

# DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang

BERLIN, 1. Juli 1927

Heft 29

Alle Rechte vorbehalten.

## Die sächsischen Staatsstraßen im Jahre 1926.

Von Ministerialrat Dr.-Ing. Speck, Dresden.

### I.

Nach dem Instandsetzungsplan für die sächsischen Staatsstraßen<sup>1)</sup> sollen von den 3547 km Straßen bis 1931 etwa der dritte Teil mit hochwertigen Decken, und zwar im Einverständnis zwischen Regierung und Landtag hauptsächlich mit Kleinpflaster befestigt und die übrigen zwei Drittel mit Oberflächenbehandlung oder Tränkung versehen werden. Auf das erste Baujahr entfielen 103 km hochwertige Decken und 400 km Oberflächenbehandlung einschließlich Tränkung. Es darf heute erfreulicherweise festgestellt werden, daß das Programm entgegen manchen Befürchtungen nicht nur restlos durchgeführt, sondern sachlich noch erweitert worden ist, ohne neue Mittel anzufordern. Dabei boten der nasse Sommer und der milde wechselvolle Winter außerordentlich ungünstige Baubedingungen. Besonders schlimm waren die heftigen sich wiederholenden Frostaufbrüche, die selbst auf Strecken beobachtet wurden, wo seit Jahrzehnten Ruhe geherrscht hatte.

Es sind 1926 ausgeführt worden 87 km Kleinpflaster, 15 km andere hochwertige Decklagen, 344 km wassergebundene Schüttungen, davon 66 km mit Halbtränkung, sowie 522 km Oberflächenbehandlungen mit einem Kostenaufwande von insgesamt 21 Mill. R.-M. einschließlich der laufenden Unterhaltung sämtlicher Straßen. Dazu treten 2,71 Mill. R.-M. für Umbauten von Krümmungen, Steilstrecken, Umgehungsstraßen u. a., und zwar an 62 Baustellen, darunter mehrere große Brücken- und Straßenbauten. Für dieses Jahr stehen für Unterhaltung wieder 21 Mill. R.-M., für Um- und Neubauten etwa 5 Mill. R.-M. zur Verfügung; die Arbeiten sind bereits flott im Gange.

Ganz allgemein ist zunächst auf den starken und schweren gemischten Verkehr in Sachsen hinzuweisen. Die Straßen bis 200 t Verkehr in 24 Stunden umfassen nur 19,5 % der Gesamtlänge gegenüber dem Reichsdurchschnitt von 41,6 %, die Straßen von 200 bis 400 t Verkehr 37,1 % (Reichsdurchschnitt 35,9 %), während die stärker belasteten wesentlich über dem Reichsdurchschnitt liegen: 400 bis 800 t 31 % gegenüber 17,2 % Reichsdurchschnitt, 800 bis 1200 t 7,2 % gegenüber 2,9 % Reichsdurchschnitt, 1200 bis 1600 t 2,8 % gegenüber 1,3 % Reichsdurchschnitt, von 1600 t bis 2000 t 1,8 % gegenüber 0,5 % Reichsdurchschnitt und die Straßen über 2000 t 1,1 % gegenüber 0,6 % Reichsdurchschnitt. Darüber gibt die soeben fertiggestellte deutsche Verkehrskarte<sup>2)</sup> des Deutschen Straßenbauverbandes mit dem statistischen Anhang beste Auskunft.

Aus diesen Zahlen geht ohne weiteres hervor, daß der Schwerpunkt in Sachsen in der mittleren Gruppe 400 bis 800 t — mittlerer Verkehr, mittelschwere Decken — liegt, die heute bereits zum großen Teile infolge der Verkehrssteigerung schon der nächsten Gruppe: 800 bis 1200 t zugerechnet werden muß, bei der nur hochwertige Decken in Frage kommen. Das Problem stellt sich daher für Sachsen zurzeit so, da es geldlich und bautechnisch nicht möglich ist, so viel hochwertige Decken in einem Jahre herzustellen, daß die stärker befahrenen Straßen zunächst mit Oberflächenbehandlung und mit Tränkung in fortkömmlichem Zustande gehalten werden, bis sie endgültig hochwertig befestigt werden können. Dabei bietet die Tränkung mit Oberflächenbehandlung ein vorzügliches Mittel, die Grenze zwischen mittel- und hochwertiger Deckweise nach oben zu verschieben.

Bei der Beurteilung der Erfolge der einzelnen Bauweisen ist genau zu unterscheiden zwischen den Strecken, die nur hilfsweise mit einer tieferwertigen Befestigung versehen werden, und denen, die eine ihrer Belastung entsprechende Dauerbefestigung erhalten. Man darf von einer einmaligen Oberflächenbehandlung nicht erwarten, daß sie mehrere Jahre einem 800-t-Verkehr standhält. Erfolg wird nur eintreten, wenn die Behandlung zweimal im Jahre wiederholt wird.

Diese Vorbetrachtungen waren nötig, um die Notwendigkeit eines aufs äußerste beschleunigten Bauplanes vor Augen zu führen. Es handelt sich um die Existenzfrage der sächsischen Straßen, nicht um die Ausprobung von vielen an und für sich guten Mitteln. Da mußte zugegriffen werden und mit wenigen Mitteln in kürzester Zeit nach einheitlichen Grundsätzen das ganze Straßennetz instand gesetzt werden. Der Erfolg ist, nicht nur nach unserem eigenen Urteile, nicht ausgeblieben, und zwar durch Ver-

wendung des kalten Bitumens in Emulsionsform und durch die Organisation des Transportes, der auf den Landstraßen den Ausschlag gibt.

Es ergaben sich drei Verfahren: Das Flickern der wassergebundenen Schotterdecken, die Oberflächenbehandlung und die Tränkung neuer Schüttungen. Dazu treten die hochwertigen Decklagen neben dem herrschenden Kleinpflaster.

### II.

a) Die wassergebundenen Schotterstraßen zeigten sich im Jahre 1926 nur bei ganz schwachem Verkehr den Anforderungen des Kraftwagenverkehrs gewachsen. Die meisten wiesen erhebliche Schlaglöcherbildung auf und wurden durch Flickern der Löcher mit Kaltasphalt instand gesetzt. Dieses Verfahren geht schnell und einfach vor sich, ist bei fast jeder Witterung anwendbar und hat sich glänzend bewährt, vor allem, wenn die Flickarbeit schon im Frühjahr begonnen wurde. Die tiefen Schlaglöcher sind viereckig ausgehackt, peinlich von allen erdigen Stoffen gereinigt, mit Schotter verschiedener Größe ausgepackt, mit Kaltbitumen (meist Colas) getränkt, mit Splitt von 5 bis 15 mm Korngröße abgedeckt und kräftig abgerammt worden, und zwar so, daß die Füllmasse nach Fertigstellung mit der Fahrbahn bündig liegt. Die Straßewarten und Arbeiter haben sich allmählich an die peinliche Ausführung gewöhnt und erkannt, daß sie bei ordnungsmäßiger Herstellung längere Zeit Ruhe haben.

b) Der wichtigste Teil der Unterhaltungsarbeit war der Oberflächenbehandlung gewidmet. Die Frage, ob Heiß- oder Kaltverfahren anzuwenden war, konnte bei der großen Länge — planmäßig 400 km, tatsächlich 522 km — nur zugunsten des Kaltverfahrens entschieden werden. Denn so glänzend sich im Einzelfalle das Heißverfahren mit Teer und Asphalt bewähren mag und sich auch bei uns bewährt hat, wenn alle günstigen Umstände: trockene Fahrbahn, trockenes Wetter usw. zusammenreffen, so sind doch bei der Instandsetzung der Landstraßen im großen die Voraussetzungen für einen Erfolg beim deutschen Klima fast niemals sicher gegeben, wie die letzten nassen Sommer zur Genüge bewiesen haben. Dazu tritt die Notwendigkeit, das Klebemittel in den wenigen Sommermonaten auf die zahlreichen über das ganze Land verstreuten kurzen Baustellen zu verteilen. Dies kann nur nach einem einheitlichen, von der Zentralstelle ausgearbeiteten Verteilungsplan geschehen, der sich nicht nach der Witterung richten kann. Schließlich kommt es darauf an, die Außenbeamten und die Arbeiter auf das Mittel einzuarbeiten, damit die Fehlerquellen studiert, durch Vergleich mit den Erfahrungen anderer Baustellen erkannt und abgestellt werden können. Unter Berücksichtigung aller dieser Notwendigkeiten hat sich die sächsische Straßenbauverwaltung in der Hauptsache zu einem Großversuch mit Kaltasphalt und zwar mit der Emulsion Colas entschlossen, die ihr in der Dresdner Fabrik in der erforderlichen Menge zur Verfügung steht. Der Transportfrage wurde nach den Erfahrungen des Vorjahres die größte Bedeutung beigemessen. Sie ist verhältnismäßig wichtiger als die Wahl des Klebemittels. Über Sachsen wurde ein Netz von Abfüllstationen gelegt, zunächst sechs, denen der Kaltasphalt im Kesselwagen durch die Bahn zugeführt wird. Von da — soweit nicht der Transport unmittelbar ab Fabrik stattfinden konnte — verteilten Tankwagen mit Anhängern der Kraftverkehr Freistaat Sachsen A.-G. den Colas an die Baustellen, wo er unmittelbar aus den Wagen auf die Straße abgelassen wurde. Nur nebenbei sei bemerkt, daß 13 Bauämter mit 77 Amtsstraßenmeistereien und etwa 600 Wartstellen zu versorgen waren. Nur so war es möglich, die Emulsion nach anfänglichen Mißerfolgen in brauchbarem Zustande an die Verwendungsstelle zu bringen und nutzloses Warten der Arbeiter fast auszuschalten. Daß der Betrieb sich im Laufe des Jahres 1926 nunmehr eingespielt hat, beweist die Leistung von 522 km im ersten Jahre. Als Durchschnittsleistung für die Herstellung sind 3500 m<sup>2</sup> am Tag anzunehmen, als Höchstleistung 7000 m<sup>2</sup>. Zurzeit wird ein Druckspritzwagen ausprobiert, um noch größeren Baufortschritt zu erzielen. Aus allem geht hervor, daß es für eine Bauverwaltung unwirtschaftlich ist, mit vielen Mitteln Versuche zu machen, daß vielmehr bei Durchführung eines großen Bauprogramms im wesentlichen zunächst nur mit einem Mittel gearbeitet werden kann. Es ist deshalb zweckmäßig, wenn sich die einzelnen Wegebauverwaltungen in die Erprobung der Mittel teilen, dagegen unzweckmäßig, wenn jede Verwaltung mit möglichst vielen Mitteln Versuche anstellt. Auf dem ersten Wege wird das Richtige am schnellsten und wohlfeilsten gefunden werden.

<sup>1)</sup> Verkehrstechnik 1926, Heft 13, 14.

<sup>2)</sup> Zu beziehen von der Sächsischen Straßenbaudirektion im Finanzministerium zum Preise von 30.— R.-M. einschließlich zweier Nebenkarten und 64 Seiten statistischer Angaben.

Über die Bewährung der Oberflächenanstriche mit Kaltasphalt ist folgendes zu sagen: Sie liegen besser auf breiten Fahrbahnen als auf schmalen, wo mehr Spur gefahren wird, also die spezifische Abnutzung größer ist, besser im Gefälle als auf ebenen Strecken, besser in trockener freier Lage als auf engen Talstraßen und in Ortschaften, und halten sich länger auf Hartgestein als auf Weichgestein, wie Grauwacke; der Porphyrit gibt ungefähr die Grenze zwischen Hart- und Weichgestein an. Die Strecken, die in der wärmeren Jahreszeit hergestellt sind, haben den Winter besser überstanden, als die in der kalten, nassen Jahreszeit aufgetragenen Aufstriche, besonders die im Oktober und November sind weniger widerstandsfähig. Im Gebirge wirkten die Eisketten zerstörend. Auf Decken, die mit reinem Sand eingewalzt sind, liegt das Bitumen wesentlich günstiger als auf solchen, die mit bindigen Stoffen hergestellt sind, selbst wenn die bindigen Bestandteile, was das A und  $\Omega$  des Verfahrens ist, noch so sauber mit Besen und Wasser aus der Oberfläche entfernt worden sind. Sehr alte Decken sind ungeeignet, weil sie durch die Zermahlung des Gesteins und der Deckstoffe zuviel bindige Stoffe enthalten. Das gilt auch zum großen Teil für die Oberflächenbehandlung mit anderen Klebemitteln, die verwendet wurden, wie Bimex, Spramex, Bituroad, destillierter Teer, Kaltteer, Magnon, Vialit, Suspas, Webers Emulsion u. a. m. Im wesentlichen können die Oberflächenanstriche als gelungen bezeichnet werden, vor allem dort, wo es möglich war, noch vor dem Winter einen zweiten Aufstrich aufzubringen. Berücksichtigt man den eingangs erwähnten Verkehr und das außerordentlich ungünstige Jahr mit dem anschließenden noch ungünstigeren Winter, so kann man das Ergebnis sogar als überaus günstig bezeichnen. Selbst die verkehrsreicheren Straßen sind in einem gut fortkömmlichen Zustande erhalten worden. Perketten und Längsrinnenbildung sind fast verschwunden, Frostaufbrüche wesentlich zurückgegangen. Es ist nicht zuviel gesagt, wenn man behauptet: Durch den Kaltasphalt haben wir noch einmal die Herrschaft über unsere Straßen wiedergewonnen.

In Zukunft wird man bei der Beurteilung genau unterscheiden müssen zwischen Strecken schwächeren Verkehrs bis 200 t, vielleicht auch bis 300 t, die dauernd mit Oberflächenanstrich behandelt werden sollen, und solchen stärkeren Verkehrs, die nur solange zu halten sind, bis sie höherwertig befestigt werden können. Neue Schüttungen sind nur mit reinen sandigen Deckstoffen einzuwalzen und erst nach sechs bis acht Wochen, jedoch vor Beginn der Zerstörung zu behandeln. Sehr alte abgefahrte Decken mit zermahlenden, verwitterten Deckstoffen und Steinen sind auszuschließen, hier hilft nur ein Neuschutt. Ebenso sind sehr feuchtliegende Strecken auszunehmen. Besonders in den ersten Jahren empfiehlt sich je ein Anstrich im Frühjahr und Herbst.

c) Von den 344 km neuen Schüttungen wurden 66 km im Kalttränkverfahren eingewalzt. Die alten Decken wurden zunächst ordentlich geflickt, dann gereinigt und mit Sand (man nimmt ein Drittel der Steinmenge) beschüttet, darauf die Schottersteine aufgeschaufelt, nicht aufgegabelt, und wie üblich mit Wasser gewalzt. Auf diesen Schutt wurde Colas nach besonderem Verfahren eingegossen<sup>3)</sup>, die Decke abgesplittet und abgewalzt. Am nächsten Tage folgte die Oberflächenbehandlung. Durch die Umkehrung der Bauweise, den Sand statt von oben von unten in das Steingerüst zu drücken, läßt sich sehr an Bitumen sparen. Es hat sich herausgestellt, daß die Halbtränkung am besten mit 5 bis 6 kg Emulsion/m<sup>2</sup> liegt; eine magere Tränkung empfiehlt sich im allgemeinen nicht. Die Tränkstrecken haben sich fast ausnahmslos bewährt und liegen selbst bei einem Verkehr von über 800 t zum Teil noch recht gut, zumal wenn sie im Herbst noch einen zweiten Anstrich erhalten haben. Auch ein Tränkschutt mit Suspas hat sich gut bewährt. Eine Magnonvolltränkung liegt in dem Teil, der vor der Oberflächenbehandlung mit Kaltteerasphalt gut austrocknen konnte, gut, zum größeren Teile sind Beschädigungen der Decke und des Schutzanstriches aufgetreten (Verkehr über 800 t).

Das Verfahren der Halbtränkung soll immer weiter ausgedehnt werden mit dem Ziele, möglichst alle Neuschüttungen so zu tränken. Auch hier bietet das Kaltverfahren aus obenerwähnten Gründen mehr Vorteile als das Heißverfahren, nicht zuletzt auch vom Standpunkte der Arbeiterwohlfaht.

d) Von den hochwertigen Decken hat auch im Jahre 1926 das Kleinpflaster die erste Stelle eingenommen. Abgesehen davon, daß im Lande erstklassiges Steinmaterial in fast unbegrenzter Menge zur Verfügung steht und daher schon wirtschaftlich dessen Verwendung gegeben ist, bleibt das Kleinpflaster an der Spitze aller Befestigungsarten und wird auch von den Straßenbenutzern allgemein als die beste, weil sicherste hochwertige Decke für Landstraßen gelobt. Das wird sich noch mehr bemerkbar machen, wenn die verkehrsreichen Straßen durch den Gummi der Reifen geglättet werden. Nur wenn die Steinindustrie die

für sie günstige Lage ausnützt und in den Preisen wieder unverhältnismäßig hochgeht, werden die Bauverwaltungen nicht mehr in der Lage sein, Kleinpflaster zu verwenden.

Im Jahre 1926 mußten nur einige mehr als 20 Jahre unter stärkstem Verkehr an der Ausfallpforte der Großstädte liegende Kleinpflasterstrecken erheblich ausgebessert werden. Wo vereinzelt Steine zersprungen sind, liegt es am Material, das in einer Zeit eingebaut worden ist, wo die Erfahrungen noch nicht vorlagen. Solche Fehlerquellen sind längst ausgeschaltet, so daß Mißerfolge bei Kleinpflaster bei seiner einfachen Bauweise heute ausgeschlossen sind.

Von den Sonderbauweisen sind 1926 Betonstraßen und Bitumendecken in einer Gesamtlänge von 15 km Länge hergestellt worden. Die Chemnitzer Soliditätbetonstrecke (Staatsstraße Limbach—Mittweida km 11,8 bis 12,8) liegt im allgemeinen gut, nur die zwei letzten Felder weisen schon große Schlaglöcher auf, und die Oberschicht ist an manchen Stößen um 1/2 bis 1 cm abgefahren. Die Leipziger Soliditätbetonstrecke auf der Staatsstraße nach Merseburg bei Dölzig hat den Winter nicht überstanden und ist vollkommen zerstört. Da nun im Gegensatz dazu die auf der Staatsstraße Dresden—Bodenbach in Pirna ebenfalls unter ebenso schwerem Verkehr liegende, im Herbst 1925 hergestellte Soliditätbetonstrecke fast tadellos liegt — es haben allerdings auch schon kleine örtliche Zerstörungen der Oberschicht begonnen — so kann ein Gesamturteil über den Soliditätbeton heute noch nicht abgegeben werden. Die 1925 ausgeführten Torkretbetonstrecken haben sich nicht bewährt.

Von Bitumen sind 1926 verschiedene Bauweisen, Steinschlagasphalt, Asphaltbeton und Sandasphalt, hergestellt worden. Sie haben sich bis jetzt gut bewährt, besonders die mit Binder- und Verschleißschicht. Ohne näheres Eingehen auf die einzelnen Bauweisen läßt sich eine Beurteilung im Rahmen dieser Darlegungen nicht geben. Es ist auch gar nicht möglich, jetzt schon ein allgemeines Urteil abzugeben. Dazu ist die Zeit viel zu kurz. Dasselbe gilt von Bitumentoppchen auf Pflaster, in Kühren auf hundertjährigem Kopfsteinpflaster, die bei schwerem Verkehr als eine glänzende Zwischenlösung, nicht aber als ein Dauerheilmittel anzusehen sind. Hier wird Hartgußasphalt am Platze sein.

Bei allen hochwertigen Decken unter 6 m Breite machen sich die unbefestigten Randstreifen für den Verkehr unangenehm bemerkbar. Es wird deshalb zur Befestigung etwa durch Asphalttränkmakadam geschritten werden müssen. Ein gut gelungener Versuch ist bereits gemacht worden.

Wenn auch die Klagen der Pferdefuhrwerksbesitzer über die unvermeidliche Glätte der Bitumendecken allmählich verstummt sind, so wird man solche Befestigungsarten zweckmäßig nur in der Nähe der größeren Städte verwenden, wo sich die Pferde schon an den Asphalt gewöhnt haben, zumal wenn die Hufe durch Einlegen von Hanfstricken gegen Ausgleiten gesichert werden.

### III.

Neben der Instandsetzung der Fahrbahn wurde im Jahre 1926 auch die Anpassung der Straßenanlage im Grund- und Aufbau an den Kraftwagenverkehr weitergeführt. Von den 62 Bauten seien nur als große Kunstbauten die Lobauer Brücke und die Halsbacher Muldenbrücke bei Freiberg erwähnt, die noch im Bau sind. An größeren Umgehungsstraßen wurden in Angriff genommen die 6 km lange Verlegung der Reitzenhainer Staatsstraße (Leipzig—Chemnitz) bei Penig mit Muldenbrücke und die Entlastungsstraße zur Hofer Staatsstraße westlich Chemnitz und die umfangreichen Verlegungsbauten bei Wolkenstein. Die Straßen bei Penig und Chemnitz sollen möglichst kreuzungsfrei ausgestaltet werden und Anschlüsse mit Richtungsbetrieb erhalten. Unter die kleineren Bauten fallen zahlreiche Umbauten von Krümmungen. Daneben erhalten sonst übersichtliche starke Krümmungen einseitige Querneigung, die am Bogenanfang bereits vorhanden sein muß. Es werden deshalb Rampen in der Längsrichtung der Straße als Übergang eingebaut. Da die sächsische Straßenbaudirektion zurzeit technische Vorschriften für die Planaufstellung von Straßenneubauten und -Verlegungen ausarbeitet, wird Gelegenheit sein, in einer späteren Veröffentlichung auf die Einzelheiten der Ausführung zurückzukommen.

Nach den Erfahrungen des Jahres 1926 ist mit Sicherheit zu erwarten, daß das große Bauprogramm der Instandsetzung der sächsischen Staatsstraßen Ende 1931 planmäßig durchgeführt werden wird, und es macht sich schon heute der günstige Einfluß der Instandsetzung durch Verminderung der Abnutzung der Kraftwagen bemerkbar. Sowohl die Bauverwaltung wie die Wirtschaft haben umso größeren Gewinn, je schneller die Wiederherstellung der Straßen vor sich geht, diese durch Ersparnis an Wagenunterhaltungs- und Betriebskosten und verbesserte Güterbeförderung, jene durch Vermeidung von höheren Ausgaben in späteren Jahren, da die Instandsetzung umso teurer ist, je weiter die Straßen heruntergewirtschaftet werden. Welche Verfahren oder welche Baustoffe man auch immer dazu verwenden mag, das Tempo ist die wichtigste Forderung und daher die Bauweise am besten, die am schnellsten zum Ziele führt.

<sup>3)</sup> Näheres über das Verfahren im Aufsatz von Oberregierungsbaurat Kluge, Verkehrstechnik 1926, Heft 5.

# Behebung der schädlichen Folgen einer Ribbildung im Wasserschloß einer Großwasserkraftanlage.

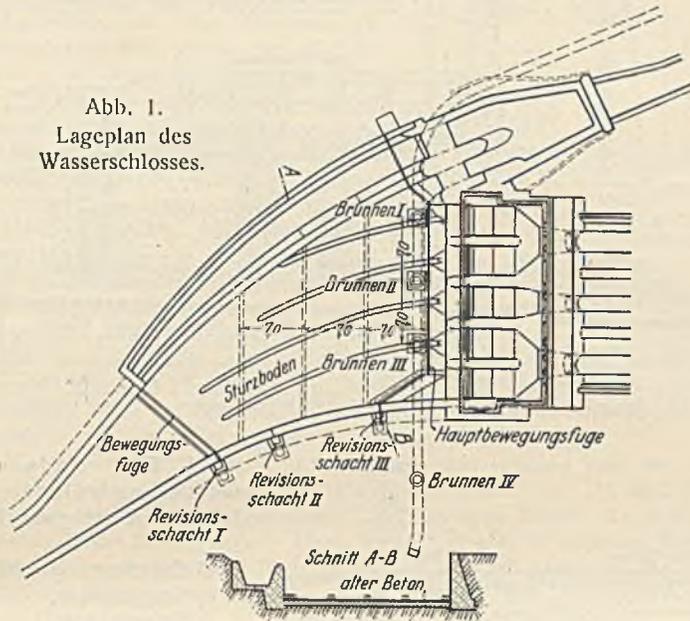
Alle Rechte vorbehalten.

Von Ing. Karl Otto Hornig, Oberingenieur der Bauunternehmung Pittel & Brausewetter, Prag.

## A. Einleitung.

Die Großwasserkraftanlage Kaaden (Böhmen) wurde in den Jahren 1920 bis 1924 erbaut. Sie leitet das ganze mittlere Egerwasser von 28 m<sup>3</sup>/Sek. durch einen 6 km langen geschlossenen Hangkanal bzw. Gebirgsstollen (Freispiegel), dessen volles Profil einen Querschnitt von 15,8 m<sup>2</sup> aufweist, zum Wasserschloß bei der Ortschaft Lametitz. Diese Anlage besteht aus einem offenen Meßkanal, einem Vorbecken und dem eigentlichen Wasserschloßgebäude mit drei Einlaufkammern (Abb. 1).

Abb. 1.  
Lageplan des  
Wasserschlosses.



diese Nut wurde die Dichtung in der aus Abb. 2 ersichtlichen Weise verlegt. Abwechselnd wurden Asphalt- und Jutelagen aufgebracht, und der letzte Asphaltüberstrich erhielt eine Besandung für das bessere Anhaften des darüberliegenden 2 cm starken Zementglattstriches. Über der Fuge wurde der Putz durchschnitten.

Die Beckensohle, die von einer 4,5 m hohen Wassersäule überflutet wird, ist 50 cm stark in Stampfbeton hergestellt und besitzt nur eine durchgehende Arbeitsfuge dicht vor der Einlaufschwelle des Wasserschlosses und parallel zu dieser. Die Fuge war nicht als Dehnungsfuge ausgebildet, sondern der 2 cm starke Sohlenputz war über sie hinweggezogen. Die Nichtanwendung einer Dehnungsfuge in der Beckensohle war darin begründet, daß bei so bedeutender Wassertiefe und ständigem Abfluß nicht solche Temperaturwirkungen auftreten können, die ein Reißen des Betons verursachen, zumal die Sohle im Herbst bei durchweg tiefen Temperaturen hergestellt war. Künstliche Sohlenfugen bilden aber andererseits bei durchlässigem Untergrund eine Gefahrenquelle für diesen, da Undichtheiten in ihnen schwer festzustellen und zu beheben sind.

Das Wasserschloßgebäude selbst steht auf einem Geländevorkopf, dessen unter 21° abfallender Hang die Rohrbahn trägt. An das Gebäude schließt links die Heberanlage für 14 m<sup>3</sup> Sekundenleistung an. Alle erwähnten Bauteile stehen auf einem dichtgelagerten, standfesten Untergrund aus gelbbraunem Basalttuff, dessen große Mächtigkeit die spätere Untersuchung noch zeigen wird. Vor dem Wasserschloß ist eine engbegrenzte diluviale grobkörnige Schotterlinse in diesem Material eingelagert, auf der zum Teil auch die Sohlplatte liegt. Der Baugrund ist als sehr gut und zuverlässig zu bezeichnen. Die höchste Beanspruchung beträgt 1,2 kg/cm<sup>2</sup> bei einer zulässigen Pressung von mindestens 3 kg/cm<sup>2</sup>.

Nachdem das Werk bereits ein halbes Jahr in klaglosem Betrieb gestanden hatte, trat plötzlich zu Weihnachten 1924 eine Ribbildung auf, die quer über den ganzen Bauteil, und zwar von der dem Wasserschloßgebäude zunächst liegenden Dehnungsfuge in der rechten Wangenmauer ausgehend, schräg über die Sohle zur erwähnten Arbeitsfuge, in dieser auf eine Länge von 19 m verlaufend, dann wieder schräg zum Überfallwehr überspringend durch dieses, den Leerlauf und die Gegenmauer verlief. Es hatte sich eine Lostrennung des Wasserschlosses mit Heberanlage vom Vorbecken vollzogen, die gleichzeitig mit einer Senkung des ersteren verbunden war. Der Rib setzte sich beiderseits im Gelände fort und war links auf 8 m, rechts auf 30 m zu verfolgen. Die Öffnung in der Beckensohle betrug 1 cm (wagrecht) und 7 mm (lotrecht). Die Dehnungsfuge in der rechten Wangenmauer hatte sich in gleichem Maße erweitert. Das Wasser durchströmte den Untergrund und trat am Hang zutage. Die Turbinen mußten sofort abgestellt und die Anlage entleert werden, um den Ursachen nachgehen zu können. Das Studium dieser Ursachen und die Behebung des Schadens erforderten eine gewisse Zeit, und deshalb wurde zur Aufrechterhaltung des Betriebes bald danach der Meßkanal abgedämmt und von dieser Stelle das Betriebswasser in einem vorläufigen Holzfluder von 60 m Länge und 7 m<sup>3</sup> Fassungsraum (damaliger Bedarf) zu den Einlaufkammern geleitet (Abb. 3a u. 3b).

Vom Ende des 4,35 m breiten Meßkanals erweitert sich das Vorbecken von diesem Maß auf eine Breite von 25 m vor der Einlaufschwelle der Wasserschloßkammern. Seine Länge ist mit rd. 50 m bemessen. Links befindet sich ein im Bogen geführtes Streichwehr von 40 m Länge mit Leerlauf und Gegenmauer. Rechts ist das Becken von einer 5 m hohen, ebenfalls im Bogen geführten senkrechten Wangenmauer begrenzt; in dieser sind senkrechte Dehnungsfugen angeordnet, deren letzte drei dem Wasserschloß zunächst liegenden 7 bzw. 12 m voneinander entfernt liegen.

Die Durchführung der senkrechten Fugen geschah in der Weise, daß einzelne Mauerabschnitte betoniert wurden, die an ihren glatten Berührungsflächen mit Dreieckschmatzen ineinandergreifen. An der Wasserseite wurde zur Erzielung einer wasserdichten Überdeckung des Stoßes schon bei der Schalung eine Nut im Beton ausgespart, die 2 cm in diesen eingelassen und 20 cm breit (je 10 cm zu beiden Seiten der Fuge) gehalten ist. In

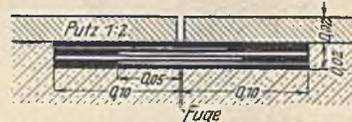


Abb. 2. Alte Dichtung  
der Bewegungsfugen.

## B. Ursachen der Ribbildung.

Die eingehenden technischen und geologischen Untersuchungen, die unter Zuziehung von mehreren Sachverständigen beider Richtungen vorgenommen wurden, ergaben folgenden Sachverhalt:

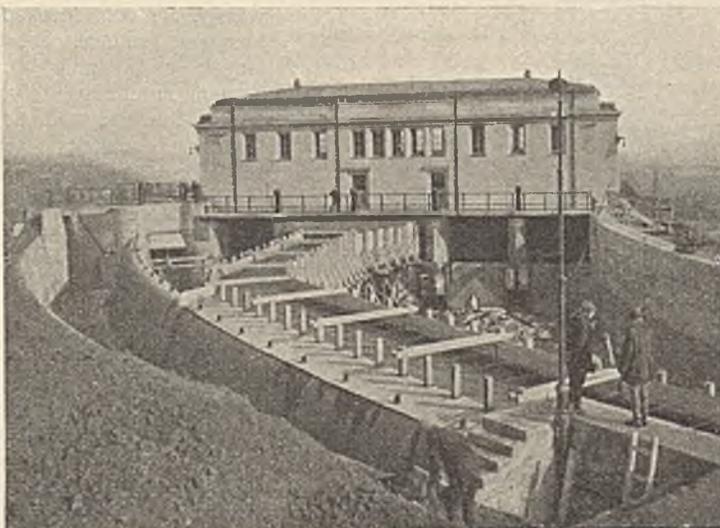


Abb. 3a. Holzfluder in Betrieb.

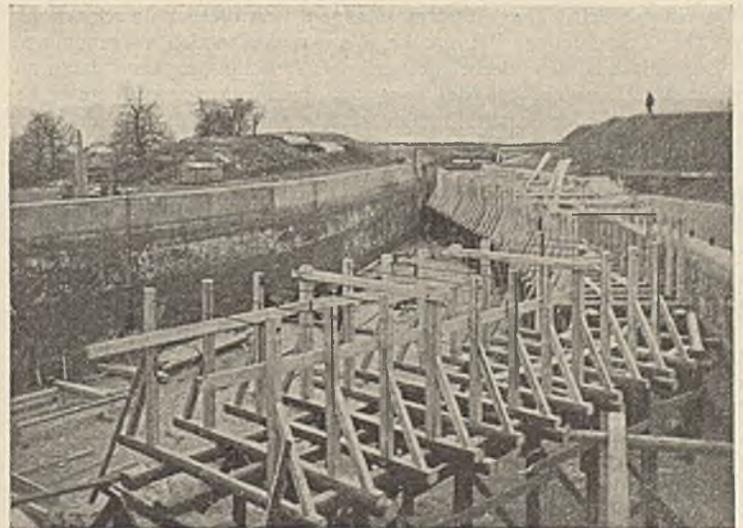


Abb. 3b. Bau des Holzfluders.

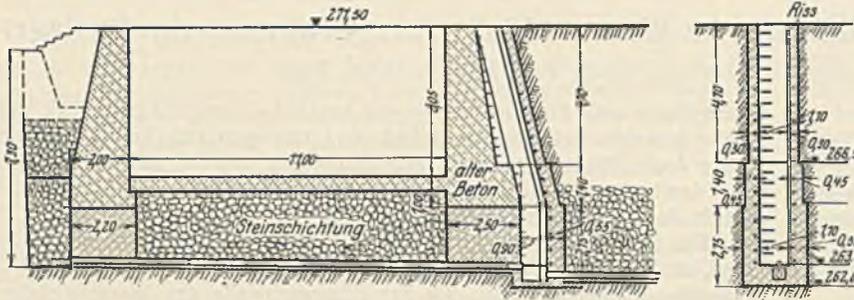


Abb. 4a. Entwässerungsschlitzz mit Revisionschacht.

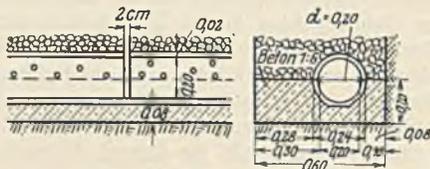
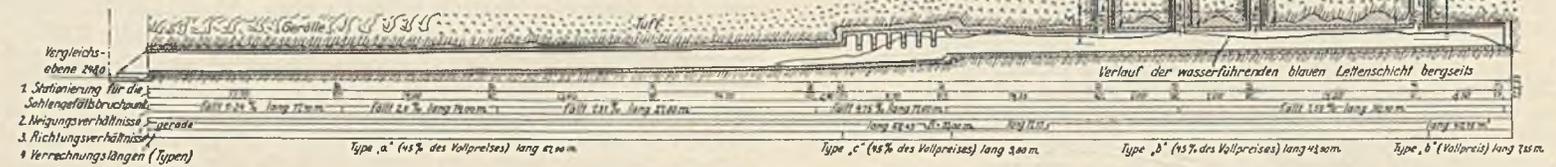


Abb. 4b. Einzelheit der Saugleitung.

Abb. 5a. Schnitt durch Sickerstollen und Saugbrunnen.



In nächster Nähe der ersten Dehnungsfuge, etwa 2 m von dieser entfernt, war in die rechte Wangenmauer ein Entnahmerohr für die Wasserleitung der Ortschaft Lametitz eingelegt, das unmittelbar hinter der Mauer einen Absperrschieber besaß. Dieser Schieber war gebrochen, und das Wasser konnte in großen Mengen austreten und den Schotterboden, auf dem die Wangenmauer fundiert ist, unterwaschen. Diese hat sich wahrscheinlich infolgedessen gesetzt, die Dehnungsfuge öffnete sich übermäßig, und die Asphalt-Jute-Dichtung konnte dieser Bewegung nicht mehr folgen. Dadurch wurde aber dem Wasseraustritt immer mehr Spielraum gegeben und die vollständige Durchweichung des Fundamentbodens unter dem Wasserschloßgebäude bewirkt. Dadurch müssen die Bodenteilchen hauptsächlich im Schotter zusammengesackt sein, wodurch eine Setzung des ganzen schweren Baublocks und damit ein Klaffen der Arbeitsfuge in der Sohlenplatte erklärlich wird; diese Bewegung geschah ruckweise und wirkte sich über die volle Breite der Anlage aus, was durch Zerr-Risse in der Überfallmauer und Gegenmauer des Leerlaufes zum Ausdruck kam.

Begünstigt wurde die Abtrennung des schweren Bauteils in der Sohlenfuge durch die Vibration der Turbinen. Diese pflanzt sich in der Wassersäule der mächtigen Druckrohre fort, wird auf die schweren Betonmassen des Wasserschlosses übertragen und versetzt diese in ständige Schwingungen. Eine heftige Steigerung erfahren die so verursachten Erschütterungen aber bei Wasserschlägen. Es liegt daher nahe, daß solche dynamische Einwirkungen im Beton Scherkräfte hervorrufen, die dort am wirksamsten sein werden, wo starke an schwache Konstruktionsglieder angrenzen. In unserem Falle ist dies die Sohlenfuge, denn in ihrem Verlauf liegt auch die kleinste Scherfestigkeit.

Mit diesen Feststellungen allein begnügte man sich jedoch nicht, sondern legte Wert darauf, über die Bodenbeschaffenheit in größeren Tiefen ein möglichst klares Bild zu erlangen. Zu diesem Zweck wurden zahlreiche Tiefbohrungen im ganzen Wasserschloßbereich vorgenommen. Das Ergebnis aus den hierbei gewonnenen Aufschlüssen kann dahin zusammengefaßt werden, daß der Baugrund durchweg von sehr guter Beschaffenheit ist. Der Basaltuff zeigte sich in einer Mächtigkeit von 12 bis 18 m und wird in den untersten Partien felsartig. In einer Tiefe von rund 20 m unter Geländeoberfläche tritt aber ganz unvermittelt eine sanft abfallende 4 bis 7 m starke Lettenschicht auf von blaugrauer Färbung mit örtlichen schwachen Lehm- und Tonüberlagerungen in Gelb, Weiß, Rot und Grün. Unter diesem Bande von Verwitterungserzeugnissen des Basaltes folgt nun sehr harter, violetter Basalt, der bis zu einer Tiefe von 3 m verfolgt wurde.

Schon bei den Bohrungen ergab sich, daß die Lettenschicht wasserführend ist. Sie leitet einen Grundwasserstrom ab, der von der Hochflur des Wasserschloßglandes gespeist wird, doch rührt er nicht von Versickerungen des Obergrabens her, wie spätere systematische Messungen und andauernde Beobachtungen ergeben haben. Es ist aber wahrscheinlich und naturgemäß, daß bei der ausgiebigen Durchdringung des Untergrundes beim Eintritt des Rohrbruches und seiner Folgeerscheinungen die Lettenschicht so starken Wasserzufluß erhielt, daß sie zu einer Gleitfläche wurde. Damit war jedoch die Möglichkeit einer wenn auch unmerklichen Bewegung gegeben.

C. Maßnahmen zur Behebung des Schadens.

Mit diesen Untersuchungsergebnissen waren nun die Grundlagen für die zu treffenden Vorkehrungen gewonnen. Auf Grund von Vorschlägen, namentlich der Bauunternehmung Pittel & Brausewetter, entschloß man sich zu folgenden Maßnahmen:

- I. Bodentwässerungsanlagen,
- II. Befestigung des Untergrundes,
- III. Dichtung der ganzen Vorbeckensohle,
- IV. Vollständige Lostrennung des Wasserschlosses vom Vorbecken mittels Dehnungsfugen,
- V. Neue Dichtung der bestehenden lotrechten Fugen,
- VI. Verlegung des Entnahmerohres der Wasserleitung.

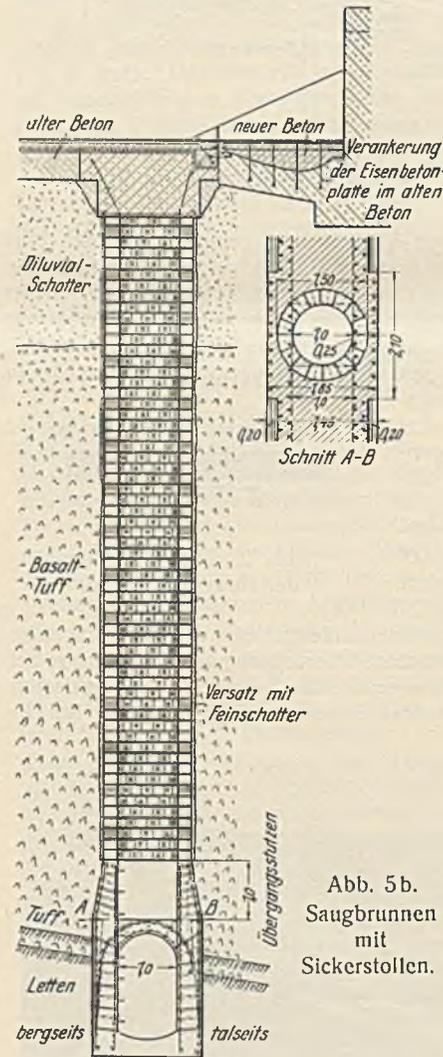


Abb. 5b. Saugbrunnen mit Sickerstollen.

I. Die Bodentwässerungsanlagen umfaßten nachstehende Bauten:

- a) Entwässerungsschlitzz,
- b) Saugbrunnen,
- c) Sickerstollen,
- d) Revisionschächte bei den lotrechten Dehnungsfugen.

Der Entwässerungsschlitzz (Abb. 4 a u. b) wurde 30 m oberhalb des Wasserschloßgebäudes quer über das ganze Bauwerk, das hier 16 m breit ist, 3 m unter der Beckensohle geführt und durchschneidet den Tuff bis zur undurchlässigen Schicht. Er mündet, nachdem er das Mauerfundament unterfahren hat, in einem landseitig an die Wangenmauer angebauten Revisionschacht, der gleichzeitig zur Beobachtung der ersten lotrechten Fuge dient. Hier werden Sickerwässer, die vom Meßkanal kommen sollten, abgefangen und durch eine Zementrohrleitung von 20 cm Durchm. und 1% Gefälle seitlich unschädlich abgeleitet. Das Füllmaterial besteht aus durchgeworfenem Schotter. Die Sohle wurde in einer noch zu besprechenden Weise wieder geschlossen.

Die Saugbrunnen (Abb. 1 u. 5) liegen in der Linie der wiederholt genannten Arbeitsfuge der Sohle 2 m vor der Einlaufschwelle. Davon sind drei im Becken selbst und einer außerhalb davon angeordnet. Der gegenseitige Abstand beträgt bei den inneren Brunnen 7 m. Der äußere ist vom Gelände aus niedergebracht und hat einen Abstand von 15 m vom rechten inneren. Alle vier Brunnen haben den gleichen Durchmesser von 1 m; sie wurden mit Betonformsteinen der Mischung 1 : 6 ausgemauert, deren Wandstärke 25 cm beträgt. In diesen sind Sickerlöcher von 3 cm Durchm. ausgespart.

Diese Saugbrunnen haben den Zweck, allenfalls unter der Beckensohle aus unkontrollierbaren Sickerungen noch zuzitzende Wasser vor dem Wasserschloßuntergrund abzusaugen und dem Sickerstollen zuzuführen, in den sie alle einmünden. Sie bilden mit diesem in ihrer Gesamtheit gewissermaßen eine Entwässerungswand, die bis auf die blaugraue, wasserführende Lettenschicht 20 m unter Gelände oder 16 m unter Beckensohle hinabreicht. In dieser Tiefenlage durchfährt der Sickerstollen den ganzen in Betracht kommenden Bereich des Baugeländes und ebenfalls in der Flucht der Arbeitsfuge der Beckensohle liegend (Abb. 5a u. b).

Der Sickerstollen ist frei begehbar als Revisionsstollen angelegt und durchschneidet die Lettenschicht so zwar, daß er bergseits  $\frac{2}{3}$  seiner Höhe in diese eingeschnitten ist. Die Abmessungen seines Querschnitts gehen aus Abb. 6a hervor. Auf Grund der Erwägung, daß bei einer Bewegungstendenz starke Druckwirkungen auftreten können, wurde überdies sicherheitshalber in jenem Teil, der rechtwinklig zur Falllinie der Lettenschicht verläuft, eine kräftige doppelte Bewehrung eingelegt (Abb. 6a). Deswegen waren aber keine Sickerschlitze anwendbar, sondern es mußten Drainrohre von 5 cm Durchm. einbetoniert werden. Dadurch wirkt der Stollen wie ein Sieb und erfüllt seine Aufgabe vorzüglich.

Wie schon erwähnt, sind die vier Saugbrunnen auf dem Sickerstollen aufgesetzt und sind von diesem aus ersteigbar. Es können daher Durchsickerungen unter der Beckensohle oder durch die darüber hinweggehende Hauptdehnungsfuge sofort festgestellt werden.

Die abgezogenen Grund- bzw. Sickerwasser werden nun auf der verputzten Sohle des Stollens, der ein Gesamtgefälle von 2‰ und eine Länge von 116 m besitzt, gesammelt und aus dem Bereich der Anlage zu deren linker Seite geführt. Dann wendet er sich in scharfem Bogen rechts, um in der weiteren Fortsetzung nur noch als Sammelstollen fast parallel zur Richtung des Leerschusses zu verlaufen, und leitet das Wasser in den Untergraben.

Die drei Dehnungsfugen in der rechtseitigen Wangenmauer erhielten je einen Beobachtungsschacht (Abb. 4a) an der Außenseite der Mauer. Untereinander sind diese Schächte durch eine Zementrohrleitung verbunden, die etwaige Sickerwasser sofort unschädlich in den Saugbrunnen außerhalb des Beckens abführen würden.

Zur Untersuchung der Spülwirkungen unter der Sohle an der Bruchstelle wurde diese längs der Arbeitsfuge in einer Breite von 40 cm aufgeschlitzt. An den Stellen, wo die inneren Brunnen zu liegen kamen, geschah dies in einem Quadrat von  $2 \times 2$  m. Der Arbeitsvorgang bei der Herstellung der Brunnen schächte wurde derart gewählt, daß man so rasch als möglich auf die Sohle des Sickerstollens kam, um für diesen mehrere Angriffspunkte zu gewinnen. Dabei mußte auch berücksichtigt werden, daß zwischen äußerer Brunnenwand und dem umgebenden Tuff- bzw. Schottermaterial keine unausgefüllten Verbrüche entstehen durften, da solche bei den heiklen Verhältnissen Anlaß zu Fundamentbewegungen geben könnten. Deshalb wurde nicht mit Senkbrunnen geteuft, sondern man brachte quadratische Schächte von 1,5 m Seitenlänge mittels Getriebezimmern nieder. Zur Bestimmung der Höhenlage des Sickerstollens wurde der Verlauf der Lettenschicht in den beiden äußeren Schächten der Beckenbrunnen zugrunde gelegt. Von allen drei Schächten konnte dann beiderseits der Stollen angeschlagen werden, so daß mit dem vierten und dem Auslauf acht Angriffsorte bestanden. Der Vortrieb geschah mittels Türstockzimmern mit Verpfählung. Der Ausbruch wurde teils durch den Auslauf mit Vorderkippern, teils durch die Schächte mit Haspeln gefördert. Auch dort, wo die Firste im Letten lagen, wurde dieser ganz entfernt, bis sich der wasserdurchlässige Tuff zeigte, was manchmal erst in einer Höhe von 1 bis 2 m über dem Normalfirst der Fall war. Dies deshalb, um ein Überleiten des Grundwassers über den Stollenrücken zu unterbinden und es in den Stollen zu zwingen. Dieser Vorgang erforderte natürlich äußerste Vorsicht und machte eine vollständig satte Ausbetonierung der Hohlräume notwendig. Wo sich die Höhen zu groß ergaben, wurde ein überhöhtes Profil mit Versteifungsurten in Anwendung gebracht. (Abb. 6b u. 6c).

Bei dem knapp bemessenen Profil des Stollens mußte auch auf die zu verwendende Schalung Bedacht genommen werden. Es wurden 30 Stück Winkelleisenrahmen  $50 \cdot 50 \cdot 5$  hergestellt, und zwar für das volle Profil. An den beiden Enden der Sohlpreise waren die Steher gelenkig mit dieser verbunden; im Scheitel bestand eine lösbare Verbindung, so daß die Rahmen zusammenklappbar und leicht transportabel waren. Je nach dem aufzunehmenden Druck während der Einbringung des ziemlich plastischen Betons wurden die Rahmen enger oder weiter gestellt, im allgemeinen aber 60 cm voneinander. Diese Schalungsart bedeutete Zeit- und Raumerparnis.

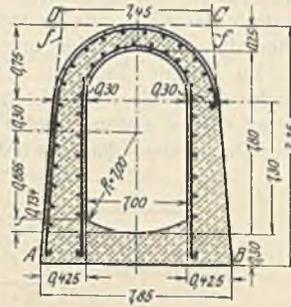


Abb. 6a. Normalquerschnitt des Sickerstollens.

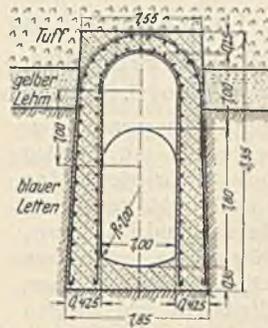


Abb. 6b. Überhöhter Querschnitt des Sickerstollens.

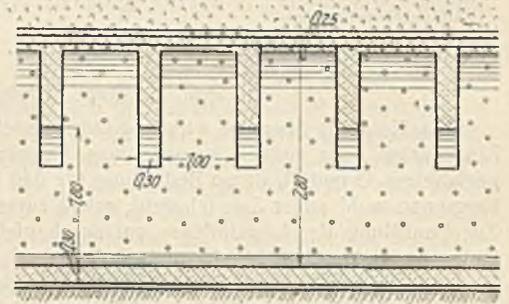


Abb. 6c. Längenschnitt.

Nicht unbedeutende Erschwernisse verursachte in dem engen nassen Profil die Bewehrung. Auch das Einbringen der Betonmasse war mühselig und im First manchmal nur mit der bloßen Hand möglich. Aber das angestrebte Ziel, die satte Anpressung an das Gebirge, wurde durchweg erreicht.

Beim Aufsetzen der kreisrunden Brunnen auf die quadratischen Stollenöffnungen mußte so vorgegangen werden, daß zunächst ein Übergangsstutzen von 1 m Höhe ebenfalls in Eisenbeton hergestellt wurde (Abb. 5b). Auf dem so erhaltenen Kranz konnte dann mit den vorbereiteten Formsteinen in die Höhe gemauert werden. Die Zimmerung wurde hierbei im standfesten Tuff rahmenweise entfernt und dann nachgemauert. Die verbliebenen Zwickel und sonstigen Hohlräume wurden mit Feinschotter ausgestampft. Im schotterigen Boden, wo der Schachtquerschnitt größer war, wurde erst hochgemauert und dann die Zimmerung gezogen bei gleichzeitigem Ausstampfen der Zwischenräume. Der letzte Brunnenkranz liegt 1 m unter der alten Sohlenoberkante. Der wasserdichte Abschluß der Brunnen nach oben wird tieferstehend beschrieben.

II. Befestigung des Untergrundes. Viel umstritten war die Frage, in welcher Weise die unter der Beckensohle entstandenen Auswaschungen behoben und der Untergrund vor Durchfeuchtung ein für alle Male gesichert werden sollte. Es erhoben sich Stimmen, die eine vollständige Erneuerung des Sohlbetons und vorheriges Aufbringen einer Lettenschicht vertraten. Es wäre dies wohl auch eine mögliche und gute Lösung gewesen, doch sehr zeitraubend und teuer. Deshalb wurde doch schließlich der Vorschlag der Unternehmung angenommen, der die Dichtung unter der Sohle und sämtlichen Mauerfundamenten mit Preßzement vorsah. Die weiteren damit zusammenhängenden Maßnahmen finden unter III. Erwähnung.

Für die Zementeinpressungen wurde ein Injektor verwendet, der von einem Flottmannschen Kompressor FK 12 mit Preßluft versorgt wurde. Vor dem Anschluß an den Injektor war in die Luftleitung ein Schieber eingebaut, um den Luftzutritt je nach Bedarf regeln zu können. Dies war notwendig, um ein etwaiges Auftreiben der Sohlenplatte zu verhindern. Für das Einpressen der Zementmilch in den Boden wurde aus 25 mm weiten Gasrohren von 2 bis 3 m Länge durch Verschweißen und Zuspitzen des einen Endes eine Art Füllrohr konstruiert, das in den Wandungen durchlöchert war. Am offenen Ende befand sich ein Gewinde für die Verschraubung des Masseschlauches.

Die Betonsohle wurde mit Preßluftschlämmern durchbohrt, das Füllrohr eingetrieben, seitlich abgedichtet, der Masseschlauch angeschraubt und der Injektor unter Druck gesetzt. Es genügten meist 2 bis 3 at zum Einpressen von einigen Injektorfüllungen. Die Füllrohröffnungen wurden dabei durch Ziehen in verschiedene Horizonte gebracht und so der Boden nach Hohlräumen abgesucht. War der Boden nicht mehr aufnahmefähig, so wurde das Bohrloch mit einem Holzpfropfen vorläufig verschlossen und nach einigen Tagen nochmals eine Einpressung versucht. Drang an dieser Stelle keine Zementmilch mehr ein, so wurde das Bohrloch endgültig abgedichtet.

Es hatte sich bald eine gewisse Erfahrung in der richtigen Beurteilung der erforderlichen Zementmilch-Konsistenz und Bohrlochentfernung herausgebildet. Von ersterer ist der Erfolg eines Eindringens in den porösen Boden in erster Linie abhängig. Die Entfernung der Bohrlöcher ergibt sich aus Versuchen und richtet sich nach der Dichte des Bodenmaterials. In unserem Falle wurden die Bohrlöcher in parallelen Reihen angeordnet, deren Entfernung 1 bis 2 m betrug. Die gleichen Abstände hielt man in den Reihen ein. Bei den Fundamenten der Wangenmauern waren Bohrlöcher von über 2 m Tiefe notwendig, und besonders im Umkreise der gebrochenen Wasserleitung wurden durch diese beträchtliche Zementmengen eingepreßt, bis die Sättigung des ausgewaschenen Bodens erreicht war.

Auf diese Weise wurden rd. 300 m<sup>2</sup> Sohlenuntergrund gedichtet, was einen Aufwand von 26 500 kg Portlandzement erforderte. Es kamen also auf 1 m<sup>2</sup> gedichtete Fläche durchschnittlich 88 kg oder fast 2 Sack Zement. Mit diesem Ergebnis durfte man sich wohl zufrieden geben.

Endlich wurden noch kleinere Risse in der Nähe der Abbruchstelle mit Zement vergossen, und auf der so vorbereiteten Unterlage konnten nun die übrigen Dichtungsmaßnahmen vorgenommen werden.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Druckverteilung im Baugrunde.

### I. Die Ergebnisse neuerer Versuche.

Von Prof. Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg i. Sa., und Regierungsbauführer Dr.-Ing. Scheidig, Langenhessen.

Die Kenntnis über die wirkliche Druckverteilung im Baugrunde unter Einzellasten oder endlich ausgedehnten Gründungskörpern mit beliebig gestaltetem Grundriß, deren Bedeutung für den Bauingenieur wie für den Bergmann wohl außer Zweifel steht, reicht zurzeit noch recht wenig weit. Zur Ermittlung der Lasteinflüsse auf Brückenfahrbahnen, auf Durchlässe, Unterpflastertunnel, Schächte und Stollen, auf Stützmauern und andere Bauwerke, ebenso wie zur Berechnung und zweckmäßigsten Gestaltung von Fundamentplatten, Tunneltrögen, Schleusen, Behälterböden und anderen Gründungskörpern macht man Annahmen, die zwar sehr einfach sind, meist aber der Wirklichkeit sehr wenig nahe kommen.

Auf die Unsicherheit dieser Grundlagen ist an anderer Stelle schon kurz hingewiesen worden.<sup>1)</sup>

Daß die heute gebräuchlichen Annahmen über die Druckverteilung im Baugrunde unter örtlichen Lasten mit der Wirklichkeit nicht übereinstimmen, ist zwar bekannt, doch fehlen bis jetzt brauchbare Unterlagen, um die bisherigen Annahmen durch zutreffendere zu ersetzen.

Nachdem die jahrelangen Versuche der Verfasser nunmehr gewisse feststehende Ergebnisse erkennen lassen, erscheint es jetzt zweckmäßig, über die bisher vorliegenden theoretischen und experimentellen Untersuchungen zur Frage der Druckverteilung im Baugrunde, die in zahlreichen, vor allem ausländischen Zeitschriften verstreut sind, einmal im Zusammenhange zu berichten und sie kritisch zu prüfen, die Haltbarkeit theoretischer Annahmen und Ableitungen an Hand der Versuchsergebnisse zu untersuchen, Lücken in der Erkenntnis an Hand der eigenen Versuche zu schließen und damit Grundlagen zur Weiterbildung der Theorie und zur Aufstellung zutreffender Entwurfsgrundlagen für die Praxis zu geben. All dies ist um so notwendiger, als die amerikanischen Forscher meist rein experimentell vorgehen und theoretische Folgerungen aus ihren großen Versuchsreihen unterlassen, während die europäische Erdbauforschung oft allzu theoretisch arbeitet und sich damit manchmal weit von der Wirklichkeit entfernt. Gerade auf dem noch so wenig bearbeiteten Gebiete der Erdbaustatik müssen aber Theorie und Versuch eng Hand in Hand arbeiten, um brauchbare Ergebnisse zu erzielen.

In diesem Aufsatz sollen zunächst die bisher vorliegenden Versuchsergebnisse einer Sichtung und kritischen Würdigung unterzogen werden. Zur Nachprüfung und Ergänzung der bisherigen Versuche, denen teilweise Mängel anhaften, sind in den letzten Jahren im Institut für Technische Mechanik der Bergakademie Freiberg i. Sa. umfangreiche neue Versuche durchgeführt worden, deren Ergebnisse anschließend mitgeteilt werden sollen.

Die rechnerische Erfassung der Druckverteilung auf Grund der Versuche und ihre Abhängigkeit von den verschiedenen Umständen, die neuen Ergebnisse über Spannungsverteilung und Bettungsziffer an der Sohlfläche von Gründungskörpern und die Folgerungen und Vereinfachungen für die Praxis sollen später behandelt werden.

#### A. Bisher vorliegende Versuche.

##### a) Versuche von Kick und Steiner.

Die Veranlassung zu diesen Versuchen waren die Schwierigkeiten bei der Berechnung der Fahrbahntafel eiserner Brücken, da das Verteilungsgesetz der Raddrücke von der Fahrbahndecke auf die stützenden Teile (Zoreisen) unbekannt ist. Auf Anregung Prof. Steiners wurden die Versuche vom Regierungsbaurat Kick im Jahre 1879 an der Technischen Hochschule zu Prag durchgeführt (Abb. 1 u. 2).<sup>2)</sup>

Eine eben abgegliche Flugsandschicht wurde in Stärken von  $h = 3,3$  bis  $h = 15$  cm durch ein Gewicht  $Q = 31$  kg mit kreisförmigem Querschnitt von 10 cm Durchm. ( $78,5$  cm<sup>2</sup> Fläche) belastet. Der mittlere Sohlendruck betrug also  $p_0 = \frac{Q}{F} = \frac{31}{78,5} = 0,396$  kg/cm<sup>2</sup>. In der Tiefe  $h$  wurde der Druck  $p$  durch einen Stempel von 3 cm Durchm. mittels Wägevorrückung in verschiedenen Abständen  $a$  von der Mitte gemessen. Abb. 1 stellt das Ergebnis einer Versuchsreihe für  $h = 13,2$  cm dar.

Die Versuche ergaben im wesentlichen folgendes:

1. Die Verteilung des Druckes in einer Niveaufläche ist keineswegs gleichförmig, sondern hat die in Abb. 1 dargestellte Gestalt.
2. Solange  $h$  innerhalb 3,3 bis 12 cm bleibt, verteilt sich der Druck bei  $d = 10$  cm ungefähr auf eine Kreisfläche vom Durchmesser 3  $h$ .
3. In geringen Tiefen wird der Druck auf die Flächeneinheit größer als  $p_0 = \frac{Q}{F}$ ; er wird hier also eher gesammelt als verteilt.

<sup>1)</sup> Nochmals Kreisplattenfundamente, „Beton u. Eisen“ 1926, Heft 6, S. 120. — Verteilung des Bodendruckes unter Gründungskörpern, „Bauingenieur“ 1926, Heft 6, S. 101.

<sup>2)</sup> Handbuch d. Ingenieurwissenschaften, 1. Aufl., II. Bd., II. Abt., S. 195. Leipzig 1882.

Zu den Ergebnissen ist zu bemerken:

Zu 1. Die Druckverteilungskurve zeigt schon die bei allen späteren Versuchen wiederkehrende charakteristische Gestalt.

Zu 2. Trägt man die in den untersuchten Sandtiefen gefundenen Grenzpunkte der Spannungsverteilung auf, so erhält man das in Abb. 2 dargestellte Bild. Die Grenzkurve der Druckverteilung zeigt auch hier schon die von uns näher untersuchte charakteristische Gestalt.

Zu 3. Die Tatsache der ungleichförmigen Verteilung des Bodendruckes über die Niveaufläche mit einem hohen Größtwert in der Mitte ist bei diesem ersten Versuch auch schon festgestellt, wenn auch nicht in ihrer Bedeutung erkannt worden.

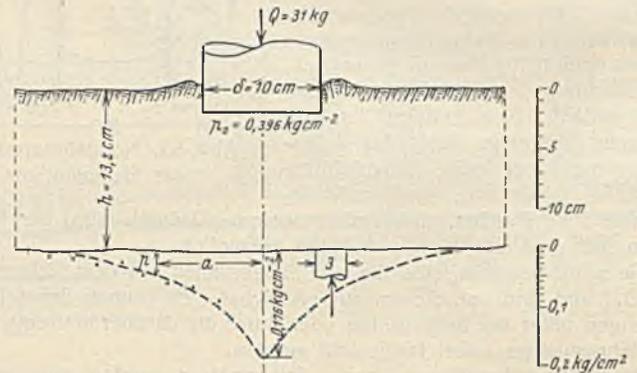


Abb. 1. Versuche von Kick und Steiner, 1879. Anordnung und Druckverteilung.

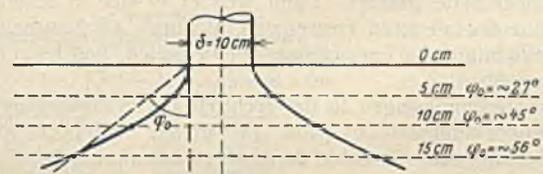


Abb. 2. (Zu Abb. 1.) Grenze der Druckverteilung und Grenzwinkel.

Zu dem Versuchsverfahren ist zu sagen:

Die Schüttung zeigt trotz der geringen Beanspruchung von 0,4 bereits Bodenverdrängung durch Auftrieb, eine Erscheinung, die für kleine Grundflächen typisch ist. Die Senkungen betrugen 1,3 bis 2 cm. Über die Wägevorrückung ist in der angeführten Veröffentlichung nichts gesagt, so daß man auch nicht auf die Größe der Beweglichkeit des Meßstempels schließen kann. Diese beeinflußt aber erfahrungsgemäß die Genauigkeit der Versuche in hohem Maße.

##### b) Versuche von Strohschneider.

Strohschneiders im Jahre 1911 in Graz ausgeführte Versuche<sup>3)</sup> sind in meßtechnischer und physikalischer Beziehung einwandfrei und vorbildlich, so daß es ihm trotz der außerordentlich kleinen Abmessungen seiner Versuchseinrichtung ( $P = 50$  g,  $F = 1,54$  cm<sup>2</sup>,  $p_0 = 32,5$  g/cm<sup>2</sup>,  $h = 2$  bis 5 cm!) gelang, brauchbare Ergebnisse als Grundlage für weitere theoretische Untersuchungen zu gewinnen. Die Meßdose lag fest, die Last wanderte. Der Hauptvorteil seiner Meßvorrichtung, die in Abb. 3 im Prinzip dargestellt ist, besteht in der Möglichkeit, den wirklichen Ruhedruck zu messen, da jede Bewegung der Meßdosenmembran vermieden wurde. Allerdings wird auch hier die Druckverteilung durch eine Sandschicht auf dem

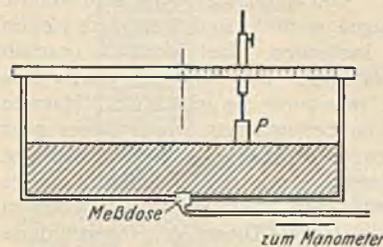


Abb. 3. Versuchsanordnung von Strohschneider.

(starken) Boden eines Kastens ermittelt. Die Versuchsergebnisse sind in Abb. 4 dargestellt. Strohschneider faßt die Ergebnisse seiner Arbeit in den Worten zusammen:

„Bei leicht geschüttetem Sande, wie er zu den beschriebenen Versuchen verwendet wurde, ergaben die Versuche als obersten Grenzwinkel ungefähr 50 bis 60°; ganz lose Schüttungen zeigen allerdings kleinere Grenzwinkel, kommen aber in der Natur kaum vor. Man wird

<sup>3)</sup> Elastische Druckverteilung und Drucküberschreitung in Schüttungen. Sitzungsberichte der K. u. K. Akademie der Wissenschaften in Wien. Math.-naturwiss. Klasse, Bd. 121, Abt. IIa, Februar 1912, S. 301/302.

allgemein bei Berechnung der Tragfähigkeit einer Bauwerksunterlage der Sicherheit genüge tun, wenn man annimmt, daß sich der Druck innerhalb einer obersten Schichtenstärke von 1 m Höhe allmählich bis ins Unendliche ausbreitet, und zwar so, daß die Ausbreitung vom Auflagerpunkte der Last aus unter einem Winkel von  $50^\circ$  beginnt.

Voraussetzung ist, daß die Last so klein ist, daß nicht durch Überlastung des Bodens eine Zerstörung seiner obersten Schichten erfolgt.<sup>4)</sup>

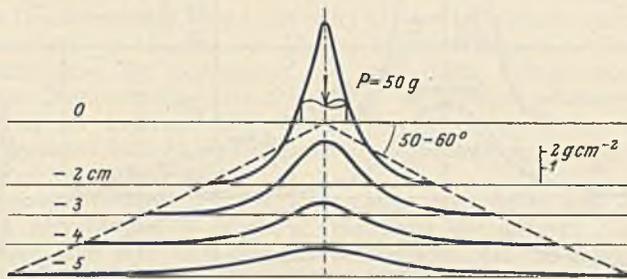


Abb. 4. Versuchsergebnisse von Strohschneider.

c) Versuche an der Hochschule in Pennsylvania.

In den Jahren 1913 und 1914 wurden „zur Gewinnung brauchbarer Grundlagen für das Entwerfen von Durchlässen, Brücken und Tunneln“<sup>5)</sup> von der Prüfstelle für Wirtschaftsbau der oben erwähnten Hochschule, unter Mitwirkung des Pennsylvania Highway Department, eine Reihe von Versuchen über die Verteilung senkrechter Drücke im Boden ausgeführt, deren wesentliche Ergebnisse in den Abb. 5 u. 6 dargestellt sind.

Der Versuchsapparat bestand aus einem  $1,37 \times 2,84$  m großen, 1,52 m tiefen Kasten; die Sandhöhen betragen 7,5, 15, 30, 45, 60, 90, 120, 150 cm; die Last wurde auf einer rechteckigen (in der Regel  $30 \times 30$  cm großen) Lastplatte durch Backsteine, später durch eine Wasserdruckpresse ausgeübt; sie erzeugte Bodenpressungen bis zu  $5 \text{ kg/cm}^2$ . Im Boden des Kastens war eine Wägeplatte von gleicher Form und Größe wie die Lastplatte eingebaut, die von einer Brückenwaage mit einem Übersetzungsverhältnis 50:1 bzw. 200:1 gestützt wurde. Durch Einschränkung der Bewegungsmöglichkeit des Armes konnten die Bewegungen der Wägeplatte kleiner als 0,03 bzw. 0,015 mm gehalten werden. Da nur eine Meßstelle vorhanden war, mußte die Druckmessung durch seitliches Wandern der Last ermöglicht werden. Das Hundertfache der gemessenen Druckkraft auf die Wägeplatte, geteilt durch das bekannte Gewicht der Last, ergab den senkrecht durch den Sand übertragenen Lastanteil an der Meßstelle. Diese Prozentzahlen sind in den Kurven der Abb. 5 u. 6 dargestellt.

Bei Bodenpressungen über 1,2 bis  $3 \text{ kg/cm}^2$  begann die Last plötzlich einzusinken; es bildeten sich Sandwellen infolge Auftriebs. In diesem Zustande der Schüttung sind bei wachsender Last die Druckordinaten ihr nicht mehr proportional, sondern die Drücke in der Nachbarschaft der

<sup>4)</sup> D. h.: kein Auftrieb auftritt, sondern nur Bodenverdrängung infolge Verdichtung. Anm. d. Verfasser.

<sup>5)</sup> Eng. Rec. 1914, I, S. 608 und 1915, I, S. 330. Bericht darüber: Organ f. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1915, S. 33 und 376.

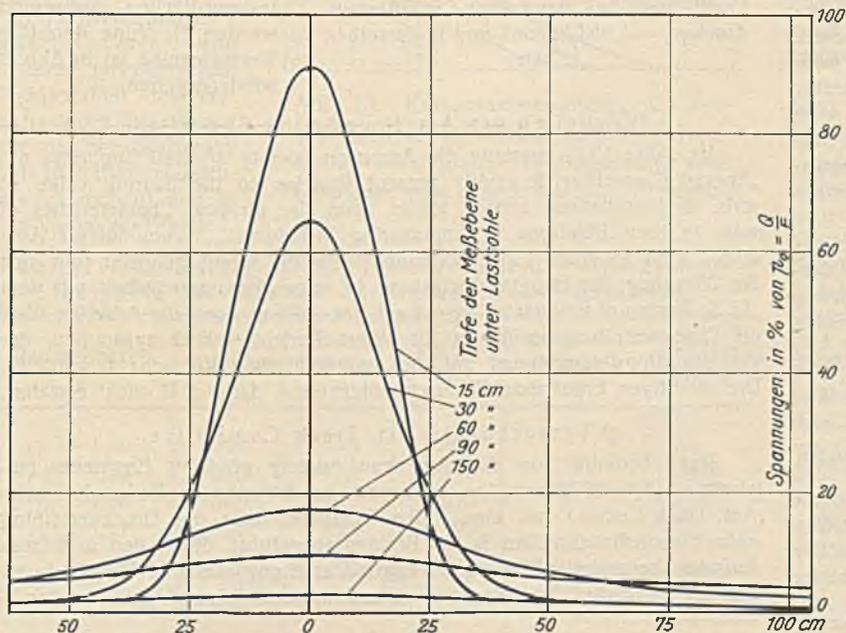


Abb. 5. Versuche in Pennsylvania mit Sand; Lastfläche  $30 \times 30$  cm;  $p_0$  von 0,7 bis  $2,75 \text{ kg/cm}^2$ .

Lastwirkungslinie nehmen im Verhältnis stärker zu (30 bis 50%), als die entfernter liegenden.

Die Versuche wurden nicht nur mit Sand, sondern auch mit Lehm und mit einer Tonmischung (85% Ton, 10% Sand, 5% Lehm), die sich als sehr zah erwies, ausgeführt (Abb. 6). Es ist besonders bemerkenswert daß die Druckverteilungskurven für alle drei Bodenarten die gleichen allgemeinen Eigenschaften zeigen. Bei geringerer Tiefe als etwa 60 cm übertrug Sand in der Mitte den größten Druck, bei größeren Tiefen gaben die drei Bodenarten ungefähr denselben Lastanteil. Der Unterschied in den oberen Schichten erklärt sich wohl aus der Verschiedenheit der Formänderungen körniger und bindiger Böden, als Folge der ungleichen Festigkeitseigenschaften dieser Bodenarten oder aus der Kohäsion.

In quantitativer Hinsicht ist den Ergebnissen eine gewisse Vorsicht entgegenzubringen, weil infolge der Wahl gleich großer Last- und Wägeflächen für den Gesamwert des übertragenen Lastanteils eine solche Menge von Komponenten bestimmend sind, daß ein einwandfreies Bild nicht erhalten werden kann. Besonders kann die Druckverteilung in unmittelbarer Nähe der Lastplatte und der Sohlfläche selber mit so großen Wägeflächen nicht untersucht werden. Deshalb ist auch die in jener Veröffentlichung dargestellte Isobarenschar in der Nähe der Lastfläche falsch. Gerade die Versuche der Verfasser haben erwiesen, daß die Messungsergebnisse um so besser werden, je kleiner die Meßfläche im Verhältnis zur Lastfläche ist. Außerdem wurde in Pennsylvania zu einer Versuchsreihe immer dieselbe Schüttung verwendet. Daß diese infolge der Belastungsvorgeschichte mit der Zeit immer unhomogener wird, ist leicht einzusehen. Die Messungen einer Versuchsreihe sind daher streng genommen nicht vergleichbar, da sie in Schüttungen mit verschiedener relativer Dichte angestellt wurden. Nach unseren Erfahrungen führen mehrmals verwendete Sandfüllungen zu allzu großen Druckanzeigen, was der Leiter jener Versuche, H. B. Fehr, auch an anderer Stelle zugibt.<sup>6)</sup> (150% von  $Q$ .) Ob diese Unstimmigkeit allein durch die Heterogenität des Sandes oder durch die Beweglichkeit der Wägeplatte, die ja gegen den Sand bewegt werden muß, hervorgerufen wird, ist nicht zu entscheiden.

d) Versuche an der Universität Illinois.

In den Jahren 1910 bis 1915 wurde im Institut für angewandte Mechanik und Hydraulik der Universität Illinois eine Reihe von „Versuchen über die Verteilung senkrechter Lasten durch Sand“ angestellt, über die Prof. Enger berichtet.<sup>7)</sup>

Es wurden zwei Arten von Druckmessern angewendet, von denen sich der Wägebalken zuverlässiger erwies, als die Kombination Meßdose-Manometer in der gewählten Form. Die Wägeplatte hatte 10 cm, die Meßdose 15 cm, die Lastplatte dagegen 34,3 cm Durchmesser. Die Belastung wurde durch eine Wasserdruckpresse ausgeübt und mit geeichten Meßfedern gemessen. Die Sandtiefen betragen 15,2, 30,5 und 45,7 cm. Es wurde feiner und ganz trockener Sand benutzt, der vor dem Versuch gründlich eingerüttelt und gestampft und vor den ersten Ablesungen mehrmals belastet wurde. Die Versuchsergebnisse sind in Abb. 7a u. 7b wiedergegeben.

Der Vorzug dieser Versuche vor denen in Pennsylvania besteht in dem günstigeren Verhältnis der Meßfläche zur Lastfläche, was auch die Druckverhältnisse in der unmittelbaren Nähe der Last bei geringen Sandtiefen zu untersuchen gestattetete. Diese Untersuchungen brachten

<sup>6)</sup> Proceedings, Am. Soc. Test. Mat., 1917, S. 656.

<sup>7)</sup> Engineering Record 1916, S. 106/7.

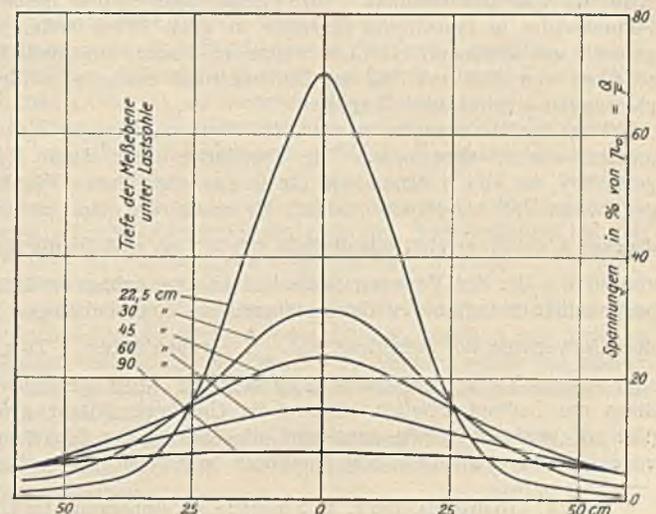


Abb. 6. Wie Abb. 5. Versuche mit Ton;  $p_0$  von 0,3 bis  $5,0 \text{ kg/cm}^2$ .

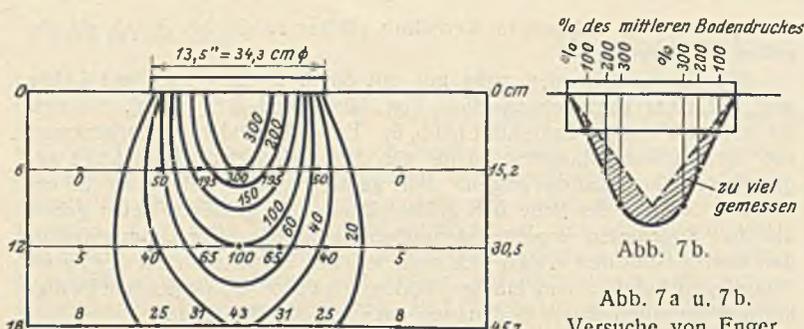


Abb. 7a.  
a) Linien gleichen lotrechten Druckes;  
b) Darstellung des gemessenen Drucküberschusses.

das bemerkenswerte Ergebnis, daß die Verteilung des Druckes unter der Sohle des Lastkörpers nicht gleichmäßig, sondern parabolisch oder dreieckig verläuft. Die gesamte gemessene Bodenreaktion war jedoch auch hier wesentlich größer (150% von Q) als die aufgebrachte Last, was die gleichen Ursachen haben dürfte wie in Pennsylvania. Die in Abb. 7a wiedergegebene Kurvenschar ist zwar qualitativ richtig, aber die angegebenen Prozentzahlen sind zu hoch, da der Inhalt des Spannungskörpers an der Sohlfläche bedeutend größer ist als die aufgebrachte Last. In der aus Abb. 7a entwickelten Abb. 7b ist eine dreieckige Druckverteilung, die die größte Mittelordinate gibt, und die experimentell ermittelte Druckverteilung verglichen. Der gemessene Drucküberschuß ist deutlich zu erkennen.

Als Fortsetzung dieser Versuche können die mit Holzschwellen als Lastflächen ausgeführten Versuche des „Spezial Committee to report on Stresses in Railroad Tracks“ angesehen werden, die unter g) besprochen werden.

e) Goldbecks Versuche.

Auf der Arlington Experimental Farm des Department of Agriculture wurden durch das Office of Public Roads and Rural Engineering unter der Leitung Goldbecks vom U. S. Bureau of Standards in Washington größere Versuchsreihen über die Verteilung senkrechter Drücke im Sande unter kreisförmigen Lastflächen ausgeführt, die im Gegensatz zu den bisher erwähnten amerikanischen Versuchen auch quantitativ zuverlässige Ergebnisse lieferten.

Um die den Apparaturen anhaftenden Mängel zu beheben, wurde zunächst viel Sorgfalt auf die Konstruktion einer neuen Meßvorrichtung gelegt.<sup>9)</sup> Sie besteht aus einer Meßdose mit Blechmembran. Der Gegendruck in ihr gegen die äußere Sandbelastung wird durch Preßluft erzeugt und deren Druck am Manometer gemessen. Eine zu große Einsenkung der Membran verhindert ein elektrischer Kontakt, der die Preßluftzuführung betätigt und regelt. Die Größe der Membranbewegung betrug in allen Fällen weniger als 0,001 Zoll (0,025 mm), da festgestellt wurde, daß eine größere Bewegung der Membran gegen den Sand zu einem sehr hohen Anwachsen des erforderlichen Gegendruckes führt (passiver Erddruck). Die gemessene Bodenreaktion schwankt zwischen 95 und 125% der aufgebrachten Last und ist bei niedrigen Sandtiefen, d. h. großen Drücken, etwas zu groß; im ganzen ist sie jedoch durchaus befriedigend. Die gute Brauchbarkeit der Apparatur ist dadurch erwiesen.

Elf Meßdosen wurden in einem besonders kräftig ausgeführten Eisenbetonfußboden verlegt (bündig mit der Oberfläche); die Anzeigeapparatur stand im Geschoß darunter. Als Versuchssand wurde Betonsand vom Potomac-Ufer in feuchtem Zustande in etwa 10 cm hohen Lagen eingebracht und gestampft. Die Last wirkte auf flache, kreisrunde Belastungs-scheiben von 20,3 und 34,3 cm Durchm. und erzeugte mittlere Bodenpressungen von 0,4 bis 2,5 kg/cm<sup>2</sup>.

Von den Ablesungen wurden die Eigenspannungen, die vorher gemessen waren, abgezogen. Die Ergebnisse sind durch Kurven dargestellt.<sup>9)</sup> In Abb. 8 haben wir die in der angeführten Veröffentlichung gegebenen Spannungskurven durch Prozentkurven des mittleren Sohl-druckes  $p_0 = \frac{Q}{F}$  ersetzt, was deshalb möglich ist, weil Goldbecks Versuche ebenso wie die der Verfasser (siehe unten) eine nahezu vollständige Proportionalität zwischen den Druckordinaten an einer beliebigen Stelle und dem Anwachsen der Belastung  $p_0 = \frac{Q}{F}$  ergeben haben. Zum Vergleich sind eigene Versuchsergebnisse eingezeichnet. Der Vergleich ist allerdings nur bedingt möglich. Einmal ist Goldbecks Fläche etwas größer (924 cm<sup>2</sup> gegen 900 cm<sup>2</sup>); dann sind die Dichten der Schüttungen sicher voneinander verschieden, und Goldbeck arbeitete mit feuchtem Sande,

<sup>9)</sup> A. T. Goldbeck and E. B. Smith: „An Apparature for Determining Soil Pressure.“ Proceedings, Am. Soc. Test. Mats. 1916, Teil II, S. 309.

<sup>9)</sup> A. T. Goldbeck: „Distribution of pressures through earth fills.“ Proceedings, Am. Soc. Test. Mats., 1917, S. 640 bis 661.

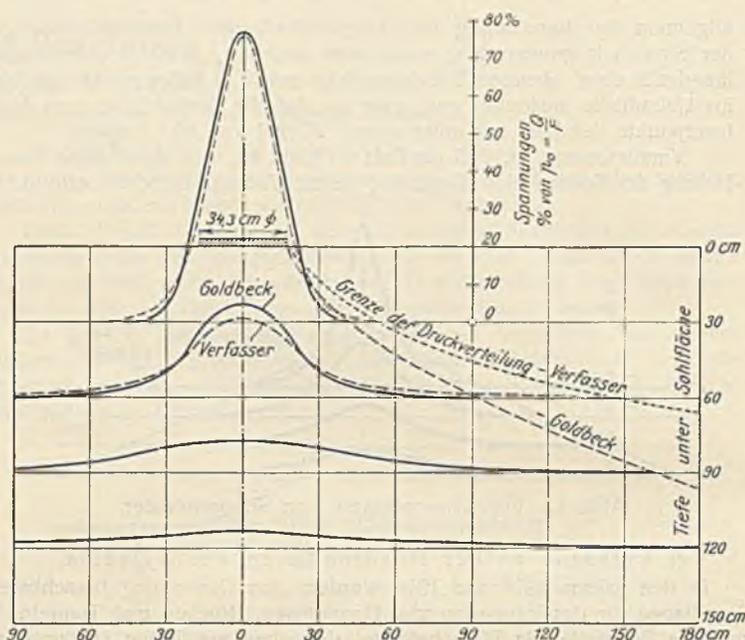


Abb. 8. Versuche von Goldbeck. Kurven der Druckverteilung in feuchtem Sande;  $p_0$  von 0,4 bis 2,75 kg/cm<sup>2</sup>.

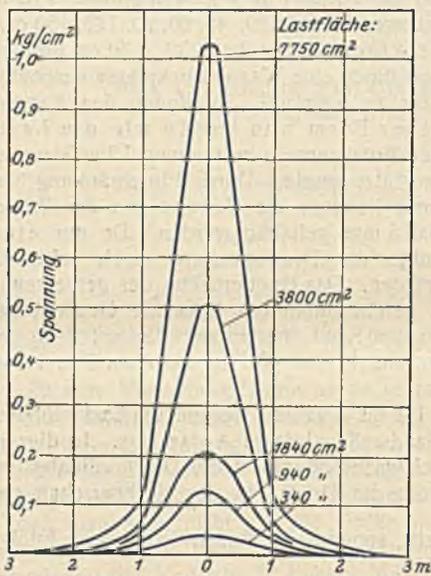


Abb. 9. Versuche von Goldbeck. Druckverteilung unter verschieden großen Lastflächen bei demselben Sohlflächen-druck  $p_0 = 1,953$  kg/cm<sup>2</sup> und in derselben Tiefe.

wir mit trockenem; weiter waren Goldbecks Bodenpressungen durchschnittlich höher als bei unseren eigenen Versuchen. Trotz dieser Verschiedenheiten ist die Übereinstimmung bemerkenswert. Wenn Goldbecks Mittendrucke etwas größer sind als die von uns gemessenen, die Verteilung nach der Seite hin dafür etwas eher zu Ende geht, so liegt das wohl hauptsächlich daran, daß Goldbeck die Druckverteilung durch Sand auf eine starre Unterlage gemessen hat, während bei unseren Versuchen noch eine Sandschicht von 20 cm unter den Meßdosen vorhanden war.

Die Versuche sind dann noch mit größeren Belastungsflächen fortgesetzt worden.<sup>10)</sup> Eine derartige Versuchsreihe ist in Abb. 9 wiedergegeben.

f) Arbeiten des Am. Foundation Committee.

Im Jahre 1913 ernannte die American Society of Civil Engineers ein „Special Committee to codify present Practice on the bearing value of soils for Foundations and to report upon the physical Characteristics of soils in their Relations to Engineering Structures“. Wenn dieser Ausschuß auch in erster Linie bodenphysikalische Arbeit geleistet und sich der Normung der Baugrundbelastung in enger Zusammenarbeit mit dem „U. S. Bureau of Standards“ gewidmet hat, faßt er doch die Arbeiten über die Druckverteilung im Boden in einem Bericht<sup>11)</sup> kurz zusammen, der sich allerdings vorwiegend auf die amerikanischen Versuche beschränkt. Die wichtigen Ergebnisse Strohschneiders sind darin z. B. nicht erwähnt.

g) Versuche des Am. Track Committee.

Das ebenfalls von der American Society of Civil Engineers eingesetzte „Special Committee to report on Stresses in Railroad Track“ (Am. Track Comm.) hat eine Reihe Versuche über die Druckverteilung unter Eisenbahnschwellen in der Bettung ausgeführt, die zu den in diesem Aufsätze behandelten Fragen in enger Beziehung stehen. Die Versuche wurden im Institut für angewandte Mechanik der Universität Illinois durch-

<sup>10)</sup> Proceedings, Am. Soc. Civ. Eng., Pap. a. Disc., 1925, Matheft und Public Roads, Vol. 5, 1925, S. 1 u. f.

<sup>11)</sup> (Proceedings, Am. Soc. Civ. Eng., 1920, S. 931 bis 934.

geführt, wo 1912 schon Enger seine Versuche unter kreisförmigen Lastplatten ausgeführt hat.

Verwendet wurde eine Meßdose mit Stahlmembran und mechanischer Übertragung der Einsenkung auf ein Meßinstrument, wodurch nach Eichung der Vorrichtung der Druck bestimmt werden kann. Ein Maß für die Größenordnung der Durchbiegung der Membran wird leider nicht gegeben.

Die Druckverteilung wurde erst unter einer Holzschwelle gemessen, dann unter drei im Abstände von 50,8 cm liegenden Schwellen. Die gute Übereinstimmung der gemessenen mit den durch Superposition gewonnenen Druckverteilungskurven selbst in so geringer Schüttungstiefe (45 cm) ist ein experimenteller Beweis für die Gültigkeit des Superpositionsgesetzes auch für den oberen Teil einer Schüttung, worauf später noch Bezug genommen wird.

Durch die Versuche des Am. Track Comm. wird die in Abb. 7a und unten in Abb. 15 und 16 gegebene Darstellung der Isobaren bestätigt. Im übrigen muß man auch hier aus der Tatsache, daß die Summe der gemessenen Drücke nicht gleich der aufgetragenen Last ist, auf Unstimmigkeiten in der Meßapparatur schließen, eine Erscheinung, die sich ja bei den meisten bisherigen Versuchen störend bemerkbar gemacht hat.

**B. Eigene Versuche.**

Zur Nachprüfung und Ergänzung der bisher vorliegenden Versuche, deren Grundlagen manche Mängel aufweisen, galt es, die Abmessungen der Belastungsflächen so groß zu wählen, daß sie denen der Baupraxis möglichst nahe kommen, und damit erkennen lassen, ob die für sehr kleine Belastungsflächen schon bekannten Gesetze der Druckverteilung auch für große gelten oder in welcher Weise sie von der Größe und Gestalt der Lastfläche abhängen; weitere Aufgaben folgen aus den theoretischen Betrachtungen über Formänderung und Spannungsverteilung in Schüttungen, wie Gültigkeit des Superpositionsgesetzes, Verlauf der Grenzkurve der Druckverteilung, Annahme der „Bettungsziffer“, Einfluß der elastischen Verbiegung der Lastplatte u. a. m. Schließlich galt es, den Druck an möglichst vielen Stellen gleichzeitig zu messen, um sicher zu sein, daß die Spannungen aus einem Belastungszustande überall unter wirklich gleichen Bedingungen erfaßt werden. Da jeder Spannungszustand von mehreren Einflüssen abhängig ist, wurde auf die qualitative und, wenn möglich, auch auf die quantitative Erkenntnis und Erfassung dieser Einflüsse auf versuchstechnischem Wege besonderer Wert gelegt. Im folgenden soll zunächst über die Durchführung der Versuche und über ihre Ergebnisse berichtet werden; sie wurden im Institut für Technische Mechanik der Bergakademie Freiberg durchgeführt und von der Notgemeinschaft der Deutschen Wissenschaft in dankenswerter Weise gefördert.

**a) Die Versuchseinrichtung.**

1. Der Versuchssand. Verwendet wurde lehmfreier, trockener Quarzsand von den diluvialen Ablagerungen des Dresdner Hellers mit einer Korngröße bis 2 mm und einem Gleichgewichtsböschungswinkel  $\varrho = 31,5^\circ$ . Die weiteren physikalischen Eigenschaften des Versuchssandes<sup>12)</sup> zeigen sich in der Siebkurve Abb. 10 (mittlerer Gleichformigkeitsgrad) und in den Werten der Tabelle 1.

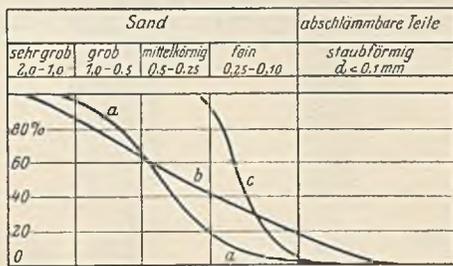


Abb. 10. Kornzusammensetzung des Versuchssandes. a) Versuchssand, b) Pulverisierter Milchquarz, c) Strandsand vom Bosphorus. b) u. c) nach Analysen Terzaghis.

Tabelle 1. Raumgewicht, Porenvolumen, Verdichtungsfähigkeit und relative Dichte des Versuchssandes.

Raumgewicht $\gamma$	Kornvolumen $k$ %	Porenvolumen $n$ %	Porenziffer	Verdichtungsfähigkeit $F$	Relative Dichte
$\gamma_0 = 1,50$	56,6	43,4	0,766	0,542	0,175
$\gamma_{25} = 1,54$	58,2	41,8	0,719		
$\gamma_{50} = 1,58$	59,7	40,3	0,675		
$\gamma_n = 1,77$	66,8	33,2	0,497		

$\gamma_0$  lockerste Lagerung,  $\gamma_n$  in naß eingestampftem Zustande,  $\gamma_{25}$  bzw.  $\gamma_{50}$  Raumgewicht in  $h = 25$  bzw. 50 cm Tiefe.

<sup>12)</sup> Vergl. hierzu Terzaghi: Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig 1925. S. 7 bis 12.

2. Die Herstellung von Schüttungen. Der Sand wurde mit Hilfe einer mechanischen Fördereinrichtung in Lagen von 10 cm Höhe in das  $4,0 \times 4,2$  m große Versuchsfeld eingebracht und mit Schaufel, Rechen und Abziehlatta eingeebnet. In jeder Versuchsreihe wurde die Schüttung neu hergestellt.

3. Die Meßvorrichtung. Allgemeines: Zur Messung der in einer Sandschüttung herrschenden Eigendrucke und der durch eine örtliche Belastung auftretenden Zusatzspannungen wurden Meßdosen mit Gummimembran in Verbindung mit Quecksilbermanometern (Abb. 11) benutzt. Brauchbare Ergebnisse konnten jedoch erst nach langwierigen Vorversuchen erhalten werden.

Die Schwierigkeit jeder Druckmessung im Innern des Sandes besteht bekanntlich darin, daß die Arbeitsweise des Druckmessers (Manometers) die Druckanzeige infolge der im Sande auftretenden Störungen des Gefüges beeinflusst, eine Erscheinung, die wohl bei keiner andern Druck-

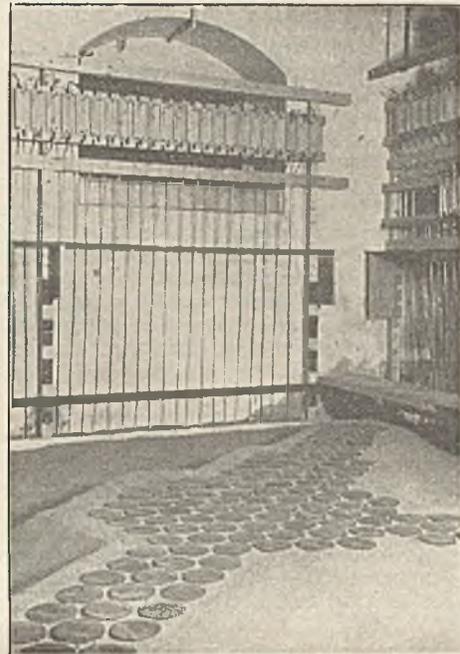


Abb. 11. Anordnung der Meßdosen und der Manometer.

messung in der Physik oder Technik sonst auftritt. Ein Nachgeben des eingebauten Druckempfängers, das durch den Flüssigkeitsverbrauch des Manometers bedingt ist, hat zur Folge, daß sich der Sand über der nachgiebigen Stelle verspannt, daß sich eine Kuppel (Glocke) bildet. Diese Glockenbildung leitet den Kraftstrom an der Meßdose vorbei und bewirkt eine zu geringe Druckanzeige, eine Erscheinung, die die meisten andern Forscher ebenfalls festgestellt haben.<sup>13)</sup> Bei Drucksteigerung wird die Glocke zerstört; das führt zu ruckweisen und unrichtigen Druckanzeigen. Erfordert die Art der Druckmessung dagegen eine Bewegung der Membran gegen den Sand, so wird die Kraft wegen des passiven Erddruckes meist zu groß erhalten.<sup>14)</sup>

Die Verfasser haben die Glockenbildung auf zwei Weisen ausgeschaltet, durch Anordnung von Schutzdosen oder durch Verwendung von Ruhedruckmanometern ohne Flüssigkeitsverbrauch.

Schutzdosenprinzip. Besetztigt man die feste Umgebung um die bewegliche Meßdose dadurch, daß man eine große Anzahl Dosen dicht an dicht einbaut (Abb. 11), so kommen die „Beine“ einer Glocke (die Kämpfer eines Verspannungsgewölbes) auf die benachbarten Druckempfänger (Schutzdosen) zu stehen, die auch nachgiebig sind und die Glocke zum Einsturz bringen. In Wirklichkeit wird es aber gar nicht zur Glockenbildung kommen, und der gesamte Druck gelangt in die Meßdosen und wird angezeigt. Die Nachrechnung der gesamten Bodenreaktion hat tatsächlich durchweg 90 bis 105 % der aufgetragenen Last ergeben, eine für derartige Erddruckmessungen gute Genauigkeit.

Die Ergebnisse konnten noch etwas verbessert werden durch Beilegen von Gummizwickeln in die verbleibenden Lücken zwischen den dicht an dicht eingebauten kreisrunden Meßdosen. Der Gummi wurde von solcher Art und so stark gewählt, daß die Zwickel gleiche Zusammendrückung erlitten wie die Meßdosen.

Ist eine Meßdose mit einem Ruhedruckmanometer verbunden, so braucht man sie natürlich nicht mit Schutzdosen zu umgeben, sondern kann sie allein einbauen. (Schluß folgt.)

<sup>13)</sup> Vgl. u. a. Fußnote 3.

<sup>14)</sup> Vergl. die vorn angeführten amerikanischen Ergebnisse.

### Vermischtes.

**Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen** (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 24. Juni ausgegebene Heft 12 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Architekt Hans Herkommer: St.-Michaels-Kirche zu Saarbrücken/St. Johann. — Architekt Hans Herkommer: Sudhaus „Beckerbräu“ in St. Ingbert. — Architekt Max Warnatsch: Die St.-Camillus-Kirche in Charlottenburg. — Architekt Lebrecht Schmidt: Wohnhausgruppe in Berlin-Lankwitz. — Senator Oelsner: Wohnen und Verkehr in Großstädten.

**Wettbewerb für den finnischen Hafen Kotka.** Bei dem internationalen Wettbewerb für den Ausbau des Hafens Kotka, eines der größten Holzhäfen Finnlands, wurde der Siemens-Bauunion G. m. b. H. Kommanditgesellschaft, Berlin, der 1. Preis zuerkannt; den 2. Preis erhielt Stadttingenieur Kurkijärvi in Kotka, den 3. Preis Ingenieur Seiderer in Helsingfors.

**Eröffnung des Fußgängertunnels in Berlin-Friedrichshagen.** Am 25. Mai 1927 wurde der neue Fußgängertunnel unter der Spree in Berlin-Friedrichshagen dem öffentlichen Verkehr übergeben. Die Pläne für die Schaffung eines festen Überganges am Westausgange des Müggelsees reichen bis in die Zeit vor 1914 zurück, scheiterten aber infolge des Weltkrieges und konnten erst jetzt verwirklicht werden durch die Bildung der Einheitsgemeinde Groß-Berlin. Bisher vollzog sich der Übergang mittels einer Kettenfahre mit 265 Personen Fassungsvermögen, die sich aber bei dem stetig steigenden Ausflüglerverkehr nach den reizvollen Ufern des Müggelsees von Jahr zu Jahr weniger dem Verkehr gewachsen zeigte. An manchen Sommertagen mußte sie bis zu 40 000 Personen befördern und kreuzte mit dieser Last ständig die ausfahrenden oder heimfahrenden Sportboote, die oft nach Hunderten zählten. Besonders gefährlich wurde die Lage bei aufziehendem Unwetter, wobei weder die Fahrmannschaft noch die Polizei in der Lage waren, eine Überlastung der Fahre zu verhindern. Um den lebensgefährlichen Zuständen ein Ende zu machen, wurde zunächst ein Entwurf für eine Fußgängerbrücke mit 14 m Durchfahrhöhe aufgestellt, der aber aus schiffahrtstechnischen Gründen nicht die Genehmigung des zuständigen Wasserbauamtes fand. Nunmehr kam nur noch ein Tunnelbauwerk in Frage, für das in der Ausmündung des Sees eine sowohl in technischer Beziehung wie auch vom Verkehrsstandpunkte aus verhältnismäßig günstige Lage gefunden wurde. Das in Abb. 1 u. 2 im Grundriß und Längsschnitt gezeigte Bauwerk erhielt eine Gesamtlänge von 120 m, wovon etwa 80 m auf den nahezu wagerecht liegenden Untertunnel und je 20 m auf beiden Seiten für die Treppenanlagen entfallen. Bei einer lichten Durchfahrhöhe von 5 m und 2,50 m Höhe (s. Querschnitt Abb. 3) bietet der Tunnel genügend Raum, um den Verkehr zu bewältigen, der zu bestimmten Tageszeiten fast nur in einer Richtung verläuft. Das Bemerkenswerte an dem Bauwerk ist die Gründung mit Hilfe zweier Senkkästen. Um den Gefahren aus dem Wege zu gehen, die der offenen Baugrube mit Grundwasserhaltung beim gleichzeitigen Vorhandensein unsicherer Bodenverhältnisse und der Aufrechterhaltung einer Schifffahrtöffnung in halber Flußbreite drohen, hatte sich die Bauverwaltung zu diesem Verfahren entschlossen, das damit für die Gründung eines Untertunnels zum

ersten Male in Deutschland zur Ausführung gelangte. Durch die Schifffahrtöffnung war die Einteilung des Vorganges in drei Bauabschnitte gegeben, von denen die beiden ersten den Bau und die Versenkung der beiden Tunnelhälften, Abschnitt 3 die Verbindung dieser beiden Hälften

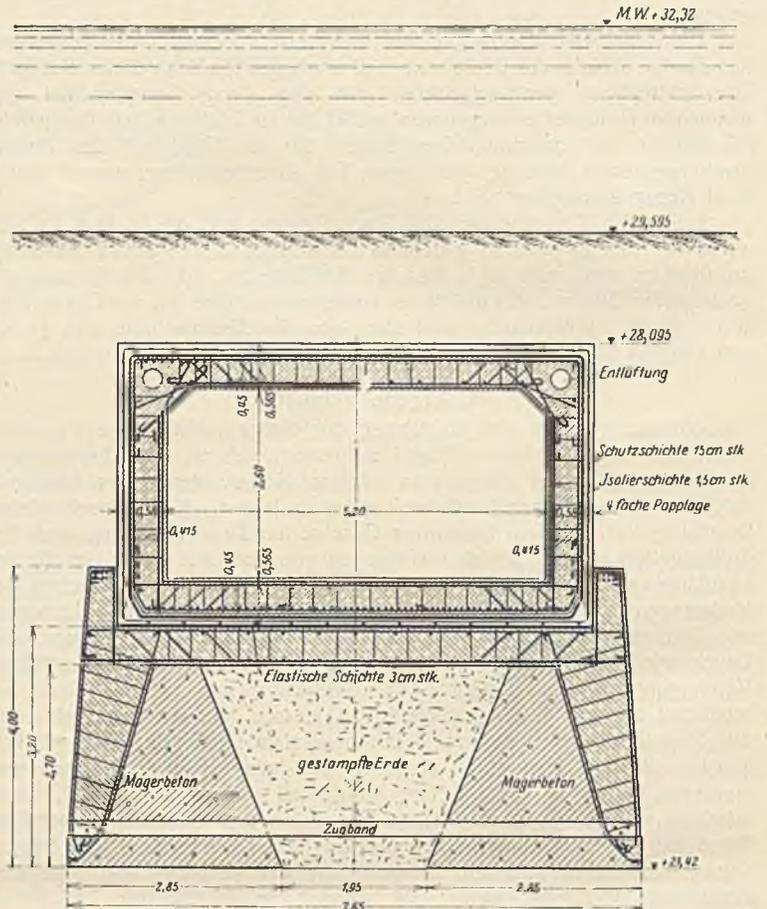


Abb. 3.

unter Wasser in der Mitte des Flußlaufes bedeuten. Jeder Senkkasten erhielt eine Länge von 52,9 m und hatte als Auflast den Tunnel mit den beiden unteren Treppenläufen zu tragen. Eine Verwendung des Tunnelquerschnitts selbst als Senkkasten mit nachträglich einzubauender Sohle

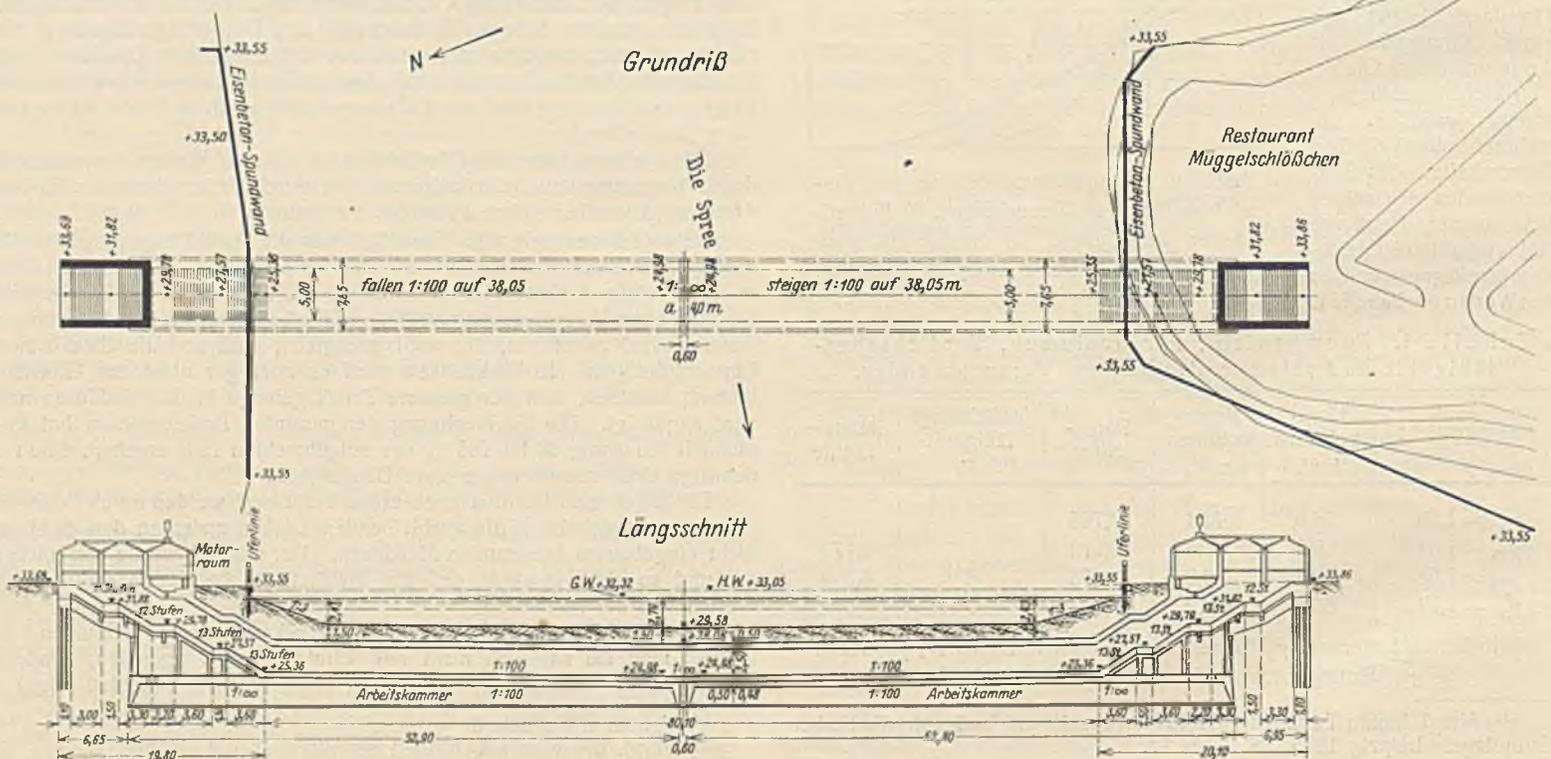


Abb. 1 u. 2.

ließ sich wegen der Empfindlichkeit der zur Abdichtung verwendeten Asphaltklebemasse gegenüber der Druckluft nicht durchführen. Um den Tunnelkörper bei den unvermeidlichen Bewegungen der Senkkasten möglichst zu sichern, wurde zwischen beide eine elastische Schicht von 3 cm Stärke eingelegt und der Tunnel selbst mit einer Längsbewehrung versehen, die ihn als Balken auf zwei Stützen über 25 m oder als Kragarm über 12,5 m frei zu tragen befähigte. Die Absenkung der beiden Hälften auf eine Tiefe von über 11 m vollzog sich programmäßig und ohne jede Schwierigkeit in einem Zeitraum von je 34 Tagen.

Die Verbindung der beiden Tunnelhälften unter Wasser geschah in einer offenen Baugrube ohne Grundwasserabsenkung, bei der die Seitenwände der Senkkasten bis zur Oberkante der Tunneldecke verlängert wurden und so als Baugrubenwände dienten, auf die zwei im Grundriß U-förmige, hölzerne Spundwandkasten — mit der Öffnung nach der Tunnelmitte zu — aufgesetzt waren, die nach Schluß der Arbeiten beseitigt wurden. Die Kästen trugen an den freien, auf 60 cm Abstand stehenden Enden je zwei starke, bis zur Senkkastenschnede reichende und mit Nuten versehene Kanthölzer, in die zwei 60 cm breite Bohlen eingeführt wurden. Der so gebildete Schlitz konnte zur Sicherheit gegen eindringendes Wasser ausgefüllt werden, während der Raum zwischen den beiden Stirnwänden der Senkkasten gegen das von unten eindringende Wasser mit Beton unter Zusatz von Trikosal mit Hilfe eines Tauchers gedichtet wurde. In der so gebildeten festen Baugrube wurde das durch den Beton noch eindringende Wasser durch Rillenplatten abgefangen und in eine Sammelstelle geleitet, von wo es entfernt werden konnte.

Die beiden oberen Treppenläufe wurden in offener Baugrube mit Grundwasserabsenkung hergestellt. Die Eingänge sind überdacht, die Innenwände mit Keramik ausgekleidet, der Fußboden besteht aus Hartklinkerfliesen. Ein in den Eingangshäuschen aufgestellter Ventilator sorgt für Erneuerung der Tunnelluft, die in Tunnelmitte abgesaugt wird.

Die Herstellungszeit betrug  $1\frac{1}{4}$  Jahr, die Baukosten belaufen sich einschließlich aller Nebenkosten auf etwa 1 Million R.-M. Über das Bauwerk wird demnächst noch ausführlich berichtet werden. L. B.

**Erneuerung und Verbreiterung zweier englischer Drehbrücken.**  
Die Brücken von Beccles und St. Olaves, die bereits 70 Jahre im Dienst

befindlich waren und aus hölzernen Anfahrten sowie einer 10,60 bzw. 13,50 m weit gespannten Drehöffnung mit guß- und schmiedeisernen Überbauten bestanden, sind nach Railway Engineer 1927, Märzheft, vollständig erneuert worden. Die Gesamtlänge der nunmehr zweigleisig und in Baustahl ausgeführten, in Abb. 1 bis 4 dargestellten Neubauten beträgt 135,84 m für die Brücke zu Beccles und 161,54 m für die Brücke zu St. Olaves. Die Pfeiler für die Drehöffnung sind auf stählernen, mittels Druckluft eingebrachten Senkkasten gegründet und in Stampfbeton mit Backsteinverkleidung im oberen Teil ausgeführt: Die mit Granit abgedeckten Drehpfeiler haben 9,35 m Durchmesser, die beiden äußeren Pfeilerpaare der Drehbrücke sind 3,96 m breit. Die übrigen Brückenpfeiler und die Widerlager bestehen aus festem Backsteinmauerwerk und ruhen auf Eisenbetonpfählen von  $30 \times 30$  cm Querschnitt und 16,50 m größter Eindringtiefe, die durch eine mit alten Eisenbahnschienen kreuzweise bewehrte Betonplatte verbunden wurden.

Die Ausbildung der Überbauten ist aus Abb. 1 u. 2 in den Hauptzügen ersichtlich. Die Hauptträger haben einen Abstand von 8,70 m und sind alle 3,05 m durch Querträger verbunden, auf denen die Schienenträger aufliegen. Zwischen diesen und außerdem in der unmittelbaren Nähe der Bewegungsvorrichtungen bilden 12,7 mm starke Bleche die Abdeckung der Fahrbahn; im übrigen besteht jedoch die Abdeckung aus hölzernen Bohlen. Die Drehträger sind in beiden Fällen Blechbalken mit leicht gebogenem Obergurt (Abb. 1 u. 2), die Überbauten der Landöffnungen sehen bei der Brücke zu Beccles eine ähnliche Ausbildung wie bei den Drehträgern zwischen zwei äußeren Hauptträgern vor, bei der Brücke zu St. Olaves haben die beiden äußeren der vier Gleisträger Konsolen zur Aufnahme der seitlich auskragenden Fußwege. Der Mittelteil der beweglichen Überbauten ruht auf 29 Gußstahlrollen, die um radial angeordnete Achsen drehbar sind und oben und unten in Führungen aus Gußstahl laufen; die obere Führung ist fest mit dem Mittelteile des Trägers verbunden, die untere ist auf der Oberseite eines schweren Gußstahlringes auf dem Drehpfeiler vorgesehen (Abb. 3). Die Dreharme sind um den hohlen Drehzapfen des Königstuhles von 30,5 cm äußerem Durchmesser beweglich, in dessen Hohlung das Stromkabel für den elektrischen Antrieb mündet. Abb. 4 zeigt die Brücke zu Beccles während des Drehvorganges. Ki.

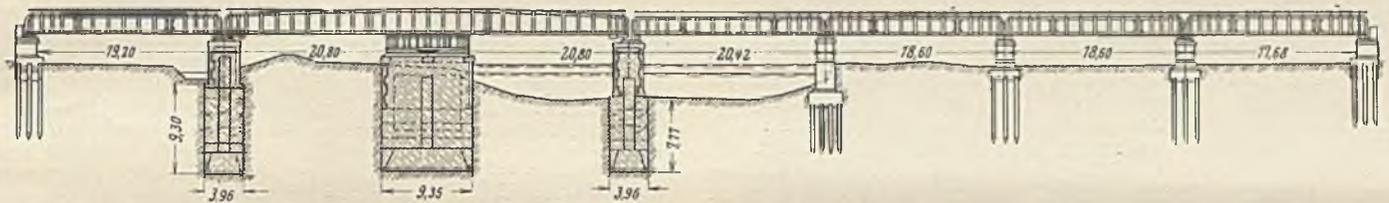


Abb. 1. Neue Eisenbahnbrücke von Beccles.

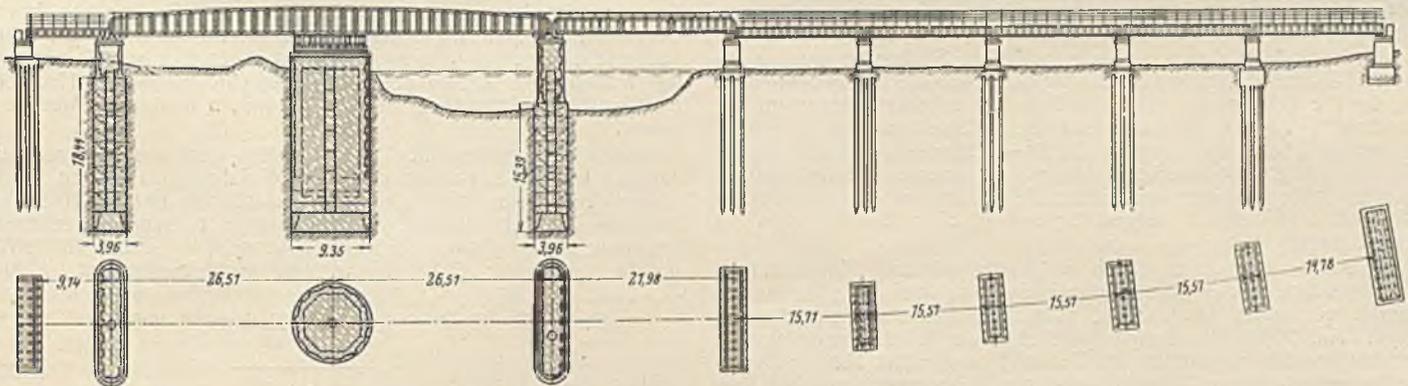


Abb. 2. Neue Eisenbahnbrücke von St. Olaves.

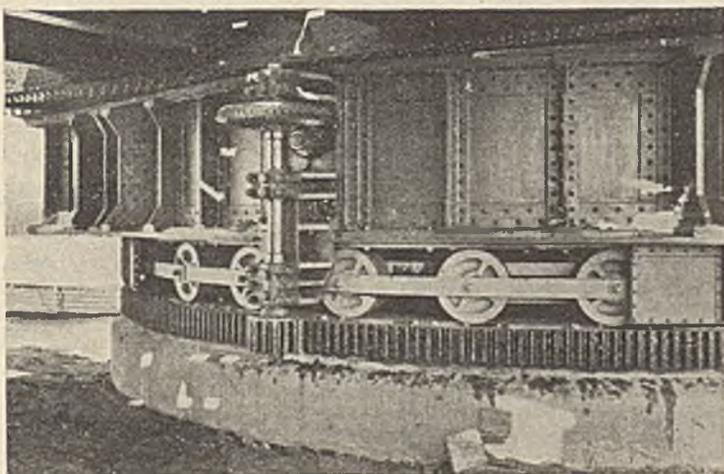


Abb. 3. Königstuhl.

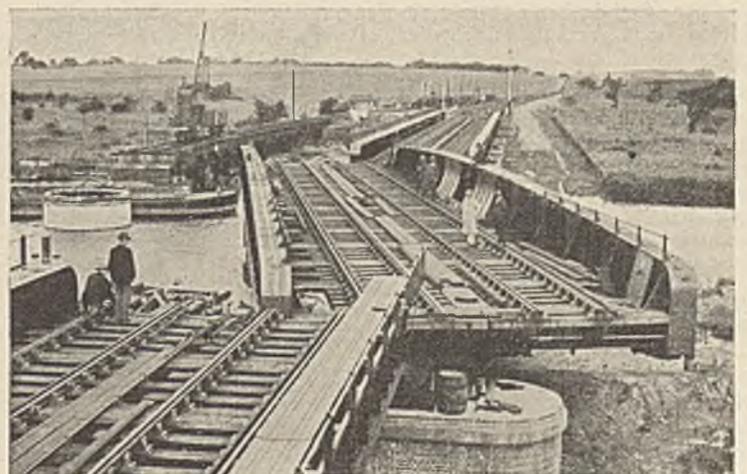


Abb. 4. Brücke von Beccles. Bauaufnahme.

Aus dem Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 1926<sup>1)</sup> entnehmen wir, daß die Bautätigkeit in der ersten Hälfte des Berichtsjahres wegen des Rückganges der Verkehrseinnahmen stark eingeschränkt werden mußte. Die inzwischen vom Reich und einzelnen Ländern gewährten Darlehen gestatteten aber dann später eine kräftigere Förderung der Bauausführungen und die erneute Inangriffnahme stillgelegter Bauten. 14 neue Strecken wurden dem Betriebe übergeben, der Bau von 16 Strecken wurde wieder aufgenommen, die im Bau befindlichen Strecken wurden weiter gefördert.<sup>2)</sup> Bei einer größeren Zahl von Strecken sind das zweite oder das dritte und vierte Gleis zur Ausführung gelangt, letzteres u. a. auf den Strecken Hamm—Wunstorf, Frohnau—Birkenwerder, Ludwigsburg—Eßlingen. Die Bauarbeiten für die Elektrisierung der Berliner Stadt-, Ring- und anschließenden Vorortbahnen sind in Angriff genommen. Viele Bahnhöfe haben Umbauten und Erweiterungen erfahren, so Göttingen, die Verschiebebahnhöfe Nordhausen, Bremen-R., Hamburg-Billwärder, Münster (Westf.), ferner die Bahnhöfe Hilden, Düsseldorf-Rath, Viersen, Cranenberg, Rheinkamp, Köln, Frankfurt (M.) Hbf., Fulda, Dillenburg, Frankfurt (M.)-Mainkur, Frankfurt (M.)-West, der Abstellbahnhof Trier ist fertiggestellt. Im Bau sind der Betriebsbahnhof Heidelberg, der Ortsgüterbahnhof Singen (Hohentwiel) und die Erweiterung der Bahnhöfe Waldshut und Stuttgart. In Bayern wurden die Bahnhöfe Aschaffenburg, Nürnberg Rangierbahnhof, Plattling und Kaiserslautern erweitert. Das Empfangsgebäude Gleiwitz ist fertiggestellt, Flensburg und Westerland sind stark gefördert, Königsberg (Pr.) und Rheine in Angriff genommen.

Über die Bahnunterhaltung wird berichtet, daß die Unwetter und Hochwasser bei Schluß 1925 und Beginn 1926 an vielen Bahnstrecken schwere Schäden und Zerstörungen verursachten, die schleunige Maßnahmen zur Aufrechterhaltung und Sicherung des Betriebes erforderten, besonders bei Rosengarten an der Strecke Berlin—Frankfurt (O.)<sup>3)</sup> und bei Kettenheim in Hessen. Der Oberbau von 4043 km Hauptgleisen (gegen 3107 km im Vorjahr) wurde erneuert; der Gewinn an wiederverwendbaren Altstoffen bei diesen Gleiserneuerungen hat es möglich gemacht, die Nebengleise und die darin liegenden Weichen in größerem Umfange umzubauen und zu verbessern. Auch für die Unterhaltung und Erneuerung der Bettung konnte mehr getan werden. Nach Feststellung des nach dem Unglück bei Leiferde eingesetzten Ausschusses zur Untersuchung des Betriebszustandes des Oberbaues hat die Gleispflege nach dem Kriege so erhebliche Fortschritte gemacht, daß sich der Oberbau meist in besserem Unterhaltungszustande befindet als vor dem Kriege.

Der Reichsoberbau K mit Schienen S 49 auf Holzschwellen ist auf 948 km Länge erstmalig verlegt worden, der Reichsoberbau B mit Schienen S 49 auf Eisenschwellen ist auf 2021 km Länge eingebaut worden. Ein neuer Oberbau auf Eisenschwellen, bei dem ähnliche Rippenplatten wie die von K auf die eisernen Schwellen geschweißt werden, soll schon im nächsten Jahre in größerem Umfange versuchsweise verlegt werden.

Über den Brückenbau und Ingenieurhochbau hat bereits Dr.-Ing. Chr. Schaper in der „Bautechnik“ 1927, Heft 1, S. 1, eingehend berichtet; es darf hier darauf verwiesen werden.

Die Signal- und Sicherungsanlagen sind vielfach ergänzt und verbessert worden; viele abgenutzte oder veraltete Stellwerke wurden erneuert. Auf Bahnhof Hamm ist ein selbsttätiges Ablaufwerk errichtet worden, das die Leistungsfähigkeit des Bahnhofs erheblich gesteigert hat. Die Ausrüstung von Bahnen mit elektrischer Streckenblockung wurde weiter gefördert, die Vorortstrecke Berlin—Lichterfelde-Ost erhielt als erste Strecke selbsttätige Streckenblockung. Auf mehreren Bahnhöfen an nebelreichen Stellen wurden besondere Nebellichtsignale zur leichteren Auffindbarkeit der Vorsignale aufgestellt; dem gleichen Zweck dienen die sog. Vorsignalbaken.<sup>4)</sup>

Probeanlagen, bei denen durch selbsttätig wirkende Vorrichtungen (sog. Zugbeeinflussungen) verschiedener Systeme das Überfahren der Haltesignale verhindert werden soll, sind auf Strecken von zus. 860 km im Gange. Auf 20 großen Rangierbahnhöfen wurde ein neuer Bremsuntersuchungsmelder eingeführt, als Verständigungsmittel bei der Durchführung brems technischer Untersuchung von Fahrzeugen und bei Vornahme der Bremsproben im luftgebremsten Güterzugbetriebe. Hierüber soll demnächst in der „Bautechnik“ besonders berichtet werden.

Die Zugtelephonie wurde im Januar 1926 auf der Strecke Berlin—Altona dem Verkehr übergeben, Berlin—München wird demnächst folgen. Ls.

Über die Beseitigung von Zementputz durch Feuer bringt E. R. Oden in Eng. News-Rec. vom 24. März 1927 die folgenden Mitteilungen: Bei einem in Beton ausgeführten Sammelbehälter bei Los Angeles wollte man Undichtigkeiten durch einen dünnen Zement-Handverputz beseitigen, was jedoch nicht gelang. Daraufhin sollte die Dichtung durch einen Überzug von „Aquatite“ erzielt werden, einem Teererzeugnis, vor dessen Verwendung alle lockeren und mit der Hand abzubrockelnden Putzteile beseitigt wurden.

Nach teilweiser Aufbringung des Dichtungsmittels ergab sich, daß der darunter befindliche alte Putz unter der unmittelbaren Einwirkung einiger Stunden starken Sonnenscheins an mehreren Stellen Ausbeulungen zu

<sup>1)</sup> Über den Geschäftsbericht 1925 vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 29, S. 434.

<sup>2)</sup> Inzwischen ist außerdem die technisch bemerkenswerte Strecke Niebüll—Westerland mit dem Damm durch das Wattenmeer fertiggestellt.

<sup>3)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 15 und 17.

<sup>4)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 17, S. 257.

zeigen begann. Man beschloß deshalb die völlige Beseitigung der alten Putzschicht. Da schon die Sonnenwärme sich als so stark zerstörend erwiesen hatte, sollte ein Versuch mit der Wirkung stärkerer Hitzegrade gemacht werden; dazu wurde der bisher aufgebrauchte Aquatite-Überzug beseitigt und der ganze Behälterboden etwa einen halben Tag lang unter Wasser gesetzt, um an den bereits freigelegten Stellen den Beton gründlich zu durchfeuchten. Darauf wurde das überschüssige Wasser wieder entfernt, eine genügende Menge Gasolin ausgegossen und so schnell angezündet, daß die Flüssigkeit keine Zeit mehr fand, in etwaige Risse des Betons einzudringen.

Wenn man schnell genug arbeitete, wirkte das leichtflüssige brennende Gasolin gleichzeitig nur auf beschränktem Raum. Man erreichte, daß etwa 90% des vorhandenen Zementputzes sofort abblätterte und der Rest durch ein zweites Abbrennen beseitigt werden konnte; der Verbrauch an Brennstoff betrug rd. 0,54 l/m<sup>2</sup>. Das Betonmauerwerk des Behälters war unbeschädigt geblieben; als Ursache der Zerstörung des alten Putzes ist seine plötzliche Erhitzung und die dadurch bedingte Ablösung von der Unterlage anzusehen. Wie vollkommen jene war, beweist die Tatsache, daß etwa 60% des durch die Flammen fast zu Staub gebrannten Putzes vom Winde in ein benachbartes Gehölz geweht wurden. Ki.

Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken. Zu der Nachschrift am Schlusse dieser Abhandlung in der „Bautechnik“ 1927, Heft 27, teile ich ergänzend mit, daß die dort erwähnte 70 m weit gespannte gewölbte Eisenbahnbrücke über den Regen bei Blaibach im Bayerischen Walde im Auftrage der A.-G. Lokalbahn Gotteszell—Viechtach von mir entworfen wurde und ausgeführt wird, und daß ich bei meinen Entwürfen in klarer Erkenntnis der Zweckmäßigkeit einer Bewehrung auf die Anordnung von Eiseneinlagen im Gewölbe hingewiesen und meinen ursprünglichen Vorschlag ständig wiederholt habe.

Durch den bekannten Vortrag des Herrn Prof. Spangenberg auf dem Deutschen Betontag in Berlin 1927 entschloß sich die Bauherrschaft, meinem wiederholten Verlangen auf Anordnung von Eiseneinlagen stattzugeben. Carl Brandt, Düsseldorf.

XIV. Jahresbericht der Tung-chi Technischen Hochschule in Woosung (China).<sup>1)</sup> Der Bericht der bekanntlich als eine Fakultät der Tung-chi Universität von der chinesischen Regierung unterhaltenen Hochschule umfaßt die Zeit vom 28. September 1925 bis 31. Dezember 1926. Das Berichtsjahr verlief ruhiger als das Vorjahr, die Provinz Kiangsu blieb von militärischen Kämpfen und Zerstörungen verschont. Einen erfreulichen Fortschritt bildete der Neubau der Vorbereitungsanstalt, der Mittelschule, der mit Hilfe einer von deutschen Freunden in Shanghai und in der Heimat gewährten Anleihe errichtet werden konnte. Die Schuldauer an der Mittelschule wurde von 5 auf 6 Jahre verlängert. Durch einen Schulstreik, der den ganzen April 1926 hindurch dauerte, erlitt der Unterricht an der unter Leitung des Dekans Prof. Dr.-Ing. Chr. B. Berrens stehenden Anstalt eine empfindliche Störung. Die Technischen Hochschulen Karlsruhe, Stuttgart und München sind, wie bereits früher die preußischen Technischen Hochschulen, von den zuständigen Landesregierungen ermächtigt worden, den Absolventen der Tung-chi Technischen Hochschule die Ablegung der Vorprüfung an den genannten deutschen Anstalten zu erlassen.

Die Besuchsziffern blieben gegenüber dem Vorjahre nahezu unverändert. Infolge Ausfalls des II. und III. Jahrganges fanden im Berichtsjahre keine Vor- und Schlußprüfungen statt. Die mit der Hochschule verbundene Tung-chi Werkmeisterschule ist in fortschrittlicher Entwicklung begriffen; sie wurde von 88 Schülern besucht, von denen 16 die Abschlußprüfung bestanden; 37 Schüler wurden neu aufgenommen. Ls.

<sup>1)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 14, S. 205.

## Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt: der Regierungsbaumeister (W.) Seggelke vom Neubauamt Kanalabstieg in Magdeburg als Streckenbauleiter nach Hohenwarthe.

Überwiesen: der Regierungsbaumeister a. D. des Wasser- und Straßenbauamtes Dr.-Ing. Schmies dem Kulturbauamt in Meppen unter Einberufung in die landwirtschaftliche Wasserbauverwaltung.

Gestorben: der Ober- und Geheime Baurat Karl Daub in Kassel, früher Mitglied der E. B. D. in Danzig.

Das Talsperren-Neubauamt in Goslar ist Ende Mai d. J. aufgelöst worden.

INHALT: Die sächsischen Staatsstraßen im Jahre 1926. — Behebung der schädlichen Folgen einer Rißbildung im Wasserschloß einer Großwasserkraftanlage. — Druckverteilung im Baugrunde. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Wettbewerb für den finnischen Hafen Kotka. — Eröffnung des Fußgängertunnels in Berlin-Friedrichshagen. — Erneuerung und Verbetterung zweier englischer Drehbrücken. — Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 1926. — Beseitigung von Zementputz durch Feuer. — Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken. — XIV. Jahresbericht der Tung-chi Technischen Hochschule in Woosung (China). — Personalnachrichten.