oder Bitumen mit Füllern (z. B. Kalksteinmehl) oder auch solches mit Teerpech den Vorzug verdient. Die größte Anwendung hat ein heißflüssiger Bitumenanstrich gefunden, der Füller und Teerpech enthält, der sog. Heißstoff (s. unten). Bei den Bitumenlösungen sind stets mehrere Deckanstriche erforderlich, bei den heiß aufgetragenen Bitumenanstrichen genügt im allgemeinen ein einziger Deckanstrich, der 2 bis 5 mm dick wird. Seine Oberfläche ist vielfach rau und wenig ansehnlich. Das Aussehen des Anstrichs ist jedoch bei den meisten Wasserbauten weniger wichtig. Die größere Dicke und das dadurch bedingte größere Gewicht der heiß aufgetragenen Bitumenanstriche kann allerdings in gewissen Fällen, z. B. bei Hubtoren von Einfluß sein, in sehr vielen Fällen ist es aber unerheblich, zumal das Raumgewicht des Anstrichmittels nicht wesentlich von dem des Wassers abweicht.

Die größte Verbreitung und wichtigste Anwendung hat der heiß aufgetragene Bitumendeckanstrich bei den Anstrichen in Salzwasser gefunden. Die Schleusentore des Kaiser-Wilhelm-Kanals erhalten seit 1927 mit gutem Erfolg über einem doppelten Grundanstrich mit Bitumenlösung einen Deckanstrich aus sog. Bitumenheißstoff, der aus Teer oder Pech, Bitumen und Kalksteinmehl besteht. Seine Zusammensetzung im einzelnen ist Fabriksgeheimnis²⁾. Nach den bisherigen Erfahrungen bietet dieser Anstrich einen genügenden Schutz für sechs Jahre. Für Teile, die dauernd der Luft ausgesetzt sind, ist dieser Heißstoffanstrich nicht geeignet, da er dort reißt und abblättert. Doch scheint er sich im Bereich des Wasserwechsels zu bewähren. Deckanstriche mit heiß aufgetragenen Bitumen haben auch die Tore der Doppelschleuse Wesermünde und der Nordschleuse Bremerhaven erhalten³⁾. Stets ist unmittelbar unter dem heiß aufgetragenen Deckanstrich ein Anstrich mit Bitumenlösung aufzubringen, auch über einem Grundanstrich mit Bleimennige. Anderenfalls scheint die Gefahr zu bestehen, daß der heiß aufgetragene Deckanstrich nicht fest haftet.

Auch im Süßwasser sind Anstriche mit heiß aufgetragenen Bitumen bereits angewandt und mehrfach in Versuchen erprobt worden (z. B. bei den Wasserstraßendirektionen Münster und Hannover). Doch herrschen als Deckanstrich im Süßwasser die Bitumenlösungen und Teeranstriche vor. In großem, örtlich allerdings sehr verschiedenem Umfange sind angewandt worden Inertol, Siderosthen, Besserit, Blackvarnish und reiner Steinkohlenteer.

Im Meerwasser haben sich diese Anstrichmittel unter Wasser nicht durchsetzen können. Im Süßwasser war der Erfolg bei diesen Anstrichen zwar in der überwiegenden Zahl der Fälle befriedigend, aber nicht bei

allen genannten Mitteln einheitlich. Die örtliche Bevorzugung des einen oder anderen Anstrichmittels wird ihren Grund in der Eignung des betreffenden Anstrichs für die dort vorherrschende Art der Beanspruchung haben. Ob das Versagen an anderen Stellen auf örtliche Verschiedenheit der Beanspruchungen oder auf Unterschiede bei der Herstellung oder Auftragung des Anstrichmittels zurückzuführen ist, wird kaum mit Sicherheit festgestellt werden können. Hierüber müßten vergleichende Versuche (s. unten) Auskunft geben.

Dem Steinkohlenteer wird nachgerühmt, daß er besonders widerstandsfähig gegen mechanische Angriffe sei. Im Bereich der Wasserbaudirektion Münster hat sich für die Hubtore ein doppelter Anstrich mit Steinkohlenteer auf einem doppelten Grundanstrich von Bleimennige bisher am besten bewährt.

Erfolgversprechend scheinen neuerdings an verschiedenen Stellen Versuche mit Deckanstrichen zu verlaufen, die auf Kautschukgrundlage hergestellt sind, doch reicht die bisherige Beobachtungszeit für ein endgültiges Urteil noch nicht aus.

Über die Frage, ob auch bei Unterwasseranstrichen ein einfacher oder doppelter Grundanstrich mit Bleimennige vorteilhaft ist, ist die Meinung noch nicht einheitlich. Bei den Bauten im Süßwasser neigt man in den letzten Jahren auf Grund der gesammelten Erfahrungen dazu, einen einfachen oder besser noch einen doppelten Grundanstrich mit Bleimennige als den besten Rostschutz anzusehen. Vielfach wird der Bleimennige-Grundanstrich als ausschlaggebend für die Haltbarkeit des ganzen Anstrichs bezeichnet. Bei Neubauten wird ein doppelter derartiger Grundanstrich jetzt fast allgemein gefordert. Vorbedingung für die Haltbarkeit scheint zu sein, daß die Entrostung sehr sorgfältig ausgeführt wird und die Bleimennige vor Aufbringen des Deckanstrichs ausreichend lange Zeit (zwei bis sechs Wochen) hat, um vollständig zu erhärten. Wird der Deckanstrich zu früh aufgebracht, so wird die Bleimennige u. U. von den Bestandteilen des bitumen- oder teerhaltigen Deckanstrichs zerstört. An einigen Stellen ist beobachtet worden, daß ein Grundanstrich aus Bleimennige fester auf dem Stahl haftet als ein solcher aus Bitumen- oder Teerfarben. Dies ist besonders wichtig bei mechanischen Angriffen, z. B. durch stark strömendes Wasser.

Bei den Bauten in Meerwasser hält man unter den dort im besonders großen Umfange verwendeten Heißstoffanstrichen einen Grundanstrich mit Bleimennige vielfach nicht für erforderlich und bezeichnet ihn teilweise auch als zu teuer. Die Schleusentore des Kaiser-Wilhelm-Kanals haben z. B. in neuerer Zeit keinen Bleimennige-Grundanstrich mehr erhalten (s. oben). Die Schleusentore in Bremerhaven erhielten dagegen einen doppelten derartigen Grundanstrich unter einem Anstrich mit Bitumenlösung und Heißstoff. Ebenso erhielten die Tore der Seeschleuse in Emden einen doppelten Grundanstrich mit Bleimennige. Die Bleimennige kann ihre Aufgabe nur erfüllen, wenn sie durch einen dichten Deckanstrich ausreichend vom Wasser abgeschlossen ist. Mehrfache Bleimennige-Anstriche ohne besonderen Deckanstrich sind abzulehnen, wenn sie sich auch in einzelnen Fällen bewährt haben sollen.

Wo man von einem Bleimennige-Grundanstrich abgesehen hat, ist das für den Deckanstrich verwendete Anstrichmittel im allgemeinen auch als Grundanstrich verwendet worden. Unter heiß aufgetragenen Bitumenanstrichen hat man jedoch im allgemeinen einen ein- oder mehrfachen Anstrich mit Bitumenlösung aufgebracht (vgl. oben).

Um den Anwuchs von Seepocken zu verhindern oder einzuschränken, hat man mehrfach auf den Deckanstrich giftartige Farben (Schiffsbodenfarben) aufgetragen. Dies Mittel hat sich aber als unwirksam erwiesen. Das Gift wurde aus den Farben ausgewaschen, und schon im ersten Jahre siedelten sich bereits wieder Seepocken an. Die am Kaiser-Wilhelm-Kanal eingeleiteten Versuche auf diesem Gebiete⁴⁾ sind als erfolglos aufgegeben worden. Als wirksam hat sich, soviel bisher bekanntgeworden ist, nur ein zementmilchartiger Schutzaufstrich erwiesen, dessen Herstellung der Firma Dunker & Co. in Hamburg geschützt ist. Dieser Schutzaufstrich bildet eine harte glasige Haut, die die Seepocken nicht zu durchdringen vermögen. Dieser Schutzaufstrich ist 1927 an einem Holtenauer Schieber zum ersten Male im größeren Umfange ausgeführt worden. Beim Docken im Jahre 1931 war er zwar dicht von Seepocken besetzt, aber ebenso wie der darunterliegende Heißstoffanstrich gut erhalten und nirgends von Seepocken durchbohrt. 1931 und 1932 wurde der Schutzaufstrich auf größeren Flächen von vier weiteren Toren aufgebracht. Der Erfolg muß abgewartet werden.

Die üblichen Schiffsbodenfarben haben sich als Unterwasseranstrich von Wehr- und Schleusenteilen weder im Süß- noch im Salzwasser bewährt, ebenso nicht die als Unterwasserfarben unter Phantasienamen angepriesenen Sondermittel, die bei Versuchen teilweise bereits nach Monaten versagten.

Der sorgfältigen Entrostung wird allorts größte Bedeutung für die Haltbarkeit des Anstrichs beigemessen. Viele Stellen halten die Sandstrahlentrostung für bedeutend wirksamer und vorteilhafter als die Hand-

²⁾ Vgl. Bautechn. 1928, Heft 21, S. 280.

³⁾ Ebenda 1931, Heft 21, S. 328.

⁴⁾ Bautechn. 1928, Heft 21, S. 281.

entrostung. Besonders bei dem ersten Anstrich wird die Sandstrahlentrostung angewendet. Bei den Anstricherneuerungen ist man aber an einigen Stellen wieder davon abgekommen, weil sich die Verwendung des Sandstrahls entweder wirtschaftlich nicht lohnte oder sonstige Schwierigkeiten auftraten, wie z. B. Gefährdung von nahe liegenden Maschinenanlagen durch den Sandflug. Einige Stellen glauben, daß der Stahl durch die Sandstrahlentrostung zu glatt werde und dadurch der Anstrich weniger gut haften, andere halten es nicht für erwünscht, daß auch die noch feststehenden Anstrichteile entfernt werden, wie es bei der Sandstrahlentrostung im allgemeinen unvermeidlich ist. — Die Anstrichmittel werden meist von Hand aufgetragen, weniger oft durch Aufspritzen. Man hört häufiger die Ansicht, daß aufgespritzter Anstrich sich weniger gut halte als aufgestrichener. Das früher ab und zu ausgeführte Aufspritzen von Bleimennige ist gesundheitschädlich und daher zu vermeiden.

Anstriche, die bei trockenem, warmem Wetter ausgeführt werden, halten im allgemeinen besser als solche, die bei feuchter und kalter Witterung aufgebracht sind. Mit Rücksicht auf den Betrieb ist man aber in sehr vielen Fällen genötigt, den Anstrich im Winter bei vorwiegend feuchter und kalter Witterung zu erneuern. Um die Stahlteile hierbei trocken zu halten, sind sie an einigen Stellen mit Kokskörben erwärmt worden, was bei Teer und anderen dickflüssigen Anstrichmitteln auch das Streichen erleichtert. Das Anwärmen ist im allgemeinen aber nur bei kleineren Bauteilen durchführbar. Einige Stellen nehmen an, daß für Anstricharbeiten in feuchter Luft heiß aufgetragene Anstrichmittel zweckmäßiger sind als kalt aufgetragene.

Vermischtes.

Technische Hochschule Berlin. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber wurde verliehen dem Ministerialrat Geh. Oberbaurat Gustav Meyer in Anerkennung seiner Verdienste um Planung und Bau der großen Seeschleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals und der Einführung des neuzeitlichen Nebelsignalwesens und der Funkpeilung.

Die 37. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V., die am 5. und 6. April 1934 in Berlin stattfand, legte wiederum Zeugnis davon ab, welches große Interesse alle Kreise des Bauwesens diesen jährlichen Veranstaltungen entgegenbringen, die ein erfreuliches Bild einmütiger Zusammenarbeit zwischen Behörden, Industrie, Auftraggeber, Unternehmer, Wissenschaft und Forschung bieten. So war die diesjährige Hauptversammlung auch die geeignete Stätte zur Verkündung des mit großem Beifall aufgenommenen Beschlusses der Technischen Hochschule Danzig, Herrn Direktor Kreisselmeier (Dywidag) die Würde eines Dr.-Ing. ehr. zu verleihen.

Nachdem der Vorsitzende, Dr.-Ing. ehr. A. Hüser, den wissenschaftlichen Teil der Versammlung eröffnet und in seiner Begrüßungsansprache auch der im letzten Jahre Verstorbenen gedacht hatte, gab der Bericht des geschäftsführenden Vorstandsmitglieds Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. W. Petry „Aus der Tätigkeit des Deutschen Beton-Vereins im Geschäftsjahr 1933“ einen Überblick über die wichtigsten laufenden Aufgaben des Vereins. Dem Streben nach stetiger Steigerung der Güte der Ausführung von Eisenbetonbauten wirke oft noch entgegen, daß vergebende Stellen bei der Auswahl der Unternehmer zu wenig die Vorbemerkung der amtlichen Bestimmungen beachten. In Ergänzung der Arbeiten des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton werden praktische Versuche mit dem Tauchstab nach Graf und dem Powers-Gerät zur Ermittlung der Verarbeitbarkeit des Betons durchgeführt. Weitere Arbeitsgebiete sind die Prüfung von Beton auf Wasserdurchlässigkeit; der Betonstraßenbau; die Ausbildung von Eisenbetonbrücken, besonders für Autostraßen; Verwendung des Eisenbetons im Luftschutz und in Erdbebengebieten u. a. m.

Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. ehr. R. Otzen wies in seinem Vortrage „Sinn und Wert der Materialprüfung“ zunächst auf die Bedeutung des schaffenden Ingenieurs hin, der einer sorgfältigen Kenntnis der Eigenschaften der Bau- und Werkstoffe nicht entraten könne. Hauptsächlich seien die Anforderungen des Verbrauchers für die Werkstoffprüfung maßgebend. Ihr Sinn liege in der wirtschaftlichen Notwendigkeit der Bürgschaft für angemessene Güteeigenschaften. Der Wert der Materialprüfung liege in erster Linie in der Erzielung von Güte, setze aber eine auf wissenschaftliche Forschungsarbeit gegründete Zuverlässigkeit der Beurteilung voraus. Zum Ausgleich der verschiedenen gerichteten Interessen von Erzeuger, Händler und Verbraucher sei eine überparteiliche Organisation des Materialprüfungswesens erforderlich; hierbei wurde von dem Vortragenden die Schaffung einer maßgebenden Reichsanstalt vorgeschlagen. — In der anschließenden Aussprache warnt jedoch Prof. Dr.-Ing. W. Gehler vor einer Überzentralisierung und fordert die Erhaltung des Eigenlebens der bewährten deutschen Forschungsämter.

Prof. O. Graf berichtete sodann „Über einige Aufgaben der Eisenbetonforschung aus neuerer und älterer Zeit“. Als solche Aufgaben verdienen besondere Beachtung die Schaffung von Beton, dessen Raumänderungen (z. B. infolge Wechsels des Feuchtigkeitsgehalts) gering sind, die Begrenzung der zulässigen Zuganstrengung hochwertiger Eisenbewehrungen in Abhängigkeit von der Streckgrenze des Stahls und von den Eigenschaften des Betons, die Begrenzung der zulässigen Druckanstrengung des Betons in Abhängigkeit von seiner Würfelfestigkeit u. a. m.

Wie man sieht, fehlt noch auf sehr vielen Gebieten des Unterwasseranstrichs eine ausreichende Klärung. Es erscheint daher erforderlich, daß die bisher von den einzelnen mit dem Bau und der Unterhaltung betrauten Stellen angestellten Versuche und gesammelten Erfahrungen zusammengefaßt, ausgewertet und in vergleichbaren Versuchen nachgeprüft werden. In erster Linie wird die Frage der Auswahl der zweckmäßigsten Anstrichmittel und Anstrichverfahren weiter zu verfolgen sein. Es wird zu klären sein, ob und inwieweit auch bei Unterwasseranstrichen Grundanstriche mit Bleimennige vorteilhaft sind, und inwieweit diese gegebenenfalls auch bei Anstricherneuerungen in schlechter Witterung angewandt werden können. Auch werden einfache Verfahren für die Prüfung der Anstrichmittel auszuarbeiten sein. Für die Versuche würden Probeanstriche an ganzen Bauteilen und solche auf Tafeln durchzuführen sein. Um örtliche Sondereinflüsse auszuschalten und die Vergleichbarkeit der Versuche nach Möglichkeit zu sichern, sollten die Versuchstafeln an einer Stelle entrostet und gestrichen werden. Die gleichen Anstriche wären dann gleichzeitig in Gewässern mit möglichst verschiedener Zusammensetzung des Wassers auszulegen und in bestimmten Zeiträumen zu beobachten.

Wenn solche Versuche folgerichtig durchgeführt werden, ist in einigen Jahren ein klareres Ergebnis zu erwarten, als es die jetzt unabhängig voneinander angestellten Einzelversuche zeigen. Vielleicht bieten aber auch die bisher vorliegenden Erfahrungen und Versuchsergebnisse eine ausreichende Grundlage, schon jetzt vorläufige Richtlinien für Unterwasseranstriche von Stahlbauteilen an Schleusen und Wehren aufzustellen.

Die wissenschaftlichen Grundlagen und neueren Feststellungen zu diesen Aufgaben wie auch die noch vorhandenen Lücken in den Erkenntnissen wurden zusammengefaßt und aus ihnen Folgerungen für die Ausbildung und Anregungen für die weitere Erforschung von Eisenbetonbauteilen entwickelt. (Fortsetzung folgt.)

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Dr.-Ing. Derikartz, Vorstand des Betriebsamts Koblenz 1, und Hipp, Vorstand des Betriebsamts Wiesbaden, als Dezenten zur RBD Essen, Konrad Sommer, Dezent der RBD Stettin, als Dezent zur RBD Erfurt, Blunck, Dezent der RBD Altona, als Dezent zur RBD Berlin, Kilian, Dezent der RBD Erfurt, als Dezent zur RBD Altona, Rosien, Dezent der RBD Oepeln, als Dezent zur RBD Osten in Frankfurt (Oder), Abels, Vorstand des Betriebsamts Trier, als Dezent zur RBD Oepeln. Boetzkes, Vorstand des Betriebsamts Krefeld, als Dezent zur RBD Münster (Westf.), Abrahams, Vorstand des Betriebsamts Waldenburg (Schles.), als Dezent zur RBD Stettin, Reichert, Dezent der RBD Stettin, als Dezent zur RBD Frankfurt (Main), Max Schulze, Dezent der RBD Berlin, als Dezent zur RBD Altona, Kleist, Dezent der RBD Osten in Frankfurt (Oder), als Dezent zur RBD Stettin, Lindner, Dezent der RBD Essen, als Dezent zur RBD Berlin, Söfing, Dezent der RBD Osten in Frankfurt (Oder), als Dezent zur RBD Breslau, Schloe, Dezent der RBD Altona, als Dezent zur RBD Osten in Frankfurt (Oder), Wiegels, Dezent der RBD Hannover, als Dezent zur RBD Altona, Kalweit, Vorstand des Betriebsamts Bielefeld, als Dezent zur RBD Halle (Saale), Troitzsch, Vorstand des Betriebsamts Hirschberg (Schles.), als Dezent zur RBD Wuppertal, Heyden, Dezent der RBD Wuppertal, als Dezent zur RBD Mainz, Salfeld, Vorstand des Betriebsamts Insterburg, als Dezent zur RBD Breslau, Haeseler, Vorstand des Betriebsamts Görlitz 1, als Dezent zur RBD Wuppertal, Barth, Vorstand des Betriebsamts Heilbronn, als Dezent zur RBD Stuttgart, August Lieffers, Dezent der RBD Erfurt, als Vorstand zum Betriebsamt Meiningen, Felix Müller, Vorstand des Betriebsamts Hannover 1, als Dezent zur RBD Hannover, die Reichsbahnräte Dr.-Ing. Feindler, bisher beim RZR in Berlin, als Vorstand zum Betriebsamt Koblenz 1, Fenkner, Vorstand des Betriebsamts Görlitz 2, als Vorstand zum Betriebsamt Goslar, Johannes Franke, bisher beim RZB in Berlin, als Vorstand zum Betriebsamt Stolp, Karl Krause, Vorstand des Betriebsamts Stettin 1, als Vorstand zum Betriebsamt Wiesbaden, Kreh, bisher bei der RBD Berlin, als Vorstand zum Betriebsamt Stettin 1, Herrenkind, bisher bei der RBD Erfurt, als Vorstand zum Betriebsamt Görlitz 2, Zinser, Vorstand des Neubauamts Groß-Strehlitz, als Vorstand zum Betriebsamt Waldenburg (Schles.), Lohe, Vorstand des Betriebsamts Stolp, als Vorstand zum Betriebsamt Krefeld, Dr.-Ing. Jacobi, bisher bei der RBD Frankfurt (Main), als Vorstand zum Betriebsamt Erfurt 1. (Schluß folgt.)

INHALT: Geschweißte Eisenbahnbrücken. — Die Schleuse Koshelm, ihre Ergänzungs- und Umbauten. (Schluß) — Verwendung von Tourant beim Bau der Saalestauperr am Kl. Bielech. — Unterwasseranstriche für Stahlbauteile im Wasserbau, besonders von Schleusen und Wehren. — Vermischtes: Technische Hochschule Berlin. — 37. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins E. V. — Personalmeldungen.

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