

Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1933.

Von G. Schaper.

Alle Rechte vorbehalten.

Die großen Aufgaben, die der Ausbau der Reichsbahnstrecken für die schweren neuen Lastzüge in den früheren Jahren dem Brückenbau stellte, sind nicht mehr in dem Umfange und in dem Ausmaße wie früher vorhanden, weil dieser Ausbau der Vollendung entgegengeht. Immerhin mußten auch im vergangenen Jahre noch viele Brücken mittleren und kleineren Umfanges verstärkt oder umgebaut werden. Auch mußten manche Brücken und Ingenieurhochbauten im Rahmen neuer Bauvorhaben hergestellt werden. Der inzwischen in Angriff genommene Bau der Reichsautobahnen, deren zahlreiche Brücken von Fachleuten der Deutschen Reichsbahn entworfen und ausgeführt werden, brachte neue große Aufgaben im Brückenbau. Für die Instandsetzung schadhafter Pfeiler, Widerlager und Gewölbe wurden erhebliche Mittel bereitgestellt. Auch für die Erneuerung des Anstriches der Stahlbauten wurden große Aufwendungen gemacht. Neue Vorschriften auf dem Gebiete des Brückenbauwesens wurden herausgegeben und vorhandene Vorschriften den neuesten Erfahrungen und den Ergebnissen neuer Versuche angepaßt. Das Versuchs- und Forschungswesen wurde weiter nach Kräften gefördert.

Im einzelnen wird über die angeführten Punkte, wie folgt, berichtet:

I. Die Dauerfestigkeitsversuche mit geschweißten Verbindungen, die im Auftrage der Deutschen Reichsbahn in der Materialprüfungsanstalt Stuttgart und vom „Kuratorium“ des Fachausschusses für Schweißtechnik des Vereins deutscher Ingenieure mit Unterstützung der Deutschen Reichsbahn bei der eben genannten Anstalt und bei den Materialprüfungsämtern Dahlem und Dresden durchgeführt wurden, sind so weit vorgeschritten, daß sie in absehbarer Zeit abgeschlossen werden können. Die bisherigen Ergebnisse dieser Versuche und der in den Forschungsinstituten der Vereinigten Stahlwerke, der Gutehoffnungshütte und der Fried. Krupp AG durchgeführten Versuche lassen folgende Schlüsse¹⁾ zu:

a) Träger, die nur ruhende Lasten oder außer diesen nur geringfügige wechselnde Belastungen aufzunehmen haben, oder bei denen die Spannungsspitzen im Wechsel der Belastung nicht häufig auftreten, können als vollwandige und fachwerkartige Gebilde in geschweißter Ausführung in den heute üblichen Bauweisen mit vollständig hinreichender Sicherheit ausgeführt werden. Hierhin gehören auch alle Straßenbrücken und Eisenbahnbrücken in untergeordneten Strecken, die einen ganz schwachen Zugverkehr aufweisen. Bei diesen Brücken treten die Spannungsspitzen so selten auf, daß sie nach statischen und nicht nach dynamischen Gesichtspunkten behandelt werden müssen.

b) Träger, die starken dynamischen Beanspruchungen ausgesetzt sind und bei denen die Spannungsspitzen im Wechsel der Belastung häufig auftreten, also vor allem Träger von Eisenbahnbrücken, die einen starken Zugverkehr aufzunehmen haben, lassen sich heute noch nicht als geschweißte Fachwerkträger mit hinreichender Sicherheit ausführen. Die bei den Versuchen gewonnenen Erfahrungen berechtigen aber zu der Erwartung, daß es durch Verbesserung der Stabanschlüsse und der Knotenpunkte und durch Schaffung passender Werkstoffe für die Schweißnähte bald gelingen wird, auch solche Träger als geschweißte Fachwerkträger mit der nötigen Sicherheit herzustellen.

c) Dagegen lassen sich die unter b) genannten Träger in den üblichen Bauweisen bei Beachtung der gewonnenen Erfahrungen als geschweißte Vollwandträger mit vollständiger

Sicherheit ausführen. Bei der baulichen Durchbildung solcher Träger ist hauptsächlich folgendes zu beachten:

1. Unterbrochene Schweißnähte sind zu vermeiden.
2. Im gezogenen Gurt sind nach Möglichkeit keine Quernähte anzuordnen. Wo Quernähte nicht zu umgehen sind, sollen sie so schwach wie möglich sein.
3. Alle schroffen Übergänge sind zu vermeiden. So sind z. B. Gurtplatten, die über anderen liegen, an ihren Enden im Grundriß zu verschmälern und im Längsschnitt abzuflachen, so daß ein ganz allmählicher Übergang vom dickeren zum schwächeren Querschnitt stattfindet.
4. Eine Anhäufung von Schweißnähten an einer Stelle ist durch bauliche Maßnahmen auf jeden Fall zu verhüten.
5. Bei den Stößen von Gurtungen und Stegblechen ist die Stumpfnaht allen anderen Verbindungen vorzuziehen.

Die Vorschriften für geschweißte Stahlbauten DIN 4100 sind auf Grund der Versuchsergebnisse schon teilweise ergänzt und abgeändert worden. Sie werden in kurzer Zeit in vollständig geänderter Fassung erscheinen.

Die Deutsche Reichsbahn ist im Vertrauen auf die Versuchsergebnisse und auf die von ihr in der letzten Zeit durchgebildeten Bauweisen dazu übergegangen, vollwandige Träger von Eisenbahnbrücken auch größerer Stützweite zu schweißen. Gegenwärtig wird eine Eisenbahnbrücke mit geschweißten vollwandigen Hauptträgern von 34 m Stützweite hergestellt. Für geschweißte Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern ist ein Musterentwurf aufgestellt worden, in dem alle Erfahrungen

und Versuchsergebnisse verwertet sind. Die Deutsche Reichsbahn ist also gewillt, die Anwendung des Schweißverfahrens im Brückenbau weiter zu fördern.

II. Die Versuche zur Feststellung der Dauerfestigkeit gelochter Stäbe und der Nietverbindungen von Stäben aus den verschiedenen Baustählen, die bei der Mechanischen Versuchsanstalt des Reichsbahn-Zentralamtes für Einkauf, beim staatlichen Materialprüfungsamt in Dahlem, beim Forschungsinstitut der Vereinigten Stahlwerke in Dortmund, beim Kaiser-Wilhelm-Institut für Eisenforschung in Düsseldorf und bei der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule in Stuttgart durchgeführt werden, sind so weit vorgeschritten, daß von einem Gremium berufener Fachleute nach langen Beratungen am 2. Dezember 1933 eine sich auf den Versuchsergebnissen aufbauende neue Berechnungsart für Bauglieder aus St 52 mit schwellender oder wechselnder Beanspruchung festgesetzt werden konnte. Hierüber wird in den folgenden Heften der „Bautechnik“ in einer besonderen Abhandlung berichtet werden.

Die Versuche bedürfen noch der Ergänzung hinsichtlich der Feststellung der Wechselfestigkeit gelochter Stäbe und der Nietverbindungen von Stäben. Auch der Einfluß der verschiedenen Nietverfahren auf die Dauerfestigkeit der Nietverbindungen muß noch durch Versuche geklärt werden.

III. Der neuzeitlichen Baugrundforschung wurde große Aufmerksamkeit zugewandt. Durch Untersuchung des Baugrundes mit einem Seitendruckprüfgerät in Bohrlöchern und durch Entnahme von Bodenproben in ungestörtem Zustande und durch Untersuchung solcher Proben in einem Erdbaulaboratorium wurde versucht, über die Tragfähigkeit des Baugrundes und über die zu erwartende Setzung von Pfeilern und Widerlagern Aufschluß zu erhalten.

IV. Die von der Deutschen Reichsbahn unterstützten, in der aerodynamischen Versuchsanstalt in Göttingen durchgeführten Winddruckversuche an Fachwerken sind vorläufig abgeschlossen.

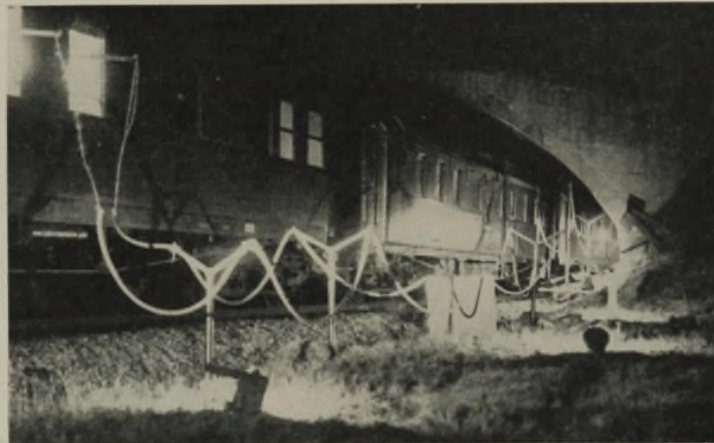


Abb. 1. Röntgenaufnahme einer Eisenbahnbrücke bei Nacht.

¹⁾ Vgl. Z. d. VdI. 1933, S. 556 u. f.



Abb. 2. Eingleisige Eisenbahnbrücke über den Regen.

V. Die Einrichtung der Baustoffprüfstellen hat sich weiter sehr gut bewährt. Durch ihre Tätigkeit hat sich die Güte der Bauausführungen wesentlich gehoben. Die Aufgaben und die Geschäftsführung der Baustoffprüfstellen sind durch die neu eingeführte „Dienstvorschrift für Baustoffprüfstellen“ geregelt worden. Zur Unterrichtung der Beamten der Baustoffprüfstellen fand wieder ein Kursus statt.

VI. Die Berechnungsvorschriften für stählerne Eisenbahnbrücken („BE“) sind neu bearbeitet worden. Sie erscheinen demnächst in wesentlich veränderter und ergänzter Auflage.

VII. Die Röntgenanlage in den Brückenmeßwagen ist so umgebaut worden, daß jetzt Spannungen bis zu 500 kV erreicht werden können²⁾. Sie wurde mit großem Erfolg zur Prüfung der Güte der Schweißnähte geschweißter Brücken und zur Ermittlung der Zahl, Dicke und Lage der Eiseneinlagen von Eisenbetonbrücken und -hochbauten, deren Zeichnungen und Berechnungen in Verlust geraten waren, benutzt. Abb. 1 zeigt die Röntgenaufnahme solcher Eisenlagen bei einer Eisenbetonbrücke in der Nacht.

VIII. Die wichtigsten der im Jahre 1933 vollendeten oder weitgeförderten Bauausführungen des Brücken- und Ingenieurhochbaues.

A. Feste stählerne Überbauten.

1. Überbauten mit Vollwandträgern.

1. Eingleisige Eisenbahnbrücke über den Regen bei Zwiesel in km 119,208 der Strecke Landshut—Eisenstein im Bezirk der Reichsbahndirektion Regensburg.

Drei genietete Überbauten von 41,0—44,2—41,0 m Stützweite. Baustoff der Hauptträger St 52, der Fahrbahn, Verbände und Gehwege St 37.

2. Eingleisige Eisenbahnbrücke über den Regen in km 123,200 der Strecke Landshut—Eisenstein im Bezirk der Reichsbahndirektion Regensburg (Abb. 2).

Drei genietete Überbauten von je 40,20 m Stützweite. Baustoff der Hauptträger St 52, Baustoff der Fahrbahn, Verbände und Gehwege St 37.

3. Blaubeurertor-Straßenbrücke über dem Bahnhof Ulm im Bezirk der Reichsbahndirektion Stuttgart (Abb. 3. u. 4).

²⁾ Vgl. Glas. Ann. 1933, S. 74 ff.



Abb. 3. Blaubeurertorbrücke. Ansicht von oben.



Abb. 6. Unterführung der Hellbrookstraße in Hamburg.

Durchlaufende genietete Blechträger mit Stützweiten von 14,55—19,65—37,35—62,25—49,80—41,50 m. Baustoff der Hauptträger St 52, der Fahrbahn St 37³⁾.

4. Unterführung der Hufnerstraße in Hamburg im Zuge der Güterbahn Billwärder—Eidelstedt im Bezirk der Reichsbahndirektion Altona (Abb. 5).

Eingleisiger geschweißter Überbau mit Hauptträgern von 21 m Stützweite. Baustoff St 37.

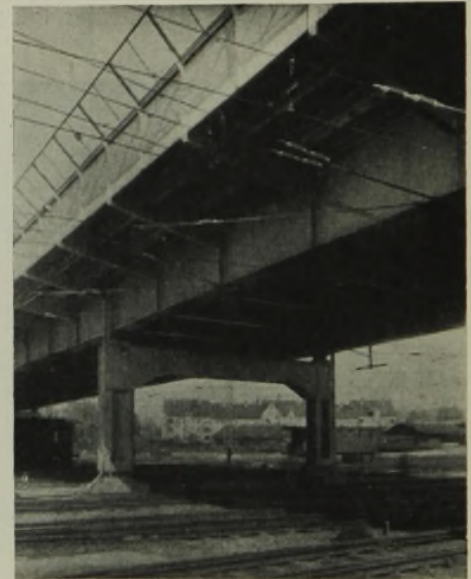


Abb. 4. Blaubeurertorbrücke. Ansicht von unten.

5. Unterführung der Hellbrookstraße in Hamburg im Zuge der Güterbahn Billwärder—Eidelstedt im Bezirk der Reichsbahndirektion Altona (Abb. 6).

Zwei eingleisige geschweißte Überbauten von 21,1 m Stützweite. Baustoff der Hauptträger St 52, der Fahrbahn St 37. (Fortsetzung folgt.)

³⁾ Über diese Brücke werden demnächst in der „Bautechnik“ besondere Aufsätze erscheinen.



Abb. 5. Unterführung der Hufnerstraße in Hamburg.

Die Arbeiten der Wasserbauverwaltung des Landes Sachsen im Jahre 1933.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. e. h. r. Sorger, Dresden.

Die Arbeiten der Wasserbauverwaltung des Landes Sachsen standen im Jahre 1933 unter dem Zeichen der Arbeitbeschaffung. Sachsen ist, wie wohl kein anderes deutsches Land, auf das schwerste von der Arbeitslosigkeit heimgesucht; denn Sachsens Industrie ist sehr stark auf Ausfuhr eingestellt, sie leidet daher schwer durch den allgemeinen Ausfuhrückgang. Es war daher die Pflicht der staatlichen Wasserbauingenieure des Landes, mit aller Kraft dafür zu sorgen, daß durch geeignete Bauarbeiten des Staates dieser Notstand wenigstens zum Teil mit behoben wurde.

Planungen für Brückenbauten, Flußregelungen und sonstige Wasserbauten waren in großer Zahl vorhanden, und da auch Geldmittel vom Reiche und vom Lande in dankenswerter Weise zur Verfügung gestellt wurden, stand der Durchführung einer größeren Zahl bedeutender Wasserbauarbeiten nichts mehr im Wege.

In einem Aufsatz der Bautechn. 1933, Heft 1 u. 2, hatte ich die Arbeiten der Wasserbauverwaltung des Landes Sachsen in der Nachkriegszeit geschildert und dabei neben anderen zwei Arbeitsgebiete behandelt, die der Sorge der sächsischen Wasserbauverwaltung anvertraut sind: Der Ausbau der Flußläufe und die Maßnahmen zu ihrer Reinhaltung. Für den Ausbau der Flußläufe waren besonders für Notstandsbauten geeignete Regelungspläne ausgearbeitet, nach denen im Jahre 1933 Teilausbauten durchgeführt werden konnten. Die Aufstellung dieser Pläne mußte nicht nur unter dem Gesichtspunkte der Wasserbautechnik, also der Regelung und Verbauung des Flußlaufes, sondern in vielen Fällen auch unter dem Gesichtspunkte der Melioration der anliegenden Ländereien mit durchgeführt werden. Dies war insbesondere im nördlichen Teile Sachsens nötig, wo die Flußläufe im Flachlande liegen und die anliegenden Ländereien durch die Anlage von Meliorationen einer erhöhten Ertragsfähigkeit zugeführt werden sollten.

Es wurde so der in Deutschland zur Zeit mit Recht erhobenen Forderung nach einer intensiveren Bodenbewirtschaftung zur Hebung der heimischen Bodenerzeugnisse durch Anlage umfangreicher landwirtschaftlicher Entwässerungsanlagen Rechnung getragen. Die Flußregelungen schafften in vielen Fällen für die Meliorationen die nötige Vorflut, und schon aus diesem Grunde war ein enges Zusammenarbeiten der Wasserbau- und der Kulturbauverwaltung nötig. Aber auch die finanziellen Grundlagen für diese technischen Arbeiten wurden erst durch die Zusammenarbeit beider Verwaltungen geschaffen. Die Aufwendung für diese Bauarbeiten sind in der Regel nicht unbedeutend, und die Rentabilitätsberechnungen für die aufgewendeten Kapitalien zeigen im allgemeinen erst dann befriedigende Ergebnisse, wenn der Nutzen errechnet wird, der durch beide Arbeiten — Flußregelung und Landesmeliorationen — für den betreffenden Landesteil erzielt wird. Dabei geschieht der Ausbau der Flußläufe im Gegensatz zu früheren Anschauungen nicht mehr allenthalben vom Gesichtspunkte einer Freihaltung des anschließenden Geländes auch von großen Hochwassern. Man beschränkt diesen Gesichtspunkt nur noch auf solche Flußbauten, die zwischen hochwertigem, bebautem Gelände liegen. Im übrigen, namentlich bei Flußbauten in ländlicher Gegend, wird der Flußlauf aus wirtschaftlichen Gründen auf die unschädliche Abführung der jährlich oder in einem längeren Zeitraum häufiger zu erwartenden Hochwasser ausgebaut. — Beim Ausbau des Flußlaufes selbst wird jetzt besonderer Wert auf die Zusammenhaltung der Niedrig- und Mittelwasser zur Erreichung einer stärkeren Schleppkraft gelegt. Dies hat sich namentlich bei den in Sachsen besonders zahlreichen Abwasserflüssen oder bei Flüssen mit stärkerer Geschlebeführung als vorteilhaft erwiesen. Zur Sicherung der Ufer und auch der Sohle wurden — insbesondere unter dem Einflusse der billigen Holzpreise — mehr als früher Holzbauweisen angewendet, die sich durchaus bewährt haben. Auch die neuzeitlichen Uferbefestigungen und Sohlendichtungen durch Asphaltbauweisen sind in Sachsen an mehreren Stellen versuchsweise angewendet worden. Soweit das auf die Kürze der Zeit ihres Bestandes hin beurteilt werden kann, scheint sich diese Ausbauweise zu bewähren.

Die Flußregelungsarbeiten erstreckten sich zunächst auf das Spreeggebiet mit seinen wichtigsten Nebenflüssen, wie Löbauer Wasser und Albrechtsbach, auf das Flußgebiet der Lausitzer Neiße mit den Flüssen Mandau, Landwasser und Kipper, auf die Flußgebiete der Schwarzen Elster mit Klosterwasser und der Röder, auf die Flußgebiete der Göltzsch und der Weißen Elster im Vogtlande. Für diese Wasserbauarbeiten wurden in den Jahren 1932 und 1933 rd. 30 Mill. RM aufgewendet. Mit diesem Betrage sind im Laufe der beiden Jahre an rd. 360 Baustellen insgesamt 3 900 000 Tagewerke geleistet worden.

Bereits in meinem Aufsatz in Bautechn. 1932, Heft 1 u. 2, führte ich aus, daß Maßnahmen des Landes Sachsen zur Reinhaltung der Flußläufe von ganz besonderer Dringlichkeit sind, und daß nur dann eine Besserung der zum Teil haltlosen Zustände möglich ist, wenn unter Führung des Staates die Gemeinden und Industrien, die an nutzungsfähigem Flußwasser interessiert sind, sich zu gemeinsamer Arbeit zusammenschließen, um das

verunreinigte Wasser des Flußlaufes wieder dem Gemeingebrauch dienstbar zu machen und so die Gefährdung und Beeinträchtigung öffentlicher und privater Belange auszuschließen. Im Jahre 1933 sind erfolgreiche Arbeiten hierfür von der Sächsischen Wasserbauverwaltung geleistet worden. Es steht unmitttelbar die Gründung einer Muldenwassergenossenschaft bevor, die das Gebiet der fließenden Gewässer im sächsischen Niederschlagsgebiete der Zwickauer Mulde, der Freiburger Mulde und der Vereinigten Mulde umfassen wird. Im Einzugsgebiete der Muldenflüsse, das fast rund $\frac{1}{3}$ des Landes Sachsen umfaßt, wohnen in 68 Städten und 849 Landgemeinden rd. 2 Mill. Menschen. Gewerbliche Betriebe mit erheblicher Abwassererzeugung sind zur Zeit 966 vorhanden. Nach dem Gesetz über die Mulden-Wassergenossenschaft hat die Genossenschaft zwei Aufgaben zu erfüllen. Sie soll erstens die Abwassereinleiter hinsichtlich der Reinigung des von ihnen den fließenden Gewässern zugeführten Abwassers überwachen, und zweitens soll die Genossenschaft, soweit nötig, die Abwasserreinigung und -einleitung selbst übernehmen oder das verschmutzte Wasser der fließenden Gewässer reinigen. Als weitere Aufgabe kann die Mulden-Wassergenossenschaft u. a. die Instandsetzung und Unterhaltung von fließenden Gewässern und die wirtschaftliche Ausnutzung der genossenschaftlichen Anlagen durchführen.

Mit der Gründung dieser großen Genossenschaft wird der erste Schritt zur Sanierung eines ganzen Flußgebietes getan, in dem bisher die Verwaltungsbehörden durch Auflagen und durch sonstige Polizeimaßnahmen vergeblich den Kampf gegen die Flußverunreinigung und ihre Folgen geführt haben. Der Zusammenschluß geschieht in der Form einer öffentlich-rechtlichen Wassergenossenschaft, also einer sogenannten Zwangsgenossenschaft. Genossenschaftsmitglieder sind die Gemeinden und die Grundstückseigentümer, die an den durch die Genossenschaft zu lösenden Aufgaben beteiligt sind. Die Grundstückseigentümer werden jedoch nur dann Genossenschaftsmitglieder, wenn die Beseitigung ihres Abwassers nicht durch die Gemeinde, z. B. durch eine Gemeindeschleuse vermittelt wird und wenn sie bei der Veranlagung zu den Genossenschaftslasten einen bestimmten Mindestbeitrag zu leisten haben. An Stelle der Grundstückseigentümer, die den Mindestbeitrag nicht erreichen, sind Mitglieder der Gemeinden, in deren Bezirk sich die Grundstücke und Anlagen befinden; sie werden insoweit mit den Beiträgen belastet, die die betreffenden Eigentümer zu leisten hätten. Dabei geschieht die Veranlagung zu den Beiträgen nach dem Maße des Vorteils, der den einzelnen Mitgliedern aus der Durchführung der Genossenschaftsaufgaben hinsichtlich der Abwasserbeseitigung oder in sonstiger Beziehung erwächst. Bei der Bemessung des Vorteils hinsichtlich der Abwasserbeseitigung sind die Menge und die Beschaffenheit des Abwassers zu berücksichtigen. — Die Genossenschaft wird zunächst nur die dringlichsten Arbeiten in Angriff nehmen und diese Arbeiten nach einheitlichen Planungen durchführen, die schon seit mehreren Jahren für diese Flußgebiete aufgestellt worden sind. Die Genossenschaft wird auch hoffen dürfen, die Arbeiten im Rahmen des jeweiligen Arbeitbeschaffungsprogramms der Reichsregierung durchführen und sich auf diese Weise die Vorteile sichern zu können, die das Reich für den Kapitaldienst der gewährten Darlehen gibt. Mit den Bauarbeiten soll die Genossenschaft noch im Laufe des Winters beginnen; sie wird voraussichtlich als ihre erste Aufgabe den Bau von Zentralkläranlagen für einzelne Städte ihres Gebietes durchführen. —

Neben der Gründung dieser Genossenschaft steht auch im Westen Sachsens im Elstergebiet die Gründung eines zwischenstaatlichen Zweckverbandes zwischen den Ländern Preußen, Thüringen und Sachsen bevor, der durch Schaffung gemeinsamer Kläranlagen, durch Regelung der Vorflut und Ausbau der Flußläufe erträgliche Abflußverhältnisse in diesem industriereichen Flußgebiet schaffen will. Die Gründung dieses Verbandes ist schon seit Jahren von den drei Ländern beabsichtigt, nur die Ungunst der wirtschaftlichen Verhältnisse ließ die Gründung des Verbandes bisher nicht zur Tat werden. Der Aufbau des Verbandes und die ihm zu übertragenden Rechte und Pflichten werden die gleichen sein, wie die der Genossenschaft für das Muldengebiet. Da die Baupläne für die ersten Arbeiten des Verbandes fertiggestellt sind, konnten bereits zur teilweisen Behebung der Schäden durch die große Verschmutzung der Elster und ihrer Nebenflüsse im Rahmen des Arbeitbeschaffungsprogramms der Reichsregierung die dringendsten Maßnahmen im Gebiete der Kreishauptmannschaft Leipzig durchgeführt werden. Als Träger dieses Unternehmens ist in dankenswerter Weise zunächst die Stadt Leipzig aufgetreten, die auch den wesentlichsten Teil der Baukosten trägt. Die Pläne wurden von der Stadt Leipzig in enger Zusammenarbeit mit Regierungsbaurat Rudolph von der Sächsischen Wasserbaudirektion aufgestellt. Zunächst soll etwa die Hälfte der bisher in die Elster und Luppe eingeleiteten Abwässer der Stadt Leipzig nach dem preußischen Landkreis Delitzsch zur landwirtschaftlichen Verwertung abgeleitet werden. Des weiteren sollen oberhalb Leipzig Stauseen angelegt werden, die durch Zurückhaltung der absitzbaren Schwebstoffe sowie durch biologische

Reinigungswirkung den Reinheitsgrad des Flußwassers erhöhen und damit die natürliche Selbstreinigungskraft des Vorfluters stärken. Es sind daher zunächst seit Sommer dieses Jahres an der Weißen Elster bei Hartmannsdorf der Bau eines vor allem biologisch wirkenden Stausees von rd. 2 Mill. m³ Inhalt und eines kleineren Absitzbeckens an der Pleiße bei Markkleeberg im Gange (Abb. 1). In Verbindung mit diesen Bauarbeiten wird eine Flußregelungsarbeit größeren Umfangs durchgeführt. Der Stausee der Weißen Elster überdeckt eine rd. 3 km lange, stark verwilderte Flußstrecke, in der nur wenig Abfluß war, da bis zu einer gewissen Wasserführung die Wassermengen der Elster fast ausschließlich in einem Mühlgraben abflossen. Diese Elsterstrecke wird verlegt und lediglich der Mühlgraben zum Zwecke der biologischen Reinigung des Wassers an das Becken angeschlossen. Alle Wassermengen der Elster, die über die gewöhnliche Wasserführung hinausgehen, werden von dem westlich am Stausee entlang führenden neuen Elsterbett aufgenommen. In den neuen Elsterlauf ist ein kleineres Absitzbecken eingeschaltet, das die Geschwindigkeit des zuströmenden Mittel- und Hochwassers so verringern wird, daß ein großer Teil der von der Elster mitgeführten Kies- und Schlammassen im Absitzbecken abgelagert wird. Der große Stausee selbst wird in der Elsteraue durch Umschließung einer rd. 100 ha großen Landfläche von zum Teil geringer Wertigkeit durch rund 2,5 m hohe Erdämme gebildet.

Geeignetes Dammmaterial zur Schüttung der Dämme war in der Nähe der Baustelle reichlich vorhanden, auch die Sohlendichte ist in der Elsteraue durch den geologischen Aufbau der Elsteraue gewährleistet.

So ist der erste Anfang auch zur Sanierung des Elstergebietes getan, weitere Arbeiten werden in Kürze nach Gründung des Zweckverbandes vornehmlich im Oberlauf der Elster im sächsischen Vogtland und im Mittellauf der Elster in Thüringen folgen.

Auf Grund des Arbeitbeschaffungsprogramms sind im Frühjahr dieses Jahres zwei Brückenbauten über die Zwickauer Mulde in den westsächsischen Städten Rochlitz und Colditz in Angriff genommen worden; ihre Fertigstellung war Anfang Dezember 1933 zu erwarten. Beide Brücken erfüllten nicht mehr die Ansprüche an Tragfähigkeit infolge der höheren Fahrzeuglasten. Auch genügte die Durchlaßöffnung der Brücke in Rochlitz nicht für einen unschädlichen Abfluß bei Hochwasser.

Die alte, im Jahre 1755 erbaute Muldenbrücke in Rochlitz bestand aus vier Steinbögen und zwei Holzüberbauten von geringer Spannweite. Die neue Brücke überspannt den Fluß und das Ufergelände mit fünf Bruchsteingewölben von 15,1 bis 25,7 m Stützweite.

Die alte Brücke in Colditz überspannte mit zwei schweißeisernen Fahrwerkträgern von je 31 m Stützweite die Zwickauer Mulde; sie wurde ersetzt durch eine Eisenbetonbalkenbrücke, deren Träger durchgehend über drei Öffnungen von 19 m, 24,8 m und 19 m Stützweite ausgebildet wurden. Die Gründungen der Flußpfeiler boten keine besonderen Schwierig-

keiten, da tragfähiger Kies bzw. gesunder Fels in geringer Tiefe ans die Baugruben wurden durch Fangedämme umschlossen und die Pfeiler und Widerlager in offener Baugrube gegründet. — Besonderer Wert mußte auf die äußere Erscheinung der Bauwerke gelegt werden, da die Brücken sich in das Stadt- und Landschaftsbild der schönen alten Städte Rochlitz und Colditz harmonisch einfügen sollten. Die Baukosten der Brücke in Rochlitz betragen 360 000 RM, die der Brücke in Colditz 130 000 RM.

Eine weitere besonders bedeutsame Aufgabe der staatlichen Wasserbauverwaltung ist der Bau der Elbbrücke in Meißen im Zuge der Staatsstraße Dresden—Leipzig. Die Bauverhältnisse der alten Elbbrücke in Meißen sind für die Schifffahrt sehr ungünstig; die engen Öffnungen und die zahlreichen breiten Pfeiler der Brücke erzeugen bei Hochwasser einen erheblichen Stau, sie waren oft schon die Ursache von Eisversetzungen und es sind infolge der ungünstigen Pfeilerstellungen Unglücksfälle bei der Schifffahrt wiederholt vorgekommen. Des Weiteren wurden die Verkehrsverhältnisse auf der Brücke und ihren Anschlußstraßen infolge der außerordentlichen Steigerung des Verkehrs in den letzten Jahren unannehmlich. Das Sächsische Finanzministerium schrieb daher zur Erlangung von Entwürfen für den Neubau dieser Straßenbrücke im Juli 1928 einen internationalen Wettbewerb aus, zu dem eine beschränkte Anzahl von namhaften deutschen Eisenbau- und Tiefbauunternehmen aufgefordert wurde. Durch den Wettbewerb sollte ein Entwurf für die Brücke erlangt werden, der den Bedürfnissen der Schifffahrt und des Straßenverkehrs genügt, sich gut in das Stadtbild einfügt und mit mäßigen Kosten ausführbar ist. — Fünf Firmen, die aufgefordert worden waren, hatten Entwürfe, zum Teil als Massivbau, zum Teil in Stahlbau, eingereicht. Mit dem ersten Preise wurde vom Preisgericht seinerzeit einstimmig der Entwurf einer Balkenbrücke in Stahlkonstruktion über drei Öffnungen von je 52,5 m, 60,6 und 55 m Stützweite ausgezeichnet, der von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, der Baufirma Grün & Bilfinger, Dresden, und deren Mitarbeiter Baudirektor Abel, Köln, und Prof. Dr. Beyer, Dresden, eingereicht worden war. Der Brückenbau selbst mußte wegen der ungünstigen wirtschaftlichen Verhältnisse damals zurückgestellt werden. — Die Ausführung des preisgekrönten Entwurfs wurde im Frühjahr 1933 nach öffentlicher Ausschreibung einer Arbeitsgemeinschaft übertragen. Die Gründung der Pfeiler besteht aus den Firmen Dyckerhoff & Widmann, Grün & Bilfinger und Schlosser & Otto, Meißen; die Gruppe Stahlbau aus den Meißnerischen Stahlwerken und Kelle & Hildebrandt, Niedersiedlitz, als sächsische Firmen, und der MAN Gustavsburg als dem Träger des ersten Preises. Dieser Firma war von der Arbeitsgemeinschaft die Bearbeitung der Werkzeichnungen des Stahlüberbaues übertragen. — Pfeiler und Widerlager der Brücke sollten nach dem zur Ausführung bestimmten Wettbewerbentwurf mit Rücksicht auf den günstigen Untergrund in offener Baugrube unter Wasserhaltung gegründet werden. Leider zeigten jedoch die eingehenden Bodenuntersuchungen der Verwaltung im vergangenen Jahre, daß der Elbkies in der Nähe der Baustelle nicht allein mit reichlichen Findlingen durchsetzt ist, sondern daß auch die Steinschüttung zum Schutze der flachgegründeten Pfeiler der alten Brücke der weichen Herstellung der Baugrubenumschließung Schwierigkeiten bereiten würden. Daher wurde zunächst die Gründung des Pfeilers III mit Druckluft beschlossen (Abb. 2), zumal hier das Flußbett aus hartem, verhältnismäßig steil abfallendem Felsen gebildet wird. Der Eisenbetonsenkanker wurde auf einer zwischen Spundwänden geschütteten Insel hergestellt und in 33 Tagen abgesenkt. Dabei entstanden durch die zahlreichen Findlinge nicht unerhebliche Schwierigkeiten. Diese mußten zum

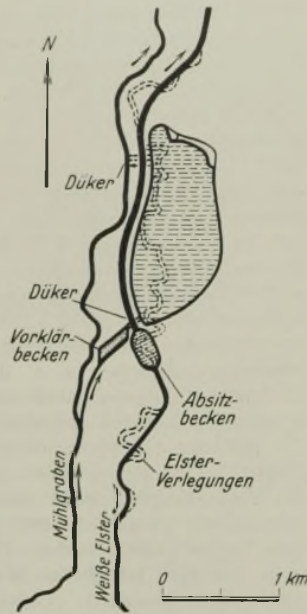


Abb. 1. Elberstausee Leipzig.
Beckenfläche rd. 100 ha.
Beckeninhalt rd. 2 Mill. m³.



Abb. 2. Bau der Meißener Elbbrücke.
Gründung eines Stropfpfeilers mit Senkkasten und Druckluft (7. 7. 1933).



Abb. 3. Bau der Meißener Elbbrücke.
Strom- und Landpfeiler (30. 9. 1933).



Abb. 4. Bau der Meißener Elbrücke.
Montage des Haupttragwerkes (8. 11. 1933).

ebenso wie der Felsen an der Baugrubensohle gesprengt werden. — Der Strompfeiler II steht auf grobem Kies. Trotzdem entschloß man sich auf Grund der Erfahrungen beim Bau des Pfeilers III, jenen ebenfalls mit Senkkasten und Druckluft zu gründen, da Gerät und Einrichtung zur Verfügung standen. Auf diese Weise wurden alle Schwierigkeiten bei der Herstellung solcher wasserdichten Spundwände beseitigt, alle Gefahren durch Auskolkung oder Überschwemmung der Baugrube umgangen, so daß die kurzfristigen Termine mit Sicherheit eingehalten werden konnten. Der Senkkasten wurde auch hier wieder auf einer zwischen Spundwänden geschütteten Insel hergestellt und konnte ohne wesentliche Schwierigkeiten bis zur vorgeschriebenen Tiefe abgesenkt werden. Die Widerlager und Landpfeiler sind nach den ursprünglichen Plänen in offener Baugrube auf grobem Kies gegründet worden.

Die Strompfeiler sind am Kopfe nur 2,70 m breit, der Anlauf der Pfeiler ist 1:20. Sie sind aus Stampfbeton hergestellt, jedoch an der äußeren Seite mit harten, lagerhaften Bruchsteinen verkleidet, um Schäden durch chemische Einwirkungen des Wassers und Frost zu verhindern und um die äußere Erscheinung des Bauwerks zu heben (Abb. 3). Die Auflagersteine sind aus Eisenbeton hergestellt.

Der Überbau besteht aus drei Teilen, zwei Landüberbauten und der Strombrücke mit Stützweiten von 51,0 + 61,2 + 51,0 m. Er trägt eine Fahrbahntafel aus Eisenbeton von 18 cm Dicke. Sie ruht auf durchgehenden Walzträgern als Längsträger. Die Querträger liegen in Abständen von 5,10 m. Der Baustoff der Blechträger ist St 52, die Längsträger sind aus St 37 hergestellt worden.

Das Haupttragwerk besteht aus zwei über den beiden Mittelpfeilern durchlaufenden Blechträgern. Sie sind durch Querträger und den Windverband zu einem räumlichen Gebilde zusammengefaßt. Die Blechträger sind entgegen den Vorschlägen des ersten Preisträgers einwandig ausgeführt, um sie leicht unterhalten zu können und alle Bestandteile des Querschnitts möglichst gleichmäßig an der Kraftübertragung zu beteiligen.

Die Ausbildung des Querschnitts der Träger war infolge der geringen verfügbaren Bauhöhe mit erheblichen Schwierigkeiten verbunden, die jedoch durch die sorgfältige Ausgestaltung aller baulichen Einzelheiten einwandfrei bewältigt wurden. Der Querschnitt besteht aus Stahlblechen von 20 mm Dicke. Ihre Höhe beträgt im Mittel 2000 mm. Als Material ist St 52 verwendet worden.

Der linke Landüberbau wird aus zwei einfachen Blechträgern gebildet. Entwurf und Ausführung zeigen nichts Besonderes. Dagegen ergaben sich beim rechten Landüberbau, der in einer stark geneigten Rampe liegt und in starker Krümmung die Verbindung mit den beiden anschließenden Straßenzügen herstellt, durch die Aufteilung des Überbaues nach Höhe und Grundriß große Schwierigkeiten. Die Randträger des Rostes sind im Grundriß gekrümmt. Die zahlreichen schiefen, drillungssteifen Anschlüsse verlangen nicht allein sorgfältige Entwurfsbearbeitung, sondern auch genaue Herstellung und Werkmontage, um alle Formänderungen auszuschalten, die der Spannungsberechnung nicht zugänglich sind. Damit ist jedoch das Ziel der Ingenieure, die Brücke mit freier Bahn, erreicht, das allein dem schönen, von der alten Albrechtsburg beherrschten Stadtbilde Meißens gerecht wird und in Verbindung mit der Verbreiterung der Uferstraße auf Kölner Seite die ungünstigen Verkehrsverhältnisse dieser wichtigen Fernstraße Sachsens beseitigt. —

Das Haupttragwerk wird vom linken Elbufer aus vorgebaut (Abb. 4). Die Landöffnungen werden eingerüstet. Dasselbe gilt von der linken Öffnung der Strombrücke zwischen Pfeiler I und II. Die Träger der anderen beiden Öffnungen werden frei vorgebaut. Um die dabei aus dem Eigengewicht entstehenden großen Formänderungen zu beherrschen, ist in jeder Felsöffnung ein Zwischenjoch gerammt, um die Träger bei dem Vorbau abzusetzen. Ihre Stellung ist durch die Bedürfnisse der Schifffahrt vorgeschrieben. —

Die Gesamtbaukosten des Brückenbauwerks einschl. der Straßenanschlüsse betragen rd. 2,3 Mill. RM. — Die Fertigstellung der Brücke und damit die Übergabe für den Verkehr ist für Ende April des Jahres 1934 zu erwarten.

Eine Planung der Sächsischen Wasserbauverwaltung von hoher volkswirtschaftlicher Bedeutung und von der Möglichkeit der Beschäftigung einer sehr großen Zahl von Arbeitslosen für mehrere Jahre bedarf wegen ihrer Eigenart noch besonderer Erwähnung. Es darf als bekannt vorausgesetzt werden, daß seit Jahren die Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Elbe als Schifffahrtsstraße von allen Wirtschaftskreisen des Elbgebietes gefordert wird. — Treten Störungen im Elbverkehr durch Schifffahrtstockungen bei lang andauernden Niederwasserzeiten ein, so erleiden vor allem die Industrie- und Wirtschaftszweige der Ober- und Mittelelbe, die sich vornehmlich aus transporttechnischen Erwägungen heraus an der Elbe angesiedelt haben, einen sehr hohen Schaden. Es fordern daher die Wirtschafts- und Handelskreise an der Elbe, die sich dadurch in ihrer Existenz bedroht fühlen, mit Recht einen leistungsfähigen Strom. Diese Steigerung der jetzigen Leistungsfähigkeit der Elbe soll durch die Niederwasserregelung erreicht werden, die oberhalb der Saalemündung eine Mindestfahrwassertiefe von 1,10 m und unterhalb der Saalemündung von 1,25 m Fahrwassertiefe bringen wird. Dieser völlige Ausbau auf diese Fahrwassertiefen wird jedoch erst in langer Zeit erreicht werden. Für die Interessenten des Wirtschaftsgebietes unterhalb der Saalemündung wird die Leistungsfähigkeit der Elbe in Niederwasserzeiten nicht unwesentlich durch das Zuschußwasser aus den Saalealsperren am Bleiloch und bei Hohenwarte gesteigert werden, von denen die Talsperre am Bleiloch Ende 1932 bereits dem Betrieb übergeben worden ist. Für die Elbstrecke oberhalb der Saalemündung ist die Anlage solcher Talsperren, die genügend große Zuschußwassermengen dem Elbstrom geben können — außer in der Tschechoslowakei —, nicht durchführbar, weil in den Tälern der deutschen Nebenflüsse der Elbe oberhalb der Saalemündung die Anlage entsprechender großer Sammelbecken infolge der geringen Ausdehnung des Niederschlagsgebietes dieser Nebenflüsse unmöglich ist. Es ist daher dem Reichsverkehrsministerium eine auf Grund der Pläne und Ausarbeitungen des Regierungsbaurates Rudolph von der Sächsischen Wasserbaudirektion der Bau eines flachräumigen Speicherbeckens unmittelbar neben der Elbe auf dem rechten Ufer unterhalb Pirna vorgeschlagen worden. Bei entsprechender Wasserführung der Elbe sollen in dieses Becken Wassermengen der Elbe durch Pumpenaggregate hoher Leistung gepumpt und diese Wassermengen in Niedrigwasserzeiten an das Elbett wieder abgegeben werden. Der Gedanke dieser Wasserspeicherung in einem Becken neben der Elbe ist in den letzten Jahren schon wiederholt von den Ingenieuren der Sächsischen Wasserbauverwaltung erörtert worden; diese Arbeiten führten zu dem Ergebnis, dem Reichsverkehrsministerium den Bau eines Ausgleichbeckens mit künstlichem Zufluß von zunächst rd. 80 Mill. m³ Speichereinhalte auf dem rechtsufrigen Gelände zwischen Pirna und Pillnitz vorzuschlagen. Im endgültigen Ausbau wird das Becken 110 Mill. m³ Inhalt zu erhalten haben, das ist das Optimum zwischen Beckeninhalte und Beckenleistung. Die spätere Vergrößerung des Beckeninhalts ist ohne jede technische Schwierigkeit durch Anlage neuer Randdämme im Anschluß an die alten möglich. Die Geländegestaltung und die geologischen Verhältnisse der Elbaue sind an dieser Flußstrecke für die Anlage eines großen Wasserbeckens denkbar günstig. Das Becken mit 110 Mill. m³ Inhalt bedeckt eine Fläche von rd. 720 ha, es hat eine Längenausdehnung von 4,3 km, eine Breitenausdehnung von rd. 3,1 km und wird von Randdämmen umschlossen, deren Höhe je nach der Geländegestaltung von 0 bis auf 23 m ansteigt. Die Förderhöhen, bis zu denen das Wasser von der Elbe in das Becken gepumpt werden muß, schwanken zwischen 2 und 24 m. Für die konstruktive Durchbildung der Randdämme, für die Beurteilung der Beckenanlage, für die konstruktive Durchbildung der Pumpenanlage standen der Wasserbauverwaltung die Erfahrungen zur Seite, die sie beim Bau und Betrieb der Pumpspeicheranlage Niederwartha bei Dresden in reichem Maße sammeln konnte. Auch sind die Randdämme konstruktiv so durchgebildet, daß durch willkürliche Zerstörungen der Dämme ein für die Unterlieger schädlicher Wasserabfluß aus dem Becken verhindert wird. Überdies haben in dankenswerter Weise bei der Beurteilung der geologischen Gestaltung des Untergrundes der Elbaue und der Beschaffenheit der Massen zur Schüttung der Randdämme die Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau und das Sächsische Geologische Landesamt mitgewirkt.

Für die Lage des Beckens im Stromgebiete der Elbe und für den Wasserinhalt des Beckens waren zwei Forderungen maßgebend: erstens mußte das Becken soweit als möglich elbaufwärts angelegt werden, um möglichst der gesamten deutschen Elbstrecke Zuschußwasser geben zu können, zweitens mußte der Wasserinhalt des Beckens eine solche Größe erhalten, daß die Fahrwasserverhältnisse der Elbe so verbessert würden, daß der Verkehr mit dem Regelschiff — dem 700-t-Schiff — ständig — außer bei Eisversetzung und Hochwasser — gewährleistet ist.

Die Untersuchungen über die erste Forderung, der Lage des Beckens, waren verhältnismäßig einfach; oberhalb Pirna verhinderte das Elbsandsteingebirge, das bis Pirna dicht an das Elbufer heranreicht, die Anlage großer Wasserbecken. Erst stromabwärts von Pirna gab der breite Elbtalkessel die Möglichkeit der Anlage großräumiger Becken. Auch wird die Anlage des Beckens bei Pirna vom verkehrswirtschaftlichen Standpunkte der Elbschifffahrt als durchaus zufriedenstellend angesehen werden können, da

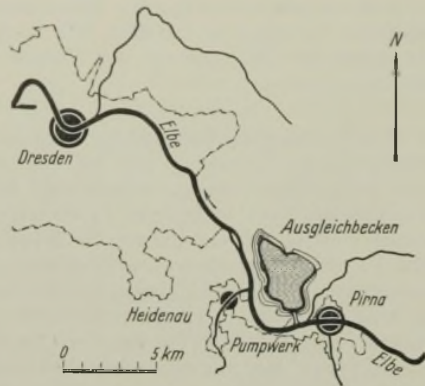


Abb. 5. Ausgleichsbecken Pirna.

Nutzbarer Beckeninhalte 110 Mill. m³.
Jährl. Wasserabgabe aus dem Becken i. M. 420 Mill. m³.

der Umschlag oberhalb Pirna nicht von besonderer Bedeutung ist (Abb. 5).

Von allein ausschlaggebender Bedeutung für den Vorschlag dieser Wasserspeicherung ist natürlich die Wirtschaftlichkeit des Beckens, die durch die betriebliche Leistung und die Baukosten des Beckens gekennzeichnet ist. Die betriebliche Leistung des Beckens wird bestimmt durch die Größe der Wasserabgabe aus dem Becken, die jederzeit sichergestellt sein muß. Es muß also in den gewöhnlichen Niederwasserzeiten erstens die Leistungsfähigkeit des Stromes erhöht werden, daß möglichst stabile Fahrwasserhältnisse während dieser gewöhnlichen Niederwasserzeiten vorhanden sind, und zweitens muß zu den außergewöhnlichen Niederwasserzeiten, in denen die Schifffahrt zur völligen Einstellung des Betriebes gezwungen ist, die Aufrechterhaltung des Schifffahrtbetriebes unter allen Umständen gegeben sein.

Die Untersuchungen über die Abflußverhältnisse der Elbe in den letzten zwölf Jahren haben ergeben, daß aus einem Becken von 80 Mill. m³ eine mittlere jährliche Wasserabgabe von 370 Mill. m³ möglich ist. Es findet mithin im Becken eine rd. 4,0fache Umsetzung des Wassers, also eine rd. 4,0fache Ausnutzung des Beckenraumes statt. Diese hohe betriebliche Leistung des Beckens unmittelbar neben dem Strom ist kennzeichnend für den Wert dieses Beckens gegenüber den Talsperrenanlagen in Seitentälern. Sie ist möglich, weil jede Wassermenge, die über dem vollschiffigen oder einem anderen, mit der Schifffahrt zu vereinbarenden Wasserstände des Stromes liegt, in das Becken gepumpt, dort aufgespeichert

und fast ohne jede Einbuße dem Strome wieder zurückgegeben werden kann. — Bei dem Ausbau des Beckens auf 110 Mill. m³ Inhalt beträgt die mittlere jährliche Wasserabgabe aus dem Becken 420 Mill. m³.

Die Betriebsführung für das Ausgleichsbecken wird in enger Zusammenarbeit der Strombauverwaltung und der Schifffahrt durchgeführt werden müssen. Das Ziel der Betriebsführung wird die Steigerung der Leistungsfähigkeit des Elbstromes als Wasserstraße, und zwar erstens durch die Gewährleistung allgemein gehobener Wasserstände auf längere Zeiträume, und zweitens durch Beseitigung der Schifffahrtunterbrechungen in außergewöhnlichen Niederwasserzeiten sein müssen.

Für die konstruktive Durchbildung des Pumpwerks konnten ebenfalls die Erfahrungen beim Bau der Pumpspeicheranlage Niederwartha mit herangezogen werden. — Es ist zunächst angenommen worden, daß im Pumpwerk fünf Maschinenaggregate von je 20 m³/sek, also von insgesamt 100 m³/sek Fördermenge aufgestellt werden, deren Aufteilung aber bei den Schwankungen der Förderhöhen zwischen 2 und 24 m nochmals vor der endgültigen Durchführung geprüft werden müßte. — Insgesamt sind jährlich etwa durchschnittlich 19 Mill. kWh elektrische Arbeit für den Pumpbetrieb aufzuwenden; der Strom kann aus dem Netz der staatlichen Landstromversorgung geliefert werden, das in der Nähe des Ausgleichbeckens vorüberführt. Ob die Wasserkraft des Abflusses aus dem Becken ausgenutzt werden soll, wird noch zu prüfen sein. Vom Pumpause führt ein 250 m langer Graben zur Elbe, die Ausbildung dieses Grabens, insbesondere sein Anschluß an das Elbbett, wird noch — zweckmäßig nach Modellversuchen — durchgebildet werden müssen.

Die Baukosten für das Ausgleichsbecken von 80 Mill. m³ Inhalt einschließlich des Betrages zur Bereitstellung der für den Pumpbetrieb benötigten elektrischen Leistung betragen rd. 47,4 Mill. RM; die jährlichen Betriebskosten ebenfalls einschließlich der für den Pumpbetrieb benötigten elektrischen Arbeit 300 000 RM. Da insgesamt aus dem Becken jährlich durchschnittlich 370 Mill. m³ Zuschußwasser abgegeben werden, betragen die Baukosten, bezogen auf 1 m³ nutzbar abgegebenes Zuschußwasser, rd. 12,8 Pf.

Für den Bau des Beckens sind vornehmlich Erdmassenbewegungen größten Ausmaßes zu leisten, also Bauarbeiten, die der Arbeitbeschaffung für ungelernete Arbeiter in ganz besonderem Maße dienen. Zudem liegt der Bau in einem Lande, das wie kein anderes deutsches Land von der Arbeitslosigkeit heimgesucht wird. Möchte daher der Durchführung dieses Planes, der im Interesse industriell hoch entwickelter Wirtschaftsgebiete die Fahrwasserhältnisse fast auf der ganzen deutschen Elbstrecke verbessert und der in so hohem Maße der Linderung der Erwerbslosennot dient, der Erfolg baldiger Verwirklichung beschieden sein.

Alle Rechte vorbehalten.

Von der Fuhrwerkstraße zur Autobahn.

Von Präsident a. D. Euting, Stuttgart.

Zwei Abschnitte ragen aus der Geschichte des deutschen Straßenbaues als Durchbruchpunkte neuer Gedanken hervor: das Jahr 1925 als Beginn des planmäßigen Ausbaues unserer wichtigsten Landstraßen von Wegen für Zugtierfuhrwerke zu Straßen mit Eignung auch für den Kraftverkehr, und das Jahr 1933 als erste Etappe im Bau von Sonderstraßen höchster Vollendung für den Kraftwagen, der sogenannten Autobahnen. Werden diese vortrefflichen Bahnen vielleicht den Kraftverkehr mit Macht an sich ziehen und die mit viel Geld ausgebauten Landstraßen zum Teil wieder entvölkern? Allgemein ist solche Wirkung sicherlich nicht zu erwarten. Die Autobahnen sind Schnell-Linien des Kraftverkehrs, ein weitmaschiges Netz, ähnelnd dem Gerippe der allerwichtigsten Eisenbahnen. Von den in ihrer Richtung verlaufenden Landstraßen wird selbstverständlich ein guter Teil des Fernverkehrs, um rascher vorwärts zu kommen, auf die Autobahnen hinüberwandern und zur Erlangung dieses Vorteils auch gewisse Umwege nicht scheuen. Der Nahverkehr auf diesen Landstraßen wird hingegen kaum angetastet werden. Die auf der Autobahn erreichbare Reisegeschwindigkeit wird über die der Eisenbahn noch hinausgehen. Darum wird die Autobahn auch gewisse Teile des Eisenbahnverkehrs zu sich herüberziehen und so eine Mehrerin des Verkehrs und des Bestandes der Kraftwagen überhaupt werden. Verstärktes Leben wird sie damit auch den Landstraßen bringen, die ohnehin als Zufahrten und Abfuhrwege der Autobahnen eine neue Rolle zu spielen berufen sind. Dem noch nicht vollendeten Ausbau der Landstraßen jetzt Halt zu gebieten, wäre daher eine falsche Taktik. Wir stehen vielmehr an der Schwelle eines Zeitraumes erhöhter Aktivität auf dem Gebiete der Schaffung verbesserter Fahrgelegenheiten für den Kraftwagen. Solche Zeit erheischt Einkehr und Rückschau: Sind wir mit unseren seitherigen Bauweisen immer und überall auf dem richtigen Wege gewesen?

Jedem, der viel auf den deutschen Landstraßen herumkommt, muß es auffallen, daß ein einheitlicher Ausbauzustand der Staats- und Provinzialstraßen noch nicht überall erreicht ist. Diesem Eindruck kann man sich nicht entziehen, wenn man auch gewisse Unterschiede als berechtigt anzuerkennen hat. Denn nichts wäre zum Beispiel verkehrter, als wenn

man an die Krümmungen und Steigungen im Berglande den gleichen Maßstab anlegen wollte wie in der Ebene. Geländegestaltung und örtliche Sonderheiten wirken sich aus in verschiedenen Formen der Straßenanlage, die naturgegeben sind und ihre volle Berechtigung besitzen. Etwas anderes aber bedeutet es, wenn man bei der Betrachtung des Ausbaustandes unserer Landstraßen feststellen muß, daß ein Teil der Verwaltungen nach großzügigen Entwürfen baut und auch vor durchgreifenden Änderungen und vor Neuanlagen nicht zurückschreckt, während andere mehr oder weniger behelfmäßig verfahren und in enger Anlehnung an die bestehenden Straßenzüge nur das aus ihnen herausholen, was ohne große Eingriffe zu erreichen ist. Mit dieser Feststellung sollen keine Vorwürfe erhoben werden, denn wir wissen nur zu wohl, wie sehr manchen leitenden Technikern die Hände gebunden sind durch ihre Finanzgewaltigen, denen ab und zu auch das nötige Verständnis dafür abgeht, welch schwerer finanzieller Schaden durch mangelhafte Straßen allen denen zugefügt wird, die auf ihre Befahrung angewiesen sind. Mehr Gleichartigkeit im Ausbau unserer Landstraßen ist ein Gebot der Zeit.

Aber auch wer von Beginn des Straßenausbaues an, vom besten Willen beseelt, großzügig zu arbeiten gedachte, wird heute vieles, was ihn selbst und die Kraftfahrer einst völlig befriedigte, mit anderen Augen betrachten. Denn in dem Maße, wie die Straßen mit dem Fortschreiten des Ausbaues bequemer wurden, wuchs die Geschwindigkeit der Kraftfahrzeuge und damit vor allem der Wunsch nach schlankerer Führung in Krümmungstrecken, nach weiterer Sicht, nach Ausdehnung des einseitigen Quergefalles auf immer flachere Krümmungen. So ist heute schon vorzusehen, daß dem ersten Ausbau eine „Überholung“ mancher damals ausgeführter Bauten folgen wird. Dabei wird man in der Tat auch, dem Vorgange des Auslandes folgend, den einseitig geneigten Ausbau der Fahrbahnen in Krümmungen auf erheblich flachere Kurven auszudehnen haben, als es seither üblich war, wo diese Maßnahme im allgemeinen auf Bogen unter 300 m Halbmesser beschränkt blieb. Mögen auch theoretische Untersuchungen über die Wirkung der Fliehkraft das bisherige Verfahren als hinreichend erscheinen lassen, so hat sich doch ge-

zeigt, daß es für die Fahrer eine erhebliche Erleichterung bedeutet, wenn auch noch flachere Krümmungen überhöht sind, schon deshalb, weil kein ortsfremder Fahrer es einer Kurve schon in genügender Entfernung ansehen und sich danach richten kann, ob sie überhöht ist oder nicht. Namentlich sind es ausländische Fahrer, die, an weitgehende Überhöhungen gewöhnt, bei uns mit Schwierigkeiten zu kämpfen haben. Im Berg- und Hügellande bedeutet eine Vermehrung der Kurvenumbauten bei der großen Zahl der Krümmungen freilich eine kostspielige Maßnahme, die deshalb auch eine gewisse Zeit zur Durchführung braucht.

Noch sehr im argen liegt die Befreiung der deutschen Straßen von schlengegleichen Kreuzungen mit Eisenbahnen durch Erstellung von Überführungen oder von Durchlässen. Auch hier gilt es, den Vorsprung weiter Teile des Auslandes mit der Zeit einzuholen. Hingegen hat sich die Regelbreite für den Fahrbahnausbau mit 6 m für zwei Fahrspuren im allgemeinen als hinreichend erwiesen. Bei lebhaftem Verkehr wird allerdings eine Verbreiterung auf 7,5 m im Laufe der Zeit angezeigt sein. Mit der zunehmenden Vervollkommnung der Straßen ist, wie wir sahen, die Fahrgeschwindigkeit des Kraftwagens gewachsen. War vor einem Jahrzehnt auf den unausgebauten Straßen eine durchschnittliche Reisegeschwindigkeit von 40 km/h, freie Strecken und Ortsdurchfahrten ineinander gerechnet, schon eine gute Leistung, so wird man heutzutage ohne Schwierigkeiten 60 km/h erreichen können. Damit sind natürlich auch die Ansprüche auf freie Sicht gewachsen. Wenn früher 100 m Sicht als zureichend gelten konnten, wird nunmehr eine kleinste Sichtweite von 200 m erstrebenswert sein. Da und dort werden jedoch besonders schwierige Ortsverhältnisse die Erreichung dieses Maßes nicht ermöglichen. Zur Erhöhung der Bequemlichkeit und Sicherheit des Verkehrs bedarf die Ausstattung der Landstraßen mit lebhaftem Rad- oder Fußgängerverkehr durch Anlage von Radfahr- und Fußwegen noch weitgehender Fürsorge.

Empfindlich gelitten hat der deutsche Straßenbau in den letzten Jahren durch die Schwierigkeiten der Geldbeschaffung, die ein vorausschauendes, planmäßiges Arbeiten nahezu unmöglich machten. Die Mittel flossen stoßweise in vorher unbekannter Höhe zumeist in der Form von Darlehen und mußten sehr schnell zur Arbeitsbeschaffung verbraucht werden. Ein überlegtes Arbeiten würde sehr gefördert, wenn, wie zu hoffen, auf einige Jahre hinaus die in Aussicht zu nehmenden Baumittel annähernd bekannt wären.

Alle Rechte vorbehalten.

Über die Tragfähigkeit von Bohrpfählen.

Von Dipl.-Ing. Wilh. Hege, Frankfurt a. M.

Bei dem Entwerfen von Pfahlgründungen begnügt man sich häufig mit der Schätzung der Tragfähigkeit auf Grund der Erfahrungen, wobei allerdings die Ausführung große Überraschungen bringen mag. Vor solchen Überraschungen bleibt man indessen auch bei der rechnerischen Ermittlung der Tragkraft nicht immer bewahrt, vor allem deswegen, weil man für die Festlegung der Grundwerte des Bodens doch auf Schätzung angewiesen ist. Im Schrifttum wird deshalb nahegelegt, diese Annahmen durch Probelastungen nachzuprüfen. Daß diese Forderung begründet ist, zeigen deutlich die nachstehenden Ergebnisse.

Zur rechnerischen Ermittlung der Tragkraft stehen die Angaben von Dörr¹⁾ und Krey²⁾ zur Verfügung, die sich nicht allzusehr voneinander unterscheiden. Für Pfähle mit gleichbleibendem Querschnitt ist die Tragfähigkeit T

nach Dörr: $T = \Sigma(\gamma s) f \epsilon + \Sigma \gamma_m u s t_s \epsilon_1 \rho^3$,

nach Krey: $T = \left[\Sigma(\gamma s) f \cdot \frac{\text{tg} \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)}{\text{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)} + \Sigma \gamma_m u s t_s \cdot \text{tg} \delta \right] \text{ evtl. } \lambda_p$.

Hierbei sind die Abmessungen des Pfahls gegeben (Abb. 1) durch den Querschnitt f , den Umfang u und die Länge l . Die weiteren Größen für die Erdschichten sind das spez. Gewicht γ , die Höhe der einzelnen Erdschichten s , deren mittlere Tiefe unter der Erdoberfläche t_s , der natürliche Böschungswinkel φ , der Reibungsbeiwert ρ , der Reibungswinkel zwischen Erde und Pfahl δ . Die Werte ϵ_1 und ϵ ergeben sich aus dem Böschungswinkel φ zu

$$\epsilon_1 = 1 + \text{tg}^2 \varphi; \quad \epsilon = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right).$$

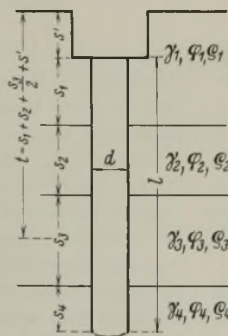


Abb. 1.

Mit Befriedigung ist festzustellen, daß im neuzeitlichen Fahrbahnbau die Zeit des Suchens vorüber ist. Aus den reichen Erprobungen im Inlande wie im Auslande heben sich eine Reihe von Verfahren heraus, denen das Zeugnis voller Brauchbarkeit ausgestellt werden kann. Es sind dies die Pflasterungen aus Natursteinen und mit beschränktem Verwendungsgebiet auch aus künstlichen Steinen; sodann die Zementbetondecken und die weitverbreiteten Beläge aus Mischungen von Gesteinen der verschiedensten Art und Körnung mit Teer oder Asphalt wie auch mit Gemischen dieser beiden Bindemittel in ihren mannigfachen Abstufungen nach Stärke und Preislage vom schweren Belag bis zur sogenannten Oberflächenbehandlung. Dazu kommen noch einige Verfahren von mehr örtlicher Bedeutung, gebunden zum Teil an das Vorkommen gewisser Baustoffe. Es ist wenig wahrscheinlich, daß neben diesen erprobten Methoden ganz neuartige Verfahren auftauchen und rasch eine weite Verbreitung erlangen könnten. Die Tatsache des Vorhandenseins brauchbarer Fahrbahndecken verdient mit Genugtuung festgestellt zu werden, gerade in einer Zeit, wo Deutschland nach dem Willen seines Führers im Begriff steht, den deutschen Boden mit einem Netz gigantischer Autobahnen zu überziehen, deren zuverlässige und wirtschaftliche Befestigung eine Aufgabe von besonderer Verantwortung bildet. Eines ist allerdings nicht zu verkennen, daß trotz des Vorhandenseins guter Fahrbahntypen die sichere Befestigung neu geschütteter Dämme der Autobahnen von beträchtlicher Höhe für die ersten Jahre ein schwieriges Problem bilden wird.

Deutschland kann sich glücklich preisen, daß ihm die Vervollkommnung seiner Verkehrsmittel durch ein großzügiges Netz von Autobahnen bevorsteht. Ihre Erstellung lindert nicht nur die Arbeitslosigkeit, sondern bringt auch dem deutschen Techniker und Bauunternehmer hochinteressante Aufgaben mit lohnender Beschäftigung auf Jahre hinaus. Der Kraftwagen hat vor der Lokomotive den Vorzug einer wesentlich geringeren Empfindlichkeit gegen Steigungen. In bergigem Gelände bedeutet die Möglichkeit, größere Steigungen als bei den Eisenbahnen zu verwenden, eine erhebliche Erleichterung der Linienführung der Autobahnen. Hier wird die Autobahn deshalb auch einen anderen Charakter erhalten als die Eisenbahn. Ihre große Breite macht die Autobahnen zu besonders wichtigen Bauten mit tiefgreifenden Wirkungen auf die Bewirtschaftung der von ihnen durchschnittenen Gebiete wie auch auf das Landschaftsbild, dem dadurch ein neuartiges Gepräge mit besonderen Reizen verliehen wird.

Der erste Teil der Gleichungen stellt den Spitzendruck dar und ist, wenn man den Erddruckbeiwert für passiven Erddruck $\lambda_p = 1$ setzt, in beiden Formeln genau der gleiche, da

$$\epsilon = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{\text{tg} \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)}{\text{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)}.$$

Der zweite Teil bedeutet die Mantelreibung. Er ist in beiden Formeln ähnlich aufgebaut und wird ebenfalls gleich, wenn $\epsilon_1 \rho = \text{tg} \delta$.

In der Bautechn. 1932, Heft 35, berichtet Dörr über Laboratoriumsversuche von Henry Lossier, die ergeben haben, daß sich nach der Dörrschen Formel die Pfahltragkraft genügend genau berechnen läßt. Derartige Laboratoriumsversuche, bei denen der „Baugrund“ durch Füllen eines Kastens mit Schüttgut erzeugt wird, gestatten wohl, die Richtigkeit der Formel nachzuprüfen, sie können aber darüber hinaus keinen Maßstab über die im natürlichen Boden zu erwartende Tragfähigkeit liefern. Die folgenden Untersuchungen, die sich mit den in der Praxis vorkommenden Verhältnissen befassen, bilden eine Ergänzung zu den Laboratoriumsversuchen.

In Abb. 2 bis 10 sind für einige ausgeführte Probelastungen die Einsenkungskurven angegeben. Rechnet man nun mit den in Tabelle I angegebenen mittleren Grundwerten die Tragfähigkeit nach Dörr, so ergeben sich die in Tabelle II zusammengestellten Werte. Man wird im allgemeinen immer mit solchen geschätzten mittleren Größen rechnen müssen, da bei Bauausführungen die Grundwerte fast nie durch Versuch bestimmt werden können. Übrigens wäre das Versuchsergebnis von recht zweifelhaftem Werte. Bei der Berechnung der Tragkraft wurde ein mittleres spez. Gewicht $\gamma_m = 1700 \text{ kg/m}^3$ für alle Bodenschichten zugrunde gelegt. Pfahl I bis VI, VIII und IX sind in Frankfurt a. M. ausgeführt worden, und zwar von verschiedenen Frankfurter Großfirmen. Die Probelastungen wurden von diesen Firmen in Verbindung mit der statischen Abteilung des städtischen Hochbauamtes Frankfurt a. M. durchgeführt. Pfahl VII ist ein Preßbetonpfahl und wurde von der Firma Vatter bei der Gründung des Neubaus der Allgemeinen Ortskrankenkasse in Mannheim hergestellt. Die im folgenden errechnete Tragkraft hat mit der wirklichen Bauwerklast, die dem Pfahl zugewiesen wurde, nichts zu tun.

Nach Angabe von Dörr stellt die nach seiner Formel errechnete Tragfähigkeit die zulässige Belastung der Pfähle dar und schließt die nötige

¹⁾ Dr.-Ing. K. Dörr, Die Tragfähigkeit der Pfähle, Berlin 1922.

²⁾ Krey, Erddruck und Erdwiderstand. 4. Aufl., Berlin 1932, Wilh. Ernst & Sohn.

³⁾ Diese Gleichung ist aus der Grundgleichung von Dörr gewonnen, da die Gl. (14) seines angeführten Buches nicht ganz richtig ist. Der Unterschied im Rechnungsergebnis ist allerdings nur gering.

Sicherheit ein, wenn man bei der Schätzung der Grundwerte vorsichtig ist. Bezieht man nun die bei der Probelastung erhaltene Einsenkung auf das Verhältnis $P:T$, wobei P die bei der Probelastung aufgebrachte

jeweilige Last darstellt, so ergibt sich eine vergleichbare Kurvenschar (Abb. 11) und ein Maßstab der Einsenkung unter der jeweiligen Laststufe, sowie ein Vergleich der Sicherheit gegen Absacken. Beide Kriterien sind bei der Bewertung der Tragfähigkeit im Auge zu behalten. Es zeigt sich, daß der Wert $\max P:T$, d. i. die Sicherheit gegen Absacken, in ziemlich weiten Grenzen schwankt, und zwar etwa zwischen den Werten 1,10 und 5,0, woraus man ersieht, welche Unsicherheit in der rechnerischen Ermittlung der Tragkraft vorhanden ist. Die Werte der Tabelle I weichen von den sonst üblichen etwas ab, und zwar sind die Werte für kiesiges Material verhältnismäßig hoch, die für Ton und Lehm ziemlich niedrig angenommen. Rechnet man mit den meist ge-

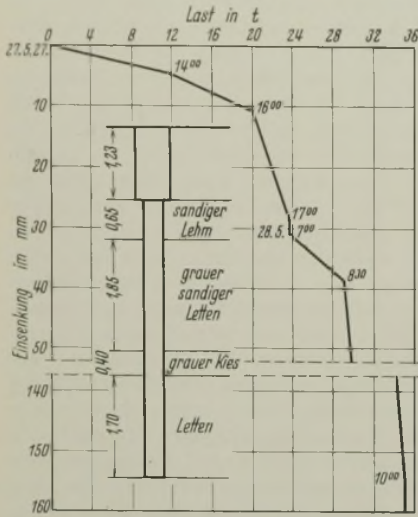


Abb. 2. Pfahl I.
Durchmesser 30 cm.

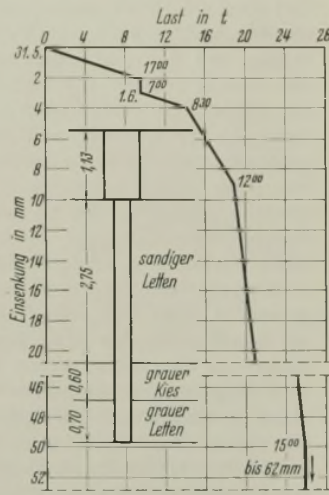


Abb. 3. Pfahl II.
Durchmesser 30 cm.

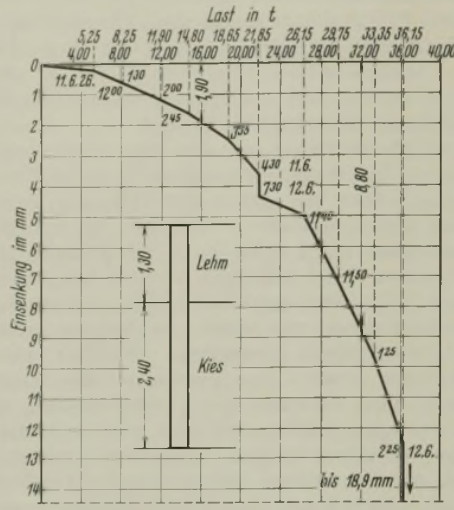


Abb. 4. Pfahl III.
Durchmesser 30 cm.

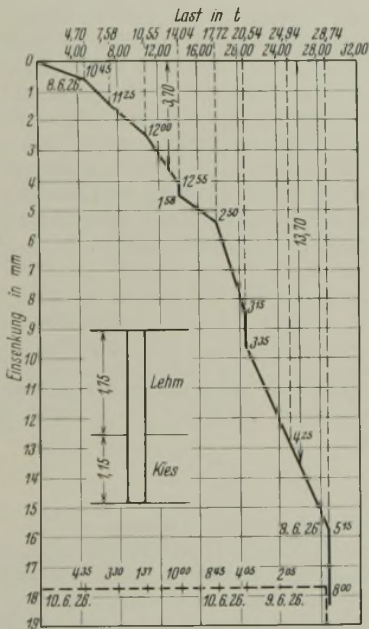


Abb. 5. Pfahl IV.
Durchmesser 30 cm.

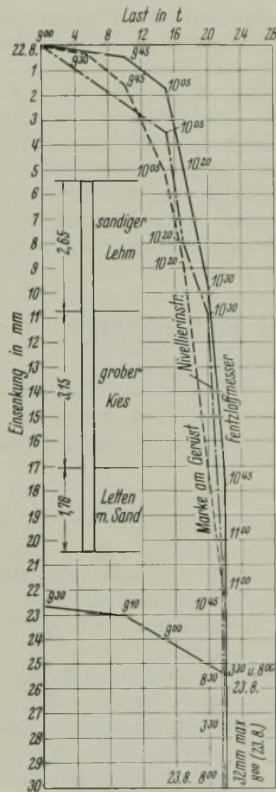


Abb. 6. Pfahl V.
Durchmesser 25 cm.

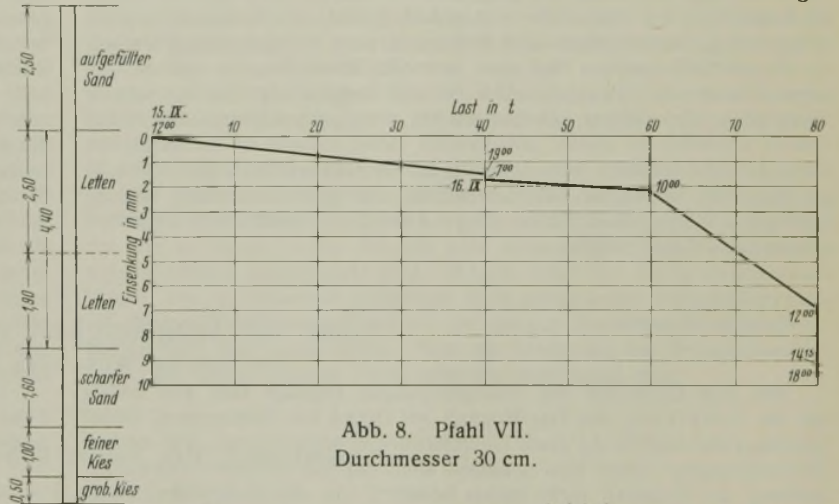


Abb. 8. Pfahl VII.
Durchmesser 30 cm.

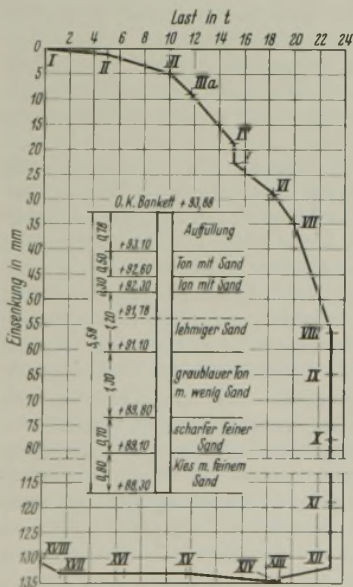


Abb. 10. Pfahl IX.
Durchmesser 30 cm.

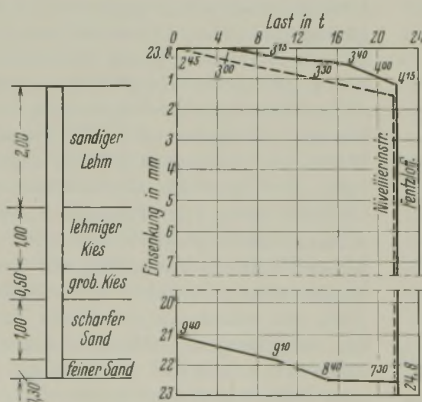


Abb. 7. Pfahl VI.
Durchmesser 25 cm.

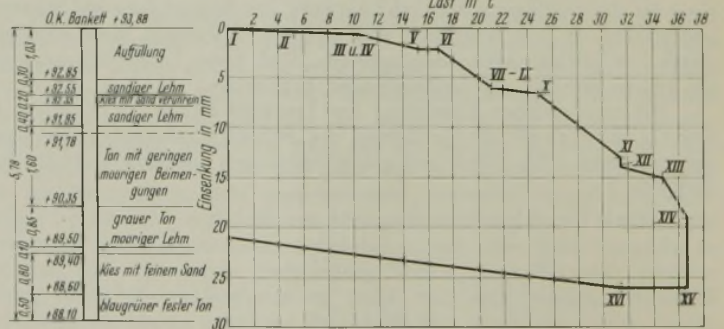


Abb. 9. Pfahl VIII. Durchmesser 30 cm.

bräuchlichen Werten, so schwankt die Sicherheit gegen Absacken zwischen 0,85 und 6,0. Die Ursache für diese große Differenz der Kurven kann darin liegen, daß die Grundwerte der Bodenschichten nicht richtig angenommen sind, sie kann auch darin begründet sein, daß die Art der Tragfähigkeitsberechnung die Verhältnisse nicht richtig erfaßt. Wahrscheinlich wirken beide Ursachen bis zu einem gewissen Grade zusammen.

Es fällt zunächst auf, daß die beiden Pfähle V und IX nur geringe Sicherheit aufweisen. Die errechnete Tragfähigkeit überschreitet die zulässige Belastung bei weitem. Die Pfähle VIII und IX sind an dem gleichen Bau zur Ausführung gekommen. Die Bodenschichten unterscheiden sich ihrer Qualität nach nicht sehr voneinander. Dagegen besteht ein Unterschied in der Bodenschicht an der Pfahlspitze. Ein weiterer Pfahl, der etwa 80 cm von Pfahl IX entfernt war und tiefer geführt wurde, zeigte, daß die Spitze des Pfahls etwa auf der Schichtengrenze zwischen dem Kies und dem darunterliegenden Ton endigte. Da nun der Ton die wassertragende Schicht bildete, so leuchtet ein, daß dessen obere Zone

Tabelle I.

	φ°	γ kg/m ³	e	ϵ_1	ρ	δ°	$\text{tg } \delta$	$\epsilon_1 \rho$
Lehm, naß	25	1800	2,47	1,217	0,10	7	0,123	0,122
Letten, naß	30	1800	3,00	1,334	0,10	7	0,123	0,133
Lehm und Letten naturfeucht	40	1600	4,60	1,705	0,15	10	0,176	0,256
Sandiger Letten oder Lehm, naturfeucht	35	1600	3,68	1,490	0,20	15	0,268	0,298
Sand mit Lehm oder Letten	35	1600	3,68	1,490	0,25	20	0,364	0,372
Feiner Sand	30	1600	3,00	1,334	0,30	20	0,364	0,400
Scharfer Sand	35	1700	3,68	1,490	0,40	30	0,578	0,595
Kies, wenig fest	35	1800	3,68	1,490	0,40	30	0,578	0,595
Feiner Kies, fest	40	1800	4,60	1,705	0,50	35	0,700	0,850
Grober Kies, fest	40	1800	4,60	1,705	0,50	40	0,839	0,850
Grober Kies, gebunden	50	1800	7,56	2,430	0,35	35	0,700	0,850

Tabelle II.

Pfähle	Schicht	$\gamma_m u$	$\epsilon_1 \rho$	s	t_s	Mantel-	Spitzen-	Trag-
						reibung	druck	
						R	S	$T=R+S$
						t	t	t
I	1	1,600	0,298	0,65	1,55	0,480		
	2	1,600	0,298	1,85	2,80	2,460		
	3	1,600	0,850	0,40	3,93	2,140		
	4	1,600	0,133	1,70	4,98	1,800	2,100	8,980
II	1	1,600	0,298	2,75	2,50	3,280		
	2	1,600	0,850	0,60	4,18	3,400		
	3	1,600	0,133	0,70	4,83	0,720	1,860	9,260
III	1	1,600	0,256	1,30	0,65	0,347		
	2	1,600	0,850	2,40	2,50	8,150	2,050	10,547
IV	1	1,600	0,256	1,75	0,875	0,626		
	2	1,600	0,850	1,15	2,325	3,630	1,600	5,856
V	1	1,335	0,298	2,65	1,325	1,400		
	2	1,335	0,850	3,15	4,225	15,100		
	3	1,335	0,133	1,70	6,65	2,000	1,880	20,380
VI	1	1,335	0,298	2,00	1,00	0,800		
	2	1,335	0,850	1,00	2,50	2,840		
	3	1,335	0,850	0,50	3,25	1,850		
	4	1,335	0,595	1,00	4,00	3,180		
	5	1,335	0,400	0,30	4,65	0,745	1,200	10,615
VII	1	1,600	0,256	2,60	1,25	1,280		
	2	1,600	0,256	4,40	4,70	8,450		
	3	1,600	0,595	1,60	7,70	11,700		
	4	1,600	0,850	1,00	9,00	12,200		
	5	1,600	0,850	0,50	9,75	6,650	5,500	45,780
VIII	1	1,600	0,256	1,03	0,51	0,215		
	2	1,600	0,256	0,30	1,18	0,145		
	3	1,600	0,372	0,20	1,43	0,170		
	4	1,600	0,298	0,40	1,73	0,330		
	5	1,600	0,133	2,55	3,20	1,740		
	6	1,600	0,850	0,80	4,88	5,320		
	7	1,600	0,256	0,50	5,53	1,130	3,190	12,240
IX	1	1,600	0,256	0,78	0,39	0,125		
	2	1,600	0,298	0,80	1,18	0,450		
	3	1,600	0,372	1,20	2,18	1,560		
	4	1,600	0,133	1,30	3,43	0,950		
	5	1,600	0,400	0,70	4,43	1,980		
	6	1,600	0,850	0,80	5,18	5,620	3,080	13,765

vom Grundwasser durchweicht war, wodurch die Pfahlspitze keinen Widerstand fand. Auch die Kiesschicht selbst, die nahezu durchbohrt war, fand auf dem darunterliegenden Boden nicht genügend Widerstand, um die Reibungskräfte ohne Setzung aufnehmen und übertragen zu können. Der Fuß des Pfahls VIII dagegen war bis in den sehr festen Letten geführt, der einen beträchtlichen Spitzendruck aufnehmen konnte.

Bei dem Pfahl V liegen die Verhältnisse wohl ähnlich. Das Protokoll der Probelastung enthält zwar keine Angaben über den Grundwasserstand, nach den örtlichen Verhältnissen ist jedoch anzunehmen, daß der Kies die wasserführende Schicht bildet und daß der darunterliegende, mit Sand durchsetzte Letten ziemlich weich war. Es darf also dem unteren Teil des Pfahls und der Spitze keine nennenswerte Tragfähigkeit zugesprochen werden. Man muß sich vergegenwärtigen, wie die Senkungskurven im Kies und im plastischem Material verlaufen. Eine typische Senkungskurve im Kies ist bei Pfahl V (Abb. 6 u. 11) zu sehen. Die

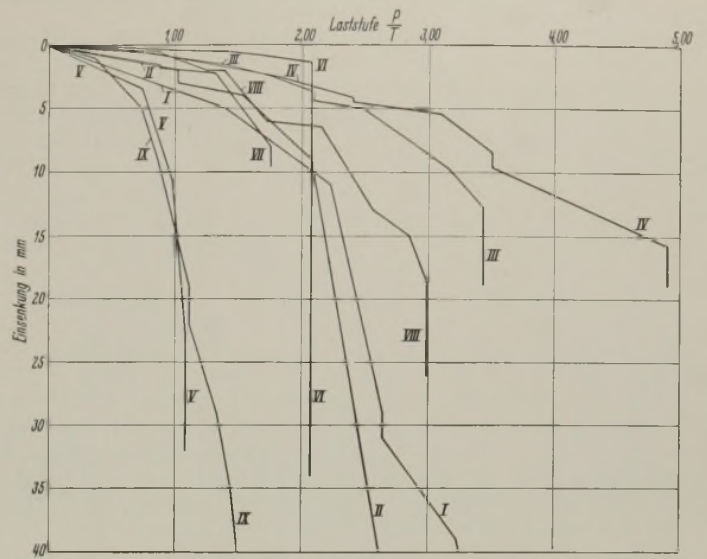


Abb. 11. Einsetzung der Pfähle im Vergleich zur Laststufe $\frac{P}{T}$.

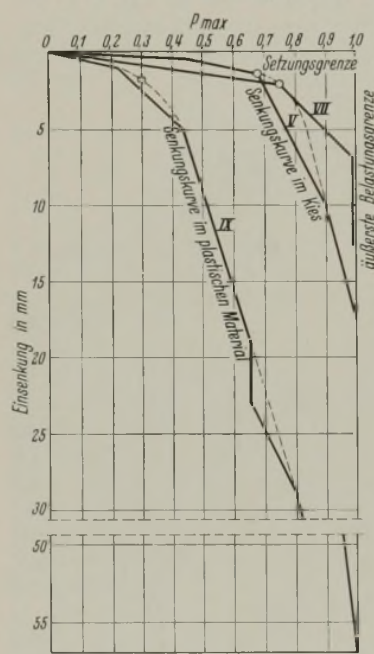


Abb. 12. Einsetzungsdiagramme im plastischen und kiesigen Boden.

Senkungskurve im plastischen Boden verläuft ganz anders. Der Unterschied dieser beiden Arten von Senkungskurven ist in Abb. 12 noch deutlicher gemacht, wobei die Einsetzung der Pfähle V, VII und IX zugrunde gelegt ist. Man unterscheidet bei der Senkungskurve die sogenannte „Setzungsgrenze“ und die „äußerste Belastungsgrenze“. Die erste stellt den Punkt dar, wo die anfänglich proportionale Setzung in einen steileren Kurvenzweig übergeht. Die äußerste Belastungsgrenze ist dann erreicht, wenn der Pfahl bei längerer Dauer der Belastung nicht mehr zum Stehen kommt. Beim Kies rücken diese beiden Punkte ziemlich nahe zusammen und können, wie bei Pfahl VI, zusammenfallen. Bei plastischem Material beginnt die Kurve steiler und geht allmählich von einem Kurvenzweig zum andern über. Die Grenzpunkte lassen sich hierbei meist nicht so scharf erfassen. Aus dem Verlauf der Kurven

kann man schon schließen, auf was für Bodenarten die Tragfähigkeit des Pfahls beruht.

Aus dem Gesagten geht hervor, daß bei gemischten Bodenschichten die äußerste Belastungsgrenze für den im Kies steckenden Pfahlteil bereits erreicht sein kann, während für den Teil im Letten dieser Punkt noch nicht zur Hälfte erreicht ist. Die größte Tragfähigkeit kann hier also nicht durch Addition der einzelnen Reibungskräfte in den verschiedenen Bodenschichten gefunden werden, vielmehr liegt der Fall so, daß in der Kiesschicht bereits das Gefüge zerstört wird, bevor noch die Lettenschicht einen nennenswerten Beitrag zur Tragfähigkeit geliefert hat. Durch den Übergang von der ruhenden zur gleitenden Reibung und durch die Gefügestörung verringert sich die Reibungskraft im Kies, ohne daß die Lettenschicht dies auszugleichen vermag, sofern der Einfluß der Kiesschicht vorherrschend ist. Der Unterschied zwischen ruhender und gleitender Reibung läßt sich bei fast allen Senkungskurven deutlich erkennen. Bei den Pfählen II und III der Abb. 11 und bei Pfahl IX der Abb. 12 ist besonders gut zu ersehen, wie nach dem senkrechten Kurvenstück (Belastungspause während der Nacht) der anschließende Zweig viel flacher verläuft, nachdem der Pfahl vorher zur Ruhe gekommen war. Kurve V und VII stellen typische Kiessenkungskurven dar, während Kurve IX für plastisches Bodenmaterial charakteristisch ist. Bei der letzteren macht sich der Einfluß der nur 0,80 m dicken Kiesschicht nicht bemerkbar, was mangels fester Unterlage verständlich ist.

Außer diesem Zusammenwirken der einzelnen Bodenschichten, das schwer zu erfassen ist, ergibt sich die Tragkraft als Funktion der in den Gleichungen vorhandenen Größen. Neben der richtigen Wahl der Grundwerte spielt die Größe des Spitzendrucks und die angesetzte Druckhöhe eine erhebliche Rolle. Vergleicht man die Kurvenschar der Abb. 11, unter Außerachtlassung der Pfähle V und IX, über die oben schon genügend

gesprochen wurde, so fällt auf, daß die kurzen im Kies steckenden Pfähle III und IV eine besonders große Sicherheit gegen Absacken aufweisen. Da die Grundwerte für Kies in der Tabelle I an und für sich schon reichlich hoch gewählt sind, so liegt der Schluß nahe, daß die Ursache in dem zu gering angesetzten Spitzendruck begründet ist. Bei Pfählen, deren Spitze im festen Kies steckt und hinreichend über der Schichtgrenze liegt, spielt gerade der Spitzendruck oft eine sehr große Rolle, der bei sehr kurzen Pfählen für die Tragfähigkeit ausschlaggebend werden kann. Fest gelagerter Kies besitzt eine erhebliche innere Materialfestigkeit, die imstande ist, Kräfte zu verteilen und auszugleichen. Man kommt damit zwangsläufig zu dem Ergebnis, daß die Widerstandskraft des Kieses unter der Pfahlspitze weit mehr von der Mächtigkeit und Festigkeit der darunterliegenden Kiesschicht als von der Höhe der darüberliegenden Bodenschichten abhängig ist. Wesentlich ist dabei in jedem Falle die innere Materialfestigkeit des Kieses, d. h. die Art der Lagerung und Körnung und die Art der Kittmasse. Die gleichen Überlegungen gelten auch für den Seitendruck, und es erscheint daher berechtigt, die Zunahme des natürlichen Erddrucks in einer gewissen Tiefe zu begrenzen⁴⁾. Das Entscheidende ist dann nicht mehr die Höhe der Erdauflast, sondern die Lagerung der Bodenschichten, deren Plastizität und ihr Gehalt an Hohlräumen. Will man diese Verhältnisse einigermaßen richtig erfassen, so muß man bei der Bohrung beurteilen, ob man es mit fester Lagerung oder mit mittelfestem oder weichem Bodenmaterial zu tun hat. Vor allem ist es aber wichtig, den Untergrund nicht bloß bis zur Pfahlspitze, sondern noch darüber hinaus zu untersuchen, um einen Anhalt für die zu erwartende Tragfähigkeit der Pfahlspitze zu erhalten. Daß man zur Beurteilung des Bodens und des Reibungsbeiwerts auch die Höhe des Grundwasserstandes beachten muß, ergibt sich aus dem früher Gesagten von selbst.

Unter Berücksichtigung dieser Ausführungen sind in Abb. 13 die Einsenkungskurven aufgetragen, die sich ergeben, wenn man der Zunahme des natürlichen Erddrucks bei einer Tiefe von 5 m eine Grenze setzt. Es ist ferner die Pressung unter der Spitze im festen Kies mit 8 kg/cm^2 , im festen Letten mit 5 kg/cm^2 (bei zweifacher Sicherheit) angenommen. Für die Pfähle V und IX ist der Spitzendruck als wenig wirksam vernachlässigt. Der Verlauf dieser Kurven befriedigt besser als bei Abb. 11. Man sieht, wie alle Kurven einem Fluchtpunkte zustreben, was mit der Forderung nach Erzielung eines gleichen Sicherheitsgrades übereinstimmt. Unbefriedigend bleiben auch hier noch die Kurven V und IX. Bei Pfahl V wird nur ein $\max P = 1,35 T$ erreicht. Wenn auch weitere Anhaltspunkte über das Bodenmaterial fehlen, so ist doch wahrscheinlich, daß der Kies nicht sehr fest gelagert und nicht durch Kittmasse gebunden war, so daß die angesetzten Grundwerte als zu hoch angesehen werden müssen. Legt man hierfür entsprechend niedrigere Werte zugrunde, so ergibt sich die Kurve V', die sich den anderen befriedigend anschließt. Man darf natürlich nicht erwarten, daß alle Kurven mit der Idealkurve übereinstimmen, da man einerseits die Grundwerte nicht scharf genug differenzieren kann und andererseits die Zufälligkeiten bei der Herstellung, wie Ausbuchtungen usw., nicht zu erfassen sind. Der Pfahl IX erreicht zwar bei einer Einsenkung

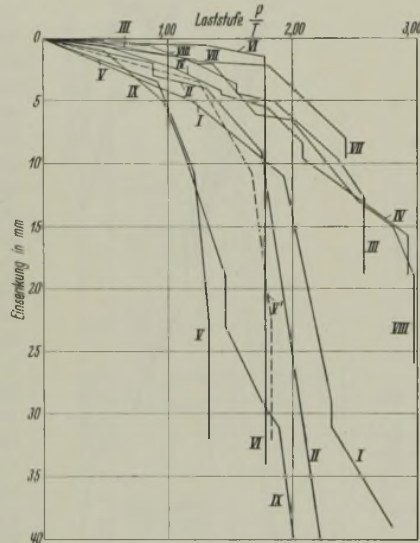


Abb. 13. Einsenkung der Pfähle im Vergleich zur Laststufe $\frac{P}{T}$.

⁴⁾ Vgl. Dörr, Bautechn. 1932, Heft 35.

von 57 mm den Wert $\max P = 2,21 T$, jedoch ist der Verlauf der Kurve in der Nähe der einfachen Tragkraft so steil, daß schon eine geringe Lastzunahme oder auch etwaige Erschütterungen eine starke Zunahme der Einsenkung bewirken können. Die Ursache ist, wie schon erwähnt, darin zu suchen, daß die Kiesschicht verhältnismäßig schwach ist und sich mangels fester Unterlage in weichen Letten eindrücken konnte. Es ist dies ein Fall, bei dem die Einsenkung unter der Bauwerklast als maßgebend für die Beurteilung der Tragkraft angesehen werden muß. Aus dem Vergleich und der Nachrechnung ist vor allen Dingen zu ersehen, daß es unerlässlich ist, bei unbekanntem Bodenverhältnissen die Tragfähigkeit bzw. die Wahl der Grundwerte durch Probelastungen nachzuprüfen, sofern der Umfang der Pfahlgründung dies wirtschaftlich vertretbar erscheinen läßt. Dabei wäre als Norm die Herstellung von drei Probpfählen zu fordern, um etwaige Zufälligkeiten erkennen und ausschalten zu können.

Um die Tragfähigkeit der Pfähle auf rechnerischem Wege einigermaßen zuverlässig erfassen zu können, ist es wichtig, die Grundwerte in der entsprechenden Größe anzusetzen. Hierzu gehört in erster Linie die Beurteilung der Beschaffenheit des Bodens bei der Bohrung, wie dies vom Deutschen Ausschuss für Baugrundforschung in dem Normblatt der Schichtenverzeichnisse und der Erläuterung hierzu vorgeschlagen worden ist. Aus der Probelastung muß sich ergeben, ob die Verhältnisse hinlänglich richtig erfaßt sind. Nach dem Normblatt 1054 kann als zuverlässige Bauwerklast $\frac{2}{5}$ der äußersten Belastungsgrenze oder $\frac{1}{2}$ der Setzungsgrenze angenommen werden. Die erste Vorschrift gibt eine 2,5fache Sicherheit gegen Absacken. Aus Abb. 12 ist zu ersehen, daß die nach diesen Angaben errechnete zulässige Belastung für die Senkungskurve im Kies nahezu übereinstimmt und 0,40 bzw. 0,34 bis 0,38 $\max P$ beträgt. Im Hinblick auf die geringe Einsenkung kann hierbei unbedenklich der höhere Wert zugrunde gelegt werden. Dagegen ist im plastischen Boden bei Pfahl IX ein beträchtlicher Unterschied vorhanden. Dem Werte von 0,40 $\max P$ steht hier eine zulässige Belastung von 0,15 bis 0,20 $\max P$ gegenüber. In einem solchen Falle muß die Senkungskurve darüber Aufschluß geben, welche Belastung dem Pfahl zugemutet werden darf. Will man eine Einsenkung von 5 bis 6 mm als zulässig bezeichnen, so sollte diese mit Rücksicht auf Erschütterungen durch Fahrzeuge erst bei der 1,2- bis 1,3fachen Bauwerklast erreicht werden. Bei Pfählen unter Maschinenfundamenten müssen an die Sicherheit allerdings höhere Anforderungen gestellt werden.

Schlußfolgerungen.

1. Der tatsächlich vorhandene bzw. zulässige Spitzendruck kann gegenüber dem rechnerischen Werte je nach der Beschaffenheit der untersten Bodenschicht und je nach der Pfahllänge sowohl nach oben als auch nach unten sehr erheblich abweichen (vgl. Pfahl II, IV u. IX).
2. Bei sehr langen Pfählen erhält man aus der Formel eine zu hohe Tragkraft bzw. einen zu geringen Sicherheitsgrad, wenn man die Zunahme des natürlichen Erddrucks auf die Länge proportional der Tiefe annimmt (vgl. Pfahl VII).
3. Bei stark plastischem Material und bei aufgeschüttetem Boden wird die größte Tragkraft erst bei großer Einsenkung erreicht, so daß auch die Einsenkung unter der Bauwerklast erheblich sein kann. Für die Tragkraft der Pfähle bleibt in diesem Falle die Einsenkungskurve maßgebend (vgl. Pfahl I u. IX). Es wäre daher zu empfehlen, den Wert $\max P$ bei einer Einsenkung von etwa 40 bis 50 mm zu begrenzen, wenn man als Tragfähigkeit $\frac{2}{5} \max P$ ansetzen will.

Es zeigt sich, daß die Gleichungen für die Berechnung der Tragfähigkeit brauchbare Werte liefern, die mit den Probelastungen übereinstimmen, sofern die Grundwerte richtig angesetzt werden. Dabei ist zu beachten, daß sie entsprechend der Beschaffenheit des Bodens und der natürlichen Lagerung gewählt werden müssen. Es lassen sich damit auch die bei kohärenten Böden vorhandenen Verhältnisse einigermaßen richtig erfassen, so daß man ein befriedigendes Rechnungsergebnis erwarten darf. Die Widerstandskraft des Bodens unter dem Pfahlfuß erhält man gegenüber Dörr und Krey zutreffender, wenn man ihn auf Grund eines zulässigen Flächendrucks ermittelt.

Alle Rechte vorbehalten.

Böschungsbeton, sein Schutz und sein Ersatz.

Von Dr. Fr. Joedicke, Hamburg.

Um einem Bauwerk bei dem geringsten Aufwande von Unterhaltungskosten größtmögliche Lebensdauer zu verleihen, müssen die zerstörenden Kräfte weitgehend ausgeschaltet werden. Vor allem ist Sorge zu tragen, daß das Eindringen des Wassers in das Bauwerk verhindert wird. Dieses muß also von vornherein dicht sein. Bei einem Bauwerk, das diese Eigenschaft nicht hat, bedient man sich daher zu seiner Erhaltung einer künstlichen Abdichtung, die z. B. beim Beton in den meisten Fällen zweckmäßig oder sogar notwendig ist.

Die von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft herausgegebene „Vorläufige Anweisung für eine Abdichtung von Ingenieurbauwerken

(AIB*)¹⁾ befaßt sich eingehend mit dieser Materie und ist für jeden Ingenieur richtunggebend. Die AIB behandelt die Abdichtungsarten, ihre Anwendung und ihre Prüfung. Unter den Abdichtungsarten werden in erster Linie die Dichtungsaufstriche und die Dichtungsbahnen behandelt, deren dichtende Wirkung das Bitumen (Asphaltbitumen) als Grundstoff für die Aufstrichmittel bzw. die Bitumenüberzugmasse als Dichtungsmasse der Dichtungsbahnen ausübt. Die Reichsbahn macht die Zulassung

¹⁾ In zweiter Auflage mit Berichtigungen vom Juni 1933 erschienen im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin.

aller Abdichtungsstoffe abhängig von dem Ergebnis der „Zulassungsprüfung“ durch eine Untersuchungsstelle und unterwirft den Abdichtungsstoff bei seiner Verwendung dann noch der „Gebrauchsprüfung“.

Die fortschreitende Erkenntnis der Eigenschaft des Bitumens, für sich allein oder in Verbindung mit Geweben sowie als Mischung mit Mineralien, eine völlig wasserundurchlässige, plastische und gegen klimatische Einflüsse beständige Haut oder Schicht bzw. selbständige Decke zu bilden, führt zwangsläufig zu steigender Anwendung des Bitumens auch im Wasserbau.

I. Schutz des Betons.

Schutzanstriche werden zweckmäßig dadurch hergestellt, daß der trockene Beton zunächst einen kaltflüssigen Bitumenvoranstrich erhält, der die Fähigkeit hat, in den Beton einzudringen. Auf feuchten Flächen ist ein derartiger „Asphaltilack“ nicht anwendbar, man benutzt in solchen Fällen eine Asphaltemulsion. Nachdem das in dem Asphaltilack enthaltene Lösungsmittel bzw. das Wasser der Emulsion verdunstet ist, wird der eigentliche meist heißflüssige Deckaufstrich zweimalig aufgebracht. Es entsteht eine schwarz glänzende, elastische, durchaus wasserabweisende Haut, die auch Zerstörungen durch aggressive und säurehaltige Wässer verhindert. Voraussetzung für das Gelingen ist, abgesehen von einer einwandfreien Beschaffenheit der Anstrichmittel, die einwandfreie Aufbringung, wobei in der Praxis allerdings noch viel gesündigt wird. Da, wo gute Anstrichmittel sachgemäß und sorgfältig aufgebracht werden, haben sie sich einwandfrei bewährt und ihren Zweck erfüllt. Ihr Anwendungsgebiet im Wasserbau ist mannigfaltig. Sie dienen zur wasserseitigen Abdichtung des Betons von Staumauern, Wasserbehältern, Stollen, Turbinenkammern, Düken und zur Erhaltung der Eisenkonstruktion an Wehranlagen, Schleusen, Rohr- und Druckrohrleitungen u. a. m.

Böschungsbeton wird im allgemeinen ohne jeden Schutz belassen und den Gefahren der Zerstörung ausgesetzt, die an der Wasserlinie besonders groß sind. Bei Staubecken und Werkkanälen kann man oft alljährlich Arbeiterkolonnen beobachten, die fast das ganze Jahr hindurch die aufgefrorenen Stellen der Betonauskleidung ausbessern.

Es ist naheliegend, daß man auch Böschungsbeton mit Schutzanstrichen versieht, und verwunderlich, daß dies bisher nur ganz vereinzelt geschehen ist. Meines Wissens wurden in Deutschland zuerst an den Werkkanälen der Iller versuchsweise bituminöse Dichtungsmittel (Kaltasphalt) „zur Verbesserung der Dichtung und Erhöhung der Frostbeständigkeit“²⁾ mit befriedigendem Ergebnis angewandt. 1933 wurde versuchsweise bei den Ausbesserungsarbeiten der Innwerk-Wasserkraftkanäle der Böschungsbeton stellenweise mit einem Bitumenanstrich versehen³⁾. In großem Ausmaße ist gleichfalls 1933 der 4,2 km lange Werkkanal des Kraftwerks Albruck-Dogern an und über dem Schwankungsbereich durch einen 5 m breiten Bitumenanstrich gedichtet worden (Abb. 1).

Beim Abdichten von Böschungsbeton muß besonders sorgfältig und mit nur erprobten Anstrichen gearbeitet werden. Es besteht leicht die Gefahr, daß sich auf der Böschung eine Schicht von Schlamm und Sinkstoffen absetzt, die bei Sonnenbestrahlung rissig wird, sich wirft und hierbei die Bitumenhaut mitnimmt, wenn diese nicht fest am Beton haftet. Die gute Haftung am Beton wird erhöht, wenn der Anstrich unter Druck aufgebracht, also aufgesprüht wird. Ein Aufsprühen hat weiter noch den Vorteil, daß man dünner auftragen kann, um immer noch einen geschlossenen Film zu erzeugen, und daß man mit der Ausführung schneller vorankommt.

Es ließen sich hohe Unterhaltungskosten einsparen, wenn man dazu übergehen würde, grundsätzlich jeden Böschungsbeton an und über der Wasserlinie durch einen Bitumenanstrich zu schützen. —

Einen verstärkten Schutz gegen mechanische, chemische und atmosphärische Einwirkungen bieten die Bitumenfaser-Isoliermassen, die einen reichlichen Zusatz von Langfaserasbest enthalten; ihre Unterlage muß ein Raustrich, ein abgeglicheneter Beton oder ein satt ausgefugtes Mauerwerk sein.

Die Bitumenbelagmasse, die einen hohen Schmelzpunkt und einen niedrigen Erstarrungspunkt hat, wird heiß aufgebracht und erkaltet nach wenigen Sekunden. Sie verlangt eine trockene Unterlage, während die Bitumenemulsionspaste auf feuchtem Untergrund aufgespachtelt werden kann.

Diese Isoliermassen werden mittels Kelle fugenlos auf die Fläche aufgetragen, und zwar in einer Dicke von einigen mm. — Der Bedarf bei Raustrich beträgt etwa 4 kg/m², bei Beton oder Mauer 5 bis 6 kg/m². Die Erhärtung und Verfestigung tritt nach dem Erkalten bzw. nach dem Verdunsten des Emulsionswassers ein. Es restiert eine lederzähe Haut, die infolge ihrer Bestandteile — Bitumen und Asbest — sehr widerstandsfähig, elastisch und wasserundurchlässig ist und sich auch zum Schutze steiler Betonauskleidungen oder senkrechter Betonwände eignet. —

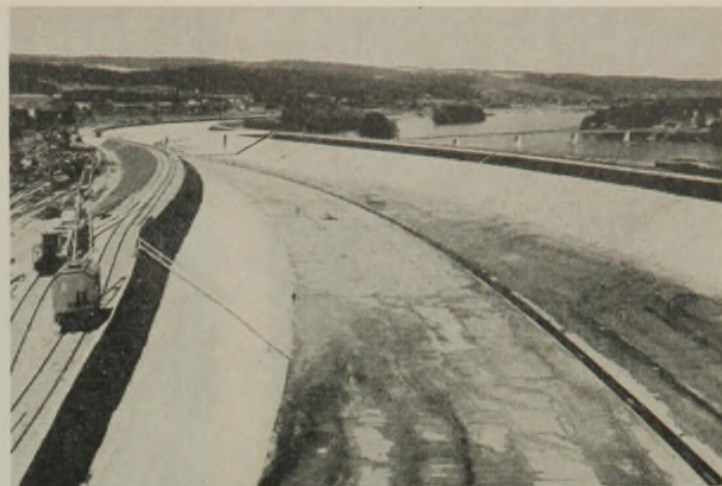


Abb. 1. Abdichtung des Werkkanals der Kraftstufe Albruck-Dogern durch einen Bitumenanstrich.

Eine andere Art des Schutzes von Beton ist die mittels Dichtungsbahnen, die entweder Bitumenpappen oder Bitumengewebe sein können. Sie werden in mehreren Lagen mit heißflüssiger Bitumenklebemasse auf den Beton und dann aufeinander aufgeklebt. Besonders sorgfältig muß an den Stoßstellen verfahren werden, wo die Bahnen mit 10 cm Überlappung zu verlegen sind. Über die Ausführung gibt die AIB genaue Anweisung. Dichtungsbahnen lassen sich mit Vorteil auch im Wasserbau verwenden, wo sie bislang noch nicht in dem Maße gebraucht wurden, wie sie es verdienen. Sie leisten hervorragende Dienste zum Dichten von gerissenem Böschungsbeton und von Böschungsbeton, bei dem noch weitere Rissebildungen zu erwarten sind, da die Dichtungsbahnen die entstehenden Risse überbrücken, ohne die Bewegungen des Betons mitzumachen.

Die erste in Deutschland mir bekannte Dichtung von Böschungsbeton mittels Dichtungsbahnen wurde im Jahre 1923 beim Staubecken Überlandwerk Aistaig in Württemberg hergestellt. Das Becken war mit Lehm gedichtet worden; beim Aufstau im April 1923 traten starke Wasserdurchbrüche auf, zur deren Behebung kostspielige Abdichtungsversuche unternommen wurden, die infolge der besonderen örtlichen Verhältnisse völlig erfolglos blieben. Auf Vorschlag des Zivilingenieurs Kimmich, Stuttgart, wurde schließlich der auf der Lettendichtung befindliche 15 cm dicke Betonbelag mit einem Raustrich versehen und mit Bitumendichtungsbahnen in zwei Lagen überzogen (Abb. 2. u. 3).

Der Erfolg war ein augenblicklicher und dauernder. Eine Unterhaltung dieser Dichtung ist bis heute nicht notwendig geworden, obgleich seinerzeit Kenntnisse oder Erfahrungen dieser Materie, insbesondere für wasserbauliche Zwecke, nicht oder kaum vorlagen.

Bei Böschungsbeton ist es vielleicht richtig, die unterste Dichtungsbahn von der Dammkrone aus nach unten und die zweite Lage senkrecht dazu so zu verlegen, daß der normale Wasserspiegel sich gerade in der Mitte einer Dichtungsbahn befindet.

In ähnlicher Weise wurde im Jahre 1930 die Abdichtung des Speicherbeckens Speicherwerk Bringhausen vorgenommen⁴⁾, desgleichen wenig später die der Sohle des Speicherbeckens des Pumpspeicherwerks Waldeck.

Schließlich sei noch ein Verfahren erwähnt, das, wenn nicht alle Anzeichen trügen, in Zukunft in großem Maße zum Dichten von Beton verwendet werden wird und das darauf beruht, daß Mineral-Bitumen-Gemische auf Betonböschungen und -wände unter Druck aufgeschleudert werden. Das Aufbringen des „bituminösen Schleuderputzes“⁵⁾ geschieht entweder im Kaltverfahren mit dem Bindemittel Kaltasphalt oder im Heißverfahren mit dem Bindemittel Bitumen (Mexphalt). Das Mineral, das aus einem geeigneten Gemisch von Sand oder Quetschkies und von Füllstoff (Zement) besteht, wird je nach dem Bindemittel entweder kalt oder bei einer Temperatur von 180° aus der Gebläsemaschine in der Metallschlauchleitung zur Düse gedrückt; hier mischt sich das Mineral mit dem Bindemittel, das kalt bzw. bei einer Temperatur von 180° in einem besonderen Schlauch aus dem Druckkessel herangeführt wird.

In der Regel wird man auch bei dieser Dichtungsart das Heißverfahren bevorzugen; auf feuchten Beton wird man kalt aufschleudern, oder man bringt zunächst einen Emulsionsanstrich auf, läßt diesen trocknen und schleudert dann die Bitumenmörtelschicht heiß auf (Abb. 4).

²⁾ Schäfer, Die Iller-Wasserkräfte des Bezirksverbandes oberschwäbischer Elektrizitätswerke, Bauztg. 1929, Heft 10, 11 u. 12.

³⁾ Kennerknecht, Großreparatur der Innwerk-Wasserkraftkanäle, Wkr. u. Ww. 1933, Heft 2 vom 16. Januar.

⁴⁾ Walch, Die Bauarbeiten am Speicherbecken und an der Rohrbahn des Speicherkraftwerkes Bringhausen, Bautechn. 1930, Heft 49.

⁵⁾ DRP. Nr. 367 476 nebst drei Zusatzpatenten von Reiner, Berlin-Zehlendorf.

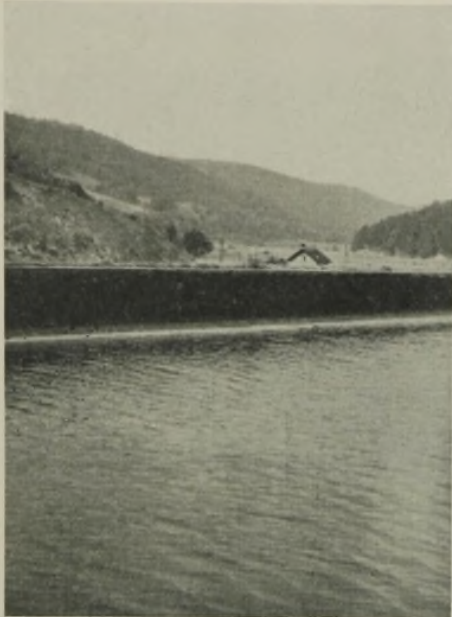


Abb. 2.

Abb. 2 u. 3. Abdichtung der Betonauskleidung des Staubeckens Überlandwerk Aistaig mit Bitumenpappen.



Abb. 3.



Abb. 4.

Aufbringen eines bituminösen Schleuderputzes.

Nach diesem Verfahren wurde kürzlich die senkrechte Betonwand des Einlaufbauwerks eines Pumpspeicherwerks gedichtet. Lizenzinhaber in für Deutschland ist die Firma August Wolfsholz, Preßbeton- und Ingenieurbau AG, Berlin. —

Die empfindlichsten Stellen der Betonauskleidung sind die Wasserlinie und die Fugen.

Die oben beschriebenen Verfahren zum Schutze des Betons lassen sich ohne weiteres auf den Schutz der Wasserlinie übertragen, wobei die einfachste Möglichkeit die eines bituminösen Anstriches in genügender Breite ist. — Die Dichtung der Trennungsfuge des Betons ist ein Problem, auf das weiter unten noch eingegangen werden soll.

II. Ersatz des Betons.

Es soll nunmehr von dem Ersatze des Betons durch Bitumen-Mineral-Gemische gesprochen werden⁶⁾.

Grundsätzlich unterscheidet man hier zwischen dichten und offenen Decken; beide Deckenarten werden fugenlos verlegt und sind beständig gegen Temperatureinflüsse.

Die dichten Decken (Asphaltbeton) bestehen aus einem Gemisch hoherhitze, gut abgestufter Mineralstoffe (gebr. Hartgestein und Sand), Steinmehl von Zementmahlfeinheit als Füllstoff und Bitumen (an Stelle Zement) als Bindemittel. Das Mineralgemisch ist nach dem Betonprinzip (Prinzip des Hohlraumminimums) zusammengesetzt; die Menge des Bitumens richtet sich nach den Hohlräumen der eingerüttelten Mineralmasse und wird in geringem Überschuß heiß zugegeben. Die Bitumenzugabe beträgt je nach der Mineralzusammensetzung 7 bis 12 GT auf 100 GT Mineralmasse einschließlich Füllstoff.

Nach dem Mischen, wobei jedes Mineralkorn mit Bitumen umhüllt wird, wird die noch heiße Masse auf die planierte Böschung (oder Sohle) aufgebracht, mit Rechen in der notwendigen Dicke gleichmäßig verteilt und mit Walzen zusammengedrückt.

Je nach den Beanspruchungen, die zu erwarten sind, wählt man Deckendicken von 4 bis 7 cm gewalzte Decke. Die Decke wird in der Regel in einer Lage, in gegebenen Fällen aber auch in zwei Lagen einzubauen sein. Infolge des Bitumenüberschusses genügen zum Verdichten der Einbaumasse verhältnismäßig leichte Walzen, die man mittels Winde, die z. B. auf das Untergestell eines fahrbaren Kippwagens auf der Böschungskrone montiert wird, oder mittels Motorwinde auf der Böschung heraufziehen und herablassen kann. Auch Preßluftstampfer können zum Verdichten in Betracht kommen. Bei großen Baustellen wird man sich eines besonderen Ausbreitwagens bedienen, der die Einbaumasse nicht nur gleichmäßig verteilt, sondern auch sofort walzt; oder man setzt den Koppenhoferschen Böschungsfertiger der Dinglerschen Maschinenfabrik AG Zweibrücken ein, wobei aber der Zubringer- und Trichterwagen isoliert werden müssen, um ein vorzeitiges Erkalten der Einbaumasse zu verhindern.

⁶⁾ Mitteilungsheft 2 des Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserkraft e. V. München: Versuche über die Brauchbarkeit von Asphalt und Teer zur Dichtung und Befestigung von Erdbauten. — Bösenberg, Neuartige Uferbefestigungen und Abdichtungen im Wasserbau, Bitumen 1933. — Joedicke, Asphaltdecken als selbständiger Belag im Wasserbau, DWW 1933, Heft 11.

Das Charakteristische des Asphaltbetons, der bei richtiger Wahl der Einzelteile völlig geschlossen und hohlraumfrei gebaut werden kann, ist neben seiner ungemeinen Plastizität, die dem Bindemittel zuzuschreiben ist, seine vollkommene Wasserundurchlässigkeit, die auch bei 50 m Wassersäule festgestellt wurde.

Bei kleinen Bauwerken verwendet man statt Asphalt-Beton die Mastix-Vergußdecke oder den Gußasphalt.

Die offenen Asphaltbauweisen sind die Heißasphalttränkung und der heiß oder kalt einzubauende Asphaltspplitbelag; die übliche Dicke beträgt 5 bis 8 cm. Die Hohlräume sind so groß, daß eine Auffriergefahr nicht besteht; trotzdem ist der Zusammenhalt der Decken groß, da die Flächen eines jedes Gesteinskorns mit Bitumen umhüllt sind und somit das ganze Mineralgemisch zusammengeleimt ist. Bei entsprechender Kornzusammensetzung sind derartige Decken durchlässig wie ein Sieb.

Zementbeton, der Dichtungszwecken dienen soll, wird vorteilhaft durch Asphaltbeton ersetzt, der sofort nach der Verlegung dicht ist und sich jeder Bewegung des Untergrundes anpaßt. Die unverkennbaren Vorteile des Asphaltbetons sichern diesem eine rasch zunehmende Verwendung bei der Anlage von Werk- und Schiffahrtkanälen, bei Staubecken und überall da zu, wo es sich darum handelt, hochwertige Dichtungen von Erdbauten vorzunehmen. In seinem kürzlich erschienenen Werk „Stau- und Kanaldämme“ spricht Walch die Erwartung aus, „daß hier eine billigere und in vieler Beziehung bessere Abdichtung als z. B. Beton gefunden ist“.

Zu Befestigungszwecken wird Beton meist in Form von Betonplatten verwendet, die mit offenen Fugen verlegt werden. An die Stelle solcher Betonplatten können Asphaltspplitdecken oder Asphaltplatten treten.

Asphaltspplitdecken werden bei größeren Bauwerken heiß eingebaut; die Aufbereitung geschieht an oder bei der Baustelle. Nach dem Abwalzen des ausgebreiteten Splitt-Bitumen-Gemisches sind sie standfest im Gegensatz zu den kalt einbaufähigen Asphaltspplitdecken, deren Einbaumassen von der fruchtünstigst gelegenen Aufbereitungsstelle, wie sie in Deutschland vielerorts vorhanden sind, fertig präpariert bezogen, und die erst einige Tage — bei ungünstiger Witterung einige Wochen — nach dem Einbau standfest werden.

Asphaltspplitdecken sind, standfest geworden, von großer Widerstandsfähigkeit und können daher in gegebenen Fällen auch Steinpflaster ersetzen: Sie sind in hohem Maße plastisch, so daß sie sich etwaigen Bewegungen des Untergrundes ohne weiteres anpassen, und völlig indifferent gegen chemische Einwirkungen.

Eine Asphaltspplitdecke als Ersatz von Betonplatten wurde Ende Dezember 1932 bis Anfang Januar 1933 auf den 1 : 2 geneigten Böschungen des Schutterdurchstiches im Heißverfahren eingebaut⁷⁾.

Im Zuge der Albverlegung bei Knielingen (Karlsruhe) gelangt gleichfalls ein solcher Belag in einem Ausmaße von 2000 m² als Befestigung der beiderseitigen Böschungen — teils im Auftrag, teils im Abtrag — im Laufe des Winters 1933/34 zum Einbau. — Beiderseits der Albsohle wird zunächst eine Fußschwelle aus Beton (0,30 m breit und 0,20 m tief) hergestellt, die das untere Widerlager der Böschungsbefestigung bildet.

⁷⁾ Joedicke, Asphaltdecken als selbständiger Belag im Wasserbau, DWW 1933, Heft 11.

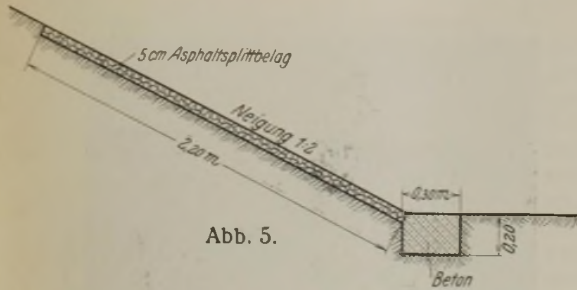


Abb. 5.

Letztere ist ein 5 cm dicker Asphaltsplittbelag, der aus einer Mischung von Hartgestein, Splitt der Körnung 5 bis 25 mm, Sand der Körnung 0 bis 5 mm und Mexphalt besteht (Abb. 5). Die Mischung wird örtlich aufbereitet und im Heißverfahren eingebaut, nachdem die planierte Böschung mit einer Handwalze, die längs der Böschung auf Schienen verschiebbar ist und mittels Winde an der Böschung herauf- und heruntergelassen werden kann, festgewalzt ist. Die Decke wird fugenlos eingebaut; ihre Zusammensetzung ist so gewählt, daß sie wasser-durchlässig ist. Auf 1 m² entfallen 100 kg Einbaumasse. — Der Preis liegt unter dem der ursprünglich vorgesehenen Betonplatten.

Im Kaltverfahren gelangte eine Asphaltsplittdecke im Sommer 1933 bei einigen Abwasserkanälen im Ruhrgebiet zur Anwendung. Der Asphaltsplitt diente dort als Ersatz der durch die Abwässer und durch Auffrierung völlig zerstörten Böschungsbetonplatten.

Die Reste des zerstörten Betons wurden entfernt und statt dessen der Asphaltsplitt: gebrochenes Hartgestein 1 bis 8 mm, umhüllt mit 5¹/₂ GT Spramex-Verschnitt, zusammenhängend eingebaut. Der Einbau vollzog sich denkbar einfach. Das Material, das von Dortmund geliefert wurde, wurde mit Pferdefuhrwerk an die Baustelle gefahren, dort abgeladen und mit Handkarren bis unmittelbar an die zu befestigenden Böschungen gebracht; es wurde dann in einer Menge von 100 kg/m² auf der Böschung, die 1 : 1¹/₂ geneigt ist, ausgebreitet und mit Handstampfern gut zusammengedrückt (Abb. 6, 7 u. 8).

Für je 100 m² wurden 10 t Asphaltsplitt benötigt, die jeweils in zwei Tagen eingebaut wurden. Die Kosten des Einbaumaterials betragen 2,50 RM/m².

Bei den gleichen Abwasserkanälen wurden an Stelle von Betonplatten auch Asphaltplatten⁹⁾ verlegt.

Diese Platten haben gegenüber Betonplatten den Vorteil, daß sie säure- und alkalifest, witterungsbeständig und wasserdicht sind. Ist dies der Fall, so ist ein Zerstören sowohl durch Frost als auch durch chemische Einwirkungen ausgeschlossen. Ein Zerbrechen tritt nicht ein. Die Zusammensetzung der Asphaltplatten ist etwa die eines Asphaltbetons. Ihre Herstellung geschieht entweder unter Hochdruck oder durch Gießen. Ihr Preis ist etwas höher als der von Betonplatten gleicher Dicke, der Preisunterschied wird ausgeglichen durch die ungleich größere Lebensdauer.

Asphaltplatten können dem Wasserbauer sehr gute Dienste leisten; sie eignen sich zur Auskleidung von Kanälen, die Abwässer führen, und wo jede andere Befestigung über kurz oder lang zerstört sein wird. Asphaltplatten finden ferner zweckmäßig da Verwendung, wo Humussäure oder aggressive Wässer auftreten. Schließlich können mit Asphaltplatten auch Flächen befestigt werden, die sich unter Wasser befinden.

Eine Kombination von Betonplatten mit einer Asphaltdeckschicht, die mit Hilfe einer Asphalt emulsion hergestellt wird, beschreibt van Hulst⁹⁾. Hiernach besteht die Deckschichtmischung aus gut abgestuftem Mineralaggregat, einem Füllstoff (Zement), Wasser und einer geeigneten Asphalt emulsion. In die Formen wird zuerst eine etwa 1 cm dicke Schicht dieser Mischung gebracht und darüber die entsprechend dicke Schicht einer gewöhnlichen Betonmischung. Das Ganze wird gepreßt, das Wasser entweicht, und der Asphalt bleibt — homogen verteilt — zurück. Nach der Erhärtung des Betons sind die beiden Schichten untrennbar verbunden. Diese Platten vereinigen die Vorteile der Betonplatten mit den von Asphaltdecken, d. h. sie sind schwer und unbiegsam, unempfindlich gegen mechanische Beanspruchungen und, da die plastische Deckschicht keine Hohlräume aufweist, frostbeständig.

Dasselbe trifft zu bei Betonplatten, die nach ihrer Fertigstellung gut getrocknet und in heißen Spramex getaucht werden; sie sind dann durch und durch imprägniert. Derartige, mit Asphalt getränkte Platten wurden, wie einer Notiz in der „Bautechnik“ 1925, Heft 35, S. 486, zu entnehmen

⁹⁾ Bösenberg, Neuartige Uferbefestigungen und Abdichtungen im Wasserbau, Bitumen 1933.

⁹⁾ Asphalt und Teer, Straßenbautechnik 1933, Nr. 3.



Abb. 6. Ausbreiten des kalt einbaufähigen Asphaltsplitts.



Abb. 7. Stampfen des Asphaltsplittbelages.

ist, bei der Ausmündung einer Abwasserleitung des Gas- und Kraftwerks von Los Angeles in das Meer verwendet und dienen hauptsächlich als Schutz gegen die Angriffe des Seewassers.

Ein einfacheres und billigeres Verfahren, Betonplatten zu dichten, ist das, sie mit Bitumenanstrichen zu versehen, indem die Platten an allen Flächen zunächst mit einem Bitumenvoranstrich und alsdann mit zwei Deckaufstrichen behandelt werden.



Abb. 8. Asphaltsplitt als Ersatz von Betonplatten auf den Böschungen von Entwässerungsgräben im Ruhrgebiet.

III. Dichtung der Fugen von Beton- und Steindecken.

Es soll nun noch etwas näher auf das Problem der Dichtung der Fugen von Beton- und von Steindecken, die man hin und wieder mit Betonmörtel dichtet, eingegangen werden.

Bei der Dichtung der Trennungsfugen des Betons fand in den letzten Jahren mehr und mehr der bituminöse Fugenverguß Anwendung, wobei vielfach auch Fehler unterlaufen sind. Nicht selten wurden auf Baustellen Versuchslaboratorien eingerichtet, die die verschiedensten im Handel befindlichen Vergußmassen und neue Kompositionen auf Versuchsböschungen ausproben. Meist gelang es nicht, eine auf die Dauer restlos befriedigende Masse zu finden. Leider läßt man sich auch durch billige Angebote nicht erprobter oder im Prinzip völlig falsch zusammengesetzter Massen zu deren Großanwendung auf Böschungen verleiten, um dann bittere Enttäuschungen zu erleben.

Eine gute Füllmasse muß folgende Eigenschaften haben:

1. Die Masse muß den durch die Temperaturschwankungen bedingten Dehnungs- und Zusammenziehungsbewegungen der Betonplatten folgen können. Die Größe der Bewegungen ist abhängig von der Dicke und der Größe der Platten. Die Dehnung des Betons beträgt je nach seiner Zusammensetzung bekanntlich für je 1° C und 1 m Länge 0,000 095 m bis 0,000 0126 m. Bei Annahme eines Temperaturunterschiedes von 70° C, mit dem praktisch zu rechnen ist, tritt daher eine größte Dehnung von 5,3 bzw. 8,8 mm und eine geringste Dehnung von 4,0 bzw. 6,7 mm für 6 bzw. 10 m Fugenabstand auf.



Abb. 9.
Helmsander Damm.



Abb. 10.
Abb. 10 u. 11. Vergießen der Fugen des Helmsander Dammes mit seewasserbeständiger Mexphalt-Vergußmasse.



Abb. 11.

2. Bei starker Sonnenbestrahlung, also bei einer Temperatur von etwa 60°C , darf die Masse bei geneigten Flächen nicht aus den Fugen abfließen.

3. Bei einer Temperatur von etwa -20°C muß die Masse noch eine gewisse Streckbarkeit aufweisen, damit sie den Zusammenziehungsbewegungen der Betonplatten im Winter und den dann auftretenden Zugspannungen nachgeben kann, ohne sich dabei vom Beton zu lösen.

4. Die Masse muß, möglichst durch Gießen, leicht in die Fugen eingebracht werden können.

Wesentlich beeinflußt wird die Zusammensetzung noch von der Breite der Fugen und dem Maße der Neigungen der Böschungen.

Gewöhnliche Pflasterausgußmassen sind, da sie lediglich für ebene Flächen in Betracht kommen, für die Dichtung von Fugen bei geneigten Flächen nicht geeignet; die für sie bestehenden DIN-Vorschriften können nur beschränkt oder sinngemäß abgeändert für Fugenvergußmassen gelten. Beiden Massen gemeinsam ist die Heißverarbeitung, da nur hierdurch eine völlige Fugendichtung erreicht wird.

Unter verschiedenen Namen haben bekannte Spezialfirmen gute Erzeugnisse auf den Markt gebracht, die die genannten Forderungen erfüllen und die in der Regel aus einer Mischung eines geeigneten Bitumens, eines Füllstoffes und eines geringen Anteiles Asbestfasern bestehen. Diese Massen sind bei 130 bis 160°C so weich, daß sie leicht in die Fugen, die zweckmäßig vorher mit einem guten Bitumenlack angestrichen werden, da sonst die Füllmasse nicht mit Sicherheit haftet, eingegossen werden können.

Interessante Anwendungen von Fugenvergußmassen wurden kürzlich an der Nordseeküste vorgenommen. Im Rahmen der Anlandungsbestrebungen wurde 1933 mit dem Bau eines Dammes nach der Insel Helmsander begonnen, der im ganzen $3,2$ km lang wird und dessen erste Teilstrecke in einer Länge von 500 lfd. m nunmehr gebaut ist. Der Damm besteht aus einem Erdkern, der $1,60$ m hoch ist, eine Breite von 6 m am Böschungsfuß hat und dessen Böschungskrone $1,20$ m breit ist. Dieser Erdkern wird aus Schlack geschüttet, der den Watten entnommen wird. Auf diesen Erdkern kommt eine 5 cm hohe Heidekrautlage, darauf eine 20 cm dicke Lage Granitsteingrus und Granitschotter und darauf eine Granitbaubruststeindecke (Abb. 9). Die Granitsteine haben ein Mindestgewicht von 100 kg/Stück; sie werden mit Fugen von 2 cm Weite versetzt. Um ein Ausspülen des Erdkerns zu verhindern, wurden die Fugen mit einer Bitumenvergußmasse im Heißverfahren gedichtet, nachdem die unteren zwei Drittel mit Splitt und Sand ausgefüllt sind (Abb. 10 u. 11). Die Steindecke wird durch eine beiderseitig angebrachte Pfahlreihe gehalten. Die zu erwartenden Setzungen betragen einige Prozent, und es wird angenommen, daß dank der Elastizität der Bitumenvergußmasse die Steindecke diesen Setzungen folgt. Die Neigung der Böschung beträgt $1:1,5$ und $1:2$. Die zur Verwendung gelangte Vergußmasse bestand aus einer Mischung von Mexphalt und Steinmehl zu gleichen Teilen und einer Zugabe von wenigen Prozent Asbestfasern.

Die Masse läßt sich bei 150 bis 180°C gut in die Fugen eingießen. Auf der Baustelle traten besondere Schwierigkeiten nicht ein. Es war notwendig, daß täglich die Fugen der im Laufe des betreffenden Tages versetzten Steine vergossen wurden, da die Flut die Fugen sonst verschlickt hätte. Zum Dammbau und zu dessen Abdichtung stand daher

nur die Zeit der Ebbe, also etwa 6 bis 7 Stunden am Tag, zur Verfügung. Der Verbrauch betrug 15 bis 18 kg/m², das sind bei einem Preise von $9,75$ RM/100 kg frei Baustelle für rd. $1,60$ RM/m² Vergußmaterial. Dazu kommen die Arbeitslöhne: 3 Mann, die die Steine verstemmen und den unteren Teil der Fugen mit Sand ausfüllen, 1 Mann, der die Vergußmasse in den vier auf der Baustelle befindlichen Kesseln auf Temperatur zu halten hat, und 2 Mann, die die heiße Masse vergießen. Die tägliche Leistung betrug 70 bis 80 m².

Eine weitere Anwendung von Vergußmassen wurde an Steinbefestigungen der Küste selbst vorgenommen. Diese Steinbänke werden in der Weise angelegt, daß auf den festen Kleiboden Schotter aufgebracht wird, auf dem bis 500 kg schwere Felsen (Findlingsteine) gelagert werden, die in der Ostsee bei der Insel Fehmarn gefischt werden. Durch den Wellenschlag und die beim Zurückfluten entstehende Unterströmung, den „Sog“, treten vielfach Ausspülungen ein, die ständig kostspielige Instandsetzungsarbeiten erfordern.

Man hat nun früher die Fugen dieser Steindecken streckenweise mit Zementbeton ausgegossen, um dadurch weitere Ausspülungen zu verhindern. Es zeigte sich jedoch, daß ein Verguß mit Beton der Steindecke eine unerwünschte Starrheit verleiht; dazu kommt die Empfindlichkeit des Betons der Einwirkung des Seewassers gegenüber. Man hat daher in diesem Jahre bei Büsum eine Probestrecke mit einer Vergußmasse gedichtet, die das Bindemittel Bitumen enthält und daher elastisch und seewasserbeständig ist. Hier hat man es mit ganz anderen Fugen zu tun, die außergewöhnlich breit und ganz unregelmäßig sind. Infolgedessen mußte auch die Zusammensetzung der Vergußmasse dem Rechnung tragen. Es wurde ein Mexphaltemörtel verwendet, der auf der Baustelle hergestellt wurde, indem Mexphalt-Vergußmasse, ähnlich zusammengesetzt wie bei der oben beschriebenen Dichtung der Fugen der Steindecke des Helmsander Dammes, in Kesseln erhitzt und im Verhältnis $1:1$ mit Sand 0 bis 5 mm gemischt wurde. Der Sand war an Ort und Stelle durch Erhitzen auf der Darre getrocknet worden.

Der untere Teil der Fugen wurde mit Splitt und Sand ausgefüllt und der Mexphaltemörtel heiß eingegossen (Abb. 12 u. 13), nachdem der obere Teil der Fugen noch mit Steinstückchen verzwickelt wurde. Der Verbrauch betrug nach Angaben der Ausführungsfirma 33 kg/m².

IV. Schutzbehandlung des erhärtenden Betons.

Schließlich soll noch in dem ganzen Zusammenhang auf eine Schutzbehandlung des erhärtenden Betons mittels Bitumen hingewiesen werden.

Wie allgemein bekannt, bedarf es besonderer Maßnahmen, während der Erhärtungszeit des frisch verlegten Betons die vorschnelle Verdunstung des Anmachewassers zu verhindern, da eine ungenügende Wassermenge den Erhärtungsvorgang und somit die Festigkeit des Betons ungünstig beeinflusst und das Auftreten von Schwindrissen verursacht, die ein Aufrieren zur Folge haben. Die übliche Schutzbehandlung ist das Bedecken des frischen Betons mit nassen Tüchern, feuchter Erde und Strohmatten.

Beim Ausbau der Mittleren Isar wurden große Holztafeln verwendet; der Beton wurde bei trockenem Wetter fünf Tage lang mehrmals täglich genäßt¹⁰⁾.

¹⁰⁾ Kurzmann, Die Betonauskleidung der Werkkanäle, Wasserkraft-jahrbuch 1928/29.



Abb. 12. Vergießen der Steinküste an der Nordsee mit Mexphaltnörtel.

Chlorkalzium, das entweder in bestimmtem Verhältnis dem Anmachewasser beigegeben oder in fester Form auf den Beton aufgestreut wird.

Als Porenschluß verwendet man Natronwasserglas, das auf den erhärtenden Beton aufgestrichen wird.

Eine mechanische Dichtung der Oberfläche wird durch die Pretoniamaschine der Stahlbeton-Kleinlogel AG, Berlin, erreicht, die Verdichtung geschieht durch eine Stahlscheibe, die schnell auf der Oberfläche des frisch verlegten Betons bewegt wird und die in größerem Ausmaße beim Bau des Böschungsbetons des Werkkanals Albruck-Dogern angesetzt wurde.

Die genannten, zum Schutze des frischen Betons angewandten Verfahren lassen sich mit Vorteil durch ein solches ersetzen, daß darin besteht, den frischen Beton mit Kaltasphalt zu behandeln. Hierüber sind interessante und eingehende Versuche¹¹⁾ durchgeführt worden: Wenn der Beton innerhalb acht Stunden nach dem Verlegen mit einer für diesen Zweck geeigneten Bitumenemulsion behandelt wird, oder zu einem späteren

¹¹⁾ The curing of concrete by Colas. Roads and road-construction, August 1932, und Mitteilungen der Colas Kaltasphalt G. m. b. H., Dresden.

Vielfach bedient man sich auch zur Verbesserung des Zementbetons besonderer Verfahren in Form eines hydraulischen Zuschlages oder eines solchen, der eine chemische Wirkung ausübt, oder man dichtet schließlich den frischen Beton auf mechanischem Wege.

Der zur Verwendung gelangende hydraulische Zuschlag ist meist Traß, der seine Aufgabe, den beim Abbinden sich bildenden freien Kalk zu binden, nicht immer mit dem erwarteten Erfolg löst. Von besonderem Nachteil ist, daß durch überschüssigen Traß der Mörtel abgemagert wird.

Andere Zuschläge wirken chemisch, indem sie wasseranziehend sind und durch diese Eigenschaft den Abbindevorgang beschleunigen. Das gebräuchlichste hygroskopische Mittel ist

Zeitpunkte, falls das Austrocknen solange verhindert wird, kann durch die dünne Asphaltpolier, die nach Aufsprühen der Bitumenemulsion resultiert, eine fast vollkommene Isolierung des frischen Betons, und infolgedessen eine große Unabhängigkeit von den äußeren atmosphärischen Bedingungen erreicht werden. Durch diese einfache Maßnahme fällt die Schutzbehandlung des frischen Betons nach einem der genannten Verfahren weg. Infolge des durch den undurchlässigen Asphaltfilm erwirkten Abschlusses wird dem Beton die Feuchtigkeit erhalten und dadurch das Schwinden erheblich vermindert. Außerdem kann eine Erhöhung der Druckfestigkeit bis zu 100 % gegenüber dem ungeschützten Mörtel eintreten, wie die Versuche, die mit Beton verschiedener Zusammensetzungen durchgeführt wurden, ergaben. — Der Verbrauch an Kaltasphalt ist gering (etwa 0,5 bis 1 l/m²), so daß eine Schutzbehandlung des frischen Betons mit Kaltasphalt, die nur einmal zu geschehen braucht, ein einfaches, äußerst billiges und beachtenswertes Verfahren darstellt.

Da jedoch Beton von höherer Druckfestigkeit nicht gleichzeitig eine geringe Wasserdurchlässigkeit haben muß, empfiehlt es sich, Böschungsbeton, der in frischem Zustande eine Schutzbehandlung mit Kaltasphalt erfahren hat, später durch Bitumenanstriche zu dichten, wobei dann geringere Mengen Bitumenanstrich benötigt werden, gegebenenfalls der Voranstrich wegfallen kann.

Zum Schluß sei noch darauf hingewiesen, daß dort, wo die schwarze Farbe einer mit Bitumen gedichteten Betondecke oder einer statt Beton eingebauten Asphaltdichtung oder Asphaltbefestigung das Landschaftsbild unter Umständen stört, sie leicht durch einen dauerhaften, silberhellen Anstrich überdeckt werden kann, der sich auch dadurch bewerkstelligen läßt, daß auf die heiße Masse Aluminiumpulver gestreut wird, das nach Erkaltung der Masse fest haftet.



Abb. 13. Die mit Mexphaltnörtel ausgegossene Steinbefestigung der Nordseeküste bei Büsum/Holstein.

Vermischtes.

Direktor Franz Meidel †. In den Kreisen der deutschen Stahlbau-Industrie hält der Tod in den letzten Jahren reiche Ernte. Nach dem Heimgange von Männern wie Herrmann, Jucho, Eckart und Döring hat nun auch Direktor Franz Meidel im 81. Lebensjahre die Augen für immer geschlossen.

Meidel war der erste Geschäftsführer des im Jahre 1904 gegründeten Deutschen Stahlbau-Verbandes und schaffte in unermüdlicher Arbeit und ausgestattet mit einem klaren Blick für das praktisch Notwendige und auch Erreichbare die festen Grundlagen, auf denen sich die Stahlbau-Industrie entwickeln und sie allen späteren Stürmen der Kriegs-, Inflations- und Deflationszeit mit Erfolg standhalten konnte.

Franz Theodor Meidel war am 11. Januar 1853 zu Miltenberg a. M. geboren. Er war zunächst aktiver Offizier, wechselte später aber den Beruf und ging seiner Neigung nach zur Industrie über.

Am 1. Januar 1917 schied Meidel aus der Geschäftsführung des Deutschen Stahlbau-Verbandes aus, verblieb aber noch bis zu seinem 78. Lebensjahr als Revisionsbeamter in den Diensten des Verbandes. Er hatte keine Zeit, müde zu sein, und wollte wirken, solange es für ihn noch Tag war.

Sein Amt brachte es mit sich, daß er mit vielen Menschen in Berührung kam. Und nichts spricht für seinen Wert als Mensch deutlicher als die Tatsache, daß er nur Freunde hatte und überall Wertschätzung fand. Als Kavalier der alten Schule verstand er es, feinsinnig Pflicht und Arbeit mit vornehmem Lebensgenuß in Einklang zu bringen.

Der Name Meidel ist mit der Geschichte des Deutschen Stahlbau-Verbandes untrennbar verbunden, sein Andenken wird fortleben als die Erinnerung an einen aufrechten, nie arbeitsmüden und stets hilfsbereiten deutschen Mann.

Oelert.

aufmerksam gemacht, daß durch Reichsgesetz vom 27. Oktober 1933, das am 1. Januar 1934 in Kraft getreten ist, § 1027 ZPO betr. das schiedsgerichtliche Verfahren dahin abgeändert ist, daß ein besonderer, schriftlicher Schiedsvertrag abgeschlossen werden muß, der sich nur auf das schiedsgerichtliche Verfahren beziehen und keine anderen Vertragsbestimmungen gleichzeitig enthalten darf.

Der neuen gesetzlichen Vorschrift wird durch einen schriftlichen Vertrag folgenden Wortlautes genügt:

„Alle Rechtsstreitigkeiten aus dem Verträge vom betreffend sind unter Ausschluß des Klageverfahrens vor den ordentlichen Gerichten nach den Bestimmungen der Schiedsgerichtsordnung des Deutschen Ausschusses für das Schiedsgerichtswesen durch ein Schiedsgericht zu entscheiden.“

Ort, Datum, Unterschrift des Bauherrn und des Architekten bzw. des Ingenieurs.

Einheitsspindelschuh. Hölzerne Spreizen, Streben u. dgl. für Aussteifung von Baugräben, Abstützungen usw. weisen in ihrer heutigen Form mancherlei Mängel auf; sie kommen den an sie gestellten gesteigerten Anforderungen in technischer und wirtschaftlicher Beziehung nicht mehr nach. Die Nachteile sind: Das Eintreiben mittels Handhammers verursacht gefährliche Erschütterungen angrenzender Bauten und Leitungen; großer Verschleiß der Rahmen und Einbauhölzer durch zu starkes Antreiben; die Unmöglichkeit, mit Sicherheit Auswechslungen vorzunehmen; zeitraubendes und umständliches Einbringen; keine Nachspannmöglichkeit.

Auch die bisher bekanntgewordenen Spindelspreizen haben keine rechten Erfolge gehabt. Die Gründe hierfür sind: Freiliegen und starke Beanspruchung der Gewindeteile; kurze Lebensdauer; begrenzte Verwendungsmöglichkeit; Schwierigkeiten bei der Anpassung an die besonderen Verhältnisse an der Baustelle.

Gebührenordnungen für Architekten und Ingenieure (AGO). Zu Abschnitt I, Allgemeine Vertragsbestimmungen, 3. Abs., wird darauf

Ich habe nun in Gemeinschaft mit der Kanalbauabteilung der Stadt Köln den von ihr im Jahre 1929 konstruierten Spindelschuh¹⁾ zu einem Einheitsspindelschuh umgearbeitet, der in Verbindung mit den üblichen Aussteifungs- und Abstützungshölzern in mannigfaltiger Art bei Herstellung von Baugruben und Tunneln, im Bergbau, bei Brückenbauten sowie überall da, wo im Hoch- und Tiefbau Aussteifungs- und Abstützungsarbeiten ausgeführt werden, Verwendung finden kann. Dieser Spindelschuh schaltet die obengenannten Mängel vollkommen aus.

Meine neuartige Konstruktion (D. R. G. M.) gestattet eine Verbindung mit Aussteifungshölzern, Streben u. dgl. in beliebiger Form und Stärke, auch läßt sie eine Verwendung in waagerechter, senkrechter oder irgendeiner anderen Richtung ohne weiteres zu. Nach den Erfahrungen, die die Kanalbauabteilung der Stadt Köln beispielsweise bei der Herstellung von Kanalbaugruben nach dem von ihr neu durchgebildeten Einbauverfahren unter Verwendung von eisernen Kanaldielen „Kölner Modell“ der Holzspreize mit Spindelschuh und Rahmenkappe, sowie im Tunnelbau bei der Abstützung der Brustwände mit Holzspreize und Spindelschuh gemacht hat, bietet dieser Einheitsspindelschuh so viele Vorteile, daß sich die Beschaffung durch eine einmalige geringe Geldausgabe in kurzer Zeit bezahlt macht.

Der alte Kölner Spindelschuh hat den Nachteil, daß der Schuh nicht auswechselbar ist und daß deshalb für jede Holzstärke eine entsprechende Spindelgröße erforderlich ist. Auch liegen die Gewinde nebeneinander statt ineinander, wodurch die Länge der Spindeln bedeutend größer wird.

Die Abbildung veranschaulicht den Spindelschuh; außerdem wird eine kleine Ausführung hergestellt. Der Spindelschuh besteht im wesentlichen aus einer inneren, äußeren und mittleren Gewindebüchse mit Rechts- und Linksgewinde, einem Schuh und einer Kopfplatte, die auswechselbar sind. Mit dem angedeuteten Schlüssel wird die mittlere Büchse gedreht, wodurch die Spreize gespannt oder gelöst wird. Georg Labonté.

Ein Drehkran für Arbeiten auf wenig tragfähigem Boden. Für Arbeiten in moorigem Gelände bei Meliorationen u. dgl. sind die gewöhnlichen Raupendrehkrane im Verhältnis zu ihrer Tragfähigkeit meist zu schwer, so daß sie entweder zu weit einsinken oder sich nur schwer vorwärtsbewegen können. — Für solche Arbeiten ist daher ein besonderer Raupendrehkran (der Ardetwerke G. m. b. H., Eberswalde) entstanden (Abb. 1), dessen Fahrwerk durch je zwei Ketten mit aufgesetzten Holz-

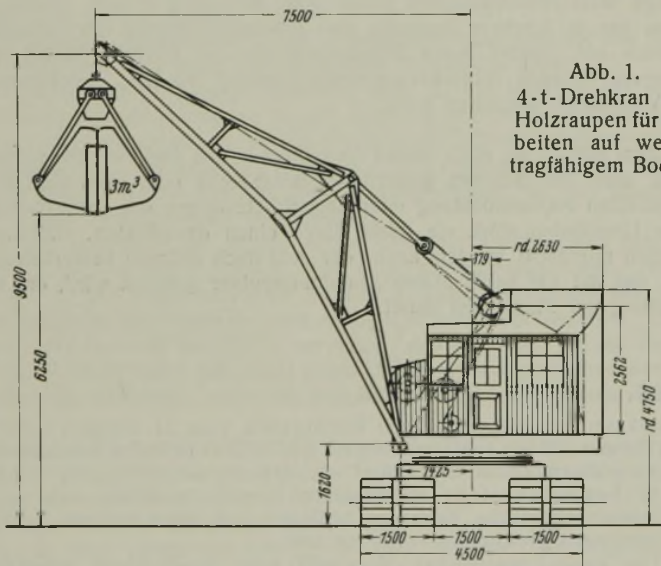


Abb. 1.
4-t-Drehkran auf Holzraupen für Arbeiten auf wenig tragfähigem Boden.

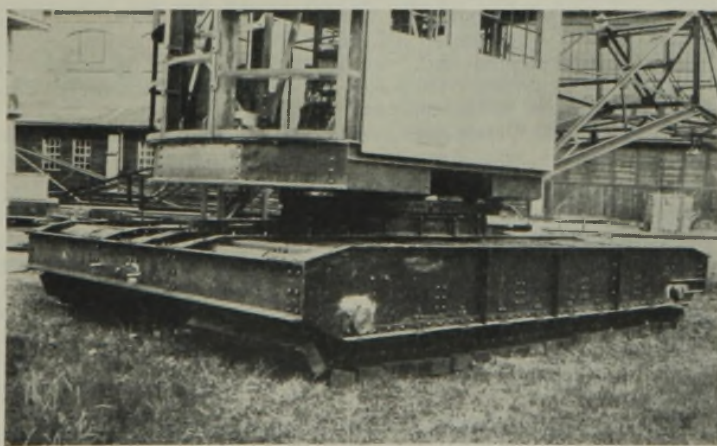
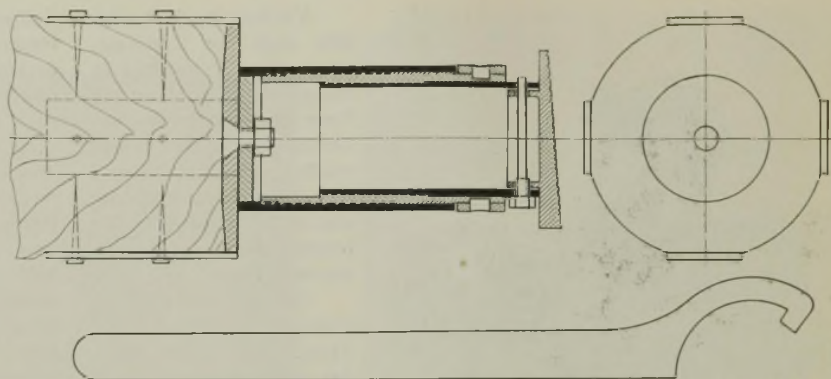


Abb. 2. Ansicht des Fahrwerkes mit den Holzraupen.

¹⁾ Siehe Bautechn. 1931, Heft 10, S. 129.



bohlen gebildet wird (Abb. 2). Die in 1500 mm breiten Doppelreihen liegenden Bohlen sind leichter als die Stahlgußglieder gewöhnlicher Raupenbänder und können sich mit ihren glatten Oberflächen und infolge der Befestigungen einer einzelnen Reihe an einer Kette den Bodenunebenheiten gut anpassen, so daß der spezifische Bodendruck unter den Raupen entsprechend gering ausfällt. Zwischen den Endumführungs-kettenrädern befinden sich auf jeder Seite acht Achsen, auf denen je zwei glatte Laufräder zur Übertragung des Druckes von den Ketten nach dem Rahmen aufgesetzt sind. Die beiden Raupen auf jeder Seite sind völlig gleichlaufend. Der Antrieb wird durch den Königszapfen über Stfräder und Kupplungen für Kurvenfahrten auf die vorderen Kettenräder übertragen. Der Rahmen des Fahrwerkes hat eine Grundfläche von 30 m².

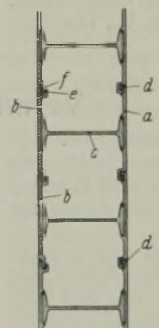
Bei 7,5 m Ausladung beträgt die Tragfähigkeit des Kranes 4 t. Zur Steuerung des Greifers (3 m³ Inhalt) dient eine Zweitrommelwinde, die wie auch das Fahr- und Drehwerk über einen Räderkasten von einem Benzolmotor angetrieben wird, der bei 900 U/min 45 PS leistet. Der drehbare Aufbau stützt sich auf dem unteren Rahmen durch vier Rollen ab. Die Drehbewegung wird durch einen am unteren Rahmen festen Zahnkranz mit Außenverzahnung (Abb. 2) und durch ein Ritzel im drehbaren Aufbau erzeugt. Zum Verändern der Ausladung dient ein Rollenzug in der Haltevorrichtung des Auslegers. R.—

Berichtigung. In dem Aufsätze Bautechn. 1933, Heft 55, S. 761 (Seitz, Die neuen holländischen Winddruckbestimmungen) sind folgende Verbesserungen erforderlich:

In Abschnitt C 1 ist bei Belastungsfall b) für 10° bis 20° Neigung auf der Windseite an Stelle des Beiwertes + 0,48 der Wert + 0,8, bei 30° auf der Windseite statt 0 der Wert + 0,8, auf der windab gelegenen Seite statt 0,0 der Wert - 0,4 zu setzen. Entsprechend ergeben sich bei den Abbildungen für Belastungsfall b) beim einseitigen Satteldach an Stelle von + 0,6 und 0,0 die Beiwerte + 0,8 und - 0,2, beim umgekehrten einseitigen Satteldach auf der linken Seite an Stelle von + 0,8 der Beiwert + 1,0. Dr. Sz.

Patentschau

Doppelpundwand aus I-förmigen, an ihren Flanschen ineinandergreifenden Verbundbohlen. (Kl. 84c, Nr. 563 822 vom 1. 6. 1928 von Dipl.-Ing. Josef Meiser in Dortmund.) Um ein Ausweichen der Platten in der Längsrichtung der Wand zu ermöglichen, es quer zur Wand aber zu verhindern, werden an der Innenseite der Spundwand die Platten in der Längsrichtung der Wand verschieblich gelagert, wobei jede Platte durch die Anschlußplatte seitlich geführt ist. Die Platten a und b sind durch I-Träger c mit quer zur Wandachse liegendem Steg und auf der äußeren Wandseite bei d kraftschlüssig miteinander verbunden. Die eine Platte greift mit ihrem nach dem Innern der Wand zu einfach abgekröpften Ende f in eine einfache Klaue e der anderen Platte ein. Die I-Form der Verbundbohle verhindert deren übermäßiges Ausweichen beim Rammen.



Personalmeldungen.

Preußen. Ernannt: zu Oberregierungs- und -bauräten der Regierungs- und Baurat (W.) Kuwert bei der Wasserbaudirektion in Königsberg i. Pr. und Dockendorf bei der Regierung in Erfurt, zum Regierungs- und Baurat der Regierungsbaurat (W.) Mösenthin bei der Verwaltung der Berliner Wasserstraßen (Polizeipräsidium) in Berlin, zu Regierungsbauräten die Regierungsbaumeister (W.) Aloys Pieke beim Wasserbauamte in Berlin, Hans-Martin Knieß beim Wasserbauamte in Osnabrück, Lothar Swoboda beim Wasserbauamte in Gleiwitz.

INHALT: Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1933. — Die Arbeiten der Wasserbauverwaltung des Landes Sachsen im Jahre 1933. — Von der Fuhrwerkstraße zur Autobahn. — Über die Tragfähigkeit von Bohrpfählen. — Böschungsbeton, sein Schutz und sein Ersatz. — Vermischtes: Direktor Franz Meldel †. — Gebührenordnungen für Architekten und Ingenieure (AGO). — Einheitsspindelschuh. — Drehkran für Arbeiten auf wenig tragfähigem Boden. — Berichtigung. — Patentschau. — Personalmeldungen.