

# DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 7. April 1933

Heft 15

## Umbau der Ringbahnüberführung zwischen Charlottenburg-Westend und Jungfernheide, Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. H. Ehrlich, Düsseldorf.

Unter der großen Zahl der Brückenumbauten, die im Laufe des letzten Jahrzehnts von der RBD Berlin an den Stahlbrücken der Berliner Stadt- und Ringbahn vorgenommen worden sind, verdient der Umbau der Ringbahnüberführung zwischen den Bahnhöfen Charlottenburg-Westend und Jungfernheide besondere Beachtung sowohl wegen der Größe des Bauwerkes wie auch wegen der besonderen Schwierigkeiten für die Umbauten<sup>1)</sup> und die Montage des neuen Stahlüberbaues.

ließ die RBD Berlin zuerst einen Vorentwurf I ausarbeiten, der den Neubau der Überführung als Trägerdecke in Beton auf drei Reihen von Rahmenstützen vorsah (Abb. 2). Diese Lösung erforderte eine Verschwenkung des Bahndammes, die bei dem beschränkten Raum im unteren Planum auf außerordentliche Schwierigkeiten stieß. Ferner bedeuteten die vielen Fundamente für die Rahmenstützen ebenso viele zum Teil einschneidende Störungen des Betriebes, und die Gesamtübersicht wurde schlecht infolge

der vielen Zwischenstützen. Wegen dieser Nachteile schied die Lösung aus.

Es wurde ein neuer Entwurf II aufgestellt und zur Ausführung bestimmt. Er sah die Auswechslung des alten Überbaues durch einen neuen mit gleichen Stützweiten unter Benutzung der vorhandenen Widerlager und Fundamente der Zwischenstützen vor (Abb. 3). Als Hauptträger wurden vollwandige Träger von 2,70 m

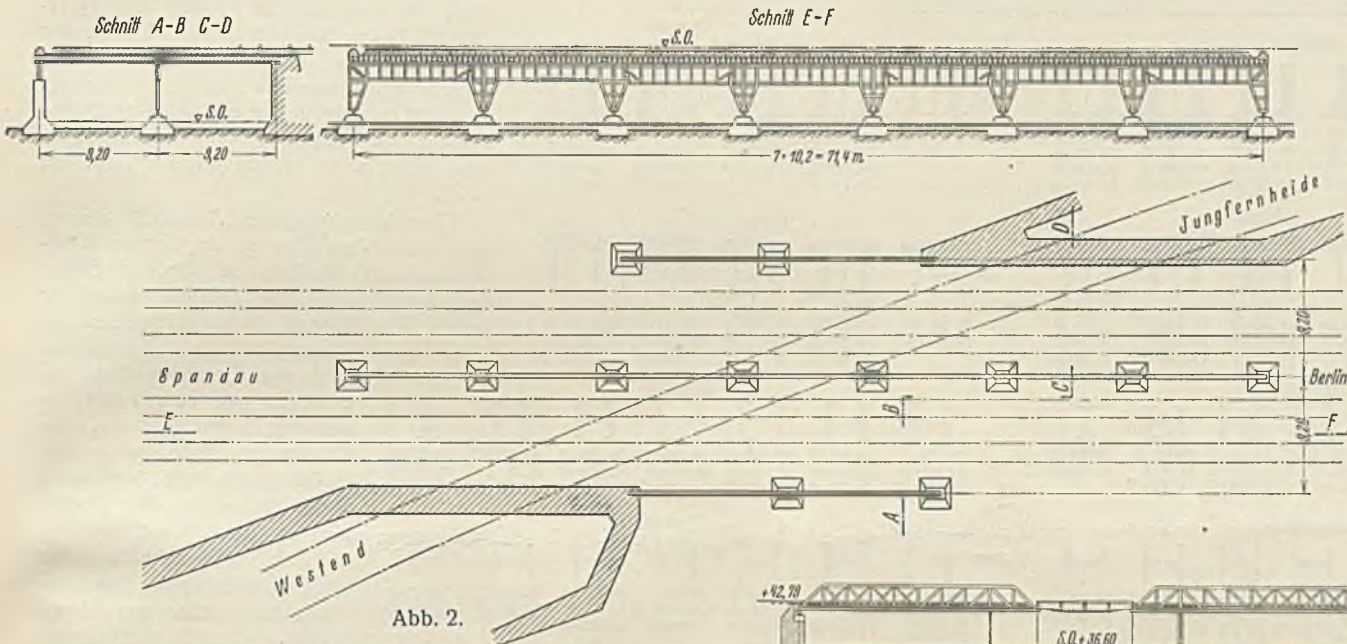


Abb. 2.

Die Brücke dient zur Überführung der Ringbahnpersonenzuggleise über je ein Gleispaar der Personenzuggleise der Strecke Lehrter Bahnhof—Spandau und der Güterzuggleise Berlin—Hamburg. Da der Schnittwinkel der sich kreuzenden Gleise rd. 21° beträgt, ergab sich bei Anordnung gerader Widerlager ein Bauwerk von einer im Verhältnis zur überspannten Gleisbreite bedeutenden Länge.

Der vorhandene umzubauende Überbau hatte eine Gesamtlänge von 74,928 m. Er war zweigleisig und wies als Hauptträger eine Gerberträgerkonstruktion auf, bestehend aus zwei seitlichen Kragträgern als Fachwerkträger von 24,90 m Stützweite und einem mittleren eingehängten Träger als Blechträger von 12,564 m Stützweite, der auf beiderseitigen Kragarmen der Fachwerkträger von je 6,282 m Länge auflagerte (s. Abb. 1 u. 18). Die Zwischenstützen waren Pendelstützen in Form vollwandiger Portalrahmen. Der Hauptträgerabstand betrug 9,60 m, der Gleisabstand 3,50 m, die Gleiskrümmung  $R = 600$  m. Erbaut war die alte Brücke 1893 aus

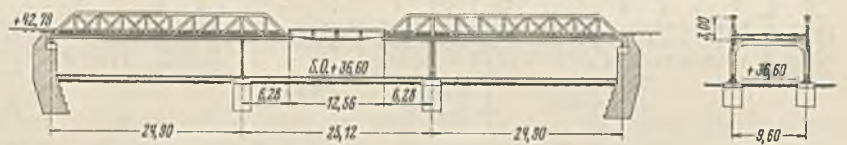


Abb. 1.

Stehblechhöhe gewählt in der statischen Anordnung von Gerberträgern mit Gelenken in den Seitenöffnungen. Der neue Überbau sollte neben dem alten montiert werden und auf vier Verschubbahnen, je zwei in jeder Seitenöffnung, in einer Betriebspause nachts an Stelle des alten eingeschoben werden.

Diese Ausführung wurde im Jahre 1929 der Flender AG, Düsseldorf-Benrath, in Auftrag gegeben. Als der Entwurf fertig durchgearbeitet und das Walzmaterial schon beschafft war, entstanden jedoch Bedenken wegen der Wiederbenutzung der alten Widerlager und Stützenfundamente. Erstere hätten nicht nur wegen der aufgetretenen Risse, sondern vor allem auch zur Aufnahme der großen Bremskräfte aus den schweren Lastenzügen in

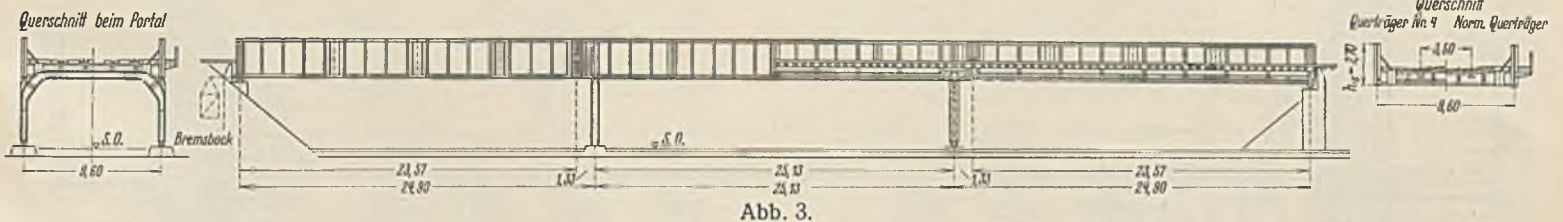


Abb. 3.

Schweißbeisen, 1905 waren Teilverstärkungen vorgenommen worden; ihr Eisengewicht war rd. 450 t. Die Nachrechnung auf Grund der „Vorschriften für Eisenbauwerke“ (BE) der DRG hatte ergeben, daß ein großer Teil der Stäbe und Anschlüsse nur der Brückenklasse K genügte. Außerdem zeigten die Endwiderlager, die aus Ziegelmauerwerk bestanden, Risse. Es wurde daher ein vollständiger Umbau der Brücke beschlossen. Hierfür

einem Umfange verstärkt werden müssen, der fast einem Neubau gleichkam. Außerdem ließ der Umstand, daß der Baugrund, in unmittelbarer Nähe der Spree gelegen, schlecht und von geringer Tragfähigkeit war, auch eine höhere Belastung der Stützenfundamente nicht ratsam erscheinen.

Das Brückendezernat der RBD Berlin, Reichsbahnoberrat Nordhausen, entschloß sich daher, auch den Entwurf II fallen zu lassen zugunsten einer Lösung, bei der auf Zwischenstützen ganz verzichtet wird, ebenso auf die Wiederbenutzung der vorhandenen Endwiderlager, und eine Brücke aus nur einem Überbau mit vollkommen neuen Widerlagern hergestellt wurde.

<sup>1)</sup> Verk. Woche 1932, Heft 37 u. 38: Reichsbahnrat Zabel, Bemerkenswerte Brückenbauten auf dem Nordring der Berliner S-Bahn.

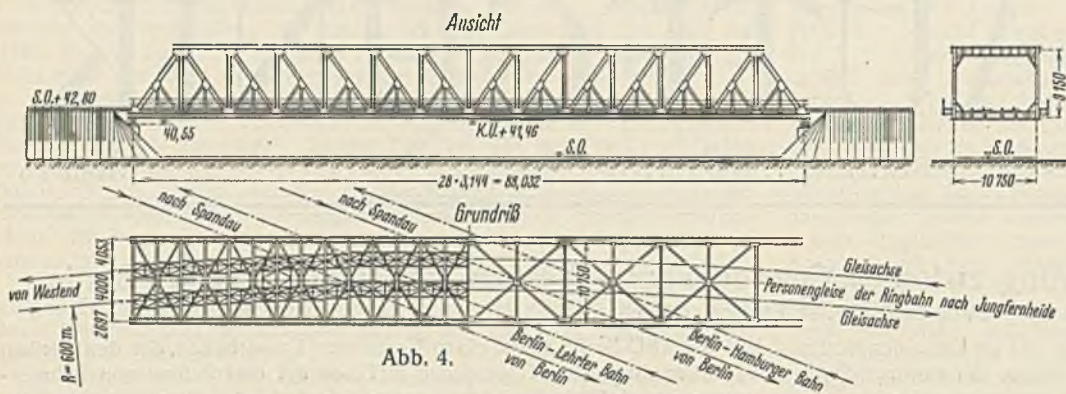


Abb. 4.

Erleichtert wurde diese Entschließung dadurch, daß eine restlose Verwendung der für den Blechträgerentwurf bereits beschafften Walzisen der Brücke und auch der Verschiebbahnen für die neue Ausführung möglich war — ein Fall der außerordentlichen Anpassungsfähigkeit des Stahlbaues an die Bedürfnisse der Bauherrschaft.

In Abb. 4 ist der Entwurf III dargestellt, der zur Ausführung gekommen ist. Der Überbau ist eine Balkenbrücke von 88,032 m Stützweite, zweigleisig mit einem Hauptträgerabstand von 10,75 m. Der Gleisabstand ist auf 4,00 m erweitert, der Krümmungshalbmesser mit 600 m bestehen geblieben. Die Hauptträger sind Trapezträger mit beiderseits nach der Mitte hin fallenden Diagonalen, die durch ein unteres Zwischenfachwerk unterteilt sind, so daß bei 28 Feldern die Querträger 3,144 m Abstand haben. Infolge der Gleiskrümmung sind die Hauptträger der Außen- und Innenkurve in den Stabquerschnitten verschieden stark bemessen; ihre Systemhöhe beträgt 9,150 m bzw. 9,167 m. Das Material aller tragenden Teile ist St 52.

Zur Aufnahme der Windkräfte dienen der obere Windverband, der seinen Windanteil durch Windportale in der Ebene des ersten Ständers abführt, und der untere Windverband, beide mit gekreuzten Diagonalen. In der Fahrbahn sind zwei Bremsverbände angeordnet und eine Fahrbahndehnung in Brückenmitte. Die Obergurte haben beiderseits Besichtigungsstege, die durch Steigeleitern an den Portalposten zugänglich sind.

Die Querschnitte der hauptsächlichsten Konstruktionsglieder gehen aus Abb. 5 hervor, die Gewichte aus Tafel I.

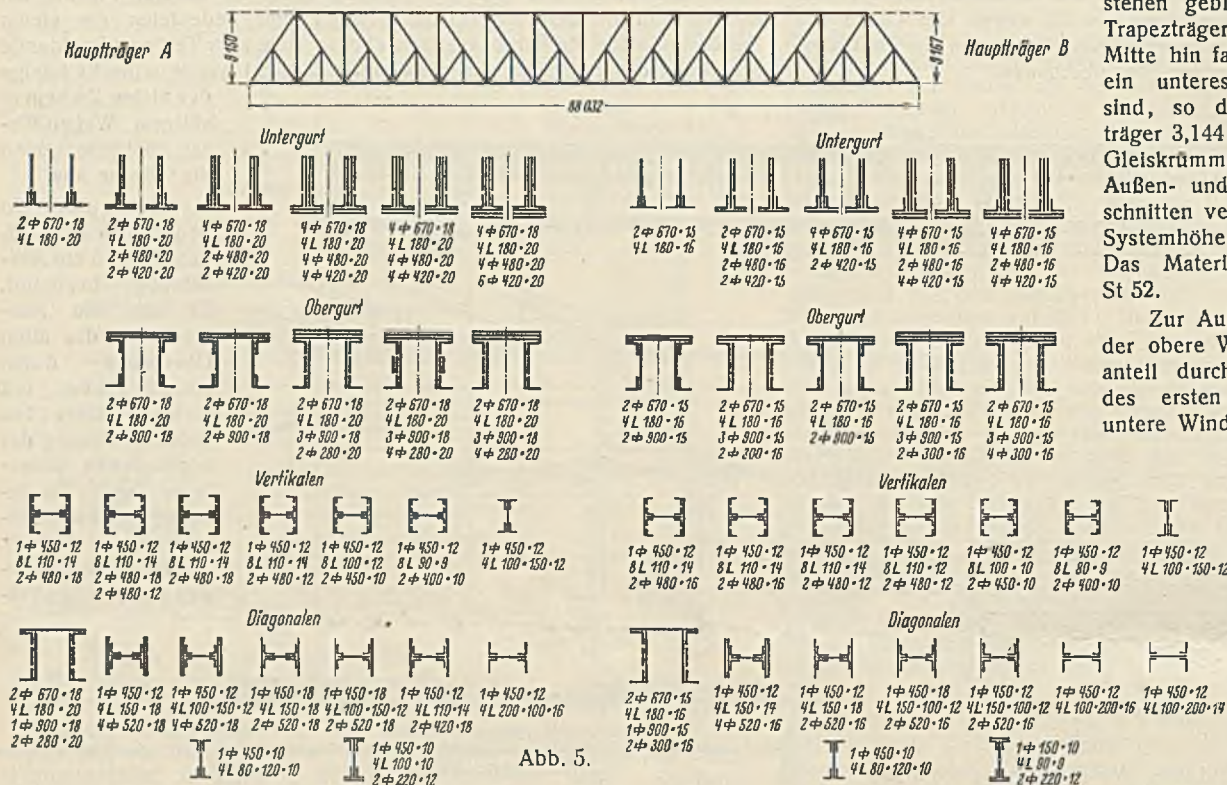


Abb. 5.

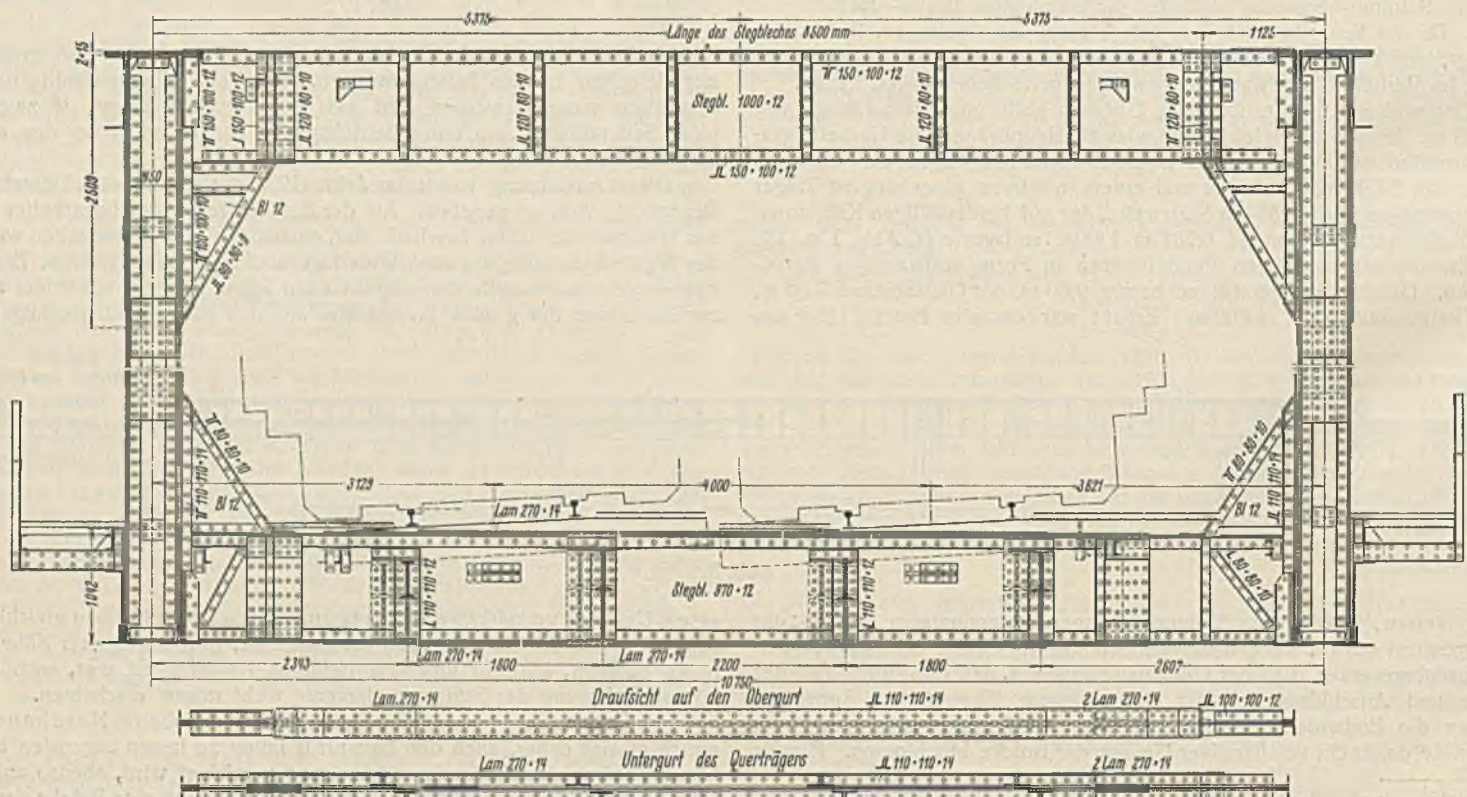


Abb. 6.



Alle Rechte vorbehalten.

**Schäden an massiven Bauwerken.**

Von Reichsbahnoberrat Leopold, Wuppertal-Elberfeld.

(Schluß aus Heft 11.)

Das Bauwerk in Abb. 16 u. 17 ist eine gewölbte Eisenbahnüberführung von 11,60 m Lichtweite über eine verkehrsreiche städtische Straße. Aus dem klaffenden Riß herausfallende Steine und über 1 m lange Eisgebilde gefährdeten den Verkehr. Die angelegten Zementbänder ließen erkennen,

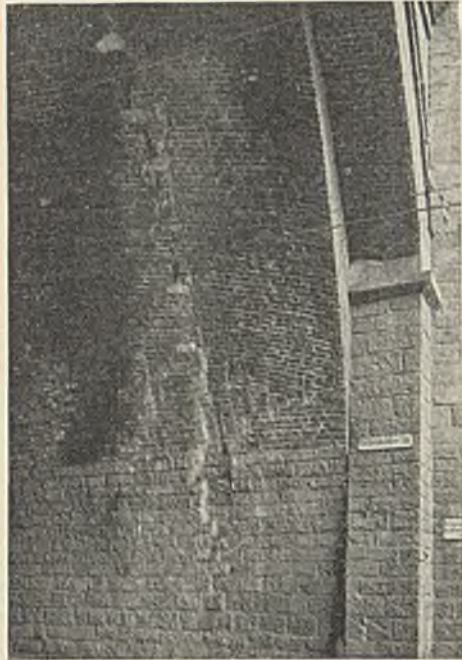


Abb. 16.



Abb. 17.

daß der Riß sich ständig verbreiterte. Auch hier ist Abhilfe dadurch geschaffen worden, daß das Gewölbe freigelegt, der Riß geschlossen und durch eine mit der Stirnmauer in einem Guß hergestellte, vorschriftsmäßig isolierte Eisenbetonschale zusammengehalten wurde. Natürlich ist die Herstellung solcher Verstärkungsgewölbe über alten vorhandenen Gewölben nur möglich, wenn die nötige Bauhöhe zur Verfügung steht.

Bei der Auswechslung eiserner Überbauten werden die früheren Auflagersteine in Eisenbetonauflegerbänke umgewandelt. Dabei ist es oft erforderlich, das Mauerwerk von Pfeilern und Widerlagern wegen seines schlechten Zustandes tiefer abzurechnen, als es für die Herstellung der Bänke nötig wäre. Auch die Vorköpfe von in Flußläufen stehenden Pfeilern sind oft durch das strömende Wasser stark mitgenommen. Besonders die

getragenen und erneuert werden. Die alten eisernen Überbauten der eingleisigen Strecke bestanden aus parallelgurtigen zweiteiligen Ständerfachwerkträgern mit Gegendiagonalen und untenliegender Fahrbahn, die durch Blechträger mit obenliegender Fahrbahn ersetzt wurden. Die Auswechslung geschah in der bekannten Weise mit Hilfe von Portalkranen. Für jede Öffnung wurde der neue Überbau auf den alten gefahren, hochgezogen und nach seitlicher Ausschlebung des alten Überbaues an dessen Stelle abgelassen. Vorher mußten die neuen Lager fertiggestellt sein. Höhenunterschied zwischen Oberkante alter Auflagersteine und Auflagerebene der neuen Eisenbetonbänke 1,10 m, so daß das alte Mauerwerk von Oberkante alter Auflagersteine auf fast 2,00 m Tiefe beseitigt werden mußte, um die neue Bank herstellen zu können. Da die alten Hauptträger einen Abstand von 5,26 m, die neuen einen solchen von nur 2,50 m hatten, wäre dieser Ausbruch unter den im Betriebe befindlichen alten Überbauten zwischen den Innenkanten der 1,10 m breiten alten Auflagersteine an sich möglich gewesen, konnte aber wegen des schlechten Zustandes des Mauerwerks nicht gewagt werden. Man war daher gezwungen, um den Pfeilerkopf für die neuen Lager umgestalten zu können, die alten Überbauten auf hölzerne Böcke abzustützen, für die im Flußbett besondere Fundamente herzustellen waren. Auch die alten Überbauten mußten für diese einstweilige Auflagerung verstärkt werden. Das durch die Fugen der Abdeckplatten eindringende Wasser hatte den Mörtel des Pfeilerschaftes gänzlich zerstört. Auch hier konnten die Steine mit der Hand aus ihrem Mörtelbett herausgenommen werden. Erst im unteren Teile des Pfeilers

nahm die Mauerwerksfestigkeit wieder zu, da hier das Bindemittel des Mörtels noch nicht völlig aufgelöst war.

Das Bauwerk in Abb. 20, 21 u. 22 wurde im Jahre 1932 vollständig erneuert. Es wies besonders starke Schäden an den Widerlagern, Stirnen der Gewölbe und Stirnmauern auf. Die Widerlager waren erheblich verdrückt (Abb. 22). Das Mauerwerk war derartig zermürbt und zerfallen, daß überhaupt kein innerer Halt mehr vorhanden war und völlige Beseitigung und Neubau bei der vollständigen Lockerung des Gefüges nötig wurde. Auch hier handelt es sich um eine eingleisige Strecke. Damm und Bauwerk waren aber bereits für das zweite Gleis vorhanden, so daß es möglich



Abb. 18.



Abb. 19.

Zone, innerhalb deren der Wasserstand häufig wechselt, ist gefährdet. Wir haben Pfeilervorköpfe bis auf die Fundamente herunter erneuern müssen. Zu diesem Behufe mußten Spundwände gerammt oder Fangedämme gezogen werden. Abb. 18 zeigt die Vorköpfe zweier Pfeiler, die beim Abbruch vollständig auseinander fielen. In einzelnen Fällen waren nicht nur die Vorköpfe, sondern die ganzen Pfeiler abzurechnen und wiederherzustellen. Der Pfeiler in Abb. 19 mußte bis zum Sockel ab-

war, durch seitliche Verschiebung des Betriebsgleises das neue Bauwerk in zwei Hälften herzustellen. Gewählt wurde für diesen Fall eine Walzträgerdecke in Beton. Die Deckenhälfte für das spätere zweite Gleis bleibt vorläufig zurück.

Abb. 23, 24 u. 25 sollen zeigen, daß Schäden der bisher geschilderten Art bei den massiven Bauwerken auch erhebliche unmittelbare Gefahren in sich bergen. Von der Stützmauer in Abb. 23 löste sich plötzlich ein

großes Stück und stürzte herab, glücklicherweise in einen einspringenden verkehrarmen Winkel des Straßenzuges, so daß kein Unfall entstand. Die Untersuchung ergab, daß beinahe das ganze vordere Mauerwerk der Stützmauer lose war. Die Mauer war bei der fehlenden Rückdichtung vom Wasser durchfeuchtet, der Mörtel allmählich zerstört. Durch die Einwirkung des Frostes auf das nasse Mauerwerk platzte mit der Zeit eine 40 bis 50 cm dicke Schale von dem Baukörper ab, die immer mehr ihren Halt verlor, zumal für die Verblendung Binder nur ganz unzureichend verwendet waren. Das lose Mauerwerk wurde abgeschlagen und die Flucht der Mauer einschließlich Fundament um 75 cm vorgezogen. Die alte Verblendung ist mit Rücksicht auf das Aussehen unter entsprechender Zugabe von Bindern wieder verwendet worden. Der Zwischenraum zwischen dieser Verblendung und der alten Mauer wurde mit Beton ausgefüllt, wobei der Anschluß mit besonders dünnflüssigem Material hergestellt wurde, um eine möglichst innige Verbindung des alten und neuen Teiles zu erreichen, außerdem etwaige freie Fugen und Hohlräume gut auszufüllen. Der obere Teil der Mauer, dessen Mörtel völlig verrottet war, mußte auf 2 m Tiefe in voller Stärke erneuert werden. Gleichzeitig ist auf diese Tiefe auch Rückenisolierung ausgeführt worden; von einem Dichtungsaufstrich auf die ganze Rückenfläche mußte wegen zu hoher Kosten abgesehen werden, da die Mauer auf ihrer Hinterseite vollständig hätte freigelegt werden müssen.

Bei dem gewölbten Bauwerk mit zwei Öffnungen von je 6,66 m Lichtweite (Abb. 24) trat durch Abfrieren der äußeren Flächen von Stirnmauer und Gewölbe infolge der Feuchtigkeit des Mauerwerks ebenfalls Schalenbildung ein, so daß eines Tages große Teile dieser Flächen herunterfielen. In Abb. 25 ist das Gewölbe bereits wieder mit Verzahnung versehen, um den durch Frost abgesprengten Ring (vgl. auch Abb. 11 rechts) wieder im Verband einwölben zu können. Dieses Bauwerk ist nach Wiederinstandsetzung des Mauerwerks ebenfalls vorschriftsmäßig von oben gedichtet worden, was leicht möglich war, da der Unterbau der eingleisig betriebenen Strecke bereits für das spätere zweite Gleis vorhanden war.

Ältere Brücken mit Walzträgerdecken in Beton, die zu den eisernen Brücken gehören, haben oft keine Bewegungsfugen. Statt der Querbewehrung sind die früher üblichen Ankerschraubenbolzen mit Kopf und Mutter zur Wahrung des Trägerabstandes eingezogen, und zwar meistens nur über den Auflagern, bei größeren Stützweiten vielleicht noch einmal in Brückenmitte und dort vielfach auch nur in den äußeren Trägerfeldern. Man sieht daher nicht selten, daß sich z. B. zwischen den Gleisen einer



Abb. 21.



Abb. 22.

Querrißen durchzogen. Nicht selten ist der Übergang von den Widerlagern zur Decke durch kräftige Hohlkehlen gebildet, die naturgemäß durch und durch gesprungen sind. Aus allen diesen Rissen tropft wegen der zerstörten Isolierung das Wasser herab und bildet auch hier kleine Tropfsteinhängesäulchen. Durch das Rostwasser und den ausgelaugten Kalk entstehen große Flecke und Ausblühungen, so daß das Ganze einen recht häßlichen und vernachlässigten Eindruck macht. Abb. 26 zeigt die Untersicht einer solchen Walzträgerdecke. Hier fielen dauernd Stücke des Putzes herunter, so daß die untere Schicht ganz abgeschlagen werden mußte, um Gefahren für den Straßenverkehr zu vermeiden.

Wir haben von diesen Walzträgerdecken in Beton bislang nur ganz wenige dichten können. Wegen dringenderer Sachen muß man diese Arbeiten immer wieder zurückstellen, wobei man damit rechnet, das ja die eisernen Träger die eigentliche Tragkonstruktion sind. Der Rost zerstört aber bei der ständigen Durchfeuchtung und bei der Zutrittsmöglichkeit der Luft allmählich auch diese Träger. Bei den Instandsetzungsarbeiten an solchen Bauwerken haben wir fehlende Bewegungsfugen nachträglich vor der Neuisolierung angeordnet. Man wird oft vor der Frage stehen, ob man nicht den Beton solcher Decken ganz heraus schlagen und eine der heute als zweckmäßig erkannten Querbewehrungen einbringen soll.

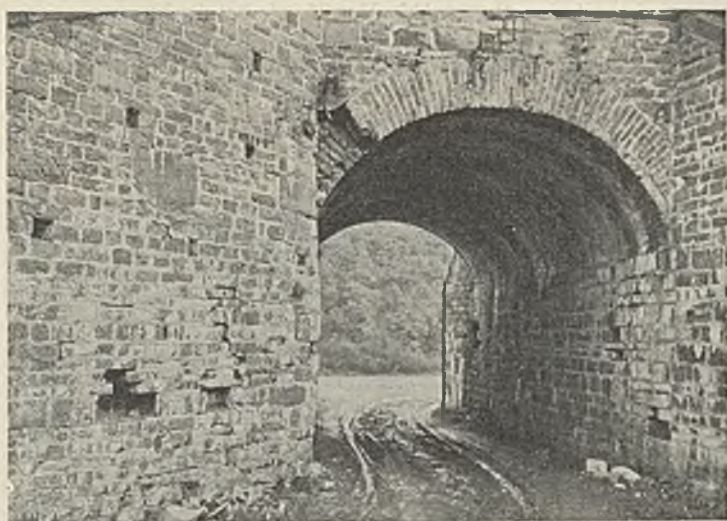


Abb. 20.



Abb. 23.

zweigleisigen Strecke ein geradlinig verlaufender scharf ausgeprägter starker Riß gebildet hat, ebenso oftmals zwischen Gleis und Bahnsteigkanten bzw. äußeren Fußwegen. Aber auch innerhalb der Streifen, die das Gleis tragen, findet man parallel zum Gleis laufende Risse. Der Putz unter den Trägerflanschen ist vielfach lose, da das um die Trägerflansche zwecks besseren Haftens des Putzes herumgelegte Drahtgewebe durch Rost zerstört ist. Die Untersichten der Decken sind daher noch von zahlreichen Kreuz- und

Die dadurch sehr erheblich steigenden Kosten wird man aufwenden müssen, wenn die Walzträgerdecken innerhalb der Gleisstreifen selbst noch weitere stärkere Längsrisse zeigen. Diese Risse lassen darauf schließen, daß die Träger eines Gleisstreifens sich ungleichmäßig durchbiegen, so daß die Gefahr des Reißens einer neu aufgetragenen Isolierung vorliegt, wenn man den Zustand bestehen läßt. Am unregelmäßigsten ist die Rissebildung in Walzträgerdecken, auf denen nicht parallele Gleise, sondern



Abb. 24.



Abb. 25.

Welchenverbindungen liegen. Der Verfasser hält es für zweckmäßig, den abgeschlagenen Putz auf den unteren Trägerflanschen bei Wege- und Straßenunterführungen nicht wieder aufzubringen. Um die Flansche müßte sonst wieder Maschendraht herumgelegt werden. Trotzdem ließe es sich wohl kaum vermeiden, daß die glatt geputzte Decke bald wieder ein unschönes Bild zeigt, da ja, wenn man die Decke zwecks Einbringung einer Querbewehrung nicht vollständig zu erneuern braucht, feinere Längsprünge innerhalb der Gleisstreifen sich doch sofort wieder im Putz zeigen, auch die Putzschicht unter den Flanschen mit dem Deckenbeton nicht aus einem Guß hergestellt ist und deshalb mit ihm keine innige Verbindung eingeht. Bei Eisenbahnunterführungen, besonders bei sehr schiefen, langgestreckten, tunnelartigen Kreuzungsbauwerken, aus denen die Rauchgase schwer abziehen, kann man dagegen die unteren Flansche wieder in Putz hüllen. Etwa wieder entstehende Risse und Sprünge im Putz treten bei diesen Bauwerken für das Auge auch weniger in Erscheinung. Wir wollen aber auch bei diesen Decken einen Versuch mit dem Freilassen der Flansche machen, indem wir sie mit einem Bitumen-Aufstrichmittel schützen. Bei der Straßenunterführung in Abb. 26 sieht man Rundisen unter den Flanschen zu Tage treten. Es handelt sich hier aber nicht um eine Decke, bei der statt der Anker eine neuere Querbewehrung verwendet worden ist, bestehend aus kreuzweis zwischen den einzelnen Trägern angeordneten Rundisen. Die Rundisen sind vielmehr nur ganz kurze Stücke, die um die unteren Flansche herumgebogen sind, um dem Drahtgewebe einen besseren Halt zu geben. Sie können daher leicht entfernt werden, so daß die Trägerflansche nicht eingeputzt zu werden brauchen, was bei dem Vorhandensein von kreuzweis angeordneten Bügeln erforderlich sein würde. Es bleibt eben von Fall zu Fall zu prüfen, welche Arbeiten man bei der Neuabdichtung von Walzträgerdecken mit ausführen kann, um das Bauwerk auch als solches zu verbessern.

Beim Neubau von Brücken mit Walzträgerdecken in Beton über Wege und Straßen lassen wir die unteren Flansche grundsätzlich frei. Bei den Bauten für das dritte und vierte Gleis Köln—Düsseldorf—Duisburg sind zahlreiche solche Bauwerke ausgeführt. Abb. 27 zeigt die Unterführung einer breiten städtischen Straße in Düsseldorf. Der Beton zwischen den Trägern tritt mehrere Zentimeter gegen die Unterkante der Flanschen

zurück. Die ganze Decke wird dadurch außerordentlich belebt, zumal die Untersichten der Flansche farbig mit Ölfarbe gestrichen sind. Allerdings wird die Herstellung der Querbewehrung etwas teurer, da die unteren Rundisen durch die Trägerstege hindurchgeführt werden müssen.

In diesem Aufsatz dürfen die Tunnel nicht unerwähnt bleiben. Der Zahn der Zeit nagt sehr stark an diesen Bauwerken. Beim Begehen oder Befahren mit dem Profilwagen gelegentlich der Prüfungen zeigt sich, daß große Strecken der Tunnel vollständig naß sind. Das Wasser läuft an den Wänden herab oder tropft auch oben vom Gewölbe herunter. Es gibt im Winter zu Eisbildungen im Gleis Anlaß, die stellenweise so stark sind, daß sie in das Lichttraumprofil hineinwachsen und von Zeit zu Zeit entfernt werden müssen. Man sieht Ausbauchungen und Verdrückungen der Gewölbe und Widerlager. Man stellt fest, daß der Mörtel aus den Fugen leicht entfernt werden kann, da er nicht trocken und fest, sondern naß und plastisch ist. Die Steine sind ebenfalls verwittert und angegriffen. Die Hauptursache dieser Erscheinungen ist wieder die fehlende Isolierung. Das Wasser hat das Tunnelmauerwerk vollständig durchfeuchtet. Verschlimmernd wirkt, daß es sich meist nicht um Tunnelfeuchtigkeit handelt, sondern daß das Wasser aus dem Berg kommt und vielfach durch Kalkarmut angreifend oder durch Säuren und Salze chemisch zersetzend besonders auf den Mörtel wirkt. Vom Inneren des Tunnels her zerstören die Rauchgase und der Frost allmählich das nasse Mauerwerk. Verfasser möchte hier den Aufsatz von Prof. Frevert, Verk. Woche 1929, Heft 45, in Erinnerung bringen. Wenn man gesehen hat, wie nach starken Regenfällen, besonders bei geringer Überlagerung, das Wasser aus den ausgewaschenen Fugen von Widerlagern und Gewölben längerer Tunnelteile hervorsprudelt, wie in den Widerlagern ganz plötzlich Ausbrüche des Mauerwerks eintreten, ähnlich Abb. 23 u. 24, wie bei der Erneuerung solcher verseuchter Tunnelstrecken der alte Mörtel wegen seines zerstörten Bindemittels das Sondereisen widerstandslos eindringen läßt und als dünnbreitige schlammige Masse, nur aus Sand, erdigen und lehmigen Verwitterungserzeugnissen und Wasser bestehend, beim Stochern mit dem Eisen herausquillt, so kann man Frevert nur zustimmen. Die bisherigen Unterhaltungs-

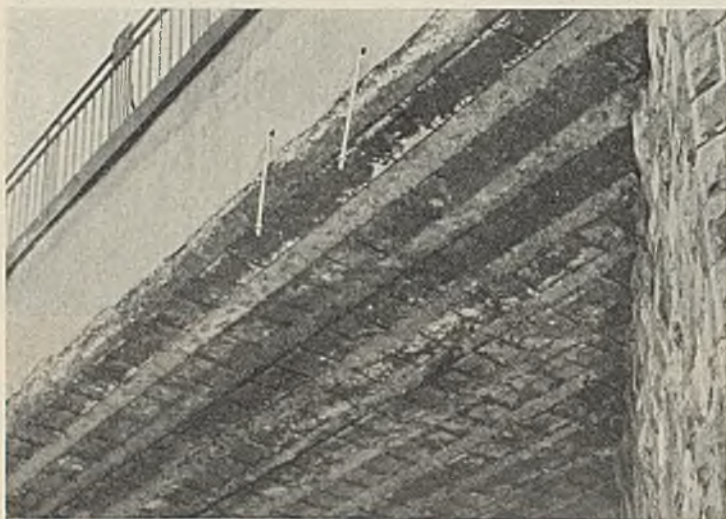


Abb. 26.

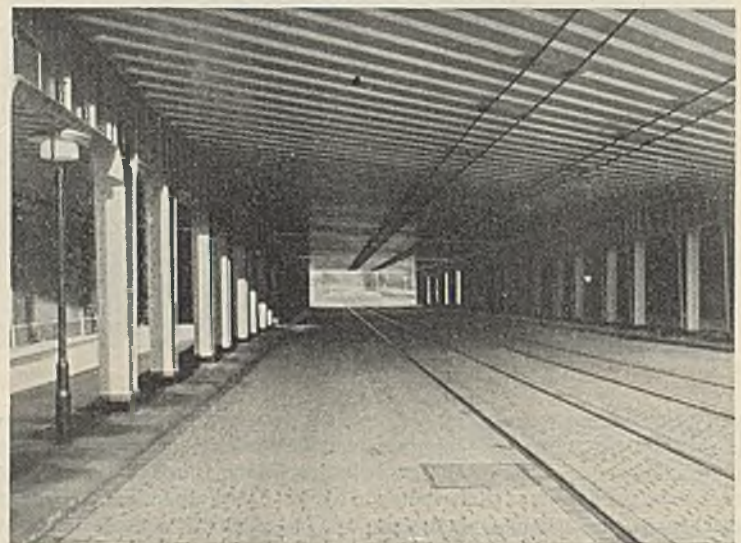


Abb. 27.

und Erneuerungsarbeiten stehen nicht im richtigen Verhältnis zu den rückständigen Schäden.

Die Reichsbahndirektion Wuppertal hat 850 gewölbte Brücken und 540 Walzträgerdecken in Beton zu unterhalten. Dabei sind nur die Bauwerke über 3 m Licht- oder Stützweite gezählt, und zwar jedes Bauwerk nur einmal, ohne Rücksicht auf die Zahl der Öffnungen. An Tunnellänge sind 32 km vorhanden. In der kommenden Zeit müssen erhebliche Mittel zur Erhaltung dieser Bauwerke aufgewendet werden, da Zahl und

Umfang der Schäden von Jahr zu Jahr sich vergrößern. Tröstlich ist dabei nur, daß man neben völlig abgängigen auch noch gut erhaltene Bauwerke desselben Alters findet. Hier rächen sich die Sünden beim Bau: schlechte Herstellung des Mauerwerks und unzweckmäßige Zusammensetzung und Verarbeitung von Mörtel und Beton. Bei abgängiger Isolierung werden dichte Baukörper eine erheblich längere Lebensdauer haben als solche, in die das Wasser in zahlreiche größere und kleinere Spalten und Hohlräume ungehindert eindringen kann.

## Neuere Verfahren in der Analyse und Vorhersage von Bauwerksetzungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. A. Scheidig, Freiberg i. Sa.

(Schluß aus Heft 12.)

5. Die Setzung besteht bekanntlich aus zwei Teilen:

- Setzung infolge Zusammendrückung (d. h. Verdichtung, Abnahme des Porenvolumens, Zunahme der relativen Dichte) des Untergrundes und
- Setzung infolge seitlichen Ausweichens (Formänderung durch Querstreckung bei gleichbleibendem Volumen).

Die neueren Versuche haben die Größenordnung dieser beiden Anteile erkennen und ihre Abhängigkeit von der Flächengröße feststellen lassen. In Abb. 10 erfahren die drei starren Platten  $d_1$ ,  $d_2$ ,  $d_3$  an der Oberfläche

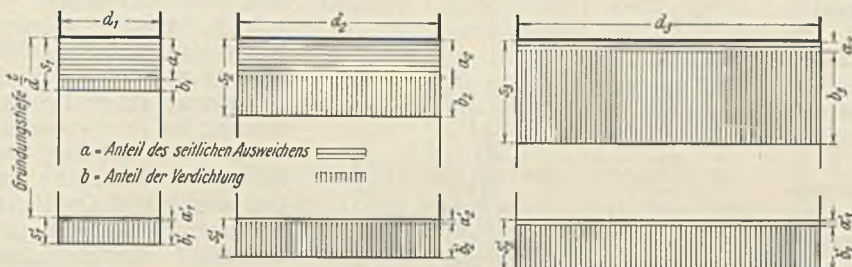


Abb. 10. Einfluß von Flächengröße und Gründungstiefe auf die Setzung starrer Platten auf Sand und Anteile von seitlichem Ausweichen und von Verdichtung an der Setzung.

die Setzungen  $s_1$ ,  $s_2$  und  $s_3$ , in der Gründungstiefe  $t/d$  die Setzungen  $s'_1$ ,  $s'_2$  und  $s'_3$ . Die Setzungen nehmen mit der Flächengröße zu, mit der Gründungstiefe ab. Bei der kleinen Platte  $d_1$  an der Oberfläche ist der Anteil  $a_1$  des seitlichen Ausweichens sehr groß, der Anteil  $b_1$  infolge Kompression gering. Bei der großen Platte  $d_3$  kehrt sich das Verhältnis um, die Seltenausweichung (Anteil  $a_3$ ) ist gering, die Kompression (Anteil  $b_3$ ) groß. Mit zunehmender Gründungstiefe verschwindet der Anteil des Ausweichens immer mehr.



Abb. 11.

Grundformen der Oberflächenverformung bei örtlicher Belastung.

6. Die neuen Erkenntnisse über die Formänderungen erklären auch manche Erscheinungen der Sohldruckverteilung unter starren Platten noch besser als bisher. In Abb. 11 sind die drei Hauptformen der Oberflächenverformung dargestellt. Nach Abb. 12 ändern sich die Sohldrücke mit der Flächengröße und der Gründungstiefe. Die Formen  $a$ ,  $b$ ,  $c$  sind gemessen<sup>16)</sup>, die Formen  $d$  und  $e$  vermutet<sup>17)</sup>, die Form  $f$  ist unter einem Brückenpfeiler von der Reichsbahn<sup>18)</sup> gemessen worden. Nur wenn die Seitenausweichung also eine große Rolle spielt, treten Mittenspitzen in der Sohldruckverteilung ein.

7. Bei einer Erschütterung der Fundamente durch Maschinen oder Verkehr sind die Setzungen größer als bei statischer Belastung, worauf

<sup>16)</sup> Kögler-Scheidig, Druckverteilung im Baugrunde. IV. Spannungsverteilung an der Sohlfläche von Gründungskörpern. Bautechn. 1929, Heft 52.

<sup>17)</sup> Scheidig, Baugrundforschung und Fundierungswesen. Bauing. 1932, Heft 24 bis 26.

<sup>18)</sup> Burger, Bau der neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen (Rhein)—Mannheim. Bautechn. 1932, Heft 45, S. 599. Es wäre verfrüht, aus diesen Messungen weitergehende Schlußfolgerungen zu ziehen, da infolge der Senkkastenschneiden und des stärkeren Schwindens des Kammerbetons in der Mitte gegen die Enden eine Entlastung der Mitte und Zusatzbelastung am Rande eintreten muß. Trotzdem ist bei größerer Gründungstiefe mangels Ausweichmöglichkeit eine Umkehr der Sohldruckverteilung unter starren Körpern gegenüber Oberflächenbelastungen zu erwarten, auch bei Sandböden. Rechnerisch werden sich die Randspitzen aber im voraus kaum jemals erfassen lassen.

Pippas<sup>19)</sup> hingewiesen hat. Das von der Degebo in Ausarbeitung befindliche dynamische Baugrundprüfverfahren verspricht in solchen Fällen ein wertvolles weiteres Hilfsmittel zur Bewertung des Sandbodens zu werden.

8. Über den Einfluß wechselnder Grundwasserstände auf die Setzungen von Sand und über den Einfluß des Grundwassers auf die Grenzbelastung ist noch nichts Genaueres bekannt. Theoretisch sollte die Grenzbelastung bei steigendem Grundwasser dem Auftrieb entsprechend abnehmen. Soweit Versuchsergebnisse vorliegen, widersprechen sie sich noch, systema-

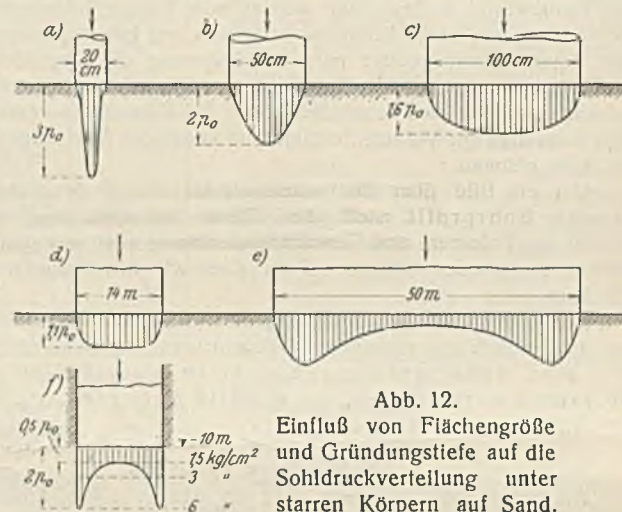


Abb. 12.

Einfluß von Flächengröße und Gründungstiefe auf die Sohldruckverteilung unter starren Körpern auf Sand.

tische Versuche liegen überhaupt noch nicht vor. Über die Setzungen sollen die im Gange befindlichen Versuche der Degebo Aufschlüsse geben. Über Setzungserscheinungen im Zusammenhang mit Grundwasserabsenkungen vgl. Kyrieleis-Sichardt<sup>20)</sup> und Körner<sup>21)</sup>.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß es in praktischen Fällen der Setzungsanalyse in erster Linie auf die Feststellung der Lagerungsdichte des Sandes ankommt. Denn während sich eine Lastplatte von 300 cm Durchm. vielleicht 2- bis 5mal soviel setzt als eine solche von 30 cm Durchm. auf gleichem Sande, setzen sich beide Flächen auf sehr lockerem Sande je etwa 10- bis 20mal so viel als auf sehr dichtem Sande.

### Verfahren zur Bestimmung der Lagerungsdichte von Sand.

#### a) Unmittelbares Verfahren.

1. Die Ermittlung der Festwerte  $\epsilon_0$  und  $\epsilon_{min}$  ist bisher noch nicht genormt worden. Die Bestimmung der „lockersten Lagerung“ geschieht entweder dadurch, daß man den Sand lose in einem gradulierten Standzylinder von 4 bis 5 cm Durchm. einlaufen läßt und aus Volumen  $V$  und Gewicht  $G$  die Porenziffer ermittelt:

$$\epsilon = \frac{2,65 - \gamma}{\gamma}$$

( $\gamma = \frac{G}{V}$  und 2,65 das spez. Gewicht des Quarzes), oder man läßt einen Blechwürfel (oder ein ähnliches geeichtes Gefäß) vollaufen, gleicht ab und wiegt. Beide Verfahren sind aber eben noch nicht genormt; man erhält je nach der Versuchsdurchführung und der Versuchsperson mehr oder weniger schwankende Werte. Der Verfasser erhielt Werte  $\epsilon_0$  für verschiedene Sande und Kiese zwischen 0,70 bis 1,00.

Das Verfahren zur Bestimmung der „dichtesten Lagerung“ ist ebenfalls nicht genormt. Durch Einstampfen nassen Sandes in den Standzylinder kann man noch nicht die dichteste Lagerung erhalten. Beim

<sup>19)</sup> Über die Setzungen und Dichtigkeitsänderungen bei Sandschüttungen infolge von Erschütterungen. Berlin 1932, Veröffentl. d. Degebo, Heft 2.

<sup>20)</sup> Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten. Berlin 1930.

<sup>21)</sup> Bodensetzungserscheinungen bei Grundwasserabsenkungen. Bautechn. 1927, S. 614.

Einstampfen getrockneten Sandes in eine Flasche mit engem Hals wurden kleinere Werte für  $\epsilon_{min}$  gewonnen. Die Tatsache, daß in der Natur Sande vorkommen, bei denen die Porenziffer kleiner ist als die im Laboratorium ermittelte „dichteste Lagerung“  $\epsilon_{min}$ , beweist, daß es nicht leicht ist, zuverlässige Werte für  $\epsilon_{min}$  zu erhalten. Durch Normung des Verfahrens könnten aber diese Unsicherheiten beseitigt werden<sup>22)</sup>. Für  $\epsilon_{min}$  wurden für verschiedene Sande Werte zwischen 0,45 und 0,65 erhalten. Das Verhältnis

$$F = \frac{\epsilon_0 - \epsilon_{min}}{\epsilon_{min}}$$

gibt ein Maß für die Verdichtungsfähigkeit des Sandes, die bei Natur-sanden in der Regel zwischen 0,5 und 0,7 liegt.

2. Ermittlung der Porenziffer  $\epsilon$  von Sand auf natürlicher Lagerstätte.

Dieses Problem ist noch nicht einwandfrei gelöst. Während bei Ton ohne Schwierigkeiten ungestörte Bodenproben aus Probegruben und aus Bohrlöchern entnommen werden können, ist das bei Sand nicht ohne weiteres möglich, und es ist die Frage, ob es je möglich sein wird, da lockerer Sand schon bei vorsichtigen Eingriffen leicht seine Struktur ändert und sich verdichtet, während dichter Sand sich auflockert.

Am ehesten ist die unmittelbare Bestimmung von  $\epsilon$  noch in Probegruben möglich, wenn der Sand leicht bindig und etwas feucht ist, so daß Probewürfel ausgestochen werden oder kleine Bohrungen hergestellt werden können, deren Volumen gemessen und Inhalt gewogen wird. Bei sehr feinem Sand genügt nach Durchnässung die Oberflächenspannung des Wassers, um dem Boden genügende (scheinbare) Kohäsion zu verleihen, so daß er sich schneiden läßt. Bei Kiessanden versagt auch das. Hier kann man zur Volumenbestimmung künstliche Verfestigungsmittel zu Hilfe nehmen.

Um ein Bild über die wechselnde Dichte  $D$  des Sandes im gesamten Bohrprofil nach der Tiefe zu erhalten, müßten ungestörte Proben zur Volumen- und Gewichtsbestimmung auch aus dem Bohrloch entnommen werden können. Dazu sind wir überhaupt noch nicht in der Lage.

Die unmittelbaren Bestimmungsverfahren für  $\epsilon$  sind also in Schürfen nur umständlich und schwierig, in Bohrlöchern überhaupt nicht ausführbar. Wir sind daher gezwungen, fast in allen Fällen mittelbare Verfahren anzuwenden, um ein Bild über die Lagerungsdichte des Sandes zu gewinnen.

b) Mittelbare Verfahren.

Als mittelbare Verfahren sind in erster Linie Probelastungen aller Art anzusehen, sowohl statische als dynamische, lotrechte als waagrechte, solche mit ebenen und konischen, mit großen oder kleinen Probelastflächen an der Oberfläche, in der Tiefe oder im Bohrloch. In zweiter Linie sind einfache Proben mit Sondierstange, Beobachtung des wechselnden Arbeitsfortschrittes beim Bohren je nach der Dichte, Proberrammungen von Pfählen mit Setzungsbeobachtungen des umgebenden Geländes und ähnliche Hilfsmittel anzusprechen.

In allen Fällen liegt die Schwierigkeit darin, von dem Beobachtungsergebnis den Übergang auf die Ziffern für  $\epsilon$  bzw.  $D$  zu finden. Die Verfahren besitzen daher zum großen Teil — vorläufig wenigstens — mehr relativen als absoluten Wert, indem sie wohl Änderungen in der Dichte anzudeuten vermögen, aber nicht ein Maß für die Dichte selbst geben<sup>23)</sup>. Eines der wichtigsten Ziele der Baugrundforschung liegt deshalb darin, diesen Übergang von irgendeinem Probelastungsverfahren auf das Maß für die relative Dichte  $D$  zu finden bzw. eine Apparatur zu entwickeln, die es gestattet, die Lagerungsdichte des Sandes mittelbar, aber zuverlässig zu bestimmen. In den letzten Jahren sind zwei solche Apparaturen entwickelt worden: die Spülsonde nach Terzaghi und der Bohrloch-Seitendruck-Apparat nach Kögler, auf die weiter unten eingegangen werden soll. Zuerst wollen wir auf die Beziehung zwischen einfachen Probelastungen an der Oberfläche bzw. an der Baugrubensohle und  $D$  kurz eingehen.

1. Die Ermittlung von  $D$  durch gewöhnliche Probelastungen.

Verarbeitet man sämtliche in der Literatur veröffentlichten Probelastungen auf Sand und Kies (über 20 Fälle) sowie die eigenen Erfahrungszahlen von ausgeführten Probelastungen (etwa 10 Fälle) und die im Laboratorium gewonnenen Erfahrungszahlen, so kann man folgende Beziehungen auf empirisch-statistischem Wege finden:

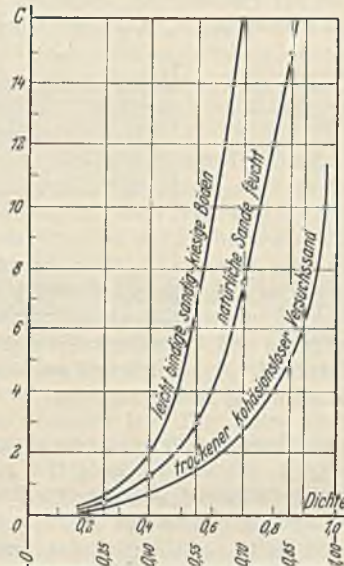
<sup>22)</sup> Zwischen den Erdbaulaboratorien in Cambridge (Mass., USA.), Freiberg (Sa.) und Wien ist eine Vereinbarung angebahnt. Über die „relative Dichte“ s. Terzaghi, Erdbaumechanik, S. 12.

<sup>23)</sup> Nachdem heute fast jeder Ingenieur Probelastungen nach eigenem Rezept ausführt und dabei Flächengröße, Flächenform, Belastungsgeschwindigkeit, Gründungstiefe, Formänderungsmessung usw. verschieden ausfallen, ist der Wert aller dieser Probelastungen überhaupt problematisch.

Führt man die Probelastung an der Oberfläche oder in genügend großer Baugrube mit einer starren Platte von 1000 cm<sup>2</sup> (31,6·31,6 cm bzw. 35,7 cm Durchm.) aus und bezeichnet mit  $s$  cm die Einsenkung, mit  $p_0$  kg/cm<sup>2</sup> die mittlere Bodenpressung  $\frac{Q}{F}$ , mit  $c = \frac{p_0}{s}$  kg/cm<sup>3</sup> die mittlere Bettungsziffer des Sandes, bezogen auf die erwähnte starre Platte, so findet man folgende Beziehungen für verschiedene Sandboden:

Für natürliche Sande ergibt sich:

Lagerung	Relative Dichte $D$	Bettungsziffer $c$ kg/cm <sup>3</sup>	Setzung in mm für 1 kg/cm <sup>2</sup> Belastung	
dicht	sehr dicht ziemlich dicht	1,00 bis 0,85 0,85 „ 0,70	> 15,0 15,0 bis 7,5	< 0,666 0,666 bis 1,33
mittel	mittelfest mittellocker	0,70 „ 0,55 0,55 „ 0,40	7,5 „ 3,0 3,0 „ 1,25	1,33 „ 3,33 3,33 „ 8,00
locker	ziemlich locker sehr locker	0,40 „ 0,25 0,25 „ 0	1,25 „ 0,4 < 0,4	8,00 „ 25,00 > 25,0



Bezeichnung	sehr locker	zieml. locker	dicht	zieml. dicht	sehr dicht
	Werte $C$ gültig bis	rd. 0,2 at	0,5 at	1,5 at	2,5 at

Abb. 13. Empirische Werte für die mittlere Bettungsziffer verschiedener Sande bei einer starren Lastplatte von 1000 cm<sup>2</sup> auf der Sandoberfläche in Abhängigkeit von der relativen Dichte  $D$ .

Diese Zahlen, die in Abb. 13 u. 14 zusammen mit anderen Sandarten aufgetragen wurden, sind grobe Mittelwerte und dienen nur als Orientierung für die Größenordnung der zu erwartenden Setzung einer Probelastfläche bzw. deren Beziehung zur Lagerungsdichte. Die Unterschiede zwischen den verschiedenen charakterisierten Sandarten sind halb empirisch gefunden und zeigen, daß außer der „relativen Dichte“ auch noch andere Umstände (Gehalt an Ton, Feuchtigkeitsgrad, innere Reibung usw.) die Setzungen beeinflussen.

Die mit einer Probelastfläche ermittelten Setzungen sind noch keinesfalls die zu erwartenden Bauwerksetzungen; aus zwei Gründen noch nicht:

1. nehmen die Setzungen mit der Flächengröße zu (Abb. 8b);
2. prüft man z. B. mit der 35-cm-Durchm.-Platte wegen der rasch zunehmenden Druckverteilung nur eine Schicht von 2 bis 3 d, d. h. 0,7 bis 1 m Tiefe, während die Bauwerksetzungen noch von Schichten in 15 bis 30 cm Tiefe beeinflusst werden können (Abb. 15).

Über die letzten Einflüsse geben nur Bodenprüfungen im Bohrloch Auskunft, auf die nun eingegangen werden soll.

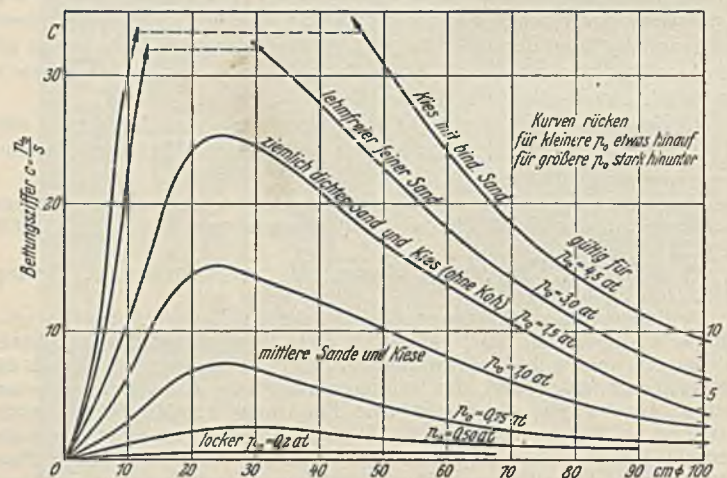


Abb. 14. Abhängigkeit der Bettungsziffer  $c$  vom Durchmesser der Lastfläche.



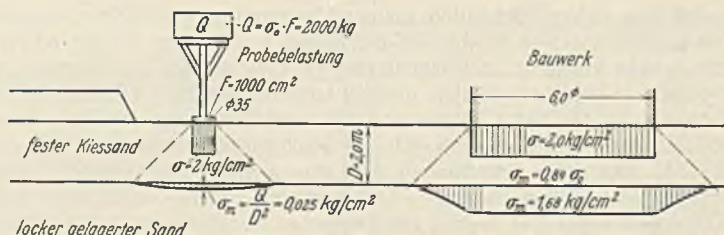


Abb. 15. Druck auf eine 2 m unter Gründungssohle liegende Schicht bei Probelastung und Bauwerk.

Man kann auf den Gedanken kommen, die Probelastung nicht an der Oberfläche anzusetzen, sondern in einer gewissen Tiefe  $t = nd$  bzw.  $= n\sqrt{F}$ . Man wird dann ohne Zweifel kleinere Einsenkungen erhalten bzw. größere „Bettungsziffern“. Der Weg, von solchen Ergebnissen auf die relative Dichte zu schließen, ist schwierig. Jedenfalls tritt die starke Reduktion der Setzungen versenkter kleiner Platten gegenüber Oberflächenversuchen für große Lastflächen, selbst bei gleichem Versenkungsverhältnis  $\frac{t}{d}$ , nicht ein, weil bei großen Lastflächen die Seitenausweitung, die bei kleineren Lastflächen durch die Versenkung verhindert wird, ohnehin keine wesentliche Rolle spielt.

Wären die Beziehungen zwischen Gründungstiefe, Setzungsgröße, Lastgröße, Lagerungsdichte usw. so hinreichend bekannt, wie sie es für Oberflächenbelastung ( $t=0$ ) sind, so wäre es grundsätzlich gleichgültig, wo man die Probelastung ansetzt. Vorläufig ist aber infolge der Nichtkenntnis dieser Beziehungen der Oberflächenbelastung der Vorzug zu geben.

### 2. Ermittlung von $D$ durch Baugrundprüfung im Bohrloch.

Wie schon erwähnt, sind in den letzten Jahren zwei brauchbare Apparaturen entwickelt worden, um laufende Widerstandszahlen des Bodens nach der Tiefe zu erhalten, die Spülsonde nach Terzaghi und der Bohrloch-Seitendruck-Apparat nach Kögler.

Spülsonde nach Terzaghi. Der Apparat ist nur für das Spülbohrverfahren geeignet, das hauptsächlich in Amerika Verbreitung gefunden hat. Erfolgreiche Verwendung hat es bei großen Untergrundbahnbauten in New York gefunden<sup>24</sup>).

Bohrloch-Seitendruck-Apparat nach Kögler<sup>25</sup>). Um den Boden nicht auf der durch das Bohrgerät gestörten, vorbelasteten und uneben hinterlassenen Bohrlochsohle prüfen zu müssen, verwendet Kögler einen Seitendruckapparat, der auf die Bohrlochwandung wirkt, wobei Kraft- und Formänderung außerhalb des Bohrloches gemessen werden. Je nach der Bodenart, dem gewählten Bohrverfahren und der Verrohrung werden verschiedene Typen angewandt: entweder zwei Halbzylinder (Abb. 16a, b), oder eine Reihe von Streifen eines Zylindermantels (Abb. 16c), oder eine Gummiblaste (Abb. 16d). Der Apparat erfordert Bohrlöcher von 10 bis 20 cm l. W., die Druckfläche ist 50 bis 100 cm lang, ist jedoch an diese Maße nicht gebunden. Man erhält mit ihm laufende Widerstandszahlen über die ganze Bohrtiefe. Er eignet sich besonders auch für Feinsande, deren Lagerungsdichte bekanntlich oft stark wechselnd angetroffen wird, auch im Grundwasser.

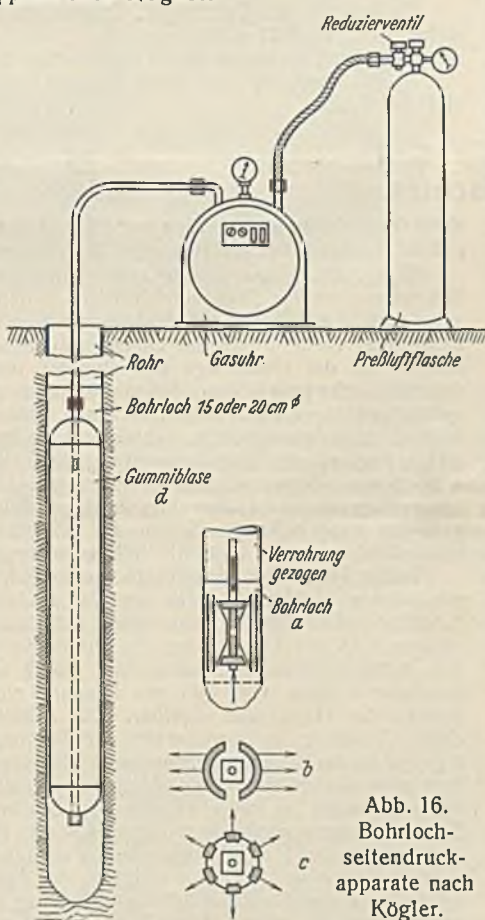


Abb. 16. Bohrloch-seitendruckapparate nach Kögler.

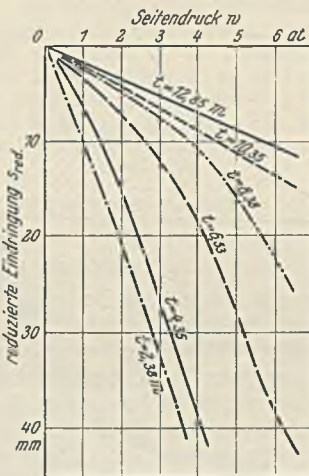
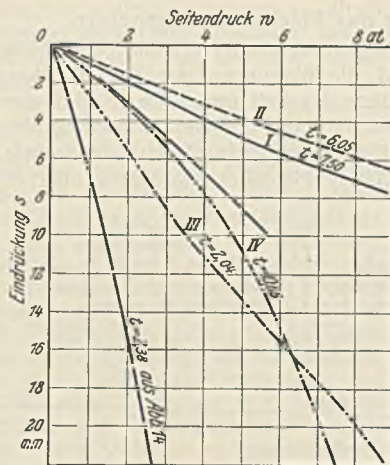


Abb. 18. Wie Abb. 17, jedoch für eine 13 m hohe sandige Aufschüttung (Halde).

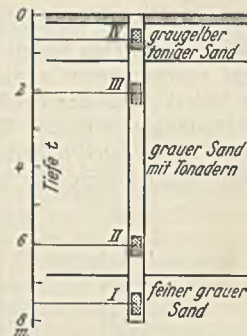


Abb. 17 a. b. Mit dem Bohrloch-seitendruckapparat nach Kögler erhaltene Widerstandskurven im mittleren Baugrunde nebst Bohrlochprofil.

Die erhaltenen Widerstandszahlen schwanken je nach der Lagerungsdichte erheblich, so daß der Apparat in dieser Hinsicht recht empfindlich arbeitet. Abb. 17 u. 18 gibt einige mit dem Apparat (a) gefundene Widerstandskurven. Er hat sich bei neueren Arbeiten in Nordafrika ebenfalls sehr gut bewährt.

### C. Löße und Schluffe.

Zwischen Ton- und Sandböden liegt noch eine ganze Reihe von Übergangstypen, die man in folgenden Gruppen zusammenfassen kann:

- a) Magere Tone (Schlufftone)
- b) Schluffe m. organisch. Beimischungen
- c) Reine Schluffe
- d) Mo-Schluffgemenge (Silt, Lößlehme)
- e) Echte Löße
- f) Sandige Lehme
- g) Lehmige Sande
- h) Feinsande.

Von diesen Böden stellen die reinen Schluffe, die Silt, Lößlehme die sandigen Lehme und die lehmigen Sande im allgemeinen gute Baugründe dar, d. h. sie lassen relativ geringe Setzungen erwarten. Die größeren Schwierigkeiten liegen bei diesen Böden mehr in der Verwendung als Baumaterial, in ungünstigen Frostwirkungen usw.

Als Fundierungsuntergrund gefürchtet sind Schluffe usw. mit organischen Beimischungen, die in der Regel einen sehr hohen Wassergehalt haben und daher große Setzungen ergeben.

Einen Ausnahmefall in erdbaumechanischem Sinne stellen die echten Löße dar, die infolge ihres Gehaltes an Wurzelröhren und an Kalk der eine echte Kohäsion erzeugt, ein ganz anderes Verhalten zeigen, als die anderen genannten Bodenarten, und somit eine besondere Behandlung verlangen. Eine eingehende Würdigung dieses merkwürdigen Staubbodens und seiner Eigenschaften als Baugrund und Baumaterial bleibt vorbehalten. Hier soll nur auf folgendes hingewiesen werden:

In trockenem oder wenig feuchtem Zustande gilt Löß als mittlerer Baugrund, der je nach der Porosität mit 1,5 bis 3 kg/cm<sup>2</sup> belastet werden darf. In nassem Zustande, oder wenn späterer Wasserzutritt nicht verhindert werden kann, verliert er infolge seiner Entkalkung seine Festigkeit, die großen Hohlräume der Wurzelröhren schließen sich, und es entstehen erhebliche Setzungen. Dazu tritt Neigung des Löß zur Verflüssigung im Wasser. Die Baurichtlinien z. B. von Wien lassen daher nassen Löß als Baugrund überhaupt nicht zu. Bemerkenswert ist auch, daß Setzungen infolge von Verkehrserschütterungen in Wien besonders in Stadtteilen beobachtet worden sind, die auf Löß und Tegel ruhen.

Diese sowie andere ungünstige Erfahrungen mit Löß mahnen jedenfalls zur Vorsicht. Zur Unsicherheit trägt weiter bei, daß beim Bohren Löß als solcher meist nicht richtig erkannt wird, sondern — vor allem in feuchtem Zustande — mit Lehm verwechselt wird. Das ist sehr leicht möglich, da der Bohrmeister echten Löß in gestörtem Zustande — zumeist bei Wasserandrang im Bohrloch — von Lehm kaum unterscheiden kann. Man ist daher in Lößgebieten in der Regel genötigt, Probeschürfen und -schächte niederzubringen, um die Struktur am gewachsenen Boden genau beurteilen zu können. Dabei können dann leicht ungestörte Proben entnommen werden zu weiteren Untersuchungen im Laboratorium aus deren Druck-Porenziffer-Diagramm usw. unmittelbar auf die zu erwartenden Größtsetzungen geschlossen werden kann.

Damit ist auch für echten Löß die Eigenart der Setzungsanalyse bzw. der Gang der Setzungenvorhersage angedeutet.

<sup>24</sup>) Vgl. Eng. News-Rec. vom 2. April 1931, S. 570, und Bericht darüber im Bauing. 1931, Heft 32/33; vgl. ferner Bautechn. 1930, Heft 31 und 34.

<sup>25</sup>) Kögler, „Baugrundprüfung im Bohrloch“. Erscheint im Bauing. 1933.

**D. Geschichtete Böden und das Flächensetzungsgesetz.**

Bei geschichteten Böden muß die Setzungsvorhersage für jede Schicht getrennt vorgenommen werden, und die Wirkungen der Baulast überlagern sich sowohl der Größe als auch der Zeit nach. Der Schluß von Probelastungen auf der Bausohle z. B. auf die Gesamtsenkung des Bauwerks ist in solchen Fällen nicht in der gleichen Weise möglich, wie bei homogenen Böden. Es muß vielmehr folgendes beachtet werden:

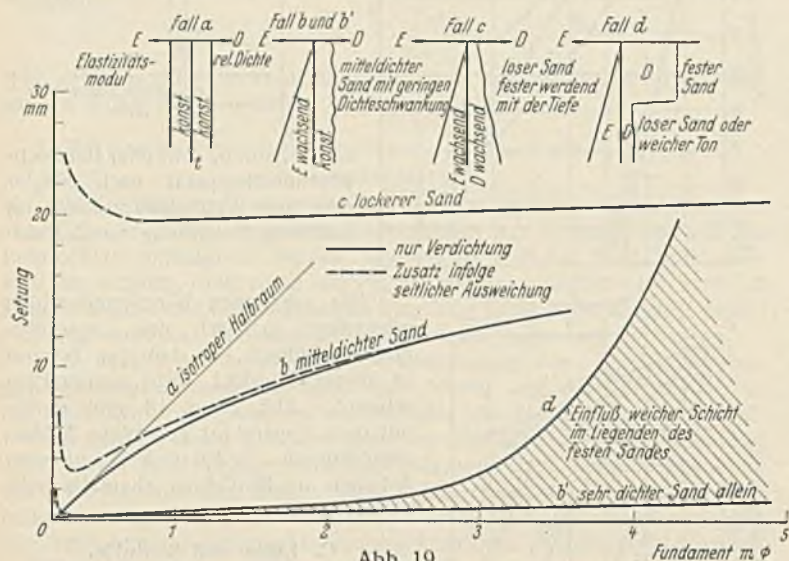


Abb. 19.

Flächensetzungsgesetze für unhomogene und geschichtete Baugründe.

Flächensetzungsgesetze können nur aufgestellt werden, wenn der Baugrund homogen und sein Aufbau bis in große Tiefen bekannt ist. Werden Elastizitätsmodul und Dichte konstant angenommen (Fall a), so ergibt die Theorie der Setzungen eine gerade Linie (a in Abb. 19). Nun nimmt aber erstens der Elastizitätsmodul infolge des wachsenden Seitendruckes<sup>20)</sup> mit der Tiefe in jedem Falle und in jedem Boden ab (Fall b),

<sup>20)</sup> Vgl. Fußnote 14 bzw. 18.

so daß die tieferen Schichten kleinere Setzungsbeiträge liefern, als der Linie a entspricht; es ergibt sich die Kurve b. Zweitens ist die relative Dichte nicht konstant: bei lagenweise festgestampften Schüttungen im Laboratorium oder beim Erdbau und bei langsam und dicht sedimentiertem Sandboden in der Natur ist die Abnahme der Dichte mit der Tiefe kaum wahrnehmbar<sup>27)</sup>, und deshalb gilt für solche Böden etwa die Form der Kurve b. Bei losen Schüttungen im Laboratorium, bei sandigen, nicht künstlich gestampften Halden<sup>28)</sup>, Dämmen und anderen künstlichen Aufschüttungen sowie bei locker sedimentierten Sandböden<sup>29)</sup> (plötzlich abflauenden Fluten, Dünenanden usw.) nimmt die relative Dichte mit der Tiefe trotz der an sich konservativen Struktur des Sandes erheblich zu (Fall c). Die tieferen Schichten stellen deshalb einen noch kleineren Setzungsanteil, als im Falle der Kurve b. Die Setzungen werden wohl absolut größer, aber ihre Abhängigkeit von der Flächengröße wird geringer, so daß sich die Form der Kurve c ergibt. Schließlich ist der Fall d möglich, daß im Liegenden einer festen Sandschicht sich eine lockere Sandschicht oder eine weiche Tonschicht befindet, so daß die Dichte des Bodens tief unten wieder erheblich abnimmt. Die Folge ist, daß die Setzungen sehr kleiner Flächen nur aus Formänderungen der oberen festen Sande sich ergeben und klein sind, während die Setzungen größerer Flächen infolge der starken Zusammendrückung der nachgiebigen Schichten stark anwachsen, so daß sich die Form der Kurve d ergibt. Es ist also nicht möglich, von einem Flächensetzungsgesetz schlechthin zu sprechen, selbst wenn ein Boden vorliegt, der nach den Bohrergebnissen scheinbar homogen ist. Die vorstehenden Betrachtungen berücksichtigen nur die Setzungen infolge lotrechter Verdichtung, nicht infolge seitlichen Ausweichens des Bodens, das nur bei kleinen Flächen die Setzungen merklich beeinflußt (gestrichelte Kurven der Abb. 19).

Es zeigt sich also, daß ohne Feststellung der Lagerungsfestigkeit und Zusammendrückbarkeit eines Baugrundes bis in größere Tiefe (mindestens 1,5- bis 2fache Breite der verbauten Fläche) eine sichere Voraussage der Bauwerksetzung aus Probelastungen auf der Gründungssohle nicht erfolgen kann.

<sup>27)</sup> Beispiel bei Terzaghi, Tragfähigkeit der Pfahlgründungen. Bautechn. 1930, Heft 31 u. 34.

<sup>28)</sup> Siehe Ergebnisse des Köglerschen Seitendruckapparates, Abb. 18.

<sup>29)</sup> Ein Beispiel für Berliner Sand gibt Preß in Bautechn. 1932, Heft 30, S. 391.

**Vermischtes.**

**Dr. A. Schweizer †.** Das langjährige Vorstandsmitglied der Dyckerhoff & Widmann AG, Berlin-Wiesbaden, Dr. Adolf Schweizer, ist am 16. März 1933 auf der Fahrt von Berlin nach Magdeburg einem Kraftwagenunfall zum Opfer gefallen. Seit 1925 gehörte er dem Präsidium des Reichsverbandes Industrieller Bauunternehmungen E. V. bzw. der Verbände an, aus denen diese Organisation hervorgegangen ist. 1928 wurde er in den Vorstand der Tiefbau-Berufsgenossenschaft gewählt. Weite Kreise der deutschen Bauwirtschaft bedauern den Heimgang dieses tüchtigen und hervorragenden Mannes.

**Selbsttätiges Sektorenwehr für den Coolidge-Damm.** Für den im Jahre 1928 vom U. S. Indian Irrigation Service am Gila-Fluß in Arizona erbauten Coolidge-Damm waren zunächst feste Schütze vorgesehen. Später wurden, wie Eng. News-Rec. 1932, Bd. 109, Nr. 6 v. 11. Aug., S. 163, berichtet, selbsttätige Sektorenwehre eingebaut. Das Fassungsvermögen des Staubeckens wird dadurch um rd. 21% erhöht. Dies ist die erste Ausführung solcher Art in den V. St. A., die von der Barrages Automatiques Société Anonyme in Zürich konstruiert wird und in anderen Ländern bereits vielfach ausgeführt ist.

Der Coolidge-Damm, über den Eng. News-Rec. 1928 v. 13. u. 20. Sept., S. 396 bzw. S. 438<sup>1)</sup>, berichtet hat, ist ein Bauwerk in aufgelöster Ausführung aus nebeneinander stehenden Gewölbekappen. Zur Zeit seiner Errichtung waren auf beiden Seiten der Stauwand feste Schütze vorgesehen. Jede dieser beiden Überfallöffnungen ist 53,5 m breit und durch zwei Zwischenpfeiler unterbrochen, über die die Straßenbrücke hinwegführt. In

<sup>1)</sup> Vgl. auch Bautechn. 1929, Heft 4, S. 59.

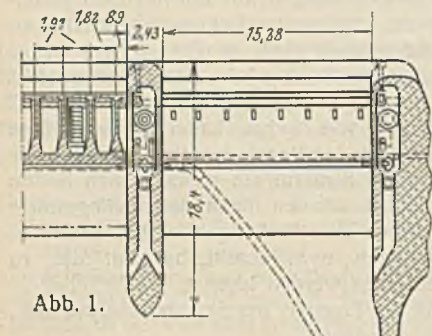


Abb. 1.

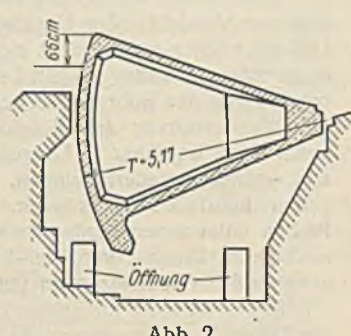


Abb. 2.

allen sechs Öffnungen werden nun selbsttätig arbeitende Sektorenwehre eingebaut, wodurch der Wasserspiegel bei Hochwasser um rd. 6 m erhöht wird.

Wie Abb. 1 zeigt, haben die von der Spezialfirma ausgeführten Sektorenwehre ihre Regelvorrichtungen in den Zwischenpfeilern, die ebenso wie auch die Wehre aus Eisenbeton hergestellt sind. Die Flutwellen besonderer Höhe treten im Gila-Fluß während des Winters auf. Übersteigen sie die Höhenlage der ehemals festen Wehrkrone, so beginnen sich die schwimmfähigen Sektorenschütze zu heben. Sie schwimmen, geführt an ihrer Mittelachse, in einer besonderen Kammer des Wehres. Abb. 2 zeigt eine solche Schwimmstellung. Wenn das Wasser weiter steigt, beginnt die Regelvorrichtung in Tätigkeit zu treten. Hierdurch werden die Sektorenschütze entsprechend dem Zufluß in das Becken auf eine entsprechende Höhe eingestellt, so daß der Wasserspiegel konstant gehalten werden kann. Neben der selbsttätigen Regelung ist auch eine Einstellung von Hand für die Sektoren vorgesehen.

Jeder Sektor ist ein geschlossener Schwimmkörper aus Eisenbeton mit sieben Hohlzellen. Die an den Enden hohle Achse ist fest einbetoniert. Die Gesamtlänge eines Schützes beträgt 15,20 m, der Halbmesser 5,18 m. Das in den Schwimmkammern vorhandene Wasser für den Auftrieb der Sektoren strömt durch in den Zwischenpfeilern vorgesehene Kanäle von 305 mm Durchm. ein. Der Zufluß ist von den Kronen der Pfeiler aus regelbar. Die Aufwärtsbewegung des Sektors ist durch Anschlag an die Brustmauer begrenzt. In der tiefsten Stellung legen sich die Schwimmkörper auf Stahlstützen. Die einzelnen Schwimmkammern, die miteinander in Verbindung stehen, werden nach der unteren Wasserkammer im Pfeiler entwässert. Die in den Pfeilern untergebrachten Überwachungsrichtungen regeln nun die Höhenstellungen der Sektoren durch Einstellung des Wasserstandes in den Schwimmkammern. Hierbei ist das Heben der Sektoren während des Ansteigens des äußeren Wasserspiegels ein gewöhnlicher Schwimmvorgang, wobei die Regelvorrichtungen nicht in Tätigkeit sind. Wenn jedoch der Spiegel des Beckens die höchste vorgesehene Stauhöhe erreicht, beginnt der Schwimmer sich zu heben. Er beeinflußt dabei durch eine Hebelübertragung einen Seilzug, an dem ein Zylinderventil hängt, und wirkt so, daß das Wasser aus den Schwimmkammern abgelassen wird. Dadurch senken sich die schwimmenden Sektoren, auf die im übrigen auch der Druck von oben durch das überströmende Wasser wirkt. Durch die Drehung der Sektorenachse wird nun der vorerwähnte Seilzug ebenfalls beeinflußt, und zwar so, daß ein schnelles Senken der Wehre verhindert wird. Durch diese Einrichtung, die den Schwimmer mit dem Wehr in abhängige Verbindung bringt, regelt der Schwimmer den Wasserstand in den Kammern, bzw. es stellen sich die Sektoren entsprechend dem Zufluß in das Becken ein.

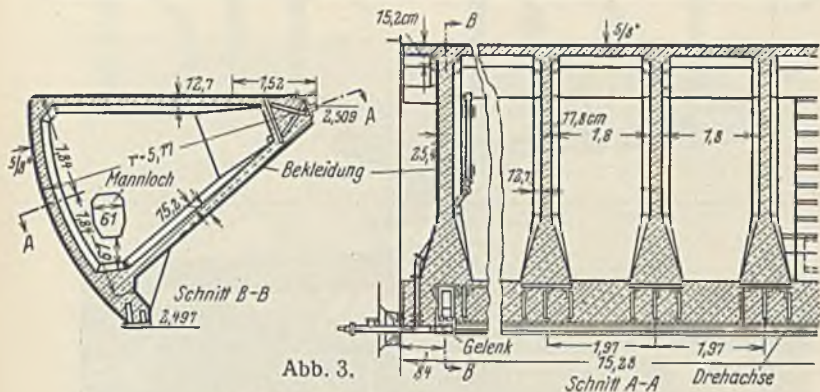


Abb. 3.

Die Betonsektoren wurden in ihrer niedrigsten Stellung an Ort in einer Holzschalung betoniert. Mannlöcher gestatteten die Beseitigung der Innenschalung. Die Betonmischung war  $1 : 1\frac{1}{4} : 2\frac{1}{2}$ . Die Wehre wurden bei künstlicher Wasserhaltung erprobt. — s. —

Die Förder- und Verladeanlagen des Wicking-Portlandzement-Werkes in Neuwied a. Rh.<sup>1)</sup> Der Gedanke der mechanischen Arbeitsverrichtung ist bei dieser Neuanlage gründlich durchgeführt worden. Die Gesamtanlage besteht aus drei Einheiten: der Rohstoff-Förderanlage, der Entlade- und Förderanlage für Kohle und der Schiffsbeladeanlage für das Fertigerzeugnis.



Abb. 1. Ufer-Schrägbahnlader für Ton und Kalkstein. Stundenleistung 100 t.

1. Die Rohstoff-Förderanlage. Der zur Verarbeitung erforderliche Rohstoff, Ton und Kalkstein, wird dem Werk in Flußschiffen zugeführt, die durch einen im Kreisbogen schwenkbaren Ufer-Schrägbahnlader entladen werden (Abb. 1). Zum Entladen dient ein Zweischalens- oder ein Polypgreifer von  $2,5 \text{ m}^3$  Fassungsvermögen. Für die Schwenkbewegung sind zwei Motoren von je 10 PS vorgesehen, während für das Heben und Fahren der Katze 235 PS zur Verfügung stehen. Die Hub- sowie die Fahrgeschwindigkeit beträgt 100 m/min. Infolge der schwenkbaren Anordnung des Entladers, der eine Tragkraft von 8 t besitzt, ist das Bestreichen mehrerer Schiffsräume ohne Verholen der Schiffe während des Entladens möglich. Das Heranholen der Schiffe geschieht durch eine

<sup>1)</sup> Die Anlagen sind von J. Pohl AG, Köln, errichtet worden.

besondere elektrisch betriebene Winde, die vom Führer des Entladers gesteuert wird. Die Ausladung des Auslegers beträgt 23 m, die größte Hubhöhe etwa 20 m und die stündliche Leistung des Entladers 100 t Kalkstein bzw. Ton.

In dem den Entlader tragenden Unterbau aus Beton befindet sich ein Überladebunker mit von Hand betätigtem Doppelklappenverschluß, in den die Greifer ihren Inhalt entleeren. Aus diesem Zwischenbunker wird das Fördergut in Großraum-Führerstandwagen einer Elektrohängebahn mit 100 t/h Förderleistung abgezogen. Die Elektrohängebahn führt vom Uferentlader in einer Gesamtlänge von 240 m zum offenen Zwischenlagerplatz. Der Antrieb der Elektrohängebahnwagen, die als Einschienen-Kübelwagen von  $5 \text{ m}^3$  Fassungsvermögen mit Bodenentleerung und mit Oberflansch-Laufwerken ausgebildet sind, geschieht durch 2 Elektromotoren von je 8 PS, die dem Wagen eine Fahrgeschwindigkeit von 180 m/min geben. Zur genauen Wägung des geförderten Rohstoffes ist eine eichfähige Waage mit selbsttätiger Gewichtszeichnung angeordnet, die jeder Elektrohängebahnwagen nach dem Füllen überschreitet. Der 28 m breite Lagerplatz wird durch eine in der Längsrichtung fahrbare Schlaufe mit Schleppwelle überspannt, so daß die Elektrohängebahnwagen das Fördergut an jeder Stelle des Lagerplatzes anschütten können (Abb. 2). Das Verfahren der Schlaufe geschieht durch einen Motor von 8 PS.

Zur Rückverladung des Rohstoffes vom Lager dient eine über der Schlaufe verkehrende Verladebrücke von 30 m Stützweite und 8 t Tragkraft, mit einem  $2,5\text{-m}^3$ -Zweischalens- oder Polypgreifer (Abb. 2 u. 3). Bei einer Hubhöhe von 25 m und einer Hubgeschwindigkeit von 60 m/min, die durch einen Hubmotor von 135 PS erzeugt wird, leistet sie gleichfalls 100 t Rohstoff stündlich. Ein Katzfahrmotor von 7 PS gibt der Katze eine Geschwindigkeit von 45 m/min, während ein 80-PS-Motor für die

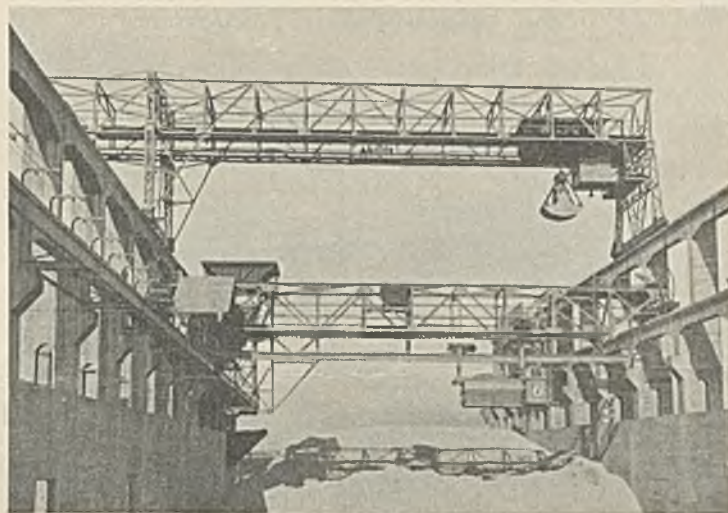


Abb. 2. Lagerplatz mit verfahrbarer Schlaufe und Überladebrücke.

Längsbewegung der Brücke mit einer Geschwindigkeit von 120 m/min vorhanden ist. Die Gesamtlänge der Kranbahn beträgt 140 m. Die Verladebrücke hat einen einseitigen Ausleger von 3,5 m Länge für das Überladen des Fördergutes in die Mischbunker, aus denen die Rohstoffe in den weiteren Verarbeitungsgang gelangen. Die Gesamtansicht der Rohstoff-Förderanlage gibt Abb. 4 wieder.

2. Die Entlade- und Förderanlage für Kohle. Als zweites Glied der Gesamtanlage besteht eine Entladeanlage für Kohle, Holz, Kies usw. mit einem schwenkbaren Ausleger, der sich auf einem Betonunterbau befindet (Abb. 5). Mittels eines Zweischalengreifers von ebenfalls  $2,5 \text{ m}^3$  Inhalt wird die Kohle aus Flußschiffen gehoben und an einen Zwischenbunker abgegeben, der sich unterhalb des Drehpunktes vom Ausleger im Betonunterbau befindet. Die Ausladung des Auslegers be-

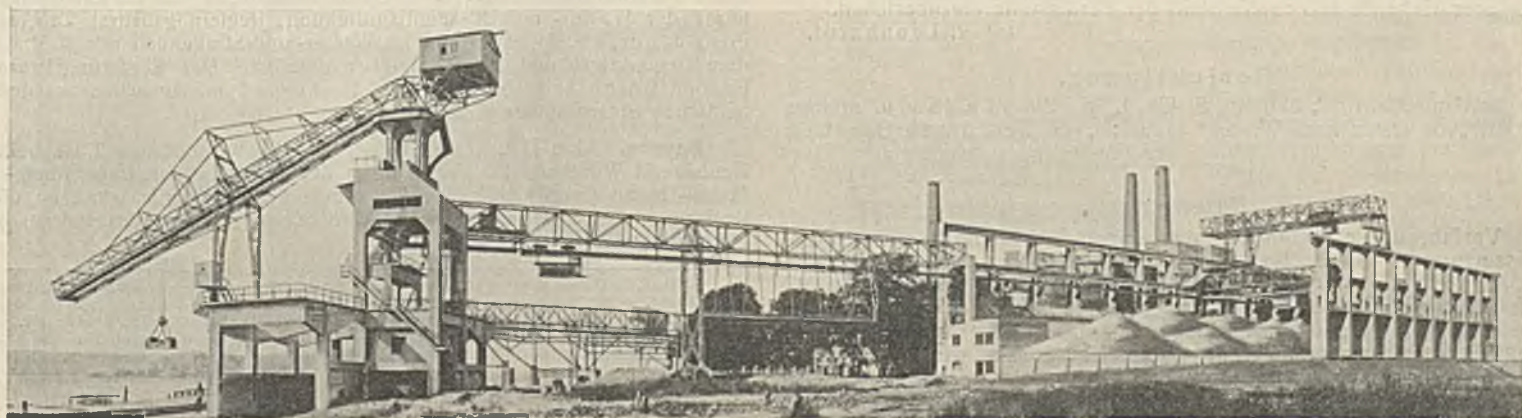


Abb. 4. Entlade- und Förderanlage für Ton und Kalkstein mit einer Leistung von 100 t/h.

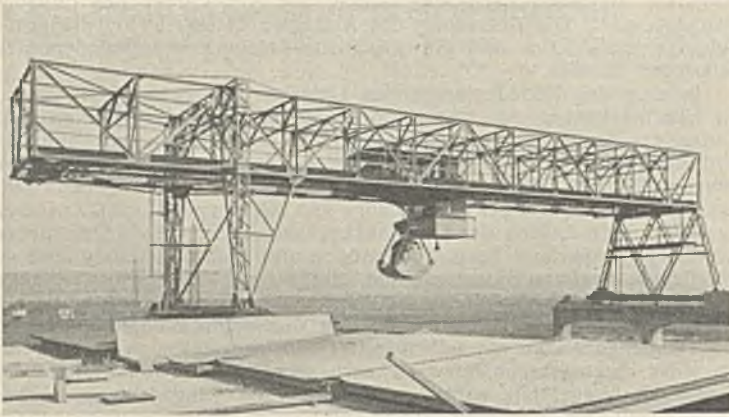


Abb. 3. Verladebrücke zur Rückverladung der Rohstoffe vom Lagerplatz. Stützweite 30 m.

trägt 14 m, die Hubhöhe etwa 25 m und die Tragfähigkeit des Entladers 5 t bei 60 t/h Leistung. Ausgerüstet ist die Anlage mit einem Hubmotor von 70 PS, der der Katze eine Hubgeschwindigkeit von etwa 50 m/min verleiht, einem Katzfahrmotor von 6 PS bei einer Katzenfahrsgeschwindigkeit von 45 m/min und einem Motor von 4 PS zum Schwenken des Auslegers. Die Anlage arbeitet staubfrei. Aus dem Bunker gelangt die Kohle mittels Muldengurtförderer zu den Kohlenbunkern der Kohlenstaub-Mahlanlage.

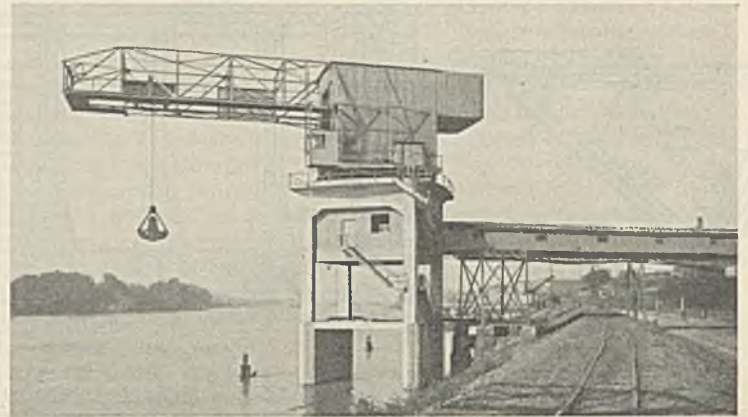


Abb. 5. Schwenkbarer Uferentlader für Kohle mit anschließendem Gurtförderer. Stundenleistung 60 t Kohle.

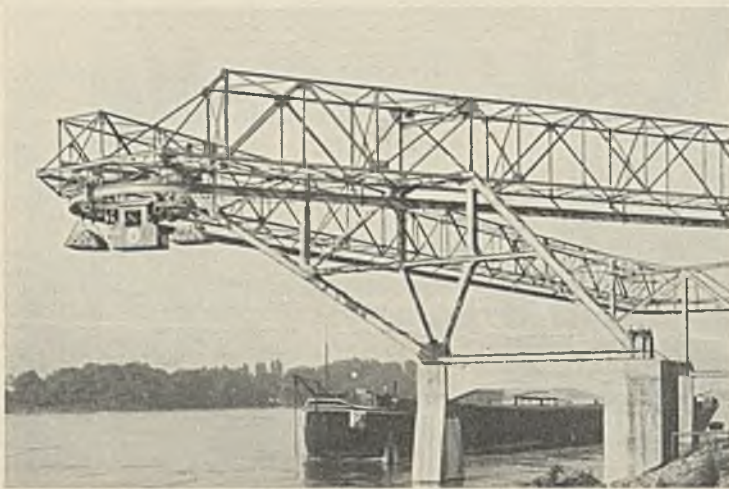


Abb. 6. Elektrohängebahn zum Beladen der Schiffe mit Zement (in Säcken oder Fässern). Stundenleistung 1000 bis 1200 Sack Zement.

3. Die Schiffsbeladeanlage für das Fertigerzeugnis. Die dritte Fördereinrichtung dient zum Verladen der Fertigware in die Schiffe und ist als Elektrohängebahn von 380 m Länge ausgeführt (Abb. 6). Die Förderung geschieht in zwei Traggerüsten durch zwei Einschienen-Führerstandkatzen mit Oberflanschlaufwerken, die je mit zwei voneinander unabhängigen Windwerken von 1800 kg Tragkraft versehen sind. Der Energiebedarf für die Fahrmotoren beträgt  $2 \times 8$  PS, die Hubgeschwindigkeit etwa 30 m/min bei 19 PS Motorstärke. Beide Katzen können bei einer Fahrgeschwindigkeit von 180 m/min 1000 bis 1200 Sack Zement je Stunde verladen.

In ihrer Gesamtheit sind die drei Anlagen ein Vorbild moderner Hochleistungsförderung; es ist gelungen, das Werkgelände freizuhalten, einen Hochwasserdamm und eine Straße zu überqueren und die vorhandenen Gebäude in den Kreislauf der Förderstoffe einzubeziehen.

R. Leonhardt.

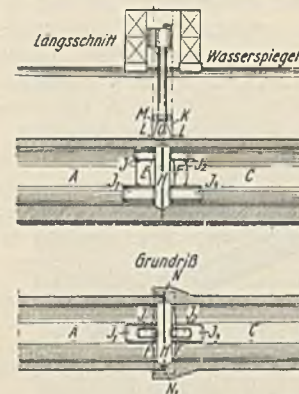
#### Berichtigung.

In Bautechn. 1932, Heft 40, S. 499, 1. Sp., Zln. 14 u. 13 v. u. muß es anstatt „von Osten nach Westen“ lauten: „von Westen nach Osten“.

#### Patentschau.

Verfahren zur Verbindung der einzelnen Abschnitte eines Unterwassertunnels unter Benutzung einer Taucherglocke. (Kl. 84c, Nr. 553 258 vom 23. 3. 1927 von Philipp Holzmann AG in Frankfurt a. M.) Um nicht nur eine einfachere Bauart und Arbeitsweise im ganzen zu erreichen, sondern um die Taucherglocke auch nach Herstellung der zeitweiligen Abdichtung sofort wieder entfernen zu können, wird eine zeitliche Abdichtung, und zwar der senkrechten Fugen und der waagerechten Fugen im Scheitel der Tunnelabschnitte aus der Taucherglocke selbst bewirkt und dann die so zwischen den Stirnenden gebildete Kammer durch eine Schleuse nach dem einen Tunnelabschnitt geöffnet und von hier aus unter

Druck gesetzt, worauf der endgültige Ausbau nun mittels dieser Schleuse folgt. Die lichten Stirnöffnungen der Tunnelabschnitte A und C sind durch Bleche E und F dicht abgeschlossen worden, bevor die Abschnitte unter Wasser gebracht wurden. In die Stirnbleche sind Schleusenammern  $I, I_1, I_2, I_3$  eingebaut. Durch das Aneinanderlagern der beiden Abschnitte ist ein



Hohlraum H entstanden, der zunächst noch ringsum durch die Trennfuge zwischen den Tunnelabschnitten mit der umgebenden Wassermasse in Verbindung steht. Diese Trennfuge besteht aus dem oberen waagerechten Teil O und den beiden senkrechten Teilen N und  $N_1$ . Nachdem die Tunnelabschnitte A und C durch Führungen und Sicherungen und nach dem Absenken in die dargestellte Lage gebracht sind, wird mittels einer Tragschiffleinrichtung eine Taucherglocke K über die obere Trennfuge O gestülpt und mit der Schneide L vorübergehend fest und luftdicht abschließend auf der Decke der Tunnelabschnitte befestigt. Von dem Arbeitsraum M der Taucherglocke K aus werden nunmehr die am Umfange des Zwischenraumes H verbliebenen Fugen N,  $N_1$  und O in folgender Weise gedichtet: In den Flächen N und  $N_1$  werden senkrechte Nuten ausgespart, so daß sie vom Arbeitsraum M der Taucherglocke K aus durch einen gemeinsamen Dichtungskörper dicht schließend ausgefüllt werden können. Der waagerechte schmale Spalt O wird ebenfalls abgedichtet. Hierauf kann die Taucherglocke K wieder abgehoben und der Hohlraum H von dem fertiggestellten Tunnelstück A aus mit Druckluft gefüllt und durch die Schleusen  $I, I_1$  usw. bestiegen werden. Der Zwischenraum H ist nun ein Druckluftarbeitsraum, der nach oben und den Seiten abgedichtet ist und unten auf der Gewässer-Sohle so dicht aufsitzt, daß der Druck in ihm gehalten werden kann. In dieser Kammer kann durch Zusammenfügen der Tunnelrohre und nachträgliches Ausbetonieren des Zwischenraumes zwischen den Stirnkanten der Tunnelabschnitte und dem Tunnelrohr eine feste und wasserdichte endgültige Verbindung der beiden Tunnelstücke ausgeführt werden.

#### Personalmeldungen.

Baden. Übertragen: die Vorstandstelle des Rheinbauamts Kehl dem Regierungsbaaurat Eugen Penk in Kehl, die Vorstandstelle des Wasser- und Straßenbauamts Heidelberg dem derzeitigen Vorstand des Kulturbauamts Heidelberg, Regierungsbaaurat Friedrich Honikel, die Vorstandstelle des Kulturbauamts Heidelberg dem derzeitigen Vorstand des Kulturbauamts Lörrach, Regierungsbaaurat Gerhard Benetz, die Vorstandstelle des Kulturbauamts Lörrach dem derzeitigen Leiter des Wasserrechtsbüros der Wasser- und Straßendirektion, Regierungsbaaurat Dr.-Ing. Franz Jäger, die Vorstandstelle des Wasser- und Straßenbauamts Mosbach dem Regierungsbaaurat Philipp Ditter daselbst. Der Regierungsbaaurat Fridolin Bosch beim Bezirksbauamt Freiburg ist auf Ansuchen aus dem badischen Staatsdienst entlassen.

Bayern. Vom 1. April 1933 an wird der Regierungsbaaurat I. Kl. beim Neubauamt Würzburg für den Ausbau der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau Gregor Scheitel in gleicher Diensteseigenschaft an die Regierung von Oberfranken und Mittelfranken, Kammer des Innern, in etatmäßiger Weise berufen.

INHALT: Umbau der Ringbahnüberführung zwischen Charlottenburg-Westend und Jungfernheide, Berlin. — Schäden an massiven Bauwerken. (Schluß). — Neuere Verfahren in der Analyse und Vorhersage von Bauwerksetzungen. (Schluß). — Vermischtes: Dr. A. Schweizer †. — Selbsttätiges Sektorenwehr für den Coolidge-Damm. — Die Förder- und Verladeanlagen des Wiking-Portlandzement-Werkes in Neuwied a. Rh. — Berichtigung. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.