# DER BAUINGENIEUR

9. Jahrgang 11. Mai 1928 Heft 19

## OHNE BAUTECHNISCHE BODENKUNDE KEIN WIRTSCHAFTLICHES BAUEN.

*Von Reichsbahnrat Backofen, Mitglied der Studienkommission für bautechnische Bodenkunde.*

Vortrag, gehalten in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen zu Berlin am 26. April 1927.

Bei meinem Studium der Flach- und Gefällbahnhöfe fand ich in der Zeitung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen in der Nummer 32 des Jahrganges 1922 in einem Aufsatz über „Rangieren mit Schwerkraft" folgende treffende Bemerkungen von Dr.-Ing. Frölich über die Berechnung der Wagenwiderstände und der Höhe des Ablaufberges:

„Es sei auf die bekannten Berechnungen von steinernen Brücken oder Stützmauern hingewiesen: Wie dort Belastungs- und Festigkeitszahlen die Vorbedingung zum Rechnen sind, so hier die Widerstandszahlen. Wie es dort niemand einfallen wird, ohne vorherige statische Untersuchung zu bauen, so sollte auch keine Ablaufanlage ohne eingehende dynamische Untersuchung gebaut oder betrieben werden. Faustformeln helfen weder dort noch hier, sondern nur tiefes Eindringen in die schwer faßbaren Zusammenhänge, und es tut daher dort wie hier ein Spezialistentum not, dem nicht nur die dynamische Nachprüfung, sondern auch die technische Entwurfsbearbeitung unterliegt."

Im Jahre 1922 wurde die Ablaufdynamik von Frölich begründet. Jetzt im Jahre 1927 kann man sagen, daß sich auf den Verschiebebahnhöfen kein Eisenbahnrad dreht, ohne daß es dynamisch und betriebswissenschaftlich erfaßt wäre. Durch diese Wissenschaft und ihre praktische Anwendung spart die Reichsbahngesellschaft jährlich viele Millionen Reichsmark.

Welche Bewandnis hat es nun mit der bautechnischen Bodenkunde, über die wir zu handeln haben? Die bautechnische Bodenkunde hat die Aufgabe, die Eigenschaften des Bodens zu bestimmen, des Bodens, mit dem wir als Ingenieure bauen, sei es, daß ein Damm geschüttet oder ein Eisenbahneinschnitt geschaffen werden soll; sei es ein Staudamm, ein Kanal, ein Tunnel, eine Tiefgründung von Brückenpfeilern oder sonstige Ingenieurbauwerke. Bei all diesen Bauten sind wir auf den — sagen wir einmal — guten Willen des Bodens angewiesen, ob er sich den menschlichen Eingriff so ohne weiteres gefallen läßt oder nicht. Jedenfalls erleben seit alters her die Bauleute mit diesem Baustoff als druckhaftem Gebirge, als schieferigem Gestein, als Ton und Mergel, als Klai und Moor die sonderbarsten Dinge.

Im 18. Jahrhundert, dem Zeitalter der Kanäle, gab man sich mit diesen Erscheinungen als unabwendbaren Zwischenfällen zufrieden; seit einem halben Jahrhundert ist man jedoch hellhörig geworden und glaubt, daß unsere Erdrinde bodentechnisch, physikalisch, chemisch, mechanisch auch Gesetzen unterworfen ist, wie jeder andere Baustoff. Einer der ersten und Unermüdlichsten, der immer wieder darauf drang, daß der Ingenieur sich mit dem Boden eingehend befassen müsse, war der Geologe Hochstetter.[1] Als Rektor der technischen Hochschule Wien forderte er dies im Jahre 1874 in einer Rektoratsrede mit beweglichen Worten. Gewiß gab es damals, vorher und später Ingenieure, die genau wußten, was sie ihrem Boden zumuten durften. Aber man baute doch nach der „alten großväterlichen Weise". Auch ein hervorragender Rufer von Rang war Vinzenz Pollack, Professor an der Technischen Hochschule Wien (vor kurzem dahingegangen). Er wies als erster auf die verschiedenen, einen Bauvorgang wesentlich beeinflussenden Eigenschaften der Bodenarten hin; als Bauausführender hatte er wiederholt Gelegenheit, Traßen zu verändern, um z. B. schiefrigem, rutschsüchtigem Gestein aus dem Wege zu gehen. Aber auch er klagt über Verständnislosigkeit im technischen Lager. Und so ist es leider noch heute.

Es sei auch nicht verschwiegen, daß manche Bauleute ihre mißlichen Erfahrungen auf Baustellen geheim und damit die Fachwelt von einer gesunden und produktiven Kritik fern halten. Pollack war nicht der Letzte, dessen Aufsätze über die Arlbergbahn „eingereicht und zensuriert" wurden; auch heute noch bleiben sehr viele wichtige Erfahrungen über Fehlbauten in den Akten vergraben, weil man „nicht anstoßen will". Soweit aber schwierige, im Kampf mit den Tücken der Bodenarten als Sieger hervorgegangene Baumaßnahmen unbeschnitten zur Kenntnis der Fachleute gekommen sind, ist die Darstellungs- und Ausdrucksweise vielfach eine so verschiedene und z. T. unverständliche, daß man schwer Zusammenhänge sehen und sich ein Gesamtbild der Bodeneigenschaften machen kann. Im bautechnischen Lager hat man heute noch nicht eine einheitliche Bezeichnung für Ton, Lehm, Mergel usw. Welche und wieviele Bestandteile Sand sind maßgebend für Tonmergel usw.? Von der Konsistenz der Böden gar nicht zu sprechen. Es ist schwer, sich von einer Bohrprobe eine Vorstellung zu machen, die „rahmartig" ist, oder von einer Aufschüttung, die die „Konsistenz der Butter" aufweist! Ist damit Butter aus dem Eisschrank oder solche unter der Sommerhitze schmelzende gemeint? Terzaghi sagt mit Recht, daß das Tatsachenmaterial mit einer paläozologischen Sammlung verglichen werden kann, deren Stücke keine Fundortsangabe tragen. Wie wir weiter unten noch sehen werden, handelt es sich darum, die einzelnen Fundstücke zu klassifizieren, mit Schildern zu versehen und praktische Folgerungen daraus zu ziehen. Vor der Hand wird dies aber nicht möglich sein, da nach wie vor jeder Baubeamte seine eigenen Bezeichnungen hat; dazu kommen die vielen Einzelinstitute in allen Ländern Deutschlands, die die Zerrissenheit auch in der Wissenschaft kraß demonstrieren — Institute, bei denen ein kleiner Ansatz für die Bestrebungen der Bodenkunde vorhanden sein mag, die aber bei weitem nicht die großen Aufgaben einer bautechnischen Bodenkunde erfassen, auch nicht fassen können, so daß wir bis auf weiteres keine Forschungsanstalt großen Stils nach Art der Kaiser-Wilhelm-institute haben werden, es sei daß eine ganz starke Hand, die überragende Leistung eines einzelnen oder die Schwere eines unheilvollen Naturereignisses die Verantwortlichen des Landes zur Aufgabe partikularistischer, unwissenschaftlicher, verkrampfter Kompetenzstreitigkeiten zu gemeinsamer Arbeit zwingt!

Die Amerikaner erkannten als erste die große wirtschaftliche Bedeutung, die in der Erforschung des Bodens liegt. Im Januar des Jahres 1913 rief die American Society ov Civil Engineers in New York das Spezial Committee to codify present Practice on the bearing Value of Soils" (Foundation Committee) ins Leben, das sich vornehmlich um Ziffernwerte bemühte. Die Bedeutung des Fragenkomplexes, der zu bereinigen war, wuchs bald zu einem „problem of national importance" an. Heute wird dort kein größerer Bau ausgeführt, bevor die Eigenschaften des Bodens genau studiert sind.

Am 29. Dezember 1913 ernannte die Direktion der Kgl. Schwedischen Staatseisenbahnen eine Kommission, die geotechnische Fragen lösen sollte. Unter dem Wort „Geotechnik" versteht man das Grenzgebiet geologischer und bautechnischer Aufgaben, in erster Linie die Haltbarkeit und Elastizität der

[1] Geologie und Eisenbahnbau. Wien 1874.

verschiedensten Böden und ihre mechanische, physikalische Veränderung, sowie ihr statisches Verhalten bei Auflage von Erddämmen oder Einschnitten. In dem Schlußbericht „Statens Järnvägars Geotekniska Kommission 1914—22" werden wertvolle Anhaltspunkte für praktische Methoden zur Bestimmung der Zähigkeit, der Körnung und der Konsistenz der Bodenarten gegeben. Die Stabilitätsberechnungen sollen eine Grundlage abgeben für die Stabilität zu untersuchender Strecken und solcher, die gefährdet erscheinen. — Bereits ein paar Jahre vor Auflösung der Kommission wurde bei der Eisenbahndirektion Stockholm eine „Geotechnische Abteilung des Bahnbüros" als Nachfolgerin der Kommission gegründet, die unter Leitung des Zivilingenieurs John Olsson die Sicherung der Eisenbahnlinien und sämtlicher Bauwerke betreibt. Hier ist der Wert einer solchen Stelle offiziell anerkannt. Keine Brücke, kein Einschnitt wird von dem bautechnischen Dezernenten herausgegeben, bevor die Baustellen auf die Festigkeit der Böden genau untersucht sind. — Wie es in Schweden ein Dammrutsch bei Svarta war, oder wie er gewöhnlich genannt wird, bei „Jonseredsraset", der den ersten Anlaß zur Gründung der geotechnischen Kommission gab, so war es auch in Finnland. Durch einen Dammrutsch bei Hoplaks unweit Helsingfors stürzte eine Lokomotive ab und mehrere Eisenbahnbeamte fanden den Tod. — Ein paar Monate später wurde in Finnland eine geotechnische Kommission gegründet.

Norwegen wartete nicht erst ein Eisenbahnunglück ab, sondern schloß sich vorsichtigerweise dem schwedischen und finnischen Vorgehen an. Diese drei Staaten verfügen heute über ein beträchtliches Material in der Wissenschaft über die bautechnische Bodenkunde.

Ähnliche Institute besitzt Belgien seit 1896 in einer ingenieurgeologischen Abteilung, die der „Administration des mines" angegliedert ist, und Italien in seinem „Instituto sperimentale" für die italienischen Staatsbahnen.

Die Methode, mit der Erde als mit einem „toten" Stoff umzugehen, ist unwirtschaftlich, diese Behauptung möchte ich meinem Beweis voranstellen. Wir kennen eine Reihe bedeutender, älterer Beispiele, an der sich diese These erhärten läßt.

1. Im Jahre 1853 weichte ein Einschnitt, der aus Löß bestand, in der Nähe von Bruchsal auf, und überschwemmte ihn. Als Ursache wurde eine unter Druck stehende wasserführende Kiesschicht festgestellt, die unter einem Kostenaufwand von 150 000 M. beseitigt wurde.[2]

2. Um zu sparen, hatte man einen 14 m hohen Damm der Ungarischen Ostbahn aus Lehm und Ton geschüttet. Im Jahre 1871 floß er auf 60 m aus, wurde durch Längs- und Querstollen gesichert und verschlang große Summen Geldes, wieviel verrät leider der Berichterstatter nicht.

3. Ein im Jahre 1840 aus Kreidesand gebauter Eisenbahndamm der Linie Aachen-Herbesthal fiel im Jahre 1880 in sich zusammen und verursachte 120 000 M. Wiederherstellungskosten.

4. Nach einer Angabe aus dem Jahre 1883 verschwand am 13. Juli 1882 ein 40 m hoher Eisenbahndamm in der Nähe von Moskau in dem Augenblick in einem Moor, als ein Eisenbahnzug darüberfuhr. Sechs Personenwagen stürzten in die Tiefe und zogen 170 Personen in die schlammigen Massen.

5. Ein bekannter Einschnitt auf der Strecke Kislepp-Wangen floß jahrelang auf der Grenze zwischen alter und neuer Moräne aus. Die überall herausschießenden Quellen haben den Bau zu einem der teuersten und schwierigsten der Allgäuerbahn gestaltet und nicht umsonst taufte ihn der Volksmund: Millionenloch![3]

6. Die zweite Eisenbahnverbindung mit Triest wies einen Einschnitt von 3 bis 4 Millionen cbm Bodenaushub auf. Es bedurfte nach Pollack erst einer Überschreitung von 100 Millionen östr. Kronen, um eine Abhandlung von Singer „Die Bodenuntersuchungen für Bauzwecke" reifen zu lassen! Vorher war dafür kein Interesse. Nach demselben Autor geht die Sorglosigkeit beim Bau großer Objekte oft so weit, daß man sich nicht einmal früherer Erfahrungen oder der ausländischen Literatur bedienen zu müssen glaubt.[3]

7. Eines der hervorragendsten Bauwerke der Neuzeit ist der Panamakanal. Nur das Zusammengehen naturwissenschaftlicher Forschungen und bautechnichser Errungenschaften haben den Erfolg des Werkes ermöglicht. Meteorologie, Klimatologie, Hydrologie, Physik, Geologie, Biologie, Medizin und Ingenieurwissenschaft arbeiteten gemeinsam an der Durchführung einer 400 Jahre alten Idee. Man kann sagen, daß der Panamakanal mit Hilfe des Mikroskopes erbaut ist. Der 81 km lange Kanal hat im berüchtigten Culebraeinschnitt eine Anschnittstiefe von 96 m über Kanalsohle. Hier fanden im Laufe der Zeit Rutschungen von Millionen cbm Boden statt. Es ist bezeichnend, daß erst während des Baues das Panama geologisch untersucht wurde. Eine an Ort und Stelle tätige, aus 13 Mitgliedern der bedeutendsten Kanalbauingenieure bestehende internationale Expertenkommission, deren Majorität sich offenbar über die Gefährlichkeit des Grenzkanals in keiner Weise klar war, riet zu einem Meeresniveaukanal.[3] Hilgard sagt in seinem Buche „Über Geschichte und Bau des Panamakanals": „Bei keinem anderen Teile des kühnen Werkes (als im Culebraeinschnitt) hat der Wert der Voraussagen und der darauf fußenden Berechnungen der internationalen Expertenkommission und das wissenschaftliche wie technische Urteil bedeutendster Autoritäten auf dem Gebiete der Geologie und des praktischen Ingenieurwesens in so vernichtender Weise versagt." Diese Worte sprechen für sich.

8. Es soll auch des Schlüchternen Tunnels gedacht werden, der in Buntsandstein gedacht war. Die Oberflächendeutung von Rötschiefer erwies sich als irreführende Überschüttung ziemlicher Längen. Nach 150 m Stollenvortrieb wurde toniges, wasserreiches Gebirge angefahren, das durch Schildvortrieb bezwungen werden mußte. Bei 1400 m kam erst der Buntsandstein. Es fehlten nicht nur die Bodenanalysen, sondern man hatte nicht einmal die alten Querschnitte Boltes aus den 60er Jahren zu Rate gezogen[4]. Sie weisen bis zu mehreren Metern Basalterde, darüber Ton auf, ferner im Gelände Abtreppungen, die kaum anders als Geländeabbrüche zu deuten waren. Sie konnten zur Vorsicht mahnen. Die Wassereinbrüche und Rutschungen in den losen Erden und die damit verbundenen unnötigen Ausgaben wären bei genauer Bodenuntersuchung wahrscheinlich nicht entstanden.

9. Mit den großen Rutschungen am Kaiser-Wilhelm-Kanal und den seit 70 Jahren noch im Fluß befindlichen tonigen Bodenmassen am Bahnhof Alzey sei die Reihe älterer Beispiele abgeschlossen. Sie beweisen wohl zur Genüge, daß der „Boden" kein toter Baustoff ist und die Vernachlässigung seiner Gesetze sich bitter rächt, und der Wille „Ersparnisse zu machen" bei unzuverlässigem Boden gleichbedeutend ist mit dem vorsätzlichen Außerachtlassen von Momenten der Vernunft.

Das technische Gefühl und die Erfahrung ist gewiß nicht eine zu unterschätzende Mitgift für den Ingenieur. Aber vorstehende Beispiele zeigen doch, daß die erdbautechnischen Wirkungen dem Gefühl des Ingenieurs nicht immer recht gegeben haben. Die durchaus wichtige Erfahrung des Ingenieurs muß ergänzt werden durch die Wissenschaft über die Eigenschaften der Bodenarten. Von der Gestalt und Größe der Bodenkörner, der Struktur, dem Porenvolumen und der Konsistenz der Böden ausgehend, wird man in der neuen Wissenschaft zu den Reibungskräften im Boden übergehen. Es wird zu bestimmen sein, der Einfluß des Alters, die Art der Sedimentierung auf die Konsistenz und die Reibungsziffern der Sande, Tone und Lehme. Die Untersuchungen würden weiter führen zu den Formen der Gleitflächen, wie sie in der Natur auftreten, weiter zu den statischen Berechnungen abgleitender Erdkörper, nachdem in einer Voruntersuchung der Wassergehalt der bindigen Böden und ihr Einfluß auf die Konsistenz klargelegt ist; weiter zu den hydrodynamischen und hydrostatischen Verhältnissen

[2]) Siehe A. v. Kaven, Rutschungen bei Erdbauten, 1883.

[3] Pollack, Technisch-Geologisches über den Durchstich von Wasserscheiden. Berlin, Wien 1918.

[4] Pollack, Die Beweglichkeit bindiger und nicht bindiger Materialien. Verlag Wilh. Knapp, Halle.

in den Bodenarten, die den letzten Auftakt zu den Gleichgewichtstörungen geben.[5] Das Fortschreiten zu einer solchen Wissenschaft wird in erster Linie durch genaue Beobachtung und richtige Darstellung der Vorgänge im Felde erzielt. Die Beobachtungen müssen durch geschulte Ingenieurgeologen erfolgen. Es darf die Leitung der Feldarbeiten nicht etwa dem Bohrmeister überlassen werden, der gar nicht weiß, worauf es ankommt. Es ist wichtig, daß in entscheidenden Augenblicken Bohrproben entnommen werden. Bohrungen müssen an wichtigen Stellen durch Schürfungen ergänzt werden. Sparsamkeit auf diesem Gebiete hat sich schon bitter gerächt. Dem Quellen, Rutschen und Fließen sowie nassen Stellen muß besonderes Augenmerk geschenkt werden. Desgleichen darf der Ingenieur nur Ausdrücke gebrauchen, deren Bedeutung eindeutig bestimmt ist. Vielfach werden Böden mit demselben Namen bedacht, obwohl sie ganz verschiedene Eigenschaften haben. Der Sand z. B. ist gewöhnlich stabil, er kann aber auch sehr unstabil sein, wie z. B. in Holland, wo 20 bis 40 m starke diluviale Sandschichten mit großer Geschwindigkeit ins Meer hinausschießen. Die Klai-Erde in Suriname ist nach Setzung auch unter Luft- und Wasserzutritt steinhart, während die Klai-Erde in Cuxhaven, die bei Luft feststeht, unter dem Einfluß von Wasser zu einer breiigen Masse verwandelt wird. — Ähnliches könnte man vom Ton sagen, der ganz verschiedene Eigenschaften aufweist, ob er marinen oder glazialen Ursprungs ist. Die Untersuchung im Laboratorium und die Klassifizierung der Bodenarten sowie der Bodenbewegungen auf einheitlicher Grundlage ist also das erste Erfordernis bei wirtschaftlichem Bauen. Solange wir hier nicht eine reichliche Erfahrung hinter uns haben, können wir im besten Fall von einem Tasten auf dem Gebiet des Erdbaues sprechen. Die Untersuchungen im Laboratorium hätten aber nicht den entscheidenden Wert, wenn es nicht gelänge, die Bodenarten in gewachsenem Zustand an die Tagesoberfläche zu bringen und zu untersuchen in ihrer natürlichen Konsistenz. Es wird also auch Aufgabe sein, die hierzu brauchbaren Bohrer zu konstruieren. — Untrennbar mit den bodenphysikalischen Untersuchungen sind die statischen Belange zu erforschen, die in neuester Zeit in den Veröffentlichungen von Krey und Fellenius eine wertvolle Bereicherung gefunden haben. Es wird auch hier das Streben der Forscher sein müssen, in allererster Linie die Theorie im Einklang mit der Beobachtung zu bringen, damit der Ingenieur brauchbare Methoden an die Hand bekommt, mit denen er arbeiten kann und die vor allem der Wirklichkeit entsprechen. — Die bodenphysikalischen Untersuchungen hören jedoch nicht beim Erdbau auf, nein, sie finden ihre Fortsetzung bei der Flach-, Tief- und Pfahlgründung. Hier dürften die Verhältnisse noch schwieriger sein, da die Spannungen des freien und des Poren- sowie Kapillarwassers mitwirken.

Auch die Neuzeit weist viele Beispiele auf, wo gebaut wurde, ohne den Boden vorher genau untersucht zu haben. Ich beginne mit der früher deutschen, jetzt polnischen Strecke Annaberg—Dt. Krawarn. In dem 700 m langen und 23 m tiefen Einschnitt bei Petershofen traten im Jahre 1915 — also im Jahr nach Beginn der Arbeiten — die ersten Rutschungen ein, die durch Sickerungen einfachster Art zum scheinbaren Stillstand gebracht wurden. 1916 traten Rutschungen schwerster Art ein. Die tiefen Sickerschlitze rutschten mit den Böschungen auf die Gleise herab. Der Grund für die Bodenbewegungen war zuerst rätselhaft, hatte man es doch mit einem ganz festen Ton zu tun, der nur mit der Spitzhacke gelöst werden konnte. Über dem Ton lagerte eine Lehmschicht. Nach den Untersuchungen beim Materialprüfungsamt in Berlin glaubte man die Ursachen auf den hohen Kalkgehalt schieben zu müssen. Bei Zutritt von Luft und Wasser verwandelten sich die Böden in eine breiige Masse. Trotz umfangreicher Sicherungen rutschten immer mehr Massen ab; aus den ursprünglich veranschlagten 50 000 M. wurden zum Schluß 1,3 Millionen M., das sind etwa das 26fache des Kostenanschlages. Man kann das wohl nicht wirtschaftliches Bauen nennen.[6]

Die eben genannte Entwässerungsmethode mit Sickern, darin versenkter Räumasche und Weidenstecklingen, wandte man in Rosengarten bei Frankfurt a. d. O. an, wo seit 1911 ständige Rutschungen die Öffentlichkeit beschäftigen. Die Rutschungen wollten aber nicht aufhören und am 27. Dezember 1925 trat eine der größten Rutschungen in Deutschland ein: die beiden Hauptgleise Frankfurt—Berlin wurden unfahrbar gemacht, das eine 4,5 m hoch gehoben und das andere drehte sich um 90 Grad. Nur ein Zufall verhütete ein großes Eisenbahnunglück. Auch hier hatte man es mit festem Ton zu tun und trotzdem rutschte er ab. Es ist heute keine Frage mehr, daß die Ursachen einer Rutschung mit in den physikalischen Eigenschaften des Bodens begründet sind. Solange man sich nur darauf beschränkt, einen Boden chemisch oder statisch zu untersuchen, wird man den Ursachen, die mit den Schlagworten: Kornzusammensetzung, Anteil an feinsten kolloiden Aggregaten, Kapillardruck, molekular und mechanisch gebundener Wassergehalt, Schwellfähigkeit gefaßt sind, nicht nahe kommen. Es sind hier eine Menge von Fragen zu stellen und zu lösen, gegenüber denen die chemische Untersuchung, wenn sie auch sehr wichtig ist, ein Kinderspiel bedeutet. Es sei hier nur die Frage nach den Gleitflächen gestellt: Was ist eine Gleitfläche? Ist sie eine Trennungsfläche zwischen Bodenarten verschiedener Konsistenz oder von langer Hand in der Natur vorhanden? Haben wir es mit ehemaligen Rutschungen zu tun oder mit Filmen, die bei der allgemeinen Durchknetung durch das Inlandeis, durch Adsorption von Wasserlagen, Gasen oder gelösten Substanzen übriggeblieben sind und die Homogenität der Bodenarten stören? Sind Rutschflächen Scherflächen mit einer gewissen und welcher Scherfestigkeit? Wer schmiert die Gleitflächen? Zukommendes oder plötzlich austretendes Porenwasser? Besteht eine Abhängigkeit zwischen Schmiermittel und den geschmierten Körpern? Tritt bei einer Gleitung zweier Körper eine chemische oder rein physikalische Veränderung der Gleitzone ein oder keins von beiden?[7] Ich stelle mit Absicht diese Fragen, um zu zeigen, wie ganz anders die Probleme hier aussehen, als bei der reinen Erdbaustatik und wie wenig wir eigentlich von den Ereignissen in der Natur wissen. Aber ist es doch zweifellos unsere Aufgabe, in diese Dinge einzudringen und unbeabsichtigte Bodenbewegungen zu verhindern! Erst wenn das gelungen ist, werden wir wirtschaftlich bauen.

Sehr umfangreiche und teuere Nacharbeiten erforderte der Bau der Lokalbahn Tölz-Lenggries i. Bayern nach Mitteilungen von Reichsbahndirektor Hans Friedrich in München.[8] Am Geißbacher Hang kam der nach erfolgter Sprengung vom Löffelbagger gelöste und in einen 16 m hohen Damm eingebaute steinharte graue und blaue Letten verschiedentlich ins Rutschen. Ein in der Abhandlung gezeigtes Bild weist deutlich den nach rechts abgeflossenen Erdfladen auf. Man versuchte, den bereits einmal abgerutschten Boden nach einer gründlichen Entwässerung noch einmal für den Damm zu verwenden, aber er hatte sich nicht regeneriert, hielt nicht und rutschte nochmal ab. Der Damm hielt erst stand, nachdem man sandiges Material verwandte. Dieses sandige Material geriet an anderer Stelle wider Erwarten auch in Bewegung und man stellte nachträglich fest, daß man ihn auf seine wasserführende Schicht gebaut hatte. Die Abwehrmaßregeln zusammen mit den Widerherstellungsarbeiten verursachten natürlich große Kosten, und man fragt sich unwillkürlich, ist es nötig, daß jeder Baubeamte seine eigenen sehr kostbaren privaten Erfahrungen macht, statt daß

[5] Dr.-Ing. Terzaghi, Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage, Deuticke 1925.

[6] Siehe „Die Rutschung auf der Eisenbahnstrecke Annaberg—Dt. Krawarn von Reichsbahnrat Backofen, Verkehrstechnische Woche 1927 Nr. 39 und Lieffers mit demselben Thema im „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens" 1922, Heft 7.

[7] Siehe „Gleitflächen bei Rutschungen im Ton" von Reichsbahnrat Backofen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1927 Nr. 31 u. 32.

[8] „Die Lokalbahn Tölz—Lenggries" von Reichsbahndirektor Hans Friedrich in München, Der Bahnbau 1927 Nr. 9

sie sozusagen zentralisiert und für den Baubetrieb von ganz Deutschland nutzbar gemacht werden?

Besonders interessant sind die Massenverschiebungen am Mittellandkanal.[9] Am Hauptkanal bei Schwicheldt betrugen sie vom 1. Januar 1924 bis 28. Februar 1927 288 000 cbm, am Zweigkanal nach Hildesheim erweiterten sie sich bis Ende 1927 auf 35 000 cbm. Um das aus dem Gelände eindringende Drainwasser von der Böschung fernzuhalten, stellte man längs der oberen Böschungslinie tiefe Sicker her, die, auf gewachsenem Boden laufend, das Wasser sammeln und an geeigneten Stellen dem Kanal zuführen sollten, ein Zweck, den sie zum Teil tatsächlich erfüllten. An vielen Stellen brach trotz dieser Vorsichtsmaßregel die Kanalwandung durch und riß die Sicker mit sich in die Tiefe. Anfänglich machte man die durchfeuchtete diluviale Rinne und die mit Wasser angefüllten Klüfte der schiefrigen und nicht druckhaften unteren Kreide, deren Wasserbahnen man nicht überall hin folgen könne, für die Rutschungen verantwortlich, während man später die Ursache der Bewegungen einerseits in der Zermürbung des Tones, andererseits in der unzureichenden Schubfestigkeit des Bodens erblickte. (Siehe in dem genannten Aufsatz von Dr.-Ing. Götzke die Untersuchungen der Geol. Landesanstalt Berlin.) Die Untersuchungen der Bodenproben ergab für kalkarme und kalkreiche Böden das erstaunliche Ergebnis, daß entgegen der bisherigen Anschauung der Kalkgehalt bei Rutschungen nicht ausschlaggebend ist. Die Rutschungen am Mittellandkanal zeigen deutlich, daß Versuche auf der Baustelle außerordentlich wichtig sind und bei Herstellung des Kanaldammes bei Magdeburg und des Staudammes bei Ottmachau ganz besondere Bedeutung erfahren werden. — Geradezu klassisch in seiner Erscheinung ist der Dammrutsch bei Rühlow in Mecklenburg. Nach 60 Jahren rutschte am 21. bis 22. November 1926 die eine Hälfte des Dammes in ein Moor und legte die Gleise frei. Nur dem Umstand, daß der Bahnwärter zu gewohnter Zeit um ½7 Uhr für seine Kaninchen an der Böschung Futter suchen wollte, die Böschung aber nicht mehr vorfand, ist die Verhinderung eines größeren Eisenbahnunglückes zu verdanken. — Nicht weniger lehrreich ist der Dammbruch bei Bublitz in Pommern. Der Eisenbahndamm stand auch hier schon über 30 Jahre. Im Jahre 1927, am 18. Januar, mußte er kurz hinter der letzten Achse eines Personenzuges in sich zusammenstürzen![10] Beides Beispiele für schlechtes Bauen.

Andererseits hat man auch schon hervorragende Erfolge im Erdbau durch Anwendung neuzeitlicher Untersuchungs- und Baumethoden zu verzeichnen, so z. B. beim Tieton-Damm im Staate Washington, bei der Fundierung der Lidingöbrücke bei Stockholm und bei der Kgl. Schwedischen Staatseisenbahn.

Nach einer Reihe von Mißerfolgen beim Talsperrenbau in Amerika baute man den Tietondamm zum Stau des Tietonflusses nach den Erfahrungen, die man inzwischen gesammelt hatte. Die Erfahrungen konzentrierten sich in der Spülkunst, die gröberen und feineren Bestandteile des Bodens derartig zu gruppieren, daß keine Innenspannungen entstanden, die die äußere Hülle sprengen konnten. Dies Ziel wurde erreicht und der Erfolg mit Goldbeckzellen nachgewiesen. Dieses Beispiel zeigt, daß der Weg über das Laboratorium, wo die zulässigen Bodenteilchen errechnet und ausprobiert wurden, der richtige ist und eine wirksame Waffe gegen diejenigen bedeutet, die da sagen, es sei unmöglich „theoretisch" zu bauen! Der Tietondamm hat eine Höhe von 97,7 m und eine Breite von 12,2 m in der Dammkrone.[11]

Der Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm wurde nur durch eingehende bodenkundliche Untersuchungen möglich. Eine alte Floßbrücke verband das auf dem Festland liegende Stockholm mit der Insel Lidingö und sollte durch eine massive Brücke ersetzt werden. Der kleine Värtan — so heißt die Meeresenge — ist etwa 750 m breit und 18—20 m tief. Der tragfähige Baugrund liegt jedoch bis 60 m unter Meeresspiegel. Die mit der Ausführung betraute dänische Firma konnte ihren Entwurf nicht durchführen. Sie hatte die Brücke in gleichmäßige Abstände von 14,5 m eingeteilt, jedoch leider keine Rücksicht auf den tragfähigen Baugrund genommen, so daß sie die Arbeiten an Ort und Stelle abbrechen mußte. Erst die eingehenden geotechnischen Untersuchungen, an denen u. a. Professor Fellenius und Zivilingenieur John Olsson beteiligt waren, gaben ein genaues Bild von dem in so beträchtlicher Tiefe liegendem Baugrund. Auf Grund dieser bodenkundlichen Arbeit konnte erst ein richtiges Projekt gemacht werden, das sich jetzt dem Beschauer als Ergebnis deutscher Brückenbaukunst präsentiert.[12]

Ich hatte eingangs bereits von der geotechnischen Kommission der Schwed. Staatseisenbahnen in Stockholm gesprochen. Ihr Arbeitsgebiet erfaßt die gesamten Staatseisenbahnen mit einer Länge von 5—6000 km. Von 1914—1922 sind

Abb. 1. Eisenbahnunglück bei Getå (Vitå Sikudden) in Schweden am 1. Oktober 1918 (Fliegeraufnahme).

1000 Stellen untersucht und 30 000 Proben eingebracht worden, die nach einem für den schwedischen marinen Ton passendem Verfahren behandelt wurden. Ich hatte im Frühjahr 1927 Gelegenheit, die Gastfreundschaft genannter Kommission in Anspruch zu nehmen und mich von der fruchtbaren Arbeit der dort tätigen Herren zu überzeugen. Es ist bedauerlich, daß die in schwedischer Sprache abgefaßten Arbeiten noch nicht ins Deutsche übertragen sind. Ich verweise auf einige Auszüge, die Professor Pollack im Zentralblatt der Bauverwaltung Nr. 38 S. 487, 1927 gebracht hat.[13] Im wesentlichen wird in Schweden die Probe mit einem besonders konstruierten Bohrer, der die Probe nicht zerstört, entnommen und darauf nach Feinheit, Wassergehalt und Festigkeit untersucht, so daß man ein einwandfreies Bild vom Untergrund erhält, — eine Hauptvorbedingung für wirtschaftliches Bauen. — Im Anschluß hieran bringe ich drei Photographien eines Eisenbahnunglückes, die

[9] Siehe Zentralblatt der Bauverwaltung Nr. 34, 1927, Aufsatz von Dr.-Ing. Götzke über „Neuere Erfahrungen bei Erdarbeiten".

[10] Zentralblatt der Bauverwaltung 1927, Nr. 8, Reichsbahnrat Backofen, Drei Beispiele von Rutschungen an Eisenbahndämmen.

[11] Siehe „Die Bautechnik" 1927, Heft 6, „Neuere amerikanische Erfahrungen im Bau von Talsperrendämmen nach dem Spülverfahren" von Greiff.

[12] Siehe auch „Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm" von Dr.-Ing. Schaper, „Die Bautechnik" 1924/25.

[13] Und Zeitschrift für prakt. Geologie 1925, Abb. 7 bis 11, S. 110 bis 113.

die Arbeiten der schwedischen geotechnischen Kommission beschleunigten und ihre Notwendigkeit auch Zweiflern gegenüber befestigen.[14] Am 1. Oktober 1918 fand es bei Geto (Vita Sikudden) statt; 41 Menschenleben fanden hier den Tod, 25 000 cbm Tonmassen wichen nach dem See aus, 1,5 Mill. Kronen Schaden entstanden für die Eisenbahnverwaltung. Das Bild 1 zeigt den

Abb. 2. Eisenbahnunglück bei Getå. Blick von Osten.

Vorgang aus der Luftperspektive. Man sieht den Eisenbahndamm von links nach rechts verlaufen. In der Mitte ist er unterbrochen, ein großer Fladen breitet sich nach oben, nach dem Wasser aus. Der Speisewagen hängt die Böschung herunter, die anderen Wagen samt Lokomotive bilden einen Splitterhaufen. Die Bilder 2 und 3 geben das Unglück von zwei verschiedenen Seiten wieder. Der bergseitige Untergrund des Eisenbahndammes besteht aus Felsen, darüber lag Ton. Bei Wiederherstellung der Strecke, wurde der Ton durch Kies ersetzt. Die Schubfestigkeit wurde mit 1,4 t/m² gefunden, eine für die Konsistenz des dortigen Tones zu geringe Zahl. Wäre die geotechnische Kommission mit ihren im Jahre 1914 begonnenen Arbeiten im Jahre 1918 schon bis zu der Unglücksstelle gekommen, so wäre zweifellos dies Unglück vermieden worden. — Ihre Arbeiten haben sich, ganz abgesehen von der wissenschaftlich-praktischen Ausbeute, an verschiedenen Stellen bezahlt gemacht. Eine bodenkundliche Untersuchung ergab auf einer Strecke, daß man nicht nötig habe, sie zu verlegen. Dadurch ersparte man etwa 1,5 Mill. Kronen.

Diese Beispiele und Gegenbeispiele zeigen wohl zur Genüge, wie wichtig es ist, den Baugrund vorher physikalisch, chemisch, kolloidchemisch, petrographisch und geologisch zu untersuchen, bevor man auf ihm baut. Die Untersuchungen kosten im Verhältnis zum Nutzen ganz verschwindend wenig. Wie wenig Rücksicht man aber noch heute auf den Baugrund nimmt und frei darauf losprojektiert, zeigt der Fall der Kölner Rheinbrücke, der allen Lesern des „Bauingenieurs" und der „Bautechnik" bekannt ist. Da schreibt man eine Millionenbrücke aus, fesselt eine Menge Firmen an die gewaltigen kostspieligen Entwurfsarbeiten und muß am Schluß feststellen, daß der Baugrund ja gar nicht für die gewählte Gründungsart festgestellt ist! Aber diese wird nicht etwa auf dem Wege des Versuches an Ort und Stelle bestimmt, sondern indem man wiederum 14 Gutachter beschäftigt und 4½ Monate über den Gleitwiderstand diskutiert, anstatt einige Bohrlöcher zu machen und den Wert durch Versuche beizubringen. Bei einem Millionenobjekt hat man nicht einmal einige tausend Mark für solche Versuche übrig, ein Beispiel, das sich immer wiederholen wird, solange man geflissentlich diesen doch wahrlich ausschlaggebenden Dingen aus dem Wege geht! — In den Ausschreibungsbedingungen war außerdem gesagt: „Den Bewerbern ist anheimgestellt, weitere Bodenuntersuchungen selbst anzustellen." Hierzu bemerkt Professor Gehler im „Bauingenieur" 1927 S. 683: „Dieser Hinweis ist wohl nicht ernst zu nehmen. Man stelle sich das Bild vor, wenn die Verfasser von 40 Entwürfen sämtlich vor dem Angebotstermin auf eigene Faust Probebohrungen im Rhein und an den Ufern sowie Herstellung von Schürflöchern und Gleitversuche vornehmen wollten." Und Professor Möller sagt S. 702 des Bauingenieurs 1927: „Genau so wie die Bauleitung verpflichtet ist, bei der Bauausführung die Festigkeit der gelieferten Baumaterialien nachzuprüfen, genau so liegt für sie die Verpflichtung vor, den Baugrund auf seine Eigenschaften zu prüfen. Das ist eine berufliche und dienstliche Aufgabe der Bauleitung." Der Fall der Kölner Rheinbrücke zeigt es ganz deutlich und grotesk, daß man sich bis zur Erbauung der nächsten Rheinbrücke über die aufgewühlten Probleme Klarheit geschaffen haben muß, und diese sind nicht ganz einfach. Es handelt sich nämlich um verschiedene Gleitwiderstände, je

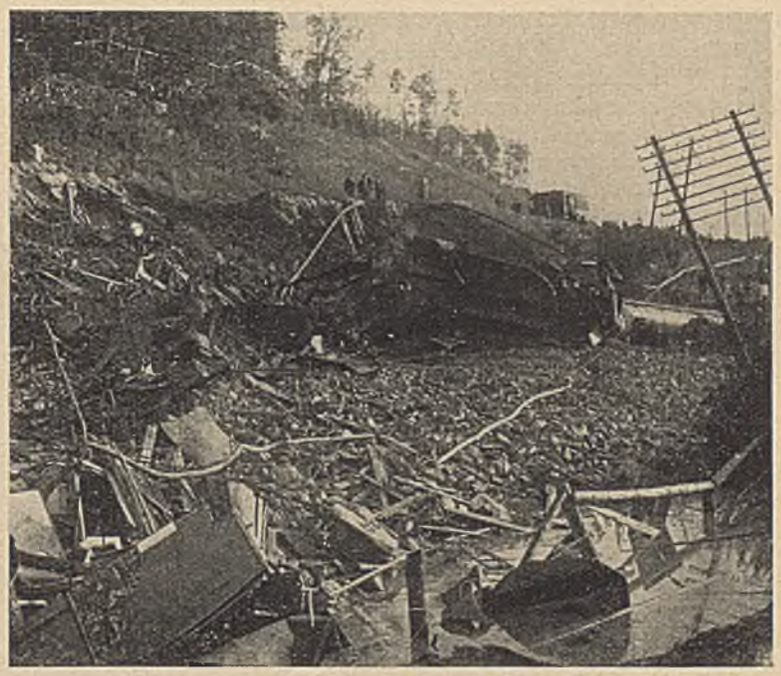

Abb. 3. Eisenbahnunglück bei Getå. Blick von Westen.

nach der Körnung der Bodenart, ihrer Durchnässung, der hydrodynamischen Verhältnisse und der Geschwindigkeit, mit der das Gleiten vor sich geht. Für jeden einzelnen Fall werden sich verschiedene Werte ergeben. Aber eine genaue Bodenuntersuchung ist nicht nur vom Standpunkt des reellen Ingenieurs erforderlich, sondern liegt noch mehr im Interesse der Vertragschließenden. Die Vertragsunterlagen sind bekanntlich, was die Bodenarten anbetrifft, im allgemeinen ganz unklar. Aus den Unklarheiten entstehen die meisten Streitigkeiten und Schiedsgerichte. Die Bauherren lassen wohl Angebote zu, die sich auf ihre Bohrungen und Schürfe stützen, legen die Bauunternehmungen auch auf die Preise fest, überlassen aber

[14] Die Photos sind dem Verfasser von Herrn Olsson, Stockholm, freundlichst überlassen worden.

die Verantwortung für die Richtigkeit der Bodenaufschlüsse dem Bauausführenden! Vielfach erscheinen ganz andere Bodenarten, als angenommen, die Förderkosten wachsen, der Unternehmer kommt nicht aus, der Bauherr lehnt die Verantwortung ab und der schönste Streit ist perfekt. Und wenn Unklarheiten bestehen, dann muß meist derjenige klein beigeben, der sie geschaffen hat. Es liegt im beiderseitigen Interesse, daß

1. genügend Aufschlüsse vor Vergebung der Arbeiten geschaffen und
2. diese Aufschlüsse ziffernmäßig, bodenphysikalisch festgelegt werden;
3. bei schwierigen unzuverlässigen Bodenarten die Untersuchung jedem Baufortschritt folgt, damit Nachforderungen sich innerhalb wahrheitsgetreuer Grenzen bewegen.

Zwar wird in den „Technischen Vorschriften für Bauleistungen" der Versuch gemacht, die Bodenarten nach ihrer Lösbarkeit zu beschreiben und damit verschieden zu bewerten, aber auch dieser Versuch muß als ungenügend und für die reibungslose Zusammenarbeit der Vertragschließenden als nicht ausreichend angesehen werden! Es steht fest: Der allein baut wirtschaftlich, der nicht nach alter Gewohnheit den Boden als eine leblose Masse ansieht, sondern ihn kennt und dann mit ihm baut! Es ist auch Pflicht des Staates, die studierende Jugend mit den Problemen der bautechnischen Bodenkunde bekanntzumachen und Lehrstühle hierfür einzurichten. Vorerst muß aber Forschern Gelegenheit gegeben werden, die Wissenschaft hiervon zu schaffen. Als bestes Mittel hierzu erscheint mir die Gründung eines Institutes für bautechnische Bodenkunde mit folgenden Aufgaben:

### I. Zweck des Institutes.

Das Institut für bautechnische Bodenforschung hat den Zweck, die physikalischen Eigenschaften von Böden als Grundlage zu einer Erdbaumechanik festzulegen. Die praktisch wissenschaftliche Aufgabe, theoretische Grundlagen für Beobachtungsergebnisse zu schaffen, setzt das Institut in die Lage, unparteiische, dem Stand der Forschung entsprechende Unterlagen bodentechnischer Art im Verkehr zwischen Bauherren und Unternehmern vor und während eines Baues, sowie Gutachten für Verträge und Schiedsgerichte zu liefern.

### II. Arbeitsprogramm des Institutes.

#### A. Arbeiten im Felde.

1. Allgemeine Beratung bei Vorarbeiten für Kanäle, Eisenbahnen, Gründungen jeder Art, Tunnels und Futter- sowie Stützmauern in nicht ganz zuverlässigen Böden (wie Glazialton, Fließböden, schiefrigem rutschsüchtigen Gestein, Klaiboden, Moor usw.). Allgemeine Beurteilung der Verwendbarkeit von Böden nach geologischen Gesichtspunkten (Entstehungsart, Alter des Gesteins usw.). Heranziehung bereits ausgeführter Bauten im selben Gelände in erdbautechnischer Beziehung.

2. Spezielle Beratung in der Beurteilung natürlicher Aufschlüsse. Richtige Anlage in bezug auf Zahl, Lage und Tiefe von Bohrlöchern und Schürfschächten. Sorgsame Beachtung derselben während ihrer Herstellung (auf Wasserandrang, Sohlenquellung und Bodenauftrieb). Auswahl der zweckmäßigsten Bohrmethode. Einheitliche Bezeichnung, sorgsame Aufbewahrung und evtl. luftdichter Abschluß der Bodenproben. Aufschreibungen charakteristischer, das spätere Bauvorhaben beeinflussender Ereignisse, (wie artesischer Auftrieb, Auffindung von Gleitflächen, Versacken von Pfählen nach vorherigem Festsitzen usw.).

3. Anstellen von Probebelastungen, Festigkeitsversuchen im gewachsenen Boden mit einheitlichen Apparaten und nach einheitlichen Methoden.

4. Beobachtung, in welcher Weise die Arbeitsmethode (von Hand, mit Maschinen, Sprengen, Rammen, Einschlämmen usw.) auf die Festigkeit der Böden einwirkt.

#### B. Arbeiten im Laboratorium. Bestimmung der Bodenproben.

1. Bodenphysikalisch. Genaue Bestimmung der Böden nach spez. Gewicht, Wassergehalt, Durchlässigkeit, Porenziffer, Dichtigkeit, Elastizität, Schwellneigung (Druckporenzifferdiagramm), Konsistenzform der natürlichen Lagerung usw.

2. Chemisch und kolloidchemisch. Schlämmanalysen nach den besten und schnellsten Methoden. Aufstellen der Verteilungskurven.

3. Geologisch-petrographisch.

4. Statisch. Die Kenntnis des Baustoffes gibt die Möglichkeit, mit der richtigen Statik einer Bodenart zu beginnen. Sie bezieht sich auf die richtige Böschungsneigung, die sicherste und sparsamste Dimensionierung von Mauern und Tunnels, auf die richtige Beurteilung der Gründungsart (ob Pfahl-Caissongründung oder Grundwasserabsenkung; auf die zweckmäßigste Zusammensetzung einer Talsperre aus verschiedenen Bodenarten usw.).

5. Klassifizierung der Böden nach praktischen und physikalischen Gesichtspunkten.

#### C. Technisch-wissenschaftliche Arbeiten.

1. Ausbau und Normalisierung der Untersuchungsmethoden im Felde und Laboratorium in technischer Beziehung (Bohrapparate, Festigkeitsapparate, Schlämmapparate).

2. Aufstellen von Tabellen und Normalfragebögen für Aufschlüsse, Beobachtungen während der Aufschlüsse und des Baues für einheitliche Darstellung der Fehlbauten.

3. Klassifizierung der Fehlbauten nach Ursachen.

4. Bearbeitung der in- und ausländischen Literatur in bodentechnischer Hinsicht.

5. Zusammenstellung der geologischen, chemischen, kolloidalen, physikalischen und statischen Gesichtspunkte zu Gutachten und Anfertigung von Entwürfen.

6. Herausgabe einer Zeitschrift des Instituts für bautechnische Bodenforschung. Veröffentlichung der Forschungen des In- und Auslandes.

Es ist sehr erfreulich, daß die Notwendigkeit eines solchen Institutes, das dem ganzen Reich dienen und durch seine Verwaltung schon nach außen als Reichseinrichtung auftreten soll, von manchen Kreisen als unbedingt notwendig erkannt worden ist. Es ist nun auch zu hoffen, daß diesem geplanten Institut reichlich Aufträge auf Bodenuntersuchungen zufließen und alle Baukollegen das, was auf diesem Gebiete bereits geleistet, aber in der in- und ausländischen Literatur verstreut ist, weitertragen und diese Kenntnisse vertiefen.

Nachschrift. Nach diesem Vortrag wurde am 26. April 1927 die „Studienkommission für bautechnische Bodenkunde", jetzt: Deutscher Ausschuß für bautechnische Bodenforschung (Baugrundausschuß), gegründet. Ihr gehören Vertreter der Wissenschaft, der Praxis, des Unternehmertums und der Behörden an. Ihr Programm ist auszugsweise im „Zentralblatt der Bauverwaltung" 1928, S. 28/29, abgedruckt; siehe auch dieselbe Zeitschrift 1927, S. 213. Weiter zu nennen ist die Gründung eines Institutes für bautechnische Bodenforschung durch die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, das Reichsverkehrsministerium und Kultusministerium Ende 1927. Als „G. m. b. H." ist es örtlich an die Technische Hochschule Charlottenburg angegliedert. Unter der Leitung einiger Professoren genannter Hochschule und unter der Geschäftsführung eines Akademikers beabsichtigt es, mit vorhandenen Apparaten und Pressen den Boden zu untersuchen. Es hofft, in Arbeitsfühlung mit dem „Baugrundausschuß" zu kommen. Daneben besteht noch ein drittes Institut von Dr.-Ing. Krey, dem Leiter der „Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffahrt", das sich nach einer Pressenotiz vom 17. II. 1928 neuerdings besonders auf die Erdbaumechanik eingestellt hat, wobei hervorgehoben sei, daß „die erforderlichen Apparate erst von der Versuchsanstalt entworfen und konstruiert werden mußten, da es sich hier um gänzliches Neuland handelt".

# ERGEBNIS DES WETTBEWERBES FÜR EINE ZWEITE MOSELBRÜCKE KOBLENZ.

*Von Professor Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe.*

Der Hauptverkehr des Rheintales vollzieht sich am Unterrhein auf dem linken Stromufer und kreuzt daher bei Koblenz die Mosel auf der 600 Jahre alten Balduin-Brücke, einem ehrwürdigen, schönen, gewölbten, steinernen Bauwerk mit der üblichen engen Pfeilerstellung. Die Zufahrten zur Brücke sind in der alten Festungsstadt Koblenz schmal und genügen dem großen Auto- und Fußgängerverkehr nicht mehr. Aus diesen zwingenden Gründen hat die Stadt Koblenz für den Bau einer neuen stromauf gelegenen Straßenbrücke einen Wettbewerb veranstaltet. Acht angesehene Eisenbau- und sechs ebensolche Tief- und Betonbaufirmen wurden im engeren Wettbewerb zur Abgabe von Plänen und Angebot gegen die recht bescheidene Vergütung von 2000 RM. eingeladen.

Die Brückenachse war im Grundriß genau festgelegt. Durch die Forderung der Strombauverwaltung stand auch die Lage des linken Widerlagers und des benachbarten Strompfeilers mit mindestens 107 m Lichtabstand fest. Zwei Strompfeiler waren nur zugelassen. Fester Tonschiefer war in erreichbarer Tiefe durch Bohrungen festgestellt worden. Verlangt war ein fertiger Entwurf für den ersten Ausbau von 12 m Breite der Fahrstraße und je 3 m breiten Gehwegen. Der Entwurf sollte aber den organischen Ausbau zu einer Brücke mit 18 m breiter Fahrstraße und je 3 m breiten Gehwegen gestatten. Die Kostenberechnung war für den ersten Ausbau verlangt.

Das Preisgericht zur Beurteilung der Entwürfe bestand aus dem Oberbürgermeister und dem technischen Beigeordneten sowie sechs Stadtverordneten der Stadt Koblenz, aus vier technischen Sachverständigen, Woltmann und Pichl aus Köln, Kaiser-Darmstadt und dem Unterzeichneten, ferner aus den beiden Architekten Bonnatz-Stuttgart und Moritz-Köln.

Es sollte zwar einen Entwurf für die Ausführung empfehlen, die Stadt wollte sich aber für die Auftragserteilung freie Hand vorbehalten, wobei den Preisträgern ein gewisses Vorrecht eingeräumt wurde. Die Ausschreibungsbedingungen ließen für die Überbauten sowohl Gewölbe als auch eiserne Tragwerke zu. Die aufgeforderten Eisenbaufirmen lehnten eine Beteiligung am Wettbewerb ab, da die Stadt sich auf eine Zuschlagserteilung für den Preisträger nicht verpflichten konnte.

Zu dem vorgeschriebenen Termine waren 13 Hauptentwürfe und Angebote, ergänzt durch einige Varianten, eingegangen. 12 Hauptentwürfe sahen drei mehr als 100 m weit gespannte Beton- oder Eisenbetonbögen als eigentliche Strombrücke vor, während ein einziger Entwurf eisernen Überbau verwendete.

Das Preisgericht fällte am 28. Januar d. J. nach eingehender Würdigung des vorgelegten Materials seinen Spruch. Die Angebote für den ersten Ausbau bewegten sich zwischen 3,088 und 6,65 Millionen Mark, wiesen also eine große Spanne auf, die sich aber größtenteils durch die verschiedenartigen Vorkehrungen für den zweiten Ausbau erklärt.

Das Preisgericht empfahl für den Fall, daß nach den Ausschreibungsgrundlagen und an der vorgesehenen Stelle eine gewölbte Brücke erbaut werden solle, die Ausarbeitung des baureifen Entwurfes der Fa. Grün & Bilfinger A.-G. (Mitarbeiter Architekt Abel, Köln) nach Maßgabe ihres Entwurfs zu übertragen, der massive Dreigelenkbögen mit schlaffer Armierung für die eigentliche Strombrücke vorsah. Angebotene Gesamtkosten für den ersten Ausbau: 3,7 Millionen Mark.

In der Beurteilung folgte an zweiter Stelle der Entwurf des Herrn Professor Spangenberg, München in Verbindung mit der Bauunternehmung H. Butzer, Dortmund, der für eine Kostensumme von 4,33 Millionen Mark für die Strombrücke drei Eisenbeton-Ringbögen mit Kastenquerschnitten von 50 cm Wandstärke vorsah.

An dritter Stelle stand der Entwurf von Ph. Holzmann & Cie. mit der hohen Kostensumme von 6,55 Millionen, aber dadurch bemerkenswert, daß unter Ausnutzung des felsigen Untergrundes die drei massiven Betonbögen der Strombrücke nur während des Baues drei Gelenke haben, im endgültigen Zustand aber nach Vergießen der Kämpfergelenke für den Verkehr als Eingelenkbögen wirken sollen.

An die vierte Stelle wurde der Entwurf von Dyckerhoff & Widmann A.-G. gesetzt, welcher im ersten Ausbau 4,2 Millionen M. forderte und die Bögen in eine große Reihe von dünnen Bogenrippen auflöste.

Mit Rücksicht auf seinen guten städtebaulichen Gedanken wurde der einzige Eisenbrückenentwurf der Firma Honnef, Dinglingen-Lahr in Verbindung mit zwei Koblenzer Architekten zum Ankauf enmpfohlen. Dieser Entwurf verwendet eine große Reihe von einstegigen, vollwandigen Hauptträgern unter der Fahrbahn und den Gehwegen, welche jeweils durch starke Querverbände zum einheitlichen Tragen gezwungen werden. Er gestattet im Gegensatz zu sämtlichen angebotenen Gewölbebrücken, die Fahrbahn verhältnismäßig tief liegen zu lassen.

Das Preisgericht empfahl ferner der Stadtgemeinde Koblenz eine eingereichte Variante der Tiefbauunternehmung Jager in Trier zum Ankauf. Diese Variante entsprang offenbar aus einer besonderen Ortskenntnis. Wenige 100 m oberhalb der neuen Brückenachse ist eine Stauanlage mit Walzenwehr, Krafthaus und Schleuse auf den Ufern geplant. Der Entwurf schlägt nun vor, diese Stauanlage so weit stromab zu schieben, daß die Wehrbrücke mit der Straßenbrücke zu einem einzigen Bauwerk vereinigt werden kann. Dadurch kann der Abstand der Strompfeiler von über 100 m auf etwa 40 m eingeschränkt und ein Bauwerk mit eisernem oder massivem Tragwerk geschaffen werden, dessen Fahrbahn nicht in der besonders von den Architekten beanstandeten so großen Höhe den Strom überqueren muß, wie es bei sämtlichen massiven Bogenbrücken der Fall ist.

Alle eingereichten Massivbrücken stellen beachtenswerte Leistungen dar und geben ein anschauliches Bild, auf welch mannigfaltige Art die Aufgabe gelöst werden kann. Für die drei Bögen der Strombrücke sind alle möglichen Lösungen vom gar nicht oder gering armierten Stampfbetongewölbe bis zum feinstgegliederten, dünn-wandigen Eisenbeton-Rippenbogen vertreten.

Ich glaube und hoffe, daß bei ähnlichen Aufgaben und felsigem Untergrunde künftig der von Holzmann vorgeschlagene Eingelenkbogen mit Gewölbeausrüstung durch Pressen im Bogenscheitel häufiger vorgeschlagen und ausgeführt werden wird.

# ÜBER BETONSCHUTZ.

Vortrag, gehalten auf der 3. Sitzung des Ausschusses für Bauwesen der Vereinigten Stahlwerke in Duisburg-Meiderich am 16. Dezember 1927.

*Von Direktor Dr. Richard Grün, Düsseldorf.*

(Fortsetzung von Seite 313.)

Die lange Jahre beliebte und früher auch von mir empfohlene Klinkerverblendung vermag nach meinen neueren Erfahrungen den Beton nur sehr wenig oder gar nicht zu schützen. Abb. 24 zeigt durch Meerwassereinwirkung in Wilhelmshaven unter Klinkerverblendung, welche oben zu sehen ist, auf 1 m Tiefe zerstörten Beton kurz vor der Wiederherstellung. Tatsächlich haben auch die Holländer offenbar ähnliche Erfahrungen gemacht, denn beim Bau der großen Schleuse von Ymuiden wurde Klinkerverblendung überhaupt nicht vorgesehen. Klinkerverblendung vermag den Beton nur dann zu dichten, wenn der Klinker in Asphalt verlegt wird. Das lange Liegenlassen des Betons an der Luft ist von großem Vorteil. Man kann die diesbezügliche Lagerdauer etwas abkürzen durch Verwendung von Fluaten, mit welchen der Beton angestrichen wird. Diese Fluate binden dann den überschüssigen Kalk. Abb. 25 zeigt die Wirkung der verschiedenen Fluat-Arten auf undichten Beton. Der Kurvenverlauf zeigt eine verhältnismäßig beschränkte Besserung.

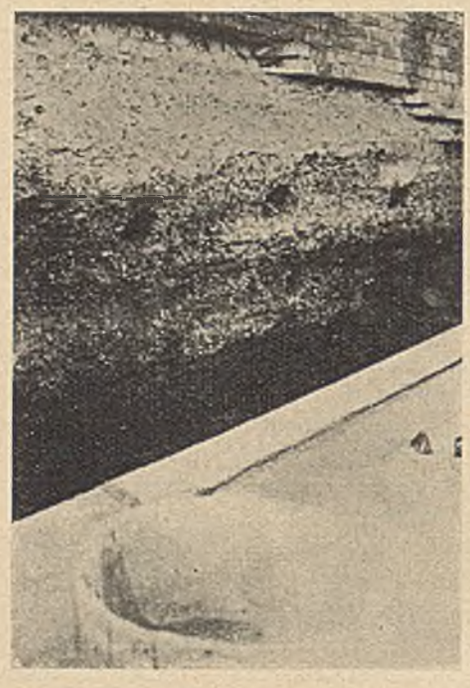

Abb. 24.

Eines der wichtigsten modernen Mittel ist der Anstrich des Betons mit bitumenhaltigen Lösungen, wobei das Bitumen auf dem Beton zurückbleibt und diesen vor der Einwirkung des Sulfates schützt. Der Schutz ist nur dann vollkommen, wenn das Bitumen eine dichte Haut zurückläßt.

Ich habe, um die einzelnen Schutzmittel zu prüfen, ein Verfahren ausgearbeitet, welches von jedem Bauingenieur selbst durchgeführt werden kann (Tonindustrie-Zeitung Nr. 70/27: Über die Prüfung und ein Prüfverfahren von Betonschutzanstrichen), von dem ich die Hauptsachen kurz wiedergebe.

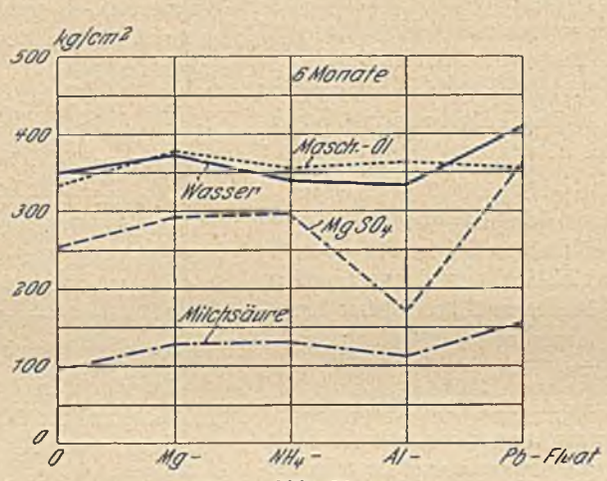


Abb. 25.

Die Drahtnetzprobe soll zeigen, ob der Beton von der Bitumenhaut dicht überzogen wird. Der bitumenhaltige Anstrich wird einfach auf ein Drahtnetz aufgestrichen und dieses dann in der Durchsicht betrachtet. Abb. 26 und 27 zeigen das Aussehen eines schlechten und eines guten Anstriches im Diapositiv, das dadurch hergestellt wurde, daß das Drahtnetz auf eine Photoplatte gelegt und belichtet wurde. Die

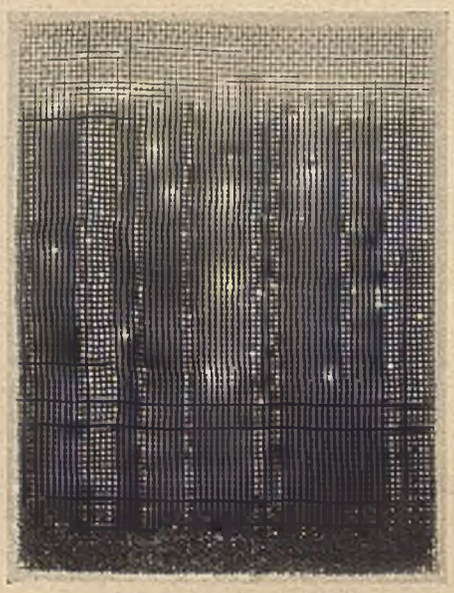

Abb. 26.

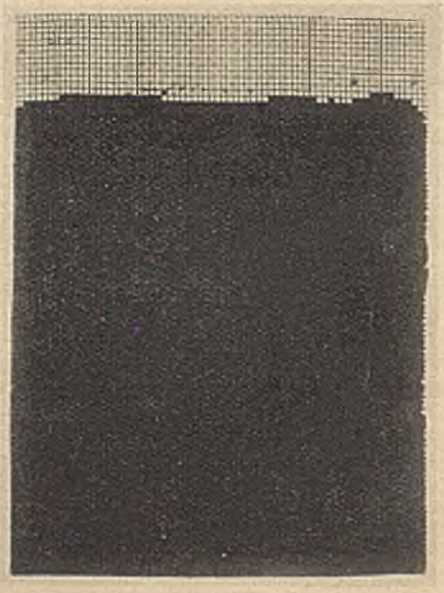

Abb. 27.

Abb. 28.

Abb. 29.

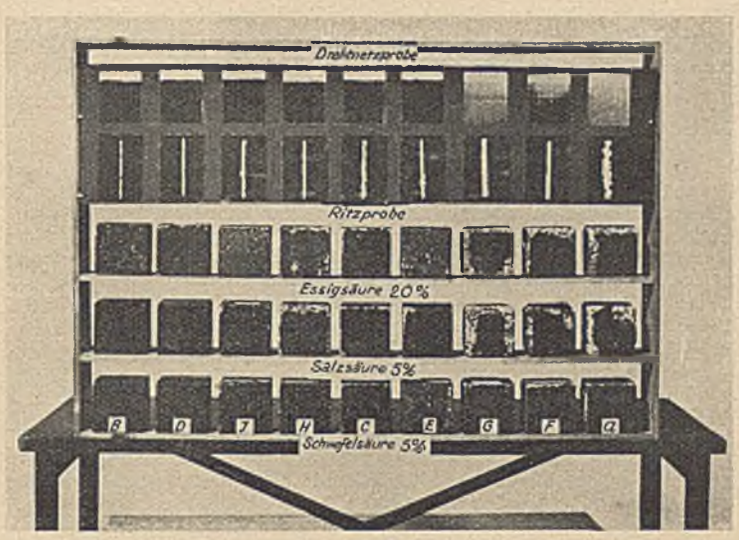


Abb. 30.

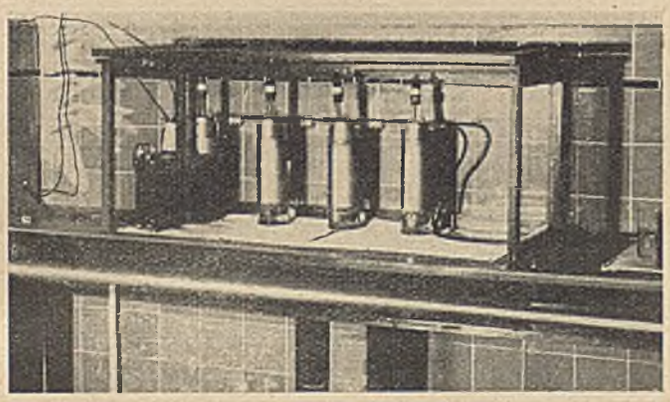

Abb. 32.

schlechte Probe beweist, daß der Anstrich nicht imstande ist, Löcher und Poren im Beton zu überziehen, sondern nach unten abläuft. Das Drahtnetz wurde nämlich nach dem Anstreichen aufrecht gestellt, da die meisten zu schützenden Wände senkrecht stehen.

Die Elastizität soll durch die Ritzprobe geprüft werden. Diese Prüfung führe ich so aus, daß ich eine mit 300 g belastete senkrechte Stahlnadel (Grammophonnadel) in den Vicatschen Abbindeapparat eingeschraubt) über einen fünf Tage alten Anstrich, der sich auf einer Glasplatte befindet, ziehe. Der so entstandene Riß wurde unter Vergrößerung photographiert. Abb. 28 zeigt eine schlechte, Abb. 29 eine gute Ritzprobe. Bei der schlechten Ritzprobe wurde der Anstrich durch die Nadel wie mit einem Pflug aufgerissen, er war also nicht zäh genug.

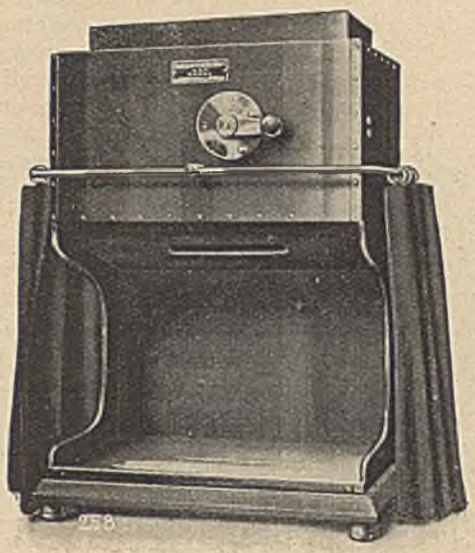

Abb. 31.

Die Widerstandsfähigkeit der Anstriche in chemischer Beziehung prüfe ich durch Einlagerung von Mörtelkörpern (Normengröße), die mit dem Anstrich versehen sind, in verdünnte Säure während weniger Tage. Es soll dadurch nicht geprüft werden, ob der Anstrich dauernd säurebeständig ist. Eine dauernde Beständigkeit gegen Säure kann man von einem Anstrich im allgemeinen nicht verlangen. Die Probe soll lediglich eine abgekürzte Prüfung der chemischen Widerstandsfähigkeit des Anstriches gegen starke Salze oder gegen sehr schwache Säuren, wie sie in der Natur vorkommen, darstellen.

Eine Gegenüberstellung der Säureproben mit den Ritzproben und Drahtnetzproben ist in Abb. 30 wiedergegeben.

Abb. 33.

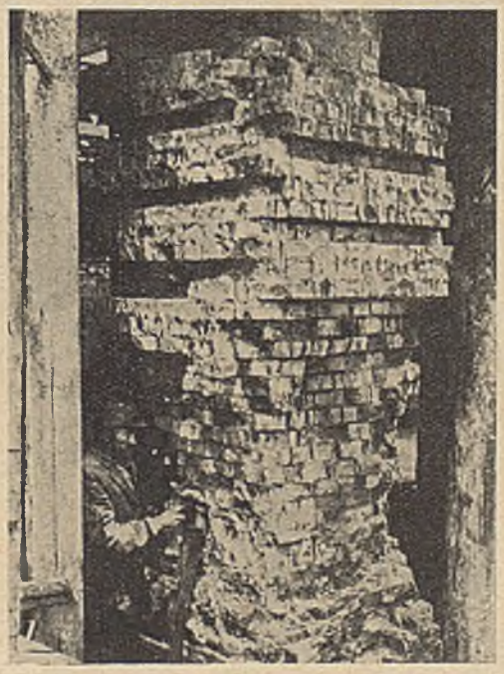

Abb. 34.

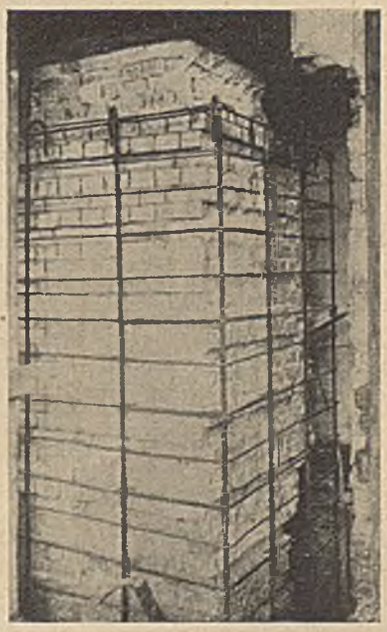

Abb. 35.

Es geht aus dieser Abbildung z. B. hervor, daß der Anstrich B, der eine gute Drahtnetz- und Ritzprobe zeigt, auch eine gute Säureprobe gibt, also tatsächlich einen Schutz des Betons gegen die stark übertriebene Wirkung der Säure darstellt. Der Anstrich A dagegen mit seiner schlechten Drahtnetz- und Ritzprobe versagt auch bei der Säureprobe vollkommen. Die Zuverlässigkeit der Drahtnetz- und Ritzprobe ist damit bewiesen.

Die hier geschilderten Versuche wurden vorgenommen mit verhältnismäßig jungen Anstrichen. Im Laboratorium ist es natürlich nicht möglich, auf ein Altern der Anstriche zu warten. Aus diesem Grunde muß eine künstliche Alterung herbeigeführt werden. Diese erreicht man durch Bestrahlung mit ultraviolettem Licht, durch die Analysen-Quarzlampe, die ich bereits in meinem Aufsatz „Das optische Verhalten der Stoffe des Systems Kalk-Kieselsäure-Tonerde im kurzwelligen Licht" (Zement 1926/37) beschrieben habe und ferner durch einen Ozonstrom, der bei einer Spannung von 7000 Volt durch stille Entladung hergestellt wird (Abb. 32). Diese beiden Verfahren führen zu einer künstlichen Alterung der Anstriche, worauf diese dann mit Ritzprobe usw. wieder geprüft werden.

Abb. 36.

Zum Schluß sei noch vorgeführt, wie ein Pfeiler, der in einer chemischen Fabrik einen Säureturm trug und der durch herabrinnende Säure stark gefährdet war, wiederhergestellt wurde. Zunächst zeigt Abb. 33 den völlig zerstörten Pfeiler aus Ziegelmauerwerk und Abb. 34 denselben Pfeiler nach Entfernung der zerstörten Schicht. Die letzte Abbildung beweist, wie tief hinein der Pfeiler schon geschädigt wurde. Abb. 35 zeigt die Ummantelung mit Bewehrungs-Eisen und schließlich Abb. 36 den fertig wiederhergestellten Pfeiler, versehen mit einem Schutzanstrich und umgeben mit einer Packlage von Kalkstein, um herabträufelnde Säure möglichst schnell zu neutralisieren.

Wenn auch, wie ich in meinen Ausführungen zeigte, im Beton ein Baumaterial vorliegt, welches durch bestimmte aggressive Einwirkungen zerstört werden kann, so geben uns doch die Erfahrungen der letzten Jahre, von welchen ich soeben kurz zusammenfassend berichtet habe, wirksame Mittel in die Hand, diesen Beton unter Auswahl der richtigen Rohstoffe in entsprechender Weise herzustellen, zu schützen und ihm auf diese Weise die Stellung als modernen Baustoff zu erhalten, welche er sich in den letzten zwei Jahrzehnten erworben hat.

### Erläuterungen zu den Abbildungen.

Abb. 1. Kristallbildung, hervorgerufen durch sehr schwach sulfathaltiges Wasser von nur 100 mg/l $SO^3$ in Schleusenbeton (15-jährige Einwirkung).

Abb. 2. Chemische Zusammensetzung der verschiedenen Zemente und Puzzolanarten.

Abb. 3. Zerstörung eines etwa 12 Std. alten Betons durch frühe Überflutung mit einem schwach aggressiven Wasser.

Abb. 4. Durch ammonsulfathaltiges Wasser zerstörter Zementbeton.

Abb. 5. Durch ammonsulfathaltiges Wasser zerstörter Zementbeton.

Abb. 6. Kalkreicher Zementbeton, ausgelaugt durch salzarmes kohlensäurehaltiges Wasser (der ausgeschiedene Kalk ist wie bei einer Tropfsteinhöhle deutlich sichtbar).

Abb. 7. Sulfatzerstörung an einer Abwasserrinne.

Abb. 8. Sulfatzerstörung an einem Abwasserkanal, durch Schwefelwasserstoff und Luft hervorgerufen.

Abb. 9. Wellenbrecherblock, durch Meerwasser beschädigt.

Abb. 10. Meerwasserzerstörung auf Helgoland, beginnend in den Arbeitsfugen von Stampfbeton.

Abb. 11. Durch Meerwassereinwirkung zerstörter Stampfbeton, die einzelnen Stampfschichten sind verschieden stark zerstört. Die Stampffugen sind durch stärkere Zerstörung deutlich sichtbar.

Abb. 12. Übersichtstabelle über Schutzmaßnahmen.

Abb. 13. Verhalten von Tonerdezement, Portlandzement und Hochofenzement in verschiedenen Lösungen nach zweijähriger Lagerung (Lösungen: Wasser, Schwefelsäure 1%, Salzsäure 1%, Bromwasser, Essigsäure 10%, Milchsäure 10%, Natriumsulfat 10%, Magnesiumchlorid 5%, Eisenchlorid 10%, Zucker 10%, Gärflüssigkeit 10% Zucker + 0,2% Hefe, Leinöl, Maschinenöl, Phenol. Zemente: 1. Cf. Tonerde-Zement; 2. Aa. Tonerde-Zement; 6. Erz-Zement; 7. Ga. hochfester Portlandzement; 8. Wg. hochfester Portlandzement; 9. Wg. II hochfester Portlandzement; 10. Kt. normaler Portlandzement; 3. Rn. normaler Hochofenzement; 4. Me. normaler Hochofenzement; 5. Ha. normaler Hochofenzement.

Abb. 14. Vergleichsversuche zwischen Traß und Sandmehl. Linke Reihe: Zement und Traß bzw. Sand an der Baustelle gemischt. Rechte Reihe: Zement und Traß bzw. Sand zusammengemahlen. Oberer Teil der Tabelle: Zusatz von Traß bzw. Sand zum Zement. Unterer Teil der Tabelle: Ersatz von Zement durch Traß bzw. Sand.

Abb. 15. Die Körper der Versuche von Tabelle 14 in der gleichen Anordnung wie die Kurven dieser Tabelle.

Abb. 16. Einwirkung des Ersatzes von Portlandzement durch Hochofenschlacke auf die Sulfatbeständigkeit (Hüttenzement mit verschiedenem Klinkergehalt). (Schlacke: Rn. Analyse rechts unten).

Abb. 17. Einwirkung des Ersatzes von Portlandzement durch Hochofenschlacke auf die Sulfatbeständigkeit (Hüttenzement mit verschiedenem Klinkergehalt). (Schlacke: Mt. Analyse rechts unten).

Abb. 18. Gegenüberstellung von Tonerdezement (Ct. Fu.), Portlandzement (Ga. Kt.) und Hochofenzement (Ha. Rn. Me.) nach zweijähriger Magnesiumsulfatlagerung.

Abb. 19. Gegenüberstellung von Tonerdezement (Ct. Fu.), Portlandzement (Ga. Kt.) und Hochofenzement (Ha. Rn. Me.) nach zweijähriger Natriumsulfatlagerung.

Abb. 20. Gegenüberstellung von Tonerdezement (Ct. Fu.), Portlandzement (Ga. Kt.) und Hochofenzement (Ha. Rn. Me.) nach zweijähriger Essigsäure-Lagerung.

Abb. 21. Unter Tangbewachsung zerstörter Beton auf Helgoland (gesprengte Mole).

Abb. 22. Unter Tangbewachsung zerstörter Beton auf Helgoland (zerstörter Wellenbrecherblock).

Abb. 23. Wellenbrecherblöcke aus dichtem Hochofenzementbeton trotz Fehlens von Tangbewachsung gut erhalten.

Abb. 24. Trotz Klinkerverblendung durch Meerwasser auf 1 m Tiefe zerstörter Beton in Wilhelmshaven.

Abb. 25. Einwirkung verschiedener Fluate auf die Beständigkeit von Mörtelkörpern, welche in Magnesiumsulfat, Milchsäure und Maschinenöl gelagert waren.

Abb. 26. Schlechte Drahtnetzprobe. Der zu untersuchende Betonschutzanstrich ist vom Drahtnetz abgelaufen.

Abb. 27. Gute Drahtnetzprobe. Der auf das Drahtnetz aufgestrichene Anstrich hat dasselbe abgedichtet.

Abb. 28. Schlechte Ritzprobe (stark vergrößert). Der auf eine Glasplatte aufgebrachte Schutzanstrich wurde durch das Ritzen mit einer Nadel schollenartig aufgebrochen.

Abb. 29. Gute Ritzprobe. Die Nadel hat den auf eine Glasplatte gebrachten und getrockneten Anstrich nur an den Stellen der Einwirkung zerstört.

Abb. 30. Gegenüberstellung von Drahtnetzprobe, Ritzprobe und Säureprobe. Die Übereinstimmung des Aussehens der in verschiedenen Säuren gelagerten, mit den betreffenden Schutzanstrichen versehenen Mörtelkörper mit der Drahtnetz- und Ritzprobe zeigt die Zuverlässigkeit dieser beiden Proben. Die Anstriche mit einer guten Drahtnetz- und Ritzprobe haben sich auch auf Beton unter Säureeinfluß am besten bewährt.

Abb. 31. Analysen-Quarzlampe zur künstlichen Alterung von Schutzanstrichen.

Abb. 32. Ozonanlage zur Herstellung von Ozon aus Sauerstoff zur künstlichen Alterung von Schutzanstrichen.

Abb. 33. Mauerwerkspfeiler, zerstört durch Schwefelsäureeinwirkung.

Abb. 34. Derselbe Pfeiler nach Entfernung der beschädigten Schicht.

Abb. 35. Mauerwerkspfeiler mit Bewehrungseisen umgeben, vor der Wiederherstellung.

Abb. 36. Der mit Hochofenzement wiederhergestellte Pfeiler, mit Schutzanstrich versehen und mit einer Packung von kohlensaurem Kalk umgeben, um Säuren zu neutralisieren.

# BOGEN MIT FEST ANGESCHLOSSENEM STEIFEN ZUGBANDE.

*Von Prof. Dr.-Ing. e. h. J. Melan.*

Ein steifer Bogen, dessen Schub durch ein gerades oder gesprengtes Zugband aufgenommen wird, ist äußerlich einfach statisch unbestimmt, wenn von dem Biegungswiderstand des Zugbandes abgesehen werden kann. Ist letzteres aber nicht der Fall, so können zwei Anordnungen vorliegen. Entweder übertragen sich die Lasten durch Hängestangen, die nicht an das Zugband angeschlossen sind, nur auf den Bogen — was bei Brücken der Anordnung der sogen. freischwebenden Fahrbahn entspricht —, dann hat das System bei steifer Verbindung von Bogen und Zugband eine dreifache statische Unbestimmtheit (System I), oder es sind die Hängestangen auch mit dem Zugbande fest aber gelenkig verbunden, dann treten zu der dreifachen Unbestimmtheit noch die n Hängestangenkräfte, und das Tragwerk ist dann $(3+n)$ fach statisch unbestimmt (System II).

Wir behandeln zunächst den ersten Fall und nehmen dann für den zweiten Fall das dreifach statisch unbestimmte Tragwerk als Grundsystem an.

Im folgenden bezeichnet

$F_b$ und $J_b = J \frac{dx}{ds}$ Fläche und lotrechte Projektion des Trägheitsmomentes des Bogenquerschnittes,

$F_z$ und $J_z$ Fläche und Trägheitsmoment des Zugbandquerschnittes,

f und f′ die Pfeilhöhe des Bogens bzw. des gesprengten Zugbandes,

$y = y' - t$ und $\eta = y'' - t$ die Ordinate eines Punktes der Bogen- bzw. der Zugbandachse auf die Achse XX bezogen,

y′ und y″ diese Ordinaten, bezogen auf die Wagerechte durch die Auflager.

Das Achsenkreuz XY legen wir durch den Schwerpunkt der mit $\frac{1}{J}$ belasteten Bogen- und Zugbandelemente, der einerseits durch die lotrechte Symmetrieachse, andererseits durch

$$(1)\qquad t = \frac{\int_0^l \frac{y'}{J_b}\,dx + \int_0^l \frac{y''}{J_z}\,dx}{\int_0^l \frac{dx}{J_b} + \int_0^l \frac{dx}{J_z}}$$

bestimmt wird. Bei konstantem Zugbandquerschnitt und parabolischer Sprengung ist

$$(1\,a)\qquad t = \frac{\int_0^l \frac{y'}{J_b}\,dx + \frac{2}{3}\cdot\frac{f'\,l}{J_z}}{\int_0^l \frac{dx}{J_b} + \frac{l}{J_z}}$$

Kann auch für den Bogen $J_b$ konstant und seine Form parabolisch angenommen werden, so ist

$$(1\,b)\qquad t = \frac{2}{3}\cdot\frac{f\,J_z + f'\,J_b}{J_z + J_b}.$$

Die Abszissen x werden von der Y-Achse nach links positiv gezählt.

System I. Belastung durch eine am Bogen angreifende Last G (Abb. 1).

Wir denken uns das Zugband durchschnitten und die Trennungsschnitte durch starre Arme mit dem Punkte O verbunden. Die daselbst als Ersatz der im Trennungsschnitt wirkenden Spannungen anzubringenden Kräfte H, V und $M_0$ sind durch die bekannten Gleichungen bestimmt:

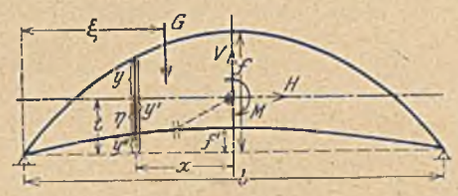


Abb. 1.

$$(2)\qquad H = \frac{\int_0^l \frac{\mathfrak{M}\,y}{J_b}\,dx}{\int_0^l \frac{y^2}{J_b}\,dx + \int_0^l \frac{\eta^2}{J_z}\,dx + \frac{l}{F_z} + \int_0^l \frac{\cos^2\varphi}{F_b}\,dx} = \frac{Z_1}{N_1}\,G = \alpha_\xi\,G;$$

$$(3)\qquad V = \frac{\int_0^l \frac{\mathfrak{M}\,x}{J_b}\,dx}{\int_0^l \frac{x^2}{J_b}\,dx + \int_0^l \frac{x^2}{J_z}\,dx} = \frac{Z_2}{N_2}\,G = \beta_\xi\,G;$$

$$(4)\qquad M_0 = -\frac{\int_0^l \frac{\mathfrak{M}}{J_b}\,dx}{\int_0^l \frac{dx}{J_b} + \int_0^l \frac{dx}{J_z}} = -\frac{Z_3}{N_3}\,G = -\gamma_\xi\,G\,l.$$

Hierin ist $\mathfrak{M}$ das Balkenmoment der im Abstande $\xi$ vom linken Auflager liegenden Last G:

$$(5)\qquad \begin{cases} \mathfrak{M} = \frac{l-\xi}{l}\left(\frac{l}{2} - x\right) G = m_\xi\,G & \text{für } x = \xi \text{ bis } \frac{l}{2}; \\ \mathfrak{M} = \frac{\xi}{l}\left(\frac{l}{2} + x\right) G = m_\xi\,G & \text{für } x = -\frac{l}{2} \text{ bis } \xi. \end{cases}$$

Mit den so bestimmten Werten von H, V und $M_0$ rechnet sich das Moment in einem Bogenpunkte:

$$M_b = \mathfrak{M} - H\,y - V\,x + M_0 = \mu_\xi\,G\,l,$$

worin

$$(6)\qquad \mu_\xi\,l = m_\xi - (\alpha_\xi\,y + \beta_\xi\,x + \gamma_\xi\,l).$$

Das Moment in einem Zugbandquerschnitt ist:

$$M_z = -H\,\eta - V\,x + M_0 = \nu_\xi\,G\,l,$$

worin

$$(7)\qquad \nu_\xi\,l = -(\alpha_\xi\,\eta + \beta_\xi\,x + \gamma_\xi\,l).$$

Die Einflußwerte $\alpha$, $\beta$, $\gamma$ können durch Rechnung oder in bekannter Weise durch Seilpolygone erhalten werden. Aus ihnen sind auch die Einflußlinien für das Moment $M_b$ in einem Bogenquerschnitt und für das Moment $M_z$ in einem Zugbandquerschnitt leicht abzuleiten.

Sind die Trägheitsmomente $J_b$ und $J_z$ konstant und die Krümmungen von Bogen und Zugband parabolisch, so ist:

$$(8)\quad \begin{cases} Z_1 = \frac{1}{J_b}\left[\frac{1}{3}\cdot\frac{f\xi}{l^2}(l^3+\xi^3-2l\xi^2)-\frac{1}{2}t\xi(l-\xi)\right]; \\ N_1 = \frac{1}{J_b}\left(t^2 l-\frac{4}{3}f l t+\frac{8}{15}f^2 l\right) \\ \quad +\frac{1}{J_z}\left(t^2 l-\frac{4}{3}f' l t+\frac{8}{15}f'^2 l\right)+\frac{1}{F_b}+\frac{1}{F_z}; \\ \alpha_\xi = \frac{Z_1}{N_1}. \end{cases}$$

$$(9)\quad \beta_\xi = \frac{\xi}{l^3}(l-\xi)(l-2\xi)\frac{J_z}{J_z+J_b}.$$

$$(10)\quad \gamma_\xi = \frac{1}{2}\cdot\frac{\xi}{l^2}(l-\xi)\frac{J_z}{J_z+J_b}.$$

Ist überdies das Zugband gerade und werden die beiden letzten Glieder in $N_1$ vernachlässigt, so ergibt sich:

$$(8a)\quad \alpha_\xi = \frac{15}{4}\cdot\frac{1}{f}\cdot\frac{\xi\left[\xi(l-\xi)^2 J_z+(l^3+\xi^3-2l\xi^2)J_b\right]}{l^4(J_z+6J_b)}.$$

Der Beiwert $\alpha$ wird von dem Verhältnis $J_z : J_b$ nur äußerst wenig beeinflußt. Die Horizontalkraft H ist sonach bei kleinem Verhältnis $\varphi = \frac{J_z}{J_b}$ und sogar bis $J_z = J_b$ nur sehr wenig von dem Horizontalschub des Zweigelenkbogens ($J_z = 0$) verschieden. Auch die Bogenmomente werden bei nicht allzu großer Steifigkeit des Zugbandes nur wenig gegenüber jenen des Zweigelenkbogens geändert. So ergeben sich für einen parabolischen Bogen mit $f = {}^1/_8\, l$ bei geradem Zugbande und konstantem Trägheitsmomente die nachstehenden Werte der Horizontalkraft $H = \alpha G$ und des Momentes $M_b = \mu_0 G l$ im Scheitelquerschnitt des Bogens.

Da in den praktischen Ausführungen sowohl des Eisen- wie auch des Eisenbetonbaues $J_z$ wohl immer beträchtlich kleiner als $J_b$ sein wird, so erscheint es hiernach als zulässig, den Bogen als Zweigelenkbogen zu berechnen. Dagegen können die auf das Zugband wirkenden Biegungsmomente eine Berücksichtigung verlangen. Sie wachsen ungefähr mit dem Verhältnis $J_z : J_b + J_z$, wie die nachstehend berechneten Werte des Einspannmomentes $M_a = \nu G l \left(\text{für } x = \frac{l}{2}\right)$ für den oben behandelten Bogen zeigen.

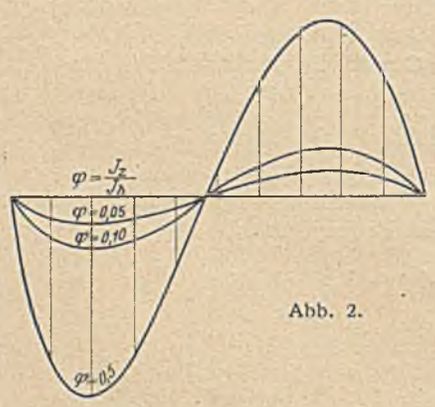

Abb. 2.

Wie aus den danach aufgetragenen Einflußlinien (Abb. 2) ersichtlich ist, tritt der Größtwert dieses Momentes bei einseitiger Belastung von ungefähr

| $\frac{\xi}{l}$ | $\nu$ | | | |
|---|---|---|---|---|
| | $J_z : J_b = 0{,}05$ | 0,10 | 0,50 | 1,00 |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0,1 | 0,001 919 | 0,003 679 | 0,013 904 | 0,021 538 |
| 0,2 | 0,002 419 | 0,004 520 | 0,017 230 | 0,026 288 |
| 0,3 | 0,001 957 | 0,003 731 | 0,013 596 | 0,020 250 |
| 0,4 | 0,000 945 | 0,001 790 | 0,006 154 | 0,008 570 |
| 0,5 | — 0,000 258 | — 0,000 512 | — 0,002 404 | — 0,004 462 |
| 0,6 | — 0,001 341 | — 0,002 576 | — 0,009 846 | — 0,015 430 |
| 0,7 | — 0,002 043 | — 0,003 905 | — 0,014 404 | — 0,021 750 |
| 0,8 | — 0,002 153 | — 0,004 106 | — 0,014 770 | — 0,021 712 |
| 0,9 | — 0,001 509 | — 0,002 867 | — 0,010 096 | — 0,014 462 |
| 1,0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

der halben Spannweite auf. Für die halbseitige Belastung mit p für die Längeneinheit gelten mit großer Annäherung die Ausdrücke:

$$(11)\quad H = \frac{1}{16}\cdot\frac{p l^2}{f}; \qquad M_a = -\frac{1}{64}p l^2\frac{J_z}{J_z+J_b}.$$

Hiernach wird:

| für $\frac{J_z}{J_b}$ | 0 | 0,05 | 0,10 | 0,20 | 0,30 | 0,50 | 1,0 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $-M_a =$ | 0 | 0,00074 | 0,00142 | 0.00260 | 0,00361 | 0,00521 | 0,00781 $p l^2$ |

Wird die Dehnung des Zugbandes und die Verkürzung des Bogens berücksichtigt, so ist H mit dem Faktor

$$\varkappa = 1 : \left[1+\frac{45}{4}\cdot\frac{J_b+J_z}{6J_b+J_z}\cdot\frac{J_b}{f^2}\left(\frac{1}{F_z}+\frac{1}{F_b}\right)\right]$$

zu verbessern und für das Einspannmoment zu setzen:

$$(11a)\quad M_a = \left(-\frac{11}{192}+\frac{1}{24}\varkappa\right)p l^2\frac{J_z}{J_z+J_b} = k\,p l^2.$$

Für die ständige gleichförmig verteilte Belastung g kann die Horizontalkraft mit $\frac{1}{8}\cdot\frac{g l^2}{f}\varkappa$ angesetzt und das Einspannmoment seiner Kleinheit wegen vernachlässigt werden.

In einem in der Hauptsache aus senkrechten Blechen von der Fläche $F_z$, der Höhe h und dem Widerstandsmomente $W = \frac{1}{6}F_z h$ bestehenden Zugbandquerschnitt wird sonach die größte Randspannung bei halbseitiger Belastung des Trägers:

$$\sigma_z = \frac{1}{8}\left(g+\frac{1}{2}p\right)\frac{l^2\varkappa}{f F_z}+\frac{6\,k\,p\,l^2}{F_z h}.$$

Bei Vollbelastung, für die das Einspannmoment zu vernachlässigen ist, wird die Spannung des Zugbandes:

$$\sigma = \frac{1}{8}(g+p)\frac{l^2\varkappa}{f F_z},$$

| $\frac{\xi}{l}$ | $\alpha$ | | | | $\mu_0$ | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $J_z : J_b = 0$ | 0,05 | 0,10 | 1,0 | 0 | 0,05 | 0,10 | 1,0 |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0,1 | 0,4905 | 0,4884 | 0,4864 | 0,4551 | — 0,011 312 | — 0,011 255 | — 0,011 206 | — 0,010 425 |
| 0,2 | 0,9280 | 0,9267 | 0,9254 | 0,9051 | — 0,016 000 | — 0,015 970 | — 0,015 937 | — 0,015 425 |
| 0,3 | 1,2705 | 1,2708 | 1,2714 | 1,2780 | — 0,008 813 | — 0,008 807 | — 0,088 38 | — 0,008 900 |
| 0,4 | 1,4880 | 1,4900 | 1,4919 | 1,5223 | + 0,014 000 | + 0,013 948 | + 0,013 906 | + 0,013 142 |
| 0,5 | 1,5625 | 1,5651 | 1,5676 | 1,6071 | + 0,054 688 | + 0,054 621 | + 0,054 562 | + 0,053 575 |

demnach das Verhältnis beider Spannungen:

$$(12)\qquad \frac{\sigma_z}{\sigma} = \frac{\left(g + \frac{1}{2}p\right)\varkappa + 48\,k\,p\,\frac{f}{h}}{(g+p)\,\varkappa}.$$

Wurde der Zugbandquerschnitt mit $\sigma$ als zulässiger Spannung bestimmt, so bleibt zu untersuchen, ob sich die Spannung $\sigma_z$ nicht größer herausstellt. Dies wird bei Verhältnissen, wie sie praktischen Ausführungen zugrunde liegen, allerdings nicht in hohem Maße der Fall sein, immerhin kann sich infolge der Biegungsbeanspruchung eine Verstärkung des Zugbandquerschnittes als notwenig herausstellen.

Beispiel. Als Träger einer Brücke sind Vollwandbogen mit Zugband von 120 m Spannweite, 15 m Pfeilhöhe verwendet. In der mittleren Partie des Bogens ist $F_b = 0{,}18\ m^2$, $J_b = 0{,}10\ m^4$, für das Zugband ist $F_z = 0{,}11\ m^2$, $J = 0{,}005\ m^4$, $h = 0{,}75$ m. Das Eigengewicht beträgt 7 t, die Verkehrslast $p = 3{,}5$ t/m.

Es berechnen sich hiermit:

$$\varkappa = \frac{1}{1{,}017} = 0{,}983;$$

$$k = \left(-\frac{11}{192} + \frac{1}{24}\,0{,}983\right)\frac{0{,}05}{1{,}05} = 0{,}000\,78;$$

$$\frac{\sigma_z}{\sigma} = \frac{8{,}75 \cdot 0{,}983 + 48 \cdot 0{,}000\,78 \cdot 3{,}5\,\frac{15}{0{,}75}}{10{,}5 \cdot 0{,}983} = 1{,}09.$$

Das Zugband dieses Bogens erfährt sonach, obwohl es keine ungewöhnliche Steifigkeit hat, infolge der Biegung bei halbseitiger Belastung eine um 9% höhere Randspannung als bei Vollbelastung.

## System II. Bogen und Zugband durch Hängestangen verbunden.

Um dieses System berechnen zu können, haben wir zunächst noch die Wirkung einer im Grundsystem I am Zugbande angreifenden Last zu untersuchen (Abb. 3). Wir denken uns hier den Bogen durchschnitten und durch starre Arme mit dem Punkte O verbunden. Dann gilt für die daselbst anzubringenden Kräfte $H'$, $V'$, $M_0'$ analog den Gleichungen (2), (3), (4):

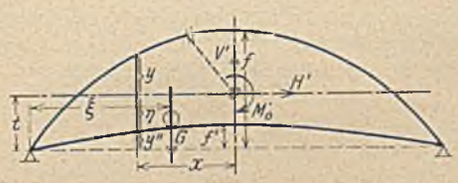

Abb. 3.

$$(13)\qquad H' = \frac{\int_0^l \frac{\mathfrak{M}\,\eta}{J_z}\,dx}{N_1} = \frac{Z_1'}{N_1}\,G = \alpha_\xi'\,G,$$

$$(14)\qquad V' = \frac{\int_0^l \frac{\mathfrak{M}\,x}{J_z}\,dx}{N_2} = \frac{Z_2'}{N_2}\,G = \beta_\xi'\,G,$$

$$(15)\qquad M_0' = -\frac{\int_0^l \frac{\mathfrak{M}}{J_z}\,dx}{N_3} = -\frac{Z_3'}{N_3}\,G = -\gamma_\xi'\,G\,l,$$

worin wie oben:

$$\mathfrak{M} = \frac{l-\xi}{l}\left(\frac{l}{2} - x\right)G = m_\xi\,G \qquad \text{für } x = \xi \text{ bis } \frac{l}{2},$$

$$\mathfrak{M} = \frac{\xi}{l}\left(\frac{l}{2} + x\right)G = m_\xi\,G \qquad \text{für } x = -\frac{l}{2} \text{ bis } \xi.$$

Das Moment in einem Bogenpunkte ist:

$$M_b' = -H'\,y - V'\,x + M_0' = \mu_\xi'\,G\,l,$$

in einem Punkte des Zugbandes:

$$M_z' = \mathfrak{M} - H'\,\eta - V'\,x + M_0' = \nu'\,G\,l.$$

Es ist:

$$(16)\qquad \mu_\xi'\,l = -(\alpha_\xi'\,y + \beta_\xi'\,x + \gamma_\xi'\,l);$$

$$(17)\qquad \nu_\xi'\,l = m_\xi - (\alpha_\xi'\,\eta + \beta_\xi'\,x + \gamma_\xi'\,l).$$

Bei konstantem $J_b$ und $J_z$ und parabolischer Krümmung ist:

$$(18)\qquad \alpha_\xi' = \frac{1}{J_z}\left[\frac{1}{3}\cdot\frac{f'\,\xi}{l^2}\,(l^3 + \xi^3 - 2\,l\,\xi^2) - \frac{1}{2}\,t\,\xi\,(l-\xi)\right]\frac{1}{N_1};$$

$$(19)\qquad \beta_\xi' = \frac{J_b}{J_z}\,\beta_\xi;$$

$$(20)\qquad \gamma_\xi' = \frac{J_b}{J_z}\,\gamma_\xi.$$

Ist überdies das Zugband gerade und werden die beiden letzten Glieder in $N_1$ vernachlässigt, so ergibt sich:

$$(21)\qquad \alpha_\xi' = -\frac{15}{4}\cdot\frac{\xi\,(l-\xi)}{f}\cdot\frac{J_b}{J_z + 6\,J_b};$$

Wir betrachten nun das System II (Abb. 4), bei dem Bogen und Zugband durch n Hängestangen verbunden sind, deren Spannungen wir mit $X_1, X_2, \ldots, X_n$ bezeichnen. Ihre Abstände vom linken Auflager seien $a_1, a_2, \ldots, a_n$. Die Lasten werden auf das Zugband wirkend, entweder in den Anschlußpunkten der Hängestangen oder auch dazwischen liegend angenommen.

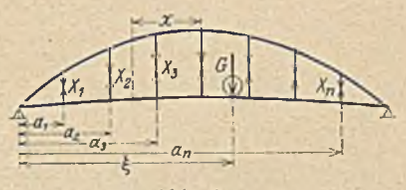

Abb. 4.

Im Grundsystem wird das Moment in einem Punkte x:

| | der Bogenachse | der Zugbandachse |
|---|---|---|
| für eine Last im Abstand $\xi$ von A | $\mu_\xi'\,G\,l$ | $\nu_\xi'\,G\,l$ |
| für die Kraft $X_r$ am Bogen angreifend | $\mu_{a_r}\,X_r\,l$ | $\nu_{a_r}\,X_r\,l$ |
| „ „ „ $X_r$ „ Zugband „ | $-\mu_{a_r}'\,X_r\,l$ | $-\nu_{a_r}'\,X_r\,l$ |

Es wird sonach die Momentensumme für einen Bogenpunkt:

$$(22)\qquad M_b = \mu_\xi'\,G\,l + (\mu_{a_1} - \mu_{a_1}')\,X_1\,l + (\mu_{a_2} - \mu_{a_2}')\,X_2\,l + \ldots(\mu_{a_n} - \mu_{a_n}')\,X_n\,l,$$

für einen Punkt des Zugbandes:

$$(23)\qquad M_z = \nu_\xi'\,G\,l + (\nu_{a_1} - \nu_{a_1}')\,X_1\,l + (\nu_{a_2} - \nu_{a_2}')\,X_2\,l + \ldots(\nu_{a_n} - \nu_{a_n}')\,X_n\,l.$$

Mit Einführung der abkürzenden Bezeichnung

$$(24)\qquad \begin{cases} (\mu - \mu')\,l = m - (\alpha - \alpha')\,y - (\beta - \beta')\,x - (\gamma - \gamma')\,l = m \\ (\nu - \nu')\,l = -m - (\alpha - \alpha')\,\eta - (\beta - \beta')\,x - (\gamma - \gamma')\,l = n \end{cases}$$

liefern die Ableitungen der Formänderungsarbeit bei Berücksichtigung der Dehnung der Hängestangen vom Querschnitte $F_h$ und der Länge h

$$\int \frac{M_b}{J_b}\cdot\frac{dM_b}{dX}\,dx + \int \frac{M_z}{J_z}\cdot\frac{dM_z}{dX}\,dx + \frac{X}{F_h}\,h = 0$$

das nachstehende Gleichungssystem zur Bestimmung der Unbekannten X:

$$
(25)\quad \left\{
\begin{aligned}
&X_1\left[\int \frac{m_{a_1}^2}{J_b}\,dx+\int \frac{n_{a_1}^2}{J_z}\,dx+\frac{h_1}{F_h}\right]+X_2\left[\int \frac{m_{a_1}\,m_{a_2}}{J_b}\,dx+\int \frac{n_{a_1}\,n_{a_2}}{J_z}\,dx\right]+\dots\\
&\qquad +X_n\left[\int \frac{m_{a_1}\,m_{a_n}}{J_b}\,dx+\int \frac{n_{a_1}\,n_{a_n}}{J_z}\,dx\right]=-G\left[\int \frac{\mu_\xi'\,l\,m_{a_1}}{J_b}\,dx+\int \frac{\nu_\xi'\,l\,n_{a_1}}{J_z}\,dx\right]\\
&X_1\left[\int \frac{m_{a_1}\,m_{a_2}}{J_b}\,dx+\int \frac{n_{a_1}\,n_{a_2}}{J_z}\,dx\right]+X_2\left[\int \frac{m_{a_2}^2}{J_b}\,dx+\int \frac{n_{a_2}^2}{J_z}\,dx+\frac{h_2}{F}\right]+\dots\\
&\qquad +X_n\left[\int \frac{m_{a_2}\,m_{a_n}}{J_b}\,dx+\int \frac{n_{a_2}\,n_{a_n}}{J_z}\,dx\right]=-G\left[\int \frac{\mu_\xi'\,l\,m_{a_2}}{J_b}\,dx+\int \frac{\nu_\xi'\,l\,n_{a_2}}{J_z}\,dx\right]\\
&\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots
\end{aligned}
\right.
$$

Mit den Hängestangenkräften X rechnet sich die Horizontalkraft

(26)
$$H = \alpha_\xi' G + (\alpha_{a_1} - \alpha_{a_1}') X_1 + (\alpha_{a_2} - \alpha_{a_2}') X_2 + \dots (\alpha_{a_n} - \alpha_{a_n}') X_n$$

und es ergeben sich die Momente nach den Gleichungen (22) und (23) aus

$$M_b = \mu_\xi' G + m_{a_1} X_1 + m_{a_2} X_2 + \dots m_{a_n} X_n\,,$$
$$M_z = \nu_\xi' G + n_{a_1} X_1 + n_{a_2} X_2 + \dots n_{a_n} X_n\,.$$

Die Aufstellung der Gleichungen (25) und deren Auflösung erfordert allerdings viel Rechenarbeit.

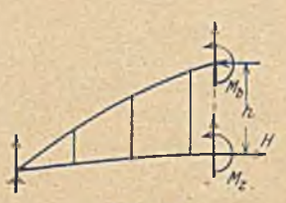

Abb. 5.

Sind Bogen und Zugband nicht fest, sondern gelenkig verbunden, so ist eine wesentlich einfachere angenäherte Berechnung möglich.

Es besteht dann für einen lotrechten Schnitt (Abb. 5), wenn daselbst h der Abstand zwischen Bogen- und Zugbandachse ist und $\mathfrak{M}$ das Balkenmoment der Belastung bezeichnet, die Beziehung:

(27) $$\mathfrak{M} - M_b - M_z - H\,h = 0.$$

Bei Außerachtlassung der Dehnung der Hängestangen sind die Einsenkungen des Bogens und des Zugbandes an jeder Hängestange gleich groß. Dies liefert, wenn bei der Formänderung nur der Einfluß der Biegung berücksichtigt wird, die Bedingung $\frac{M_b}{M_z} = \frac{J_b}{J_z}$, die in Verbindung mit obiger Gleichung für die Bogen- und Zugbandmomente ergibt:

$$M_b = \frac{J_b}{J_b + J_z}(\mathfrak{M} - H\,h)\,, \qquad M_z = \frac{J_z}{J_b + J_z}(\mathfrak{M} - H\,h)$$

Aus der Ableitung der Formänderungsarbeit nach H folgt damit:

$$H = \frac{\int \frac{M\,h}{J_b + J_z}\,dx}{\int \frac{h^2}{J_b + J_z}\,dx + \frac{1}{F_b} + \frac{1}{F_z}}\,.$$

Der Horizontalschub entspricht sonach dem Schube eines Zweigelenkbogens mit den Bogenordinaten h und dem Trägheitsmomente $J_b + J_z$. Von den Hängestangen nehmen nur jene eine Spannung auf, die eine Last tragen, und zwar wird bei der Last G diese Hängestangenkraft $\frac{J_b}{J_b + J_z}\,G$.

Bei fest angeschlossenem Zugbande, das den Bogen in einen gewissen Einspannungszustand versetzt und dadurch die Auflagerkraft und das Moment $\mathfrak{M}$ ändert, gilt aber Gl. (27) nicht, und es kann die obige Näherungsrechnung bei größerer Steifigkeit des Zugbandes zu erheblichen Fehlern führen.

---

# KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

## Die Grabstätte von Douaumont.

Auf dem im Nordosten von Verdun zwischen dem Fort Douaumont und dem Befestigungswerk Thiaumont gelegenen Bergrücken steht ein Grabmal zu Ehren der im Weltkriege im Verteidigungskampfe vor den Toren Verduns gefallenen 400 000 Franzosen, das sich in seiner ganzen Größe weithin sichtbar gegen den Horizont abhebt (Abb. 1);

Abb. 1.

es wird als das größte Bauwerk dieser Art bezeichnet, das auf französischem Boden errichtet wurde. Seine Schöpfer sind der mit dem ersten Großen Preis von Rom ausgezeichnete Architekt Léon Azema und die Architekten M. Edrei und J. Hardy. Das Bauwerk stellt einen 177 m langen Gang von 6,56 m lichter Breite dar, über den sich als Dach ein durchgehendes Spitzbogengewölbe erstreckt; in der Mitte wird dieser lange Schlauch durch einen 46 m hohen Turm unterbrochen, der eine Krönung in Gestalt einer Bischofsmütze und auf seinen vier Seiten das Kreuz trägt, beide als äußere Merkmale, die auf die Bestimmung dieses Bauwerkes schließen lassen. Im rechten Winkel zu der langgestreckten Totenhalle schließt sich an die in der Mitte unter dem Turm gelegene Vorhalle eine Kapelle von gleicher Höhe wie der des Langbaues an. Die Haupthalle ist in einzelne Grüfte unterteilt, die sich an den Gang auf der Rückseite anschließen; eine jede nimmt zwei Grabstätten auf, in denen die Überreste unbekannter Gefallener unter je einem aus rot- und grünfarbigem Granit gemeißelten Sarkophag ruhen.

Der Turm, im Innern eine Eisenbetonkonstruktion System Vierendeel, ruht auf einer Eisenbetonrahmenkonstruktion mit schräg stehenden Pfosten zur Freihaltung der Vorhalle. Die gesamte Konstruktion ist innen und außen mit Quadermauerwerk verkleidet. Gegründet ist der Turm auf Betonpfähle, die durch die 6—10 m starke Tonschicht in den anstehenden Kalkstein hineingebracht worden sind. Es mag hier kurz erwähnt werden, daß der Turm in seiner ganzen Höhe nachts elektrisch beleuchtet wird.

Die Überdachung der Haupthalle (Abb. 2) sowie die der Kapelle ist im Innern ein aus behauenen Quadern hergestelltes Halbkreisgewölbe von 5,56 m lichter Weite und 0,30 m Stärke. Nach außen zeigt die Halle dem Beschauer ein Spitzbogengewölbe, dessen Steinverkleidung auf einer Eisenbetonkonstruktion von 0,15 m Stärke ruht. Der Scheitel des oberen Eisenbetongewölbes liegt etwa 2 m über dem Steingewölbe; der auftretende Horizontalschub des oberen Gewölbes wird durch eine in der Mitte über dem Steingewölbe angehobene Zugstange in Eisenbeton aufgenommen. Der zwischen beiden Gewölben liegende Raum ist — da das untere Gewölbe sich über die ganze Länge der Halle erstreckt, völlig zwecklos. Infolge des Abschlusses dieses Raumes durch das untere Gewölbe ist die Zugänglichkeit zwecks Beobachtung

und evtl. Unterhaltung außerordentlich erschwert; auch einem Luftpolster kann hier kein Sinn abgewonnen werden. Nach dem französischen Bericht, dem das Vorstehende entnommen ist[1], hat hier die Eisenbetonkonstruktion lediglich den Zweck, einen übrigens auch auf einfachere Weise erreichbaren wasserdichten Abschluß herzustellen. Diese Absicht wird auch dort erkennbar, wo der Architekt über der

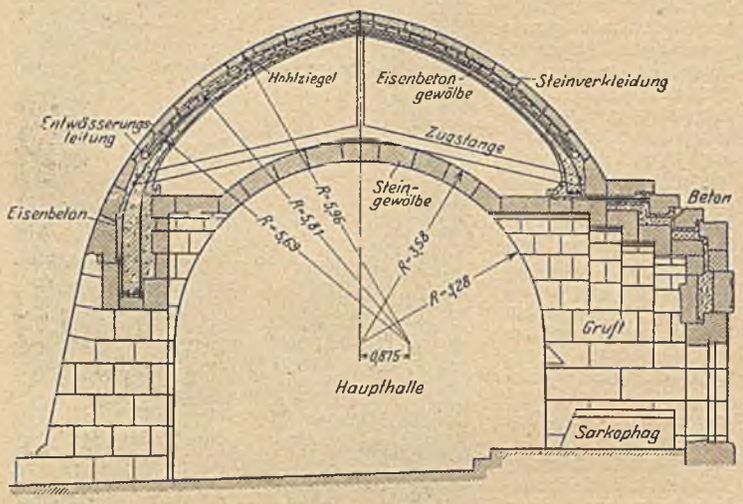


Abb. 2.

Gruft eine treppenförmige Fassade angeordnet hat und dort, wie überall, dem Quadermauerwerk hinsichtlich seiner Wasserdichte nicht traut. Auch dort muß der Beton als probates Hausmittel fungieren, damit nach außen hin der Eindruck eines reinen monumentalen Steinbaues gewahrt, bzw. lediglich der Wunsch des Architekten erfüllt bleibt.

Wenn nun in dem bezeichneten französischen Bericht besonders die erkennbare segensreiche Zusammenarbeit von Bauingenieur und Architekt hervorgehoben wird, so ist diese Meinung von der gegenseitigen Befruchtung von Architekt und Bauingenieur für uns fremd und unverständlich. Zunächst täuscht der Architekt den Beschauer über die Form und die Höhe der inneren Wölbung; darüber ließe sich reden. Wenn aber durch die Quaderverkleidung glauben gemacht werden soll, daß ein bis auf den Boden hinuntergeführtes Spitzbogengewölbe ohne Strebepfeiler (an der Vorderfront) auskommt, wie ihn der Laie ohne Kenntnis der inneren mathematischen Zusammenhänge nach allen berühmten Vorbildern der Gotik zu sehen und fühlen schon gewohnt ist, so ist dies nach unserer Ansicht keine Baukunst mehr. Der Architekt soll wahr sein in Form und Material und nicht irreführen und, unseres Erachtens auch alles vermeiden, was nur den Schein der technischen Unwahrheit erweckt.

So erscheint uns ferner die glatte Durchführung der äußeren Gewölbefläche bis zum Fußboden ohne jede horizontale Unterbrechung insofern auch nicht materialgerecht, als von einiger Entfernung bei dem Beschauer der Eindruck erweckt werden kann, daß es sich um einen glatten Betonrohbau handelt, bei dem die Spuren der Schalung sichtbar bleiben. Sollte etwa, wie es der Fall zu sein scheint, dem ganzen Bauwerk gleichsam in Erinnerung an die Verteidigungskämpfe um die Forts vor Verdun der Charakter eines Befestigungswerkes verliehen sein, so würde unseres Erachtens eine materialgerechte Lösung der Aufgabe in der Anwendung reinen Betons das Bauwerk wahrscheinlich bedeutend eindrucksvoller gestaltet haben.

Ganz ähnlich verhält es sich mit der Architektur der Eingänge bzw. der Fensteröffnungen. Die dort angeordneten Säulen stützen einen Balken auf zwei Stützen in seiner Mitte. Diesem Konstruktionsgedanken steht die Unterteilung des Balkens in einzelne Quader durch besonders hervortretende, senkrechte Linien durchaus entgegen.

Dem beteiligten Ingenieur wäre in diesem Falle vorzuwerfen, daß er die vom Architekten vorgeschlagenen äußeren Formen urteilslos angenommen und ihnen mit Hilfe des ihm zur Verfügung stehenden Rüstzeuges mit nicht einmal eleganten Mitteln zur konstruktiven Durchbildung verholfen hat. Wollte der Architekt die zweifellos für die Gesamtwirkung im Innern unschönen Zugstangen vermieden wissen und verlangte er daher ein diese Hilfskonstruktion verdeckendes inneres Gewölbe, so hätte der Ingenieur diesem berechtigten Empfinden z. B. durch die Anordnung einer leichten Rahmenkonstruktion voll entsprechen können. Die dann infolge Wegfall des inneren Gewölbes gewonnene größere Höhe des Raumes hätte angesichts der außerordentlichen Länge und der geringen Breite der Halle durch eine ausgeglichene Raumproportionierung dem Inneren ein feierliches Gepräge verliehen. Hinzu wäre eine ganz außerordentliche Kostenersparnis gekommen, die der Fertigstellung des schon mit teilweise amerikanischen Mitteln errichteten Bauwerkes sicherlich nur förderlich gewesen wäre.

[1] La Technique des Travaux 1927, Nr. 12, S. 613 ff.

Angesichts der Tatsache, daß bei uns leider nur noch zu oft dem Ingenieur jedes künstlerische Empfinden mit dem Bemerken abgesprochen wird, daß sich Kunst nicht errechnen ließe, mag an diesem auffallenden Beispiel der Weg angedeutet werden, den Architekt und Bauingenieur gemeinsam gehen sollten, mag aber auch dem Bauingenieur von neuem erinnerlich sein, wie wichtig es für ihn ist, sich als Baukünstler in seinem Fach zu betätigen.

Es soll die eigentliche Architektur der Grabstätte von Douaumont hier keiner Kritik unterzogen werden. Jedes Volk ehrt seine Helden auf seine Art. Dr. Ehnert.

## Die Eisenbahn-Notbrücke zwischen Buchs und Schaan.

Infolge des Rheinhochwassers am 25. und 26. September 1927 hat das Land Liechtenstein bekanntlich dadurch schweren Schaden erlitten, daß der Rhein bei der Brücke im Zuge der Strecke Buchs-Feldkirch ausbrach, sich ein neues Bett suchte und dabei weite Landstrecken überflutete. Über diese Katastrophe ist in der Tagespresse, über die dabei den Ingenieur interessierenden flußbautechnischen Fragen in der Fachliteratur Mitteilung gemacht worden.* Inzwischen berichtete die Schweiz. Bauzeitung vom 17. Dezember 1927 über den Bau einer Notbrücke zwischen Buchs und Schaan, die im Anschluß an die bestehende Brücke über den Rhein über das Überschwemmungsgebiet errichtet worden ist.

Den Ausschlag für die Errichtung einer Notbrücke gab die Überlegung, daß die Zurückführung des durch die Dammlücke strömenden Rheinstromes und die dabei erforderlichen Maßnahmen erst nach eingehenderen wasserbautechnischen Untersuchungen durchzuführen seien, um die Wiederholung einer derartigen Katastrophe nach Menschenmöglichkeit für die Zukunft auszuschließen, und ferner, daß jede Verzögerung der Wiedereröffnung des Bahnverkehrs auf der alten Linie vermieden werden sollte.

Abb. 1.

Die Notbrücke in einer Gesamtlänge von 315 m setzt sich aus vier Öffnungen zu je 45 m, sechs Öffnungen zu je 20 m und einer Öffnung zu 10 m zusammen, die durch eiserne Tragwerke überbrückt werden.

Abb. 2.

Für die 45 m weit gespannten Brücken fand die Kriegsbrücke System Roth-Waagner Anwendung; dieses Brückensystem, mit dem während des Krieges sehr gute Erfahrungen gemacht worden sind, läßt seine Verwendung gleichermaßen für Straßen- und Eisenbahnbrücken zu und ermöglicht die Ausführung sowohl vollwandiger, wie ein- und mehrstöckiger Fachwerkbrücken mit Feldweiten von 3 m;

* Schweiz. Bauzeitung, 15. Okt. 1927.

und zwar bei ein-, zwei- und dreiwandiger Ausbildung der Hauptträger bis zu 100 m Stützweite. Im ganzen stehen 67 verschiedene Stabtypen, 8 Schraubentypen, 17 verschiedene Stabtypen für die Herstellung durchgehender Träger, 21 verschiedene Typen für zwei- und dreiwandige Gurtungen sowie 48 Stabtypen für Pfeilerbauten zur

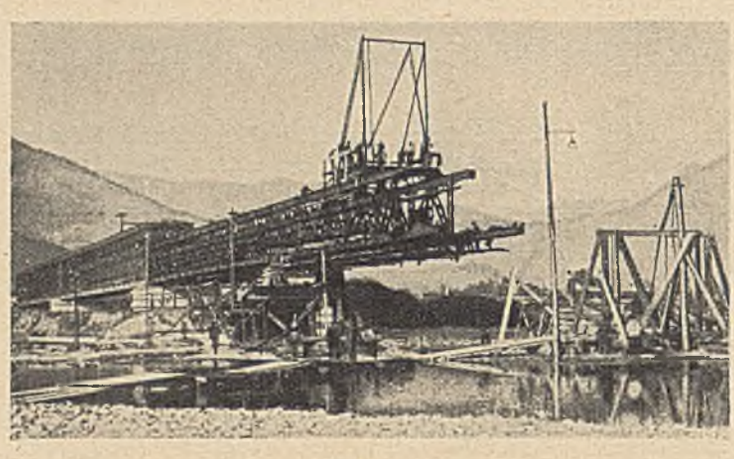

Abb. 3.

Verfügung, von denen im vorliegenden Falle nur 20 verschiedene Stabtypen verwendet worden sind. Da die Stehbleche der Gurtungen und die Querträger doppelt und bei den ersteren die Stöße versetzt angeordnet sind, wird der Freivorbau und das Zusammensetzen wesentlich erleichtert. Der erste, sich an die bestehende Rheinbrücke anschließende Bauteil wurde zur größeren Hälfte auf Gerüsten zusammengestellt und der Rest mit einem zweiarmigen, auf den kastenförmigen Obergurten laufenden Kran frei vorgebaut.

Über den Pfeilern — hölzernen Jochen — waren die Gurtungen mit Speziallaschen verbunden, die nach beendigter Montage beseitigt wurden, um jedes Tragwerk unabhängig arbeiten zu lassen. Bemerkenswert ist die Angabe, daß eine Öffnung in vier Tagen mit den beschriebenen und aus den Abbildungen näher ersichtlichen Eisenkonstruktionen im Gewicht von rd. 138 t überspannt wurde.

Für die Anordnung der sechs 20 m weiten Öffnungen waren die den Österreichischen Bundesbahnen von den Schweizerischen Bundesbahnen zur Verfügung gestellten, 20 m langen eisernen Vollwandträger maßgebend, die ursprünglich von den Schweiz. B. B. zu Beginn des Weltkrieges beschafft worden sind und zu den Rüstungen für den Kriegsfall gezählt werden. Diese 1,20 m hohen Träger setzen sich aus einzelnen bis zu 6,0 m langen Trägerteilen zusammen, die durch Stoßlaschen, durch Quer- und Windverbände mit genau passenden Spezialschrauben verbunden wurden. Die Montage der sechs Bauteile dieser Art von je etwa 20 t Gewicht erfolgte auf dem noch bestehenden Teile des Eisenbahndammes bei Schaan, von wo aus das Tragwerk nach und nach von einer Lokomotive vorgeschoben wurde; auch hier wurden über den Pfeilern nach erfolgter Verlegung der Träger die provisorischen Laschen entfernt.

Abb. 4.

Bereits nach 5 Wochen hat die Probebelastung durch einen aus einer elektrischen Lokomotive von 93 t Gewicht und den Wagen von 3,2 t auf den Meter bezogenem Gewicht bestehenden Zug stattgefunden; hierbei wurden bei den Roth-Waagnerschen Brücken 38 mm elastische und nur 2 mm bleibende Durchbiegung gemessen.

Dr. E.

### Verwendung von Kalksandsteinen.

Bei Verwendung von Kalksandsteinen als Mauersteinen ist darauf zu achten, daß diese den Bedingungen des Normenblattes DIN 106 (Kalksandsteine) entsprechen. Das Normenblatt ist im Beuth-Verlage G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstr. 8, erschienen.

---

# WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN

## Die Gebührenordnungen technischer Berufsverbände sind für die Gerichtsbehörden nicht maßgebend.

Der § 16 des Gesetzes über die Gebühren der Zeugen und Sachverständigen (GebO. f. Z. u. S.) vom 21. Dezember 1925 (RGBl. 1925 I. S. 471), demzufolge bestehende Taxvorschriften für gewisse Arten von Sachverständigen ausschließlich zur Anwendung kommen, hat vielfach zu der Annahme geführt, daß Gebührenordnungen von Berufsverbänden, welche die Bestätigung ihrer Fachminister, z. B. des Reichsfinanzministers (Reichsbauverwaltung), erhalten hatten, auch für die Gerichte bei der Feststellung der Sachverständigen-Gebühren maßgebend seien.

Demgegenüber ist schon durch Reichsgerichtsurteil vom 8. November 1901 (Büro-Blatt für gerichtliche Beamte, 1904, S. 54) festgestellt, daß als besondere Taxvorschriften für Sachverständige im Sinne des § 16 GebO. f. Z. u. S. (n. F.) nur solche obrigkeitlicher Natur, nicht auch die von privaten Verbänden aufgestellten Gebührentaxen zu verstehen sind. Nicht als besondere Taxvorschriften im Sinne des § 16 gilt die Gebührenordnung für Architekten und Ingenieure von 1901, worauf ausdrücklich vom Oberlandesgericht Hamburg hingewiesen wird (OLG. Hamburg, IV. CS. vom 27. 4. 03, und III. CS. vom 22. 12. 04, OLG-Rechtspr. 7, 232 und 11, 149).

Eine kürzlich von einem preußischen Oberlandesgericht getroffene, noch nicht veröffentlichte Entscheidung steht auf dem gleichen Standpunkt: In einer Beschwerdeschrift eines Gutachters war die ministeriell genehmigte Gebührenordnung eines Berufsverbandes zum Vergleich herangezogen. Dieser Vergleich wurde aber in der Begründung des Beschlusses des Oberlandesgerichts abgewiesen unter Hinweis darauf, daß „jene Gebührenordnung nicht als Maßstab für die Bemessung von Sachverständigengebühren anerkannt ist". Gebührenordnungen technischer Berufsverbände, also privater Interessentengruppen, können eine Sonderstellung im Sinne des § 16 nicht erhalten. Die Gerichte haben daher in allen Fällen, in denen keine obrigkeitliche Gebührenordnung besteht, nach § 4 der GebO. f. Z. u. S. nach freiem Ermessen über die Frage der Üblichkeit einer Sachverständigengebühr zu entscheiden.

Die Gebührenordnung für Architekten und Ingenieure von 1901 hatte sich allmählich auch in der Rechtsprechung als „üblicher Preis" durchgesetzt. Die ihr vorangegangene „Hamburger Norm" wurde schon 1901 vom OLG. Karlsruhe (I. CS. Beschluß vom 21. September 1901, OLG-Rechtspr. 5, 222), sowie 1903 vom OLG Hamburg (Beschluß vom 27. 4. 03 a. a. O.) als „üblich" im Sinne des § 4 GebO. f. Z. u. S. (a. F.) anerkannt.

Das OLG. Hamburg hat in dem oben angezogenen Urteil vom 27. 4. 03 darauf hingewiesen, „daß der übliche Preis für Ingenieure in der angesehenen Stellung des Sachverständigen sich zu bemessen hat nach der „Hamburger Norm", was wiederholt vom OLG. und auch vom Reichsgericht ausgesprochen sei. Dasselbe OLG. sagt in einem Beschluß vom 24. Oktober 1905 (II. CS., OLG.-Rechtspr. 11, 345): „Es fragt sich ... bei Anwendung des § 4 in jedem Einzelfalle, wie hoch nach den verkehrsüblichen Anschauungen die Zeit des Sachverständigen in

Geld zu bewerten ist. Für die Architekten und Ingenieure stehe dies durch ihre von den Gerichten anerkannte Gebührenordnung fest ..." Vom OLG. in Kiel (Beschluß v. 30. 5. 1906, M. III 37/06) wird ausdrücklich festgestellt, daß die fragliche Gebührenordnung Normalsätze (nicht Höchstsätze) enthalte, also übliche Sätze im Sinne des § 4.

Durch die Veränderung der wirtschaftlichen Verhältnisse in Kriegs- und Inflationszeit wurden Neufassungen der Gebührenordnungen der Berufsverbände erforderlich, die keine Zeit fanden, sich durchzusetzen. In dem Reichstags-Ausschuß zur Beratung des Abänderungsgesetzes zur GebO. f. Z. u. S. vom 10. 6. 1914 wurde als einstimmige Ansicht festgestellt, daß die von den Interessentenverbänden aufgestellten Tarife nicht ohne weiteres als die üblichen Preise zu gelten haben, ein gültiger Preis könne nur dann angenommen werden, wenn er nach dem Ermessen der festsetzenden Stelle im freien Verkehr für derartige Leistungen gewährt zu werden pflegt (AusschBer. 11). Von den Gerichten werden aber die erst nach Festigung der Währung aufgestellten Gebührensätze bisher nicht als üblich anerkannt. Der Versuch des Ausschusses „Gebührenordnung für Architekten und Ingenieure" (AGO.), durch Eingaben bei den Justizministerien des Reiches und der Länder auf Anwendung der Gebührenordnungen durch die Gerichte als üblichen Preis hinzuwirken, schlug fehl, da eine solche Beeinflussung der Gerichte als mit der Gerichtsverfassung in Widerspruch stehend angesehen wird.

Das Reichsfinanzministerium lehnt seit 1925 ebenfalls die Anerkennung einer Gebührenordnung ab, da es nicht die Aufgabe einer Reichsbehörde ist, eine Gebührenordnung privater Kreise offiziell zu sanktionieren. Ebenso ist eine Bewegung im Gange, daß die Handelskammern, die von den Gerichten häufig befragt werden, überhaupt nicht mehr eine generelle Zustimmungserklärung zu irgendeiner privaten Gebührenordnung abgeben sollen.

In der Begründung zum Abänderungsgesetz zur GebO. f. Z. u. S. vom 10. 6. 1914 heißt es aber: „Der Sachverständige erfüllt ... nicht wie der Zeuge eine allgemeine Bürgerpflicht, sondern er handelt auch bei Erstattung des ihm vom Gericht aufgetragenen Gutachtens in Ausübung seiner Berufstätigkeit. Daher darf er grundsätzlich auf eine gleiche Vergütung Anspruch erheben, wie wenn die Leistung außerhalb eines gerichtlichen Verfahrens einem Privaten gemacht würde." Das OLG. Hamm (Beschl. v. 1. 6. 22, BBlfgB. 1923, 279) führt dazu aus: ... „Dadurch allein, daß eine Berufsvereinigung für gewisse Leistungen einen bestimmten Stundensatz als Norm aufstellt, erhält dieser noch nicht den Charakter einer „üblichen" Vergütung im Sinne des § 4 ZGebO. Es muß vielmehr noch hinzutreten, daß auch in den Kreisen, die derartige Leistungen in Anspruch zu nehmen pflegen, sich die Überzeugung von der Angemessenheit jener Sätze gebildet hat und daß auf Grund dieser Überzeugung die geforderten Vergütungen bewilligt werden."

Die Gebührenordnung der Architekten von 1926 und die der Ingenieure von 1927 werden also dann, wenn sie sich im freien Verkehr als „angemessen" durchgesetzt haben, das Recht für sich in Anspruch nehmen können, auch von den Gerichten als „üblicher Preis" anerkannt zu werden. Dr. Schu.

**Neufassung der Gebührenordnung für Abschätzung industrieller Betriebseinrichtungen.** Die mit dem Datum vom 1. Januar 1928 von dem Ausschuß für die Gebührenordnungen der Architekten und Ingenieure (AGO.) bei Julius Springer herausgegebene Neufassung unterscheidet sich von der bisherigen dadurch, daß statt einer einzigen Gruppe nunmehr drei Gruppen von Anlagen (geteilt nach der Schwierigkeit der Abschätzung) vorgesehen sind. Die wichtigsten Betriebe, die diesen drei Gruppen zugeteilt sind, werden in der Gebührenordnung einzeln aufgezählt. Zur Gruppe 1 gehören z. B. die Ziegeleien, zur Gruppe 2 Holzbearbeitungsfabriken sowie Zementfabriken und zur Gruppe 3 Chamottefabriken und Maschinenfabriken.

Nach einer Auskunft des AGO. gehören die Bauunternehmungen, die einen Park von Baumaschinen unterhalten, zur Gruppe 3 der Gebührenordnung. Diese Eingruppierung wird damit begründet, daß die Schwierigkeit der Abschätzung mit der Verschiedenartigkeit der maschinellen Einrichtungen und der Arbeitsbedingungen, unter denen die Maschinen verwendet werden müssen, wächst.

Die Gebühren sind wie in der bisherigen Gebührenordnung in Reichsmark für den Neubeschaffungswert zur Zeit der Abschätzung angegeben, und zwar in 22 Stufen von 50 000 RM bis 10 000 000 RM. Sie entsprechen in der einfachsten Gruppe (1) den bisherigen Gebühren und steigen für die beiden schwierigeren Gruppen. Die übrigen Bestimmungen entsprechen im wesentlichen den bisherigen.

Mit dieser Neufassung wird die Gebührenordnung vom 10. November 1925 außer Kraft gesetzt.

**Brückenbau und Wasserpolizei.** Zu der in Heft 16 dieses Jahrganges veröffentlichten Notiz erhalten wir eine Zuschrift des Herrn Rechtsanwalts Dr. Habicht, die wir nachstehend wiedergeben:

„Die Begründung der in Heft 16 veröffentlichten Entscheidung des Oberverwaltungsgerichts betr. die Durchführung von Zwangsmitteln seitens des Oberpräsidenten ist so allgemein gehalten, daß der Senat offenbar auf der etwas mehr ins einzelne gehenden, kurz vorher erlassenen Entscheidung vom 22. Mai 1924 fußt, die in Entscheidungen des Oberverwaltungsgerichts, Bd. 79, S. 234, abgedruckt ist. Hier wurde die Ansicht, daß gegen Verfügungen des Oberpräsidenten, die sich lediglich mit der Festsetzung und Durchführung von Zwangsmitteln befassen, nur die Beschwerde zulässig sei, folgendermaßen begründet: Nur wenn auf die nach Absatz 1 des § 347 W.G. zulässigen Rechtsmittel „im übrigen" Abs. 2 anwendbar sei, könne § 129 L.V.G. Anwendung finden, wonach bei gleichzeitiger Einlegung von Beschwerde und Klage nur der Beschwerde Fortgang zu geben ist; — daß aber § 129 L.V.G. auch auf die nach Abs. 1 zulässigen Rechtsmittel anzuwenden sei, müsse deshalb angenommen werden, weil es sonst für den Bereich des Wassergesetzes an einer Bestimmung darüber fehlen würde, welchem Rechtsmittel bei gleichzeitiger Einlegung von Beschwerde und Klage Fortgang zu geben sei.

Diese Beweisführung erscheint nicht zwingend. § 129 ist auch dann für den Bereich des Wassergesetzes anwendbar, wenn man § 133 L.V.G., der gegen die Festsetzung von Zwangsmitteln nur die Beschwerde zuläßt, nicht für anwendbar hält. Denn die letztere Vorschrift steht im 5. Titel des L.V.G. unter „Zwangsbefugnisse", während § 129 im 4. Titel unter „Rechtsmittel gegen polizeiliche Verfügungen" enthalten ist. Da nun Abs. 2 des § 347 W.G. bestimmt, daß sich die „Rechtsmittel gegen wasserpolizeiliche Verfügungen des Oberpräsidenten" nach den allgemeinen Vorschriften über die Anfechtung polizeilicher Verfügungen richten, ohne aber darüber hinaus Vorschriften des L.V.G. für anwendbar zu erklären, so sind zwar die Vorschriften des 4. Titels L.V.G., und damit § 129, im Bereich des Wassergesetzes anzuwenden, nicht aber die des 5. Titels, und damit nicht die Vorschrift des § 133 L.V.G.

Dieses Ergebnis erscheint aus dem in meinem früheren Aufsatz angegebenen Grunde auch durchaus billig."

**Das Gesetz über den Verkehr mit unedlen Metallen** vom 23. Juli 1926 (RGBl. I, S. 415) ist durch Gesetz vom 31. März 1928 (RGBl. I. S. 149) bis zum 31. Dezember 1928 verlängert worden.

Außerdem werden durch dieses Gesetz neben den schon im § 1 Abs. 5 des Gesetzes von 1926 aufgeführten Metallen ferner Eisen- und Stahlschrott, Eisengußbruch und alle anderen Arten von Eisen- und Stahlabfällen einschließlich der verzinnten und verzinkten Abfälle von den Bestimmungen des Gesetzes ausgenommen.

## Rechtsprechung.

**Einzahlungen bei einer Bank zwecks Sicherheitsleistung sind nicht durch § 66 Aufw.-Ges. von der Aufwertung ausgenommen.** (Entscheidung des Reichsgerichts, 4. Civilsenat, vom 10. Nov. 1927 — IV 118/27.) Die Bank S. hatte für V. vor dem Kriege eine Bürgschaft übernommen. V. hatte zur Sicherung der Bank gegen die Inanspruchnahme aus der Bürgschaft vor dem Kriege bei dieser den Gegenwert von 4500 £ in deutschem Gelde eingezahlt. Der Betrag sollte als Depot bei der Bank S. bis zur Erledigung der Bürgschaft stehen bleiben und von dieser mit 3½% verzinst werden. Inzwischen war die Bürgschaftsverpflichtung weggefallen, so daß eine Inanspruchnahme der Bank S. nicht mehr in Frage kommt. V. verlangt nunmehr Aufwertung des hinterlegten Geldes. Die Bank beruft sich auf § 66 Aufw.-Ges., wonach Ansprüche gegen Banken aus Darlehen oder Gelddepot nicht aufgewertet werden.

Das Reichsgericht hat mit den Vorinstanzen den Aufwertungsanspruch des V. als berechtigt anerkannt. Nach den Vereinbarungen der Parteien war das von V. bei der Bank S. eingezahlte Geld nicht nur zeitweise bei dieser untergebracht, mit der Verpflichtung, den eingezahlten Betrag wieder zurückzuzahlen. Vielmehr erhielt die Bank S. das Geld, um sich daraus Deckung zu verschaffen, wenn sie aus der Bürgschaft in Anspruch genommen würde. In diesem Falle brauchte sie nicht zurückzuzahlen, sondern durfte das Geld behalten. Ihre Rückzahlungsverpflichtung erwuchs erst dadurch, daß ihre Verpflichtungen aus der Bürgschaft in Wegfall kamen. Die Bank S. hatte das Geld nicht als Darlehn oder Depot, sondern zur Sicherstellung ihrer Befriedigung für etwaige ihr erwachsene Forderungen erhalten

Ein derartiger Sicherungsvertrag fällt nicht unter die Ausnahmebestimmung des § 66 Aufw.-Ges. V. kann daher die Aufwertung des von ihm bei der Bank S. eingezahlten Geldbetrages verlangen.

**Berechtigte Patentverletzung auf Grund polizeilicher Anordnung, jedoch unter Verpflichtung der Entschädigung des Patentinhabers.** (Entscheidung des Reichsgerichts, I. Civilsenat, vom 3. März 1928 — I 242/27.) Durch Polizeiverordnung des Oberbergamts D. vom 23. Dezember 1925 war für alle Steinkohlenbergwerke bestimmt, daß alle Gruben oder Felderteile, in denen Flöze mit gefährlichem Kohlenstaub erschlossen oder abgebaut werden, nach näherer Vorschrift der Verordnung durch Gesteinsstaub gegen Explosionen zu sichern sind. Die Gesellschaft U. in E. ist Inhaberin eines Patents, das die Bekämpfung von Grubenexplosionen bezweckt; die Abbaustellen eines Flözteils werden durch Anordnung gewisser Vorrichtungen unter Verwendung von Gesteinsstaub an jedem Zugang zu den Arbeitsstellen einzeln für sich eingekapselt. Die Gesellschaft U. hat die R. A. G. in B. wegen Verletzung dieses Patents durch Anwendung des für die Gesellschaft U. patentierten Verfahrens im Betriebe ihrer Schächte in Befolgung der oben erwähnten Bergpolizeiverordnung gerichtlich belangt.

Das Reichsgericht hält für ausschlaggebend, ob unter den gegebenen Umständen auf Grund der Bergpolizeiverordnung eine Verletzung des Patents notwendig war. Gab es zur Befolgung der Bergpolizeiverordnung andere Mittel und Wege als die der Verletzung des Patents, so war die R. A. G. auf diese Behelfe angewiesen. War jedoch zur Befolgung der Bergpolizeiverordnung kein anderer Weg gangbar als der über die Benutzung des Patents, so hat die Gesellschaft U. keinen Anspruch auf Unterlassung gegen die R. A. G.

Die polizeiliche Weisung, Maßnahmen anzuwenden, die in jenes Patent eingreifen, dient dem Schutz von Leben und Gesundheit der im Bergbau tätigen Arbeiter, gehört also zu den Vorkehrungen für das allgemeine Wohl. Konnte die R. A. G. nur unter Eingreifen in das Patent der Gesellschaft U. die Vorschriften der Bergpolizeiverordnung befolgen, so hat sie für die Benutzung des Patents an die Gesellschaft U. angemessene Lizenzgebühren zu zahlen.

**Einstündige Arbeitsunterbrechung wegen Strommangels berechtigt den Arbeitgeber nicht zum Lohnabzug.** (Entscheidung des Reichsarbeitsgerichts vom 1. Februar 1928 — RAG 50/27.) Die Arbeitsordnung der Firma L. enthielt in § 9 folgende Bestimmung: „Wenn wegen Arbeitsmangels oder Betriebsstörung einzelne Arbeitsschichten ausfallen oder die tägliche Arbeitszeit verkürzt wird, hat der Arbeiter keinen Anspruch auf Lohn für die ausfallende Zeit." Am 16. Juli 1927 vormittags von acht bis neun Uhr mußte infolge Stommangels im Betriebe der Firma L. die Arbeit unterbrochen werden. Die Firma L. hat für die ausgefallene Arbeitsstunde ihren Arbeitern Lohnabzüge gemacht. Die Arbeiter verlangen Nachzahlung der abgezogenen Beträge.

Das Reichsarbeitsgericht hat mit den Vorinstanzen der Klage der Arbeiter stattgegeben. § 9 der Arbeitsordnung kann den Lohnabzug nicht rechtfertigen. Denn es handelt sich weder um den Ausfall einer einzelnen Arbeitsschicht noch um eine Verkürzung der täglichen Arbeitszeit. Aber auch aus allgemeinen rechtlichen Gesichtspunkten ist der Lohnabzug ungerechtfertigt. Nach dem in der Rechtsprechung des Reichsgerichts (Civilsachen 106.272. 113.89) verwerteten Gedanken der Arbeits- und Betriebsgemeinschaft kann der Arbeitgeber zur Tragung des durch eine Betriebshemmung entstehenden Risikos gemäß § 242 B.G.B. dann für verpflichtet erachtet werden, wenn ihm dies nach Treu und Glauben zugemutet werden kann. Die hier eingetretene einstündige Betriebsunterbrechung ist jedoch nicht so erheblich, daß sie wegen der dadurch hervorgerufenen Mindereinnahme die Arbeitgeberin außerstande setzen könnte, diese Lohnzahlungen aus den Betriebseinnahmen zu decken.

---

# PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 6. Januar 1928, S. 18.

## A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 10 vom 8. März 1928.

Kl. 20 i, Gr. 1. H 114 090. Hamburger Hochbahn-Akt.-Ges., Hans Büscher u. Dipl.-Ing. Ernst Kroebel, Hamburg 1, Steinstraße 110. Mechanisches Verschlußregister für elektrische Stellwerke. 28. XI. 27.

Kl. 20 i, Gr. 8. O 16 416. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin SW 61, Tempelhofer Ufer 23/24. Federzungenweiche. 8. IV. 27.

Kl. 20 i, Gr. 33. S 75 533. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin SW 61, Tempelhofer Ufer 23/24. Einrichtung zur Signalübertragung auf Fahrzeuge durch mechanische Einwirkung von der Strecke aus. 30. VII. 26.

Kl. 20 i, Gr. 35. S 77 089. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur selbsttätigen Zugbeeinflussung. 19. XI. 26.

Kl. 35 b, Gr. 3. N 25 254. Naamlooze Vennootschap Werf Gusto voorheen Firma A. F. Smulders, Schiedam, Holland; Vertr.: Max Wagner u. Dr.-Ing. G. Breitung, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Wippkran mit wagerechtem Lastweg. 23. XI. 25. Holland 21. IV. 25.

Kl. 37 d, Gr. 6. B 126 582. Leopold Barbier, Karl Lehninger u. Franz Müller, Karlsbad; Vertr.: G. Loubier, F. Harmsen u. E. Meißner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Fußboden aus durchleuchteten Platten. 27. VII. 26. Tschechoslowakische Republik 6. XI. 25.

Kl. 37 e, Gr. 6. M 93 313. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Arbeitsbühne. 12. II. 26.

Kl. 38 h, Gr. 2. R 69 390. Semer & Co., G. m. b. H., Berlin SW 48, Wilhelmstr. 28. Verfahren zum Entsaften sowie zum Imprägnieren oder Färben gefällter Baumstämme. 20. XI. 26.

Kl. 38 h, Gr. 4. Sch 84 387. Carl Schmittutz, Bad Kissingen. Vorrichtung zum Impfen von Hölzern; Zus. z. Pat. 397 773. 3. XI. 27.

Kl. 80 a, Gr. 7. B 130 346. John Faulder Burn, London, u. John Stuart Lancaster, Warwick, Engl.; Vertr.: Richard Linde, Berlin W 66, Mauerstr. 61. Mischmaschine mit dreh- und kippbarer Mischtrommel, insbes. für Mörtel u. dgl. 16. III. 27. Großbritannien 28. IX. 26.

Kl. 80 b, Gr. 1. S 69 098. Otto Simon, Berlin-Lankwitz, Waldmannstraße 1. Verfahren zur Herstellung weißer, wasserabweisender Zusatzstoffe zu Mörtelbildern. 3. III. 25.

Kl. 80 b, Gr. 5. K 102 614. Willy Kinberg, Prag II; Vertr.: Hugo Doederlein, Berlin W 30, Nollendorfstr. 10. Verfahren zur Herstellung einer porösen Schlacke. 25. I. 27.

Kl. 80 b, Gr. 5. S 74 414. Supercimar S. A. (Superciments Artificiels), Genf, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren zur Herstellung eines schnell erhärtenden Schlackenzements. 7. V. 26.

Kl. 80 b, Gr. 18. Sch 82 197. Kurt Schenkel, Strelitz-Alt. Verfahren zur Herstellung poröser Kunststeinmassen; Zus. z. Anm. Sch 81 764. 28. III. 27.

Kl. 80 b, Gr. 19. R 67 646. Dr.-Ing. Otto Richter, Lichtenstein-Callnberg. Herstellung mit Kieselfluorwasserstoffsäure oder kieselflußsauren Salzen angemachter Kunststeinmassen. 21. V. 26.

Kl. 81 e, Gr. 136. A 50 648. A T G Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-W. 32. Einrichtung zum Entleeren von Großraumbunkern. 16. IV. 27.

Kl. 84 a, Gr. 3. V 20 541. J. M. Voith, Maschinenfabrik, Heidenheim a. d. Brenz, Württbg. Schützenantrieb mit Druckflüssigkeit. 9. IX. 25.

Kl. 84 a, Gr. 6. K 103 472. Friedrich Köster, Heide i. Holstein. Gerinne für Schöpfwerke; Zus. z. Pat. 438 218. 17. III. 27.

Kl. 84 c, Gr. 1, S 66 310. Siemens-Bauunion G. m. b. H. Komm.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Saugbrunnen für Grundwasserabsenkungen nach Pat. 425 327; Zus. z. Pat. 425 327. 17. VI. 24.

Kl. 84 d, Gr. 4. L 61 562. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck, Karlstr. 62. Schwimmsaugbagger. 31. X. 24.

Kl. 85 b, Gr. 1. P 50 246. Permutit Akt.-Ges., Berlin NW 6, Luisenstr. 30. Verfahren zur Belüftung, Entsäuerung und Filtration von Wasser. 4. IV. 25.

## B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 10 vom 8. März 1928.

Kl. 5 c, Gr. 1, 457 767. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin SW 11, Schöneberger Str. 3/4. Absenken des Wasserstands beim Schachtabteufen. 27 VI. 23. S 63 168.

Kl. 5 d, Gr. 14. 457 677. Dr. Max Wemmer, Friedrichstr. 16, u. Peter Leyendecker, Kastanienallee 36, Essen. Bergeversatzmaschine mit ungefähr horizontal kreisender Schleuderscheibe. 15. IX. 26. W 73 674.

Kl. 20 g, Gr. 8. 457 861. Franz Rawie, Osnabrück-Schinkel. Prellbockanlage mit seitlichen Stoßdreiecken. 24. I. 26. R 66 512.

Kl. 20 i, Gr. 3. 457 721. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Company, Limited, London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Lichtsignal. 30. VIII. 25. W 70 313. V. St. Amerika 20. III. 25.

Kl. 20 i, Gr. 17. 457 736. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Selbsttätige elektrische Ablaufanlage. 21. I. 27. S 78 021.

Kl. 37 a, Gr. 2. 457 744. Karl Nocker, Bingen a. Rh. Freitragende Decke. 1. VI. 26. N 25 947.

Kl. 38 h, Gr. 2. 457 697. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Verfahren zum Konservieren von Holz. 11. VI. 26. J 28 286. Holland 15. VI. 25.

Kl. 65 b², Gr. 3. 457 885. Seeschiffahrtsgesellschaft „Neptun" m. b. H., Hamburg 5, Gr. Allee 1. Zylindrischer, biegsamer, hohler Druckkörper für Tiefsee-Tauchgeräte. 11. X. 25. H 103 845.

Kl. 81 e, Gr. 133. 457 720. Eduard Steiner, Bayreuth. Lockerer für Bunkergut. 1. I. 27. St 42 032.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.
Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).
Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

**Die ordentl. Mitgliederversammlung der Deutschen Gesellschaft f. Bauingenieurwesen findet vom 9. bis 12. Juni in Essen statt.**

## Die neue Eisenbahnhubbrücke über den Koningshaven in Rotterdam.

Am Freitag, dem 20. April d. Js., abends 8 Uhr, hielt Herr Ir. Joosting, Hoofdingenieur der Nederlandsche Spoorwegen aus Utrecht, vor der Ortsgruppe Brandenburg der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen im Ingenieurhaus, Berlin, einen Vortrag über „Die neue Eisenbahnhubbrücke über den Koningshaven in Rotterdam". Der 1. Vorsitzende der D. G. f. B., Herr Geheimrat de Thierry, hieß den Vortragenden herzlichst willkommen, ebenso den als Gast erschienenen Vertreter des Niederländischen Gesandten in Berlin, Herrn Baron van Breugel Douglas, und ging in einleitenden Worten auf die Bedeutung von Brückenanlagen über den Schiffahrtsweg in Seehäfen ein. Durch Anlage von festen Brücken ist in vielen Häfen schon in den Anfängen der Entwicklung der Seeschiffahrt eine Grenze gezogen und der Seehafen in seiner räumlichen Entwicklung auf das unterhalb der Brücke gelegene Gebiet beschränkt worden wie in Hamburg und London. In ähnlicher Weise bildet in Rotterdam die Brücke über den Koningshaven die Grenze zwischen Rheinverkehr und Seeverkehr.

Die zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Koningshaven in Rotterdam ist vor ungefähr 50 Jahren im Zuge der Eisenbahnlinie erbaut worden, die den südlichen Teil der Niederlande und Deutschland mit dem nördlichen Teil des Landes verbindet. Der mittlere Teil der Brückenanlage, der den eigentlichen Schiffahrtsweg überbrückt, bestand aus einer zweiarmigen Fachwerkdrehbrücke von 54 m Länge mit obenliegender Fahrbahn auf einem mittleren Drehpfeiler von 10 m Dmr., so daß beim Ausschwenken der Brücke zwei Wege von je rd. 20 m Breite für die Schiffahrt freigegeben wurden. Zu beiden Seiten der Drehbrücke befanden sich noch je eine feste Fachwerkbrücke von je rd. 80 m Spannweite mit untenliegender Fahrbahn.

Die Drehbrücke genügte für die heutigen Verkehrsanforderungen nicht mehr, da sowohl die Zahl als auch die Abmessungen der unter der Brücke verkehrenden Schiffe so gewachsen waren, daß z. B. der größere Teil der Flußschiffe nicht mehr unter der geschlossenen Brücke durchfahren konnte. Die Durchfahrtsöffnungen waren für Seeschiffe zu schmal. Der bedeutend gestiegene Eisenbahnverkehr über die Brücke erlitt starke Verzögerungen. Diese Übelstände mußten beseitigt werden. Der Bau einer Hochbrücke, unter der Schiffe mit den größten Masten noch hätten durchfahren können, schied von vornherein aus, da in dem engbebauten Stadtgebiet die erforderlichen Anfahrtsrampen wirtschaftlich nicht mehr herzustellen waren. Man entschied sich dafür, an Stelle der Drehbrücke eine leistungsfähigere Hubbrücke zu bauen, deren Unterkante ebenso hochliegt, wie die der bestehenden festen Seitenöffnungen, während bei der Drehbrücke das unter der Fahrbahn liegende Tragwerk die Durchfahrtshöhe einengte. Unter der geschlossenen Hubbrücke können 90% der gesamten Rheinschiffahrt durchfahren.

Der Ersatz der Drehbrücke durch die neue Hubbrücke mußte ohne Unterbrechung oder eine wesentliche Behinderung des Verkehrs und ohne Hilfsbrücke erfolgen. Zunächst waren für die Führungstürme Auflager zu schaffen. Da die Hauptträger der festen Brücken zu schwach waren und die alten Flußpfeiler nicht auch noch mit dem Gewicht der Führungstürme belastet werden durften, konnte man die Türme nicht einfach auf den Obergurten der festen Brücken aufbauen. Daher stellte man die lotrechten Vorderstiele der Türme unabhängig von den festen Brücken in Kipplagern auf die alten Flußpfeiler und die hinteren schrägen Streben auf neue Betonpfeiler, die im Abstande von 15 m hinter den alten Pfeilern auf je zwei Eisenbetonsenkbrunnen gegründet und über Wasser durch kräftige Eisenbetonbalkenkonstruktionen untereinander und mit den alten Pfeilern verbunden worden sind. Um die alten Pfeiler, über deren Tragkraft man sich im Ungewissen befand, zu entlasten, erhielten die festen Brücken auf den neuen Pfeilern neue Auflager; hierdurch wurden die Spannweiten um je 15 m verringert, so daß man die Hauptträger für wesentlich höhere Verkehrslasten verstärken konnte.

Die Gründungsarbeiten wurden durch die Holländische Gesellschaft für die Ausführung von Eisenbetonbauten ausgeführt, welche die vier Senkbrunnen auf einem freien Platze am Waalhaven herstellte. Jeder Brunnen war 10 m hoch und hatte zwei dünne Wandungen, eine äußere von 8 m und eine innere von 5,50 m Dmr. Mittels einer 1,50 m hohen Schalung wurden die Brunnen in 6 Wochen hergestellt, durch Schwimmkräne ins Wasser gelassen, zur Baustelle geschleppt und dort durch Füllen des Hohlraumes zwischen den beiden Brunnenwandungen mit Wasser abgesenkt. Mit Rücksicht auf die dicht dabeiliegenden alten Pfeiler mußte man beim Absenken sehr vorsichtig zu Werke gehen. Da die Senkbrunnen 4 m tiefer abgesenkt wurden als die Spundwände der alten Pfeiler reichten, bestand die Gefahr, daß infolge Unterdrucks in den Senkbrunnen Wasser nachströmte und dabei die Spundwände unterspülte. Auch die Verbindungsbalken wurden als Hohlkörper an Land hergestellt und, sobald sich die neuen Pfeiler gesetzt hatten, durch Schwimmkräne in an den Pfeilern vorgesehene Aussparungen eingesetzt, armiert und ausbetoniert.

Die Eisenkonstruktion der Hubbrücke besteht aus den beiden festen Türmen und einem zwischen diesen in senkrechter Richtung beweglichen zweigleisigen Überbau von 54 m Spannweite und 530 t Gewicht. Das System der Hauptträger des Überbaues ist ein Strebenfachwerk mit gekrümmtem Obergurt und zwischengefügten Hängeständern zur engeren Stützung der Fahrbahn. Beim Schließen der Brücke legen sich backenförmig ausgebildete obere Lagerhälften, die am Überbau befestigt sind, in entsprechend geformte untere Lagerhälften auf den alten Flußpfeilern, wodurch der Überbau in die richtige Stellung gezwungen wird und sich die Schienen auf der Brücke genau aneinanderlegen. Der Überbau kann in einer Minute um 41 m gehoben werden, so daß bei Hochwasser die Durchfahrtshöhe 48 m beträgt. Diese ist also noch größer als die lichte Höhe der Hochbrücken über den Kaiser-Wilhelm-Kanal, die 42 m beträgt. Die Führungstürme sind 60 m hoch; ihre Hauptständer und Strebeständer sowie die Hauptständer unter sich als auch die Strebeständer unter sich sind durch kräftige Fachwerkkonstruktionen versteift. Bei der Berechnung der Hubtürme ist mit einer späteren Erhöhung der Türme um 12 m gerechnet worden, wodurch sich die Durchfahrtshöhe bei Hochwasser auf 60 m erhöhen würde.

Das Gewicht des Überbaues wird an seinen vier Ecken durch Hebelvorrichtungen gleichmäßig auf je 12 Stahldrahtseile von je 40 mm Durchmesser verteilt; die Seile sind auf den Türmen über Rollen geführt und am anderen Ende unmittelbar durch ein großes Eisenbetongegengewicht belastet. Um die Materialspannungen durch Biegung auf den Rollen in möglichst engen Grenzen zu halten, wurden dünne Seile gewählt. Oben auf den vier vorderen Ecken der beiden Türme sind in jeder Ecke 12 der Gegengewichtseile über je zwei Stahlgußräder von 3,60 m Dmr. und 7500 kg Gewicht geführt, die mit 2 × 3 Seilrillen versehen sind. Zur Verringerung des Reibungswiderstandes wurden die Achsen dieser Räder in S. K. F.-Pendelrollenlagern gelagert, die kleine Montagefehler selbsttätig ausgleichen und nur einmal im Jahre gereinigt und geschmiert werden müssen. An den vier Ecken des Überbaues befinden sich außerdem noch Führungsrollen, die die wagerechten Kräfte, wie z. B. Windkräfte, aus dem Überbau auf die senkrechten Stiele der Hubtürme übertragen.

Die Bewegung der Hubbrücke wird von einer Maschinenanlage aus bewirkt, die in einem der Türme über dem Profil der Eisenbahn eingebaut ist. Von der sonst üblichen Anordnung der Maschinenanlage auf der Mitte des beweglichen Brückenteiles ist man abgegangen, weil es unwirtschaftlich erschien, eine Last von weit über 100 t ständig mitbewegen zu müssen und die Türme dadurch zu belasten. Auch die Gegengewichte wären entsprechend schwerer geworden. Zur Bewegung der Brücke dienen je vier Hub- und Senkseile von 26 mm Dmr. Die Seile wickeln sich getrennt auf zwei Seiltrommeln von 2 m Dmr. auf gemeinsamer Achse, und zwar sind die Hubseile im entgegengesetzten Sinne auf die Trommeln gewickelt wie die Senkseile, so daß sich z. B. beim Heben der Brücke die Hubseile aufwickeln, während sich gleichzeitig die Senkseile abwickeln. Ein Drehstrommotor von 225 PS, der seinen Strom unmittelbar aus dem städtischen Drehstromnetz von 5000 V erhält, betätigt durch einen Leonhard-Umformer einen Gleichstrommotor von 200 PS, der mittels Zahnradvorgelege die Seiltrommeln antreibt. Außerdem ist als Reserve ein Gleichstrommotor von 30 PS vorhanden, der unmittelbar an das städtische Netz von 440 V angeschlossen ist und die Brücke in 8 Minuten zu heben vermag. Als Sicherheitsvorrichtungen sind Luftdruckbremsen, selbsttätige Bremsen, Höhenanzeiger für die Stellung der Brücke u. a. m. vorhanden. Um ein Schrägstellen der Brücke beim Heben und Senken zu verhindern, sind Führungsseile (Dmr. 26 mm) angeordnet. Die Lieferung der gesamten Tragseile hatte die deutsche Firma Felten & Guilleaume, Mühlheim/Rhein; Antriebs- und Führungsseile wurden teils durch dieselbe Firma, teils durch eine englische Firma geliefert. Als Bruchfestigkeit der Drähte wurde 140—160 kg/mm² verlangt.

Die Ausführung der gesamten Eisenkonstruktionen hatte die Gutehoffnungshütte zuerteilt bekommen, die sie in ihren Werkstätten in Sterkrade/Rhld. herstellte, von wo die Einzelteile der Hubtürme mit der Eisenbahn zur Baustelle geschafft wurden, während die beiden Hauptträger des Überbaues auf der Werft der Firma in Walsum a. Rh. zusammengebaut und auf Schuten nach Rotterdam gebracht wurden. Die drei unteren Felder der Türme wurden mit Hilfe von Schwimmkränen aufgestellt. Für die Montage der höheren Felder diente ein elektrischer Turmdrehkran. Nachdem die Türme sowie die darauf befindlichen Seilrollen und die noch hohlen Gegengewichte fertiggestellt waren, wurden die beiden Hauptträger nacheinander durch zwei Schwimmkräne von den Schuten abgehoben, zur Baustelle

gebracht und dort auf an den Hauptträgern der festen Brücke angebrachten Hilfskonsolen abgesetzt. Dann wurden die Windverbände geschlossen, die Hauptträger an den Tragseilen befestigt und die hohlen Gegengewichte durch Flaschenzüge soweit herabgezogen, daß die am anderen Ende befindlichen Hauptträger in die Höchstlage gehoben wurden. An den Hauptträgern wurde ein Arbeitsgerüst aufgehängt und die Brückenfahrbahn hergestellt. Schließlich wurden noch die Gegengewichte bis zur Gleichgewichtslage ausbetoniert.

In der Nacht vom 31. Oktober auf den 1. November 1927 konnte die alte Drehbrücke durch drei Schwimmkräne von ihrem Lager gehoben und weggefahren werden. Der Königszapfen wurde durch ein Seil, das an der herabgesenkten Hubbrücke befestigt war, umschlungen und durch Heben der Brücke herausgezogen. Dann konnte man endlich die neue Hubbrücke bis auf ihre Auflager herablassen und den ersten Zug über die Brücke fahren lassen.

Im kommenden Jahre soll die gesamte Brückenanlage noch um 1 m gehoben werden. Die Türme werden dabei nicht mitgehoben. Dann werden 99% der Rheinschiffe unter der geschlossenen Brücke durchfahren können. Mit Signalgebung dauert jetzt die Öffnung der Brücke nur 1½ Minuten. Die Gesamtkosten einschließlich Kosten der Gründung betrugen 1,1 Millionen Gulden.

Der Vortragende zeigte viele Lichtbilder, die ein sehr eindrucksvolles Bild besonders von der Montage der Brücke gaben. Anschließend wurde noch im Film die neue Brücke im Betriebe vorgeführt.

## Nachträge und Berichtigungen zum Mitgliederverzeichnis des Jahrbuches 1927 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen.

Ackermann, Ernst, Dipl.-Ing., Bochum, Lueg Haus, Bahnhofstraße 31.

Armbruster, Eduard, Ing., Inh. d. Baugeschäftes Fr. Heller, Mannheim, Kantstr. 4.

Axelrad, Herm. Erhard, Dipl.-Ing., Charlottenburg 2, Kantstraße 2.

Bähr, Ludwig, Dipl.-Ing., Gleiwitz O.-Schles., Lange Str. 19.

Beger, Karl, Dr.-Ing., ordentl. Professor a. d. Techn. Hochschule, Breslau 16, Kaiserstr. 73.

Berzon, Joseph, Dipl.-Ing., Bürochef d. Beton- u. Monierbau-A.-G., Essen, Berliner Straße 49A.

Binswanger, Fritz, Dipl.-Ing., Prokurist d. Torkret G.m.b.H., Berlin-Wilmersdorf, Zähringerstr. 38A.

Brekke, Guttorm N., Dipl.-Ing., Civil Engineer, Elizabethon, Tennessee P. O. Box 8.

Büttner, Ludwig, Dipl.-Ing., Zürich 6, Langmauerstr. 30 I r.

Domscheit, Ernst, Dipl.-Ing., Reg.-Bauf., München, Wittelsbacher Str. 15, II.

Düx, Ernst, Dipl.-Ing., Köln, Dasselstr. 14.

Dust, Johannes, Reg.-Bmstr., Compania Platense de Electricidad Siemens-Schuckert S. A. Seccion: Siemens-Bauunion, Buenos-Aires, Morena 980.

Ehlers, Georg, Dipl.-Ing., Obering. d. Wayss & Freytag A.-G., Frankfurt (Main), Sophienstr. 30 II.

Fischer, Eberhard, Reg.-Bmstr., Fürstenberg (Oder), Gubener Straße, Villa Ziegast.

Flachsbart, Otto, Dr.-Ing., Abtlgslter. a. Kaiser-Wilhelm-Institut f. Strömungsforschung, Göttingen, Merkelstr. 3; ab Juni: Wilhelm-Weber-Str. 25.

Freund, Wilh. Theodor, Reg.-Bmstr., Charlottenburg 2, Kurfürsten-Allee 9; Fernsprecher: Steinplatz 107 91.

Gattnar, Anton, Dipl.-Ing. (Siemens-Bauunion), Essen, Hoher Weg 15.

v. Gerle, Viktor, Dipl.-Ing., Berlin W 50, Marburger Straße 6 III.

Gestrich, Helmuth, Dipl.-Ing., Geschäftsf. d. Fa. Herm. Streubel, Berlin NW 40, Spenerstr. 21; privat: Berlin-Dahlem, Drygalskystr. 3; Fernspr.: Steglitz 5584.

Harz, Karl, Dipl.-Ing., Karlsruhe (Baden), Belchenstr. 30 I.

Hausen, Herbert, Dipl.-Ing., Obering. d. Huta A.-G., Niederlssg. Stettin, Stettin, Barnimstr. 5 III.

Hechler, Ludwig, Dipl.-Ing., Reichsbahnzentralamt, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 15 IV.

Hecker, Max, Dipl.-Ing., Ziviling., Haifa (Palästina), z. Zt. Charlottenburg 4, Wielandstr. 3 I.

Heideck, Erich, Obering. u. Prokurist d. AEG, Leiter der Bau-Abtlg. d. Fabriken-Oberleitung, Charlottenburg 9, Meerscheidtstr. 13.

Heyner, Fritz, Dipl.-Ing. (Studiengesellschaft f. Verkehrstechnik), Heidelberg, Unter der Schanz 1; Wohnung: Heidelberg, Märzgasse 7.

Hinz, Erich, Reg.-Bmstr., Berlin NW 40, Lehrter Str. 18/19.

Homann, Heinz, Dipl.-Ing., Berlin N 113, Wisbyerstr. 30.

Jori, Wilhelm, Dipl.-Ing., Stuttgart, Theobald-Kerner-Straße 12.

Jungk, Hanns, Reg.-Bmstr., Steele (Ruhr), Lindemannstraße 20.

Kelen, N., Dr.-Ing., Berlin-Schlachtensee, Kirchblick 5; Fernsprecher: Zehlendorf 4456.

Keuerleber, Hugo Prof. (Staatl. Beratungsstelle f. d. Baugewerbe beim Württembergischen Landesgewerbeamt), Stuttgart, Kanzleistr. 19 II, Landesgewerbemuseum.

Klanowski, Heinz, Dipl.-Ing., Städt. Tiefbaudeputation, Berlin SW 68, Kochstr. 49.

Klemm, Walter, Dipl.-Ing., Ziviling., Stuttgart-Hedelfingen, Rohrackerstr. 136; Büro: Stuttgart-Gaisburg, Ulmer Str. 153; Fernsprecher: 416 85.

Klenner, Curt, Dipl.-Ing., Berlin NW 23, Cuxhavener Straße 3.

Krupp, Willi, Reg.-Bmstr., Berlin-Wilmersdorf, Güntzelstr. 2.

Kühn, Erich, Dipl.-Ing., Berlin-Spandau, Neuendorfer Str. 91.

Kürschner, Georg, Dipl.-Ing., Reg.-Bmstr., Staatl. Straßen- u. Wasserbauamt, Chemnitz, Andrestr. 22 pt.

Lamey, Albrecht, Reg.-Bmstr. (Julius Berger Konsortium), Kutahia (Anatolien, Türkei).

Lindgens, Otto, Dipl.-Ing., Neukölln, Jansastr. 1 III.

Lohe, Wilhelm, Magistratsoberbaurat a. D. u. Ziviling., Berlin W 57, Potsdamer Str. 89.

Lorenzen, Joh. M., Dipl.-Ing., Reg.-Bmstr., Rendsburg, Mühlenstr. 31.

Lübke, Walter Dipl.-Ing. Bauing., Ossining N. Y. (USA.) 30 Ferris Place.

Mansfeldt, Heinr., Dipl.-Ing., Berlin W 50, Nürnberger Straße 33/34.

Mauterer, Arthur, Dipl.-Ing., Prokurist u. Oberingenieur d. Vereinigten Stahlwerke A.-G. Dortmund, Bovermannstr. 5.

Meier, Ernst, senior, Ziviling., Berlin NW 40, Thomasiusstraße 26, Fernsprecher: Moabit 3622.

Meier, Eugen, junior, cand. ing., Berlin NW 40, Thomasiusstraße 26, Fernsprecher: Moabit 3622.

Merkle, Hans, Dipl.-Ing., Berlin-Zehlendorf, Eisvogelweg 62.

Mettke, Felix, Dipl.-Ing., Berlin-Friedenau, Südwestkorso 63 III.

Michels, Hans, Dipl.-Ing., Charlottenburg 2, Knesebeckstr. 17.

Michels, Julius, Dipl.-Ing., Allgemeine Häuserbau A.-G. von 1872 Adolf Sommerfeld, Merseburg, Baustelle.

Möhring, Karl, Dipl.-Ing., Berlin O 17, Hohenlohestr. 8 III.

Motsch, Richard, Dipl.-Ing., Cossebaude (Elbtal), Heinrichstraße 20.

Mund, Otto, Dipl.-Ing., Mannheim, Nietzschestr. 22 II.

Neuber, Adolf, Dr.-Ing., Prof. a. d. Techn. Hochschule, Berlin NW 40, Werftstr. 8.

Nolte, Ludwig, Dipl.-Ing., Berlin-Tempelhof, Dreibundstraße 45 III.

Paetzold, Hermann, Dipl.-Ing., Beton- u. Monierbau A.-G. Berlin; Wohnung: Berlin-Lichterfelde-W., Köhlerstr. 9.

Peters, Joh., Dipl.-Ing., Reg.-Bmstr., Datteln (Westf.), Rottstr. 9.

Petschke, Otto, Reg.-Bmstr., Bensheim a. d. Bergstraße.

Pitsch, Walter, Dipl.-Ing., Prokurist d. Emil Zorn A.-G., Essen, Witteringstr. 110.

Pöhn, Werner, Dr.-Ing., Hamburg, Claudiusstr. 23 II.

Pürner, Ferdinand, Dipl.-Ing., Charlottenburg 1, Kaiserin-Augusta-Allee 58 I.

Rapsch, Erich, Dipl.-Ing. (Siemens-Bauunion), Falkensee (Post Seegefeld), Blumenstr. 30.

Renngardt, A., Dipl.-Ing., Berlin-Wilmersdorf, Holsteinische Straße 41 III.

Schröder, Max, Dipl.-Ing., Obering. d. Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, Richard-Wagner-Str. 32.

Simon, Eduard, Dr. Dipl.-Ing., Köln-Müngersdorf, Militär-Ring-Str. 50.

Soltau, Bernhard, Dipl.-Ing., Elbstrombauverwaltung, Neubauamt f. d. Kanalabstieg, Magdeburg, Schillerstr. 36 bei Bar.

Spielhoff, Karl, Dipl.-Ing., Obering. d. Fa. Heinr. Butzer, Dortmund, Märkischestr. 84 II.

Stark, Wilh. Adolf, Dr.-Ing., Obering. d. Dyckerhoff & Widmann A.-G., Düsseldorf-Gerresheim, Sonnbornstr. 8.

Sulmann, Carl, Dipl.-Ing., Statiker d. Beton- u. Monierbau A.-G., Berlin W 30, Barbarossastr. 42; Fernspr.: Wilhelm 5929.

Thiele, K. H., Baurat, Merseburg, Obwallenburg 12 II.

Traub, Gotthold, Dr.-Ing., Leiter d. Literarischen Büros d. Siemens-Bauunion, Finkenkrug (Osthavelland), Wilmstr. 134.

Urbach, Hans, Dr.-Ing.; Wohnung: Berlin-Friedenau, Fröaufstraße 5; Büro: Berlin W 62, Kielganstr. 2 (Deutscher Kalkbund G. m. b. H.).

Voß, Joachim, Dipl.-Ing., Oberhausen (Rhld.), Falkensteinstraße 11.

Weiß, Richard, cand. ing., Charlottenburg 4, Bismarckstraße 72 III.

Wildbrett, Emil, Dipl.-Ing., Dortmund, Calvinstr. 30.

Wollenteit, Gerhard, Dipl.-Ing., Düsseldorf, Steinstr. 75.

Zimmermann, Otto, Reg.-Bmstr. a. D., Wittenberge (Bez. Potsdam), Zimmerstr. 2.

Zscheile, Werner, Dipl.-Ing., Leipzig W 32, Schloßweg 2AI.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Buchdruckerei G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.