

## STANDSICHERHEIT VON FUNKTÜRMEIN.

Von Professor Kirchner, Berlin-Steglitz.

Mit der Entwicklung der Funkentelegraphie und -telephonie hat auch der Bau eiserner Funktürme und -maste ständig steigende Bedeutung gewonnen. Das bedeutendste diesem Zwecke heute dienende Bauwerk, zugleich das höchste Bauwerk der Erde überhaupt, der Eiffelturm, ist ursprünglich nicht hierfür, sondern für repräsentative Zwecke erbaut worden. Die Grundsätze und die Formen, nach denen moderne Funktürme und -maste zu errichten sind, werden auch ganz andere sein müssen, als beim Bau des Eiffelturmes, bei welchem z. B. Rücksichten auf Sparsamkeit völlig in den Hintergrund treten konnten. Diese Rücksichten werden u. a. besonders dazu nötigen, die angreifenden Windkräfte auf das schärfste abzuschätzen, damit einerseits kein Material verschwendet, andererseits aber nicht durch ungenügende oder zu günstige Abschätzung der Windkräfte das Bauwerk gefährdet wird. Eine Reihe solider deutscher Eisenbauanstalten konnte auf diesem Gebiet im Laufe der Jahre wertvolle Erfahrungen sammeln, welche heute im Verein mit den behördlichen Vorschriften die Einführung gut zutreffender Werte ermöglichen. Allgemein gültige behördliche Vorschriften werden meist nur landläufige Ausführungen erfassen können; für außergewöhnliche Bauwerke dagegen müssen besondere Bestimmungen von Fall zu Fall in gemeinsamer Arbeit von Aufsichtsbehörde, Bauherrn und bauausführender Firma geschaffen werden. Die „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe“ des preußischen Ministeriums für Volkswohlfahrt vom Jahre 1925 verlangen für Dächer, für Wandteile, welche höher als 25 m liegen, für Eisengitterwerk, Holzgerüste und Masten die Annahme einer Windbelastung von  $150 \text{ kg/m}^2$ ; für hohe Bauwerke mit kleiner Grundfläche kann die sinngemäße Anwendung der Bestimmungen für Schornsteine verlangt werden. Letztere stammen noch aus dem Jahre 1902 und verlangen ebenfalls nur die Berücksichtigung eines Winddruckes von  $150 \text{ kg/m}^2$ .

Bereits bei der Durchbildung der ersten höheren Funkenmaste ist indessen anerkannt worden, daß derartige Annahmen nicht ausreichen.

Der Winddruck auf die Flächeneinheit einer senkrecht getroffenen ebenen Wand wird meistens nach der Beziehung

$$p = 0,122 v^2$$

ermittelt. Dem Wert  $p = 150 \text{ kg/m}^2$  entspricht:  $v = \approx 35 \text{ m/sek}$  während der höchste Wert der Beaufort-Skala, 12, mit einer Windgeschwindigkeit von  $40,2 \text{ m/sek}$  einen Winddruck von  $197,2 \text{ kg/m}^2$  liefert. Die Beaufort-Skala gibt die Windstärken in der Nähe der Erdoberfläche; in größeren Höhen werden noch entsprechend höhere Windstärken herrschen. So starke Stürme werden indessen nur verhältnismäßig selten und immer nur kurze Zeit auftreten und, soweit dadurch nur erhöhte Spannungen in den Teilen des Fachwerkes, der Verankerung, den Abspannseilen oder in den Fundamenten ohne Gefährdung der Standfestigkeit eines Turmes entstehen, wird man sie als Ausnahme ausschließen können. Nach Feststellung von Eisenbaufirmen, die sich seit langen Jahren mit dem Bau von Masten und Türmen für drahtlose Telegraphie beschäftigen, können sich bei starkem böigen Sturm die Windstöße in Abständen von etwa 6 sec folgen. Freistehende Türme haben nun infolge ihrer Form und großen Massen eine Eigen-

schwingung von annähernd gleicher Schwingungsdauer, sodaß also leicht Resonanzwirkung entstehen kann. Die Beanspruchung wird dann besonders hoch und sehr schwer zu erfassen sein. Immerhin rechnen solide Firmen, welche sich ihrer Verantwortung bewußt sind, und nur solche sollten sich überhaupt an den Bau von Eisenkonstruktionen und besonders von Funktürmen wagen, schon längst mit derartigen Umständen. Es mußte daher überraschen, daß in der Nacht vom 25. zum 26. November die drei neuen von der Firma Honnef, Dinglingen, erbauten, eben vollendeten 150 m hohen freistehenden Funktürme in Norddeich einstürzten, während die unmittelbar danebenstehenden 4 alten, 85 m hohen, s. Z. von einer Berliner Eisenbaufirma errichteten abgespannten Maste unversehrt blieben. Nähere Angaben über die eingestürzten Türme sind nicht bekannt geworden, jedoch darf angenommen werden, daß auch die Norddeicher Türme, ebenso wie der neue von der gleichen Firma erbaute Funkturm in Königswusterhausen — vgl. Nr. 52 der „Technischen Rundschau“, Wochenschrift des „Berliner Tageblatts“ vom 30. Dezember 1925 — mit einem nach der Spitze hin zunehmenden Winddruck von  $150 \text{ kg/m}^2$  am Fuß berechnet waren.

Nach einem Gutachten der Deutschen Seewarte war zwar der in jener Nacht herrschende Sturm ein „recht heftiger, jedoch keineswegs ein ungewöhnlich starker.“ Auch ein „Abdrehen“ der Türme durch Sturmwirbel dürfte nach dem Gutachten der Deutschen Seewarte so gut wie ausgeschlossen sein. Hiergegen spricht auch der Umstand, daß nirgends in der Umgebung Anzeichen für die Wirkung eines Wirbelwindes zu bemerken waren. Die in Tagesblättern vielfach verbreitete Mitteilung, die Türme seien einem Wirbelsturm zum Opfer gefallen, trifft also nicht zu. In unmittelbarer Nähe von Norddeich sind leider Aufzeichnungen der Windrichtungen und -geschwindigkeit nicht gemacht. In Borkum, westnordwestlich Norddeich, sind Böen in Stärke 10–11, also von 102 bis  $136 \text{ kg/m}^2$  Druck, in Wangeroog, ostnordöstlich von Norddeich, solche von 33 m/sek Geschwindigkeit, also  $136 \text{ kg/m}^2$  Druck gemessen. In der Zeit von 8 Uhr 10 bis 8 Uhr 30 wurden am 25. November 1925 in Norddeich nach der Schätzung des Beobachters Böen aus Ost zu Nord von Stärke 12, also von  $197,2 \text{ kg/m}^2$  geschätzt. Die Seewarte fügt aber selbst hinzu: „Freilich sind diese Schätzungen immer vorsichtig aufzunehmen, da erfahrungsgemäß der eine Beobachter nicht gleich hoch wie ein anderer wertet und er sich durch Ereignisse, wie z. B. den Einsturz der Türme dort, beeinflussen läßt und glaubt, dies könnte nur bei Windstärke 12 möglich gewesen sein.“ Nach allem dürfte daher wohl der Sturm die der Rechnung zugrunde liegenden Werte kaum überschritten haben. Indessen weisen die Ergebnisse des angeführten Aufsatzes über den Königswusterhausener Funkturm auf einen anderen, dem Einsturz möglicherweise zugrunde liegenden Fehler der Berechnung hin, der anscheinend auch bei dem Königswusterhausener Turm gemacht worden ist, nämlich die zu niedrige Annahme der Windangriffsflächen.

Aus den bisherigen in Göttingen durchgeführten Versuchen läßt sich folgern, daß es für gespreizte und vergitterte Fachwerkstäbe nicht genügt, die wirkliche aus den Angriffsflächen der einzelnen Teile errechnete Fläche einzusetzen, wobei meist die leeseitig gelegenen Flächen nur etwa mit der Hälfte oder einem Drittel eingesetzt werden, daß vielmehr der vergitterte

Stab als voller, also mit Vernachlässigung der sämtlichen, durch die Vergitterung gegebenen Lücken, einzuführen ist.

In dem angeführten Aufsatz über den Königswusterhäuser Turm ist das Kippmoment des Turmes zu 18 350 tm angegeben. Dieses Kippmoment setzt sich zusammen aus dem Moment eines zu 15 t angenommenen Spitzenzuges und einem Windmoment, hervorgerufen durch einen vom Fuß bis zur Spitze anwachsenden Winddruck von 150 bis 250 kg/m<sup>2</sup>. Es soll zunächst nicht untersucht werden, ob der Spitzenzug von 15 t reichlich genug ist, um sowohl dem tatsächlichen durch die

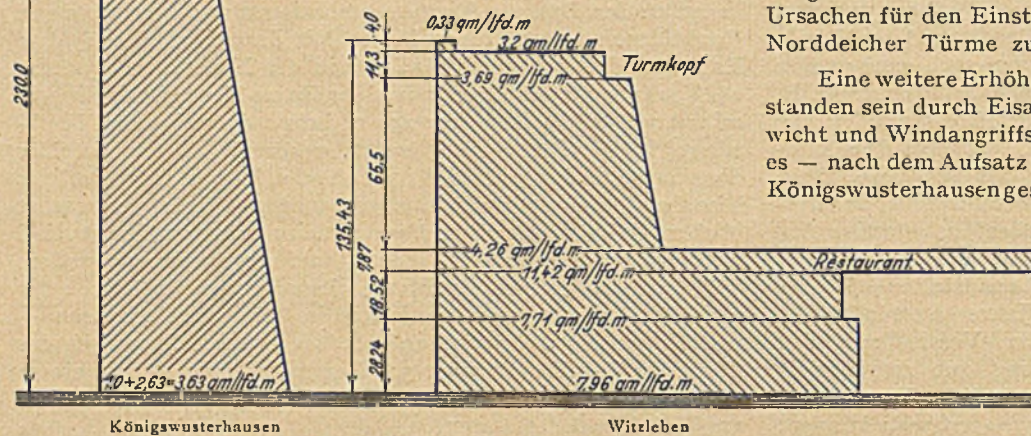


Abb. 1. Vergleich der Windangriffsflächen für die Funktürme in Königswusterhausen und Witzleben.

Antenne hervorgerufenen Spitzenzug, als auch dem Winddruck auf die etwa 40 m hohe aufzusetzende Turmspitze mit darunter befindlichem Sendehäuschen zu genügen. Bei der Annahme, daß in den 15 t Spitzenzug in 230 m Höhe der Winddruck auf den 40 m hohen Aufbau eingeschlossen ist und unter der Voraussetzung, daß die Windangriffsfläche vom Fuß bis zur Spitze des Turmes gleichmäßig abnimmt, ergibt sich dann eine Windangriffsfläche an der Spitze von 2,37 m<sup>2</sup>/lfd. m Turmhöhe und am Fuß von 3,13 m<sup>2</sup>/lfd. m Turmhöhe. Rechnet man für das mittlere Rohr mit seinem ca. 90 cm Ø einschließlich der Wendeltreppe auch nur 1 m<sup>2</sup>/lfd. m Höhe, so bleiben für den Turm selbst oben nur 1,37 und unten 2,13 m<sup>2</sup>/lfd. m Windangriffsfläche übrig. Diese an sich schon offenbar zu kleinen Windflächen verringern sich aber ganz erheblich, wenn man den angegebenen Spitzenzug von 15 t vergleicht mit der Windangriffsfläche der 40 m hohen Spitze, die auf den Turm noch aufgesetzt werden soll, und des zweistöckigen Sendehauses, welches bereits auf der Spitze des Turmes aufgebracht worden ist. Die wagrechte Belastung durch Wind auf das Sendehäuschen und die Spitze beträgt allein aber etwa 19 t und die Angriffspunkte dieser Lasten liegen höher als 230 m. Infolgedessen erhöht sich, auf eine Höhe von 230 m umgerechnet, die Windbelastung auf diese Teile auf etwa 20 t. Es bleibt infolgedessen für die Antennenbelastung in 230 m Höhe nicht nur nichts mehr übrig, sondern diese Antennenbelastung müßte sogar entlastend wirken. Nimmt man nun für die Spitzenbelastung nur 6 t an, was bestimmt zu wenig ist, da von der Firma Hein, Lehmann & Co. als Unterlage für die Ausschreibung der Maste s. Zt. 10 t ermittelt waren, so ergibt sich in 230 m Höhe ein reduzierter Spitzenzug von 26 t. Bei dieser Spitzenbelastung bleibt aber für den Turm allein an der Spitze nur noch 0,51 m<sup>2</sup>, und am Fuß 2,63 m<sup>2</sup> als Windfläche pro lfd. m Turm übrig.

Die Konstruktion des Königswusterhäuser Turmes besteht in den drei Eckstielen aus räumlichen Fachwerken von etwa 0,7 × 0,7 m Seitenlänge. Die Füllungsstäbe, für die der

schon zu engmaschige K-Verband gewählt ist, haben ebenfalls räumlich etwa 0,5 × 0,7 m Seitenlänge. Alle diese Stäbe sind sehr lang und weisen sämtlich enge Vergitterungen auf. Derartige Stäbe sind aber, und dessen ist sich jeder erfahrene Fachmann bewußt, sehr große Windfänger. Es ergibt sich hieraus, daß die Windflächen, nach denen der Turm berechnet wurde, sicherlich viel zu klein angenommen sind. Zum Vergleich sind in der Abb. 1 den Windbelastungsflächen des Königswusterhäuser Turmes diejenigen gegenübergestellt, welche der Berechnung des von einer Berliner Firma erbauten, noch dazu wesentlich niedrigeren Turmes in Witzleben zugrunde gelegt sind. Hierbei geben die Abszissen die Windfläche pro lfd. m Turmhöhe an, während die Ordinaten die Turmhöhe darstellen. Ein Vergleich und die obigen Zahlen weisen dringend auf die Notwendigkeit hin, auch die Standfestigkeit des Königswusterhäuser Turmes noch einmal nachzuprüfen; sie geben vielleicht aber auch einen Fingerzeig dafür, wo die Ursachen für den Einsturz der von der gleichen Firma erbauten Norddeicher Türme zu suchen sind.

Eine weitere Erhöhung der wagrechten Belastung kann entstanden sein durch Eisansatz an der Antenne, welcher deren Gewicht und Windangriffsfläche erhöhte. Es genügt da nicht, wie es — nach dem Aufsatz im „Berliner Tageblatt“ zu urteilen — in Königswusterhausengeschehen ist, mit hohlen Drähten aus Aludur zu rechnen. Als während des Krieges einmal in Königswusterhausen infolge Reißens der Drähte die Antenne von oben kam, wurden etwa 6 bis 7 cm Eisansatz festgestellt, welcher natürlich das Antennengewicht und die Windangriffsfläche erheblich vergrößerten. Bei einer kürzlich heruntergefallenen Antenne in Oslo ist an den Drähten sogar ein Eisansatz von etwa 50 cm Ø

mit 120 kg Gewicht pro lfd. m festgestellt worden. Gerade die geringe Kenntnis der Sturmverhältnisse in größeren Höhen sowie die infolge Vereisung schwer zu erfassenden Belastungen

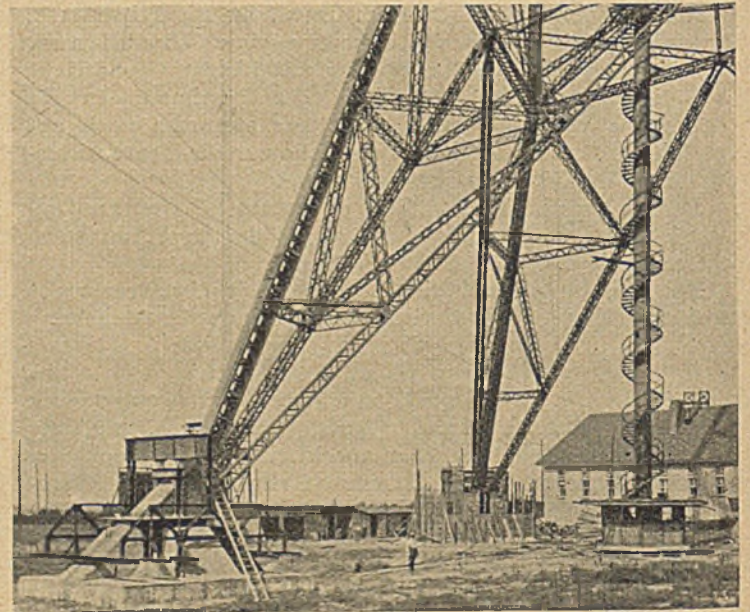


Abb. 2.

der Türme erfordern, daß in dieser Beziehung größere Vorsicht angewandt wird. Zu vergessen ist nicht, daß auch durch Eisbildung an der Turmkonstruktion selbst hohe senkrechte Mehrbelastungen und erheblich vergrößerte Windangriffsflächen entstehen können. Es sind Wetterlagen festgestellt worden,

bei denen das Eis wochenlang an den betreffenden Türmen und Antennen hängen blieb und währenddessen auch starke Stürme auf die vereisten Türme gewirkt haben. Es ist leicht einzusehen, daß eng vergitterte Stäbe sich vollständig mit Eis zusetzen können, wie dies wiederholt festgestellt ist. Da das Eis an solchen vergitterten Stäben nicht herunterfallen kann und ein Auftauen in so großer Höhe so leicht nicht eintritt, bilden solche vergitterten Stäbe durch die Eisbildung besondere Gefahren.

Die Mängel der zu gering eingesetzten Windfläche bei dem Turm in Königswusterhausen sind anscheinend auch nachträglich erkannt worden. Um die Standsicherheit zu erhöhen, sind kürzlich Arbeiten zur Beschwerung der Fundamente in Angriff genommen. Aus nebenstehender, vor einigen Wochen aufgenommenen Abb. 2 ist zu ersehen, daß an den Verankerungen oberhalb der Fußisolation (links im Bild) eiserne Träger angehängt sind, die, wie in der Mitte des Bildes zu sehen ist, mit Beton beschwert werden.

Aus Abb. 3 kann ferner die Windfläche beurteilt werden, wenn man weiß, daß das Rohr in der Mitte des Mastes einen Durchmesser von 90 cm hat.

Wo der Fehler bei den Türmen in Norddeich lag, kann nach den wenigen bisher bekannt gewordenen Konstruktionsangaben mit Sicherheit natürlich noch nicht festgestellt werden. Ebenso wenig ist bisher bekannt geworden, wer den entstandenen

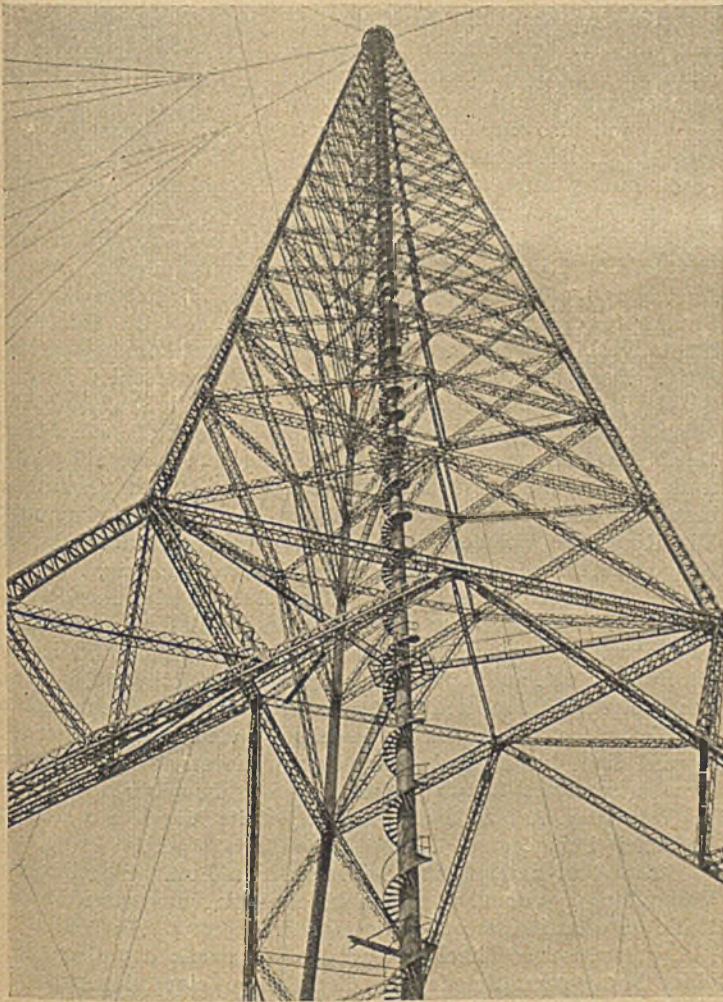


Abb. 3.

Schaden zu tragen hat; das deutsche Volk, auf dessen Kosten die Türme erbaut sind, hat aber ein Recht zu verlangen, daß die Schuldfrage restlos geklärt wird. Die gleiche Forderung muß der solide deutsche Eisenbau stellen, er muß, wie dies s. Z. nach dem Einsturz des Nauener Funkmastes die bau-

ausführende Firma selbst getan hat, fordern, daß durch unparteiische Sachverständige, denen alle Unterlagen zugänglich zu machen sind, die Ursachen des Einsturzes, soweit dies möglich ist, geklärt und der Öffentlichkeit rückhaltlos bekanntgegeben werden. Nur so kann das Ansehen der deutschen Ingenieurwissenschaft und das des soliden deutschen Eisenbaues, dessen Leistungen gerade auf diesem Gebiete auf der ganzen Erde richtunggebend geworden sind, wieder hergestellt werden.

Mit den in der Tagespresse verbreiteten Auslegungen, die „von höherer Gewalt“ und vom „Versagen statischer Formeln“ sprechen, kann weder diese Angelegenheit abgetan, noch eine Entlastung der verantwortlichen Stellen herbeigeführt werden.

In dem oben erwähnten Aufsatz in der Technischen Rundschau — Wochenschrift des „Berliner Tageblatts“ — vom 30. 12. 25 schreibt Herr Dr. Werner, daß die Ausführung von Funkmasten und -türmen bereits zu verschiedenen Einstürzen geführt hätte. Verfasser hat während des Krieges in einer aufsichtsführenden Militärbehörde mit der Konstruktion und Beaufsichtigung derartiger Mastausführungen in erheblichem Umfange zu tun gehabt. Wenn Herr Dr. Werner die wenigen angeführten Fälle, wie den Einsturz des alten 200 m hohen Mastes in Nauen, den Einsturz eines 120 m hohen provisorischen Rohrmastes in Lüttich und eines gleichen etwa 70 m hohen Mastes in Kreuznach anführt, so übersieht derselbe, daß auf der ganzen Erde eine außerordentlich große Zahl derartiger Türme und Maste seit langen Jahren steht. Es erscheint notwendig, kurz auf die von Herrn Dr. Werner angeführten Einstürze der von einer Berliner Firma errichteten Maste einzugehen.

Im Jahre 1911 mußte plötzlich der im Jahre 1906 erbaute 100 m hohe Mast in Nauen auf 200 m erhöht werden. Der Auftrag wurde im April 1911 erteilt, und am 1. Oktober 1911 sollte der Mast fertiggestellt sein. Die Genehmigung der Ausführung durch die in Frage kommenden Behörden zog sich aber bis zum Oktober hin, und da die radiotechnischen Versuche, die mit dem erhöhten Turm vorgenommen werden sollten, unter allen Umständen in den dunklen Winternächten um Neujahr herum erfolgen mußten, so war der Turm innerhalb 3 Monaten durchzukonstruieren, auszuführen und aufzustellen. Eine längere Zeit stand, wie schon gesagt, wegen der notwendigen Versuche nicht zur Verfügung, und die Anlage wurde notgedrungen unter der Bedingung für den Betrieb freigegeben, daß die genaue Einstellung der Abspannungen usw. um ein harmonisches Zusammenwirken zwischen dem neuen oberen Mast und dem alten herbeizuführen, sofort bei Wiederfreigabe vorgenommen werden sollte. Diese verzögerte sich aber trotz Anmahns der Firma und deshalb konnten die erforderlichen Ergänzungsarbeiten nicht rechtzeitig vor Beginn der Frühjahrsstürme vorgenommen werden. Am 30. März erfolgte der Einsturz. Es ist z. Z. einwandfrei festgestellt worden, daß ein Konstruktionsfehler usw. nicht vorlag; sondern lediglich der erwähnte, einem Provisorium entsprechende Bauzustand, die Veranlassung war.

Die eingefallenen Maste in Lüttich und Kreuznach bestanden aus ganz leichten Rohrgebilden, die speziell für Kriegszwecke konstruiert waren, und die liegend auf der Erde zusammengebaut und innerhalb weniger Stunden gebrauchsfertig aufgerichtet wurden. Bei dem Einsturz dieser Maste ist festgestellt, daß unsachgemäße Behandlung die letzte Ursache war. Diese bestand darin, daß die Gegengewichte der Antenne, die bei starker Eis- und Windbelastung hochgehen sollten, seitens der Bedienenden mit starken Tauen vorher festgebunden waren.

Derartige Fälle für die allgemeine Beurteilung neuer feststehender Maste und Türme für Zwecke der drahtlosen Telegraphie heranzuziehen, ist nicht angängig, da die jeweiligen Umstände und die Zweckbestimmung eines jeden Bauwerkes bei der Beurteilung von Unfällen berücksichtigt werden müssen.

## DIE INNENKUPPEL DES PLANETARIUMS IN DÜSSELDORF.\*)

Von Dipl.-Ing. Ulrich Finsterwalder bei der Firma Dyckerhoff &amp; Widmann A.-G.

Den Mittelpunkt der großen Düsseldorfer Ausstellung der „Gesolei“ bildet das nach den Plänen von Prof. Kreis erbaute Planetarium, ein Bauwerk, das auch wegen seiner Konstruktion bemerkenswert ist. Insbesondere war die Überdeckung des 36 m weiten Rundbaues eine für den Ingenieur reizvolle Aufgabe. Bekanntlich dient das Planetarium zur Vorführung der Bahnen, die die Gestirne am Himmelsgewölbe durchlaufen. Mit einem von der Firma Carl Zeiß in Jena hergestellten Apparat werden die Sterne auf eine halbkugelförmige Fläche von 30 m Ø projiziert. Nun stellt sich aber die Schwierigkeit ein, daß eine halbkugelförmige Raumüberdeckung akustische Nachteile besitzt. Die Schallwellen, die von einem Punkt des Raumes ausgehen, sammeln sich wieder und erzeugen ein in Abständen von  $\frac{1}{10}$  Sekunden wiederkehrendes Echo, welches die Verständigung erschwert. Für einen Raum, in welchem nicht viel gesprochen wird, z. B. für Kuppeln, die nur Planetariumsvorführungen dienen, fällt dieser Mangel nicht ins Gewicht, so daß sich die Betonschale selbst als Projektionsfläche verwenden läßt. In Düsseldorf jedoch soll der Bau nicht nur den astronomischen Vorführungen dienen, sondern auch als Konzertsaal, Lichtspielhaus, Vortragsaal, Arena und dergleichen Anwendung finden. Die Anforderungen an eine gute Akustik waren demnach sehr weitgehend. Es ist das Verdienst der Firma Carl Zeiß, der akustischen Frage auf den Grund gegangen zu sein. Zwei Dinge spielen hier eine Rolle: Der Nachhall, d. h. die Zeit, welche vergeht, bis ein Geräusch wieder verschwindet und das Echo, welches von einer Sammlung der Schallwellen in einzelnen Brennpunkten herührt. Beide Erscheinungen sind voneinander ziemlich unabhängig. Der Nachhall hängt im wesentlichen von der Größe des Raumes im Verhältnis zur Größe der begrenzenden Wandflächen, sowie von deren Fähigkeit, den Schall zu schlucken, ab. Durch entsprechende Wahl der Ausstattung (Fußbodenbelag und Einrichtung) läßt er sich immer auf ein günstiges Maß zurückführen. Das Echo ist jedoch allein von der Form des Raumes abhängig und auch bei geringer Nachhalldauer störend. Deshalb kam man dazu, bei einigen Planetarien die Projektionskuppel schalldurchlässig als eine stoffbespannte Netzwerkkuppel zu bauen und nochmals zu überdecken. Hinter der Stoffkuppel wird der Schall vernichtet. Im Zeiß-Planetarium in Jena, wo in 0,75 m Abstand von der Projektionsfläche eine Betonkuppel angeordnet ist, wurde dieses Problem in vollkommener Weise gelöst. Zahlreiche zwischen den Kuppeln kreuz und quer gestellte Blechtafeln von 2 m<sup>2</sup> Fläche zerstreuen den Schall nach allen Richtungen, so daß keinerlei störende Echowirkungen mehr auftreten (siehe Heft 36, Seite 703).

In Düsseldorf wurde eine andere Lösung gewählt, indem eine eiserne Spitzkuppel mit Holzdeckung in größerem Abstand von der Projektionskuppel angeordnet wurde. Auch hier ist die akustische Frage befriedigend gelöst, da teils die in den Raum ragenden Konstruktionsteile und teils die Spitzkuppelform die Echowirkung aufheben.

Bei der astronomischen Vorführung muß der Horizontkreis der Projektionskuppel etwa 4 m über dem Fußboden liegen. Er ruht auf einer breit ausladenden ringförmigen Brüstung auf. Der Architekt äußerte nun den Wunsch, diese Brüstung bei anderen Vorführungen als Zuschauerraum verwenden zu können. Diese schwierige Aufgabe wurde dadurch gelöst, daß die ganze 30 m weit gespannte Innenkuppel hebbbar gemacht wurde. 3,70 m über der Brüstung kommt sie in eine neue Ruhelage, ein neuer Raum mit erheblich besseren Verhältnissen ist entstanden.

\*) Vergleiche hierzu auch die in Nummer 36 über das gleiche Bauwerk erschienene kleine Mitteilung und die in ihr enthaltene Querschnittszeichnung des Düsseldorfer Planetariums.

Für die Innenkuppel wurde das bekannte Zeißnetzwerk verwendet. (Dischinger, Fortschritte im Bau von Massivkuppeln, Bauingenieur VI. Jahrgang, 1925, Heft 10.) Dieses ist ein in der Kugelfläche liegendes eisernes Dreiecksflechtwerk von 55 cm durchschnittlicher Stablänge. Es besteht aus mehr als 15 000 Stäben und über 5000 Knotenverbindungen. Zur genauen Anpassung an die Halbkugelform waren 76 Stabsorten notwendig, die sich in der Länge um geringe Beträge unterscheiden. Die Stäbe besitzen sämtlich den gleichen Querschnitt 25/8 mm, sind hochkant gestellt und durch das in Abb. 1 dargestellte Schloß verbunden. Beide Konstruktionsglieder wurden mit den Hilfsmitteln moderner Massenfabrikation mit höchster Genauigkeit hergestellt. Es ist klar, daß diese nötig war, da schon Fehler von weniger wie 1 mm das Zusammenschließen des Dreiecksverbandes unmöglich machen würden. Die Stäbe, deren Gesamtlänge rd 10 km beträgt, wurden aus Flacheisenstangen gestanzt. Nachmessungen, die zur Kontrolle der Genauigkeit an 200 willkürlich herausgenommenen Stäben gemacht wurden, ergaben einen mittleren Fehler von  $\pm \frac{1}{20}$  mm, also eine Genauigkeit von etwa  $\frac{1}{10\,000}$ . Die Scheiben der Knotenverbindung wurden auf automatischen Drehbänken hergestellt.

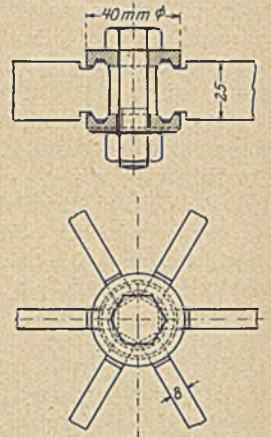


Abb. 1. Zeißknoten.

Sie haben eine umlaufende Rille, mittels welcher sie in die Nocken des Stabkopfes eingreifen. Die konische Form von Nocken und Rillen macht die Montage ganz mühelos. Durch Anziehen der Mutterschraube werden die Scheiben auf die Stabköpfe gepreßt und so die Verbindung hergestellt. Sämtliche Knotenverbindungen auf der Kuppel sind vollkommen gleichartig. Dagegen wurde der geringe Winkelunterschied an den Stäben jedes Knotens berücksichtigt, indem die Außenscheibe einen etwas größeren Durchmesser erhielt wie die Innenscheibe. Der Netzteil wurde ein Parallelkreissystem zugrunde gelegt, so daß Ring- und Schrägstäbe entstehen. Die Teilung wurde so berechnet, daß sämtliche Schrägstäbe gleiche Länge bekommen. Die Ringstäbe weichen um  $\pm 20\%$  vom Mittel ab. Da die Ringe nach oben zu immer kleiner werden, war es nötig, Wechselzonen einzufügen, in welchen die Anzahl der Stäbe eines Ringes abnimmt. Die Montage geschah vom Kämpfer aus in ringförmigen Zonen mit Hilfe eines leichten Leitergerüsts, indem ein Stab an den anderen gefügt wurde. Das Netzwerk, welches das Bestreben hatte, sich an dem in Montage befindlichen Rand in Wellen zu legen, wurde jeweils provisorisch unterstützt, worauf sich die Kuppel einige Zonen unterhalb des Randes ohne besonderes Zutun tadellos in die Kugelform drückte. 10 Tage nach Arbeitsbeginn wurde bereits der letzte Knoten im Scheitel eingesetzt.

Die Abb. 2 zeigt eine Zeißkuppel im Bau. Sie gibt eine Vorstellung von dem Düsseldorfer Netzwerk, von dem sich leider keine gute Aufnahme anfertigen ließ.

In statischer Hinsicht hat das Netzwerk den Charakter einer homogenen Schale, da die Knoten eine biegeungssteife Verbindung der Stäbe gewährleisten. Es läßt sich sogar eine vollwandige Schale angeben, welche in den elastischen Eigenschaften vollkommen mit der Netzwerkkuppel übereinstimmt. Durch Biege- und Zerrungsversuche wurde der Elastizitätsmodul dieser gedachten Schale zu  $E = 11\,700 \text{ kg/cm}^2$  und ihre Dicke zu  $d = 2,57 \text{ cm}$  festgestellt. Es entspricht also das Netzwerk in der Stärke einem zölligen Brett, dagegen hat es nur den neunten Teil des Elastizitätsmoduls von Holz. Mit

Hilfe dieser Werte von  $E$  und  $d$  lassen sich alle Rechnungen, für welche das elastische Verhalten des Materials in Frage kommt, z. B. über die Randspannungen und das elastische Ausknicken der Flächen, durchführen. Erstere spielen für die

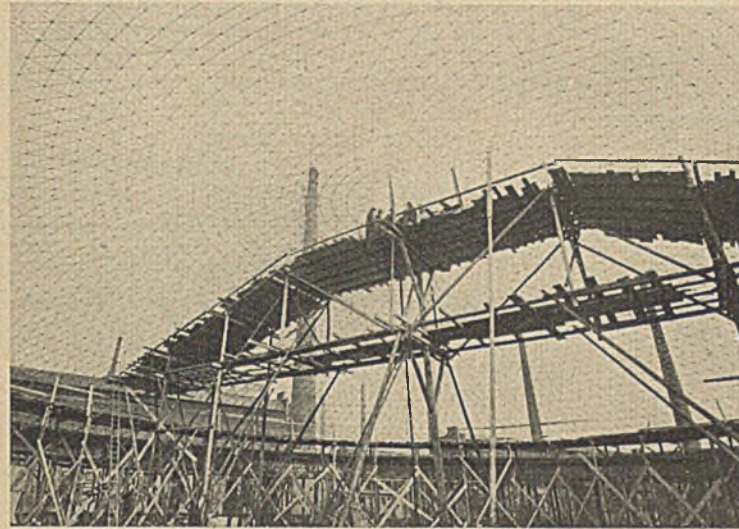


Abb. 2. Zeißkuppel im Bau.

Netzwerkuppel keine wesentliche Rolle, da das Auflager im Bauzustand radial verschieblich war und die Ringdehnungen am Kämpfer sich zwanglos auswirken konnten. Praktisch wurde das erreicht, indem der unterste Ring des Netzwerkes in

ein U-Profil 10 gelegt wurde, welches erst nach Fertigstellung der Kuppel mit Beton ausgegossen wurde. Dadurch war auch ein fester Verband zwischen der Netzwerkuppel und der Eisenkonstruktion der vorhin erwähnten Hebeeinrichtung erreicht.

Die Gefahr des Ausknickens einer so dünnwandigen Fläche liegt natürlich sehr nahe. Ebenso wie ein schlanker Stab unter einer Druckkraft ausweicht, kann eine dünne unter Druck stehende Fläche Beulen bzw. Falten bilden. Auch diese Frage wurde im Zeißwerk eingehend versuchsstechnisch bearbeitet. Es stellte sich dabei heraus, daß die von R. Zoelly in seiner Züricher Dissertation 1915 angegebene theoretische Lösung nicht den praktisch eintretenden Knickfall beschreibt und die Verhältnisse mehrfach günstiger darstellt als sie sind. Immerhin hat die Netzwerkuppel 4,5fache Knicksicherheit.

Die in den Stäben wirkenden Kräfte sind trotz der Größe der Kuppel sehr gering; sie ermitteln sich aus Gleichgewichtsbetrachtungen zu 55 kg Druck für die Schrägstäbe und 87 kg Zug für die Ringstäbe am Kämpfer. Die Dimensionierung der Stäbe erfolgte demnach nicht nach den Spannungen, sondern fast ausschließlich nach dem elastischen Ausknicken der Fläche.

Nur das geringe Gewicht und die peinlich genaue Ausführung der gewölbten Fläche erlaubten es, die Kuppel hebbar einzurichten und damit ein Raumproblem in einer Art zu lösen, die wohl einzig dasteht. Die Konstruktion der Hebeeinrichtung sowie der Außenkuppel wurde von der Firma Flender ausgeführt und ist in einem besonderen Artikel in dieser Zeitschrift beschrieben worden.

Die Berechnung und Ausführung der Innenkuppel erfolgte durch die Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Düsseldorf, im Einvernehmen mit der Bestellerin: Bürohausgesellschaft m. b. H. in Düsseldorf, unter Leitung des Reg.-Baumstr. Meyer.

## EINE KONSTRUKTION ZUR ÜBERTRAGUNG VON BREMSKRÄFTEN AUF DIE HAUPTTRÄGER VON FACHWERKBRÜCKEN MIT OBERLIEGENDER FAHRBAHN

Von Reichsbahnrat Regierungsbaurat a. D. Grohnert in Frankfurt a. d. Oder.

Bei dem Entwurf einer zweigeschossigen, schiefen, eisernen Brücke mit untenliegender Straßen- und oberliegender Eisenbahnfahrbahn, der häuslichen Probearbeit für die Staatsprüfung im Eisenbahnbaufach hat der Verfasser vor rund 16 Jahren für die Übertragung der Brems- und Anfahrkräfte der Eisenbahnfahrzeuge eine Konstruktion eronnen, durch die der für die Berechnung der Zusatzspannungen in Frage kommende Hebelarm des Bremsversetzungsmoments auf ein Minimum herabgemindert werden kann. Soweit bekannt, ist die gewählte Konstruktion bisher noch nicht ausgeführt worden und wird nachstehend näher beschrieben.

Das Hauptsystem besteht aus einer großen Mittelöffnung von 67,33 m und zwei kleineren Seitenöffnungen von je 47,33 m Stützweite. Es wurden Parallelträger mit 13 bzw. 9 Feldern von 5 m und je einem kleineren Endfeld von 2,33 m Länge entsprechend der Schiefe der Brücke von  $70^\circ$  gewählt.

Die Ausbildung und Berechnung der Straßenfahrbahn ist

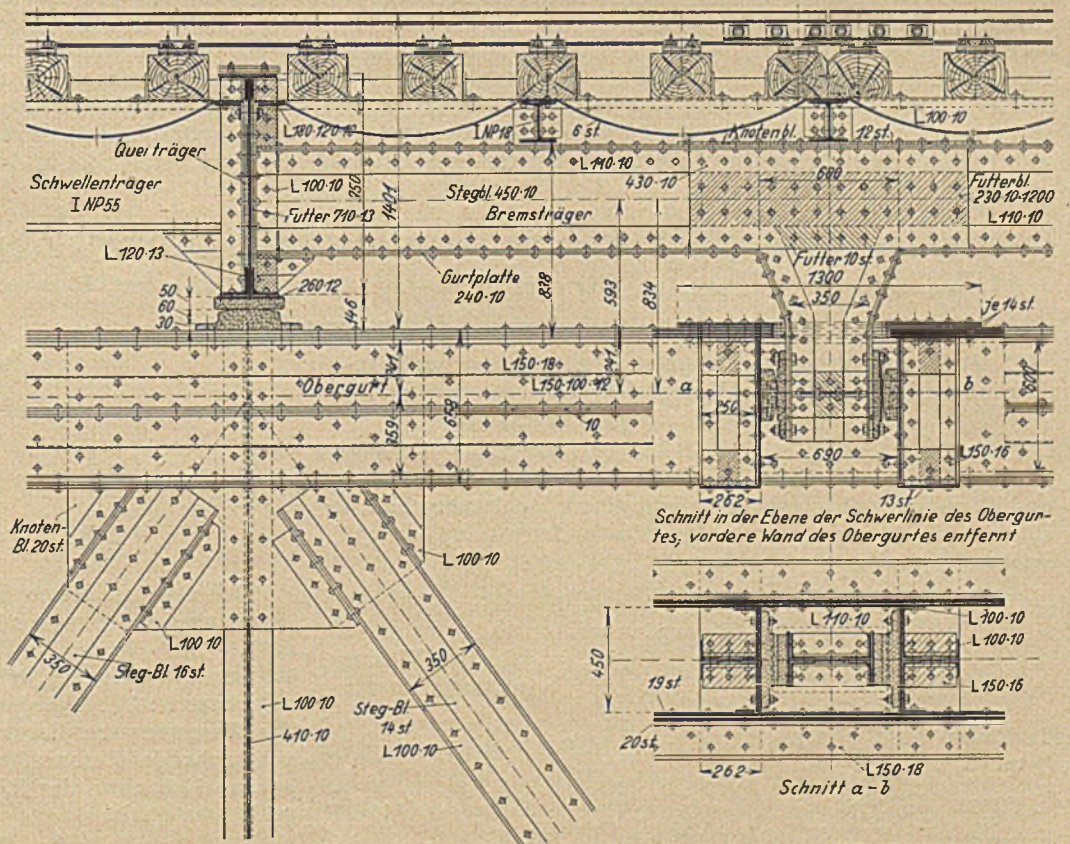


Abb. 1. Ausbildung des Bremssträgers, Ansicht sowie wagerechter Schnitt des Kragarmes.

die übliche. Ihre Querträger sind mit dem Untergurt der Hauptträger fest vernietet. Die zweigleisige Eisenbahnfahrbahn, bestehend aus Querträgern und Längsträgern, auf denen unmittelbar die hölzernen Eisenbahnschwellen und zwischen denen Buckelplatten lediglich zur Abdichtung und Schalldämpfung mittels Kiesausfüllung zum Schutz der darunterliegenden Straßenfahrbahn befestigt sind, steht dagegen in keinem festen Zusammenhang mit den Hauptträgern, um den mehrfach statisch unbestimmten steifen Rahmen zu vermeiden. Die Querträger, im Abstände der Felderweite, ruhen vielmehr durchweg auf Linienkipplagern, deren untere gewölbte Teile an den Knotenpunkten auf den Gurtplatten des Obergurts der Hauptträger fest aufgeschraubt sind. Die seitliche Verschiebung der Fahrbahn durch Wind und Schlingern wird durch beiderseitige Ansätze an den oberen Lagerplatten, ihr Abheben durch Hakenbleche verhindert. Die Brems- und Anfahrkräfte würden die durchweg lose aufliegende Fahrbahn fortbewegen und zum Abgleiten von den Lagern bringen. Es hätte also ein gegenüberliegendes Auflagerpaar als fest ausgebildet werden müssen. Abgesehen davon, daß die zu wählenden gegenüberliegenden Knotenpunkte der Hauptträger ihrer Unsymmetrie wegen nicht die gleichen sein könnten, würden infolge der wesentlichen Abstände zwischen Angriffshöhe der Bremskraft und Schwerlinie des Hauptträgerobergurts erhebliche Versetzungsmomente entstehen, die durch die in den Abb. 1 und 2 dargestellte Konstruktion vermieden werden.

In dem mittelsten Felde der Eisenbahnfahrbahn ist zwischen zwei Querträgern in der Ebene der Hauptträger je ein weiterer Längsträger, als „Bremsträger“ bezeichnet, angeordnet. An seiner oberen Gurtung greift der als Fachwerk ausgebildete, sämtliche Träger des Feldes verbindende Bremsverband an. Gleichfalls in der Mitte hat dieser Bremsträger ein Kragstück nach unten, dessen Stegblech beiderseits von den Winkeleisen der unteren Gurtung des Bremsträgers eingefast wird. Dieser Arm wird durch eine in den Gurtplatten des Hauptträgerobergurts ausgesparte Öffnung in seinen kastenförmigen Querschnitt gesteckt. Auf beiderseitigen, kräftigen Aussteifungen im Innern sind in der Schwerlinie des Obergurts die Hälften von Linienkipplagern senkrecht befestigt, deren andere Hälften fest an dem Kragarm angebracht sind. Beiderseits berühren sich die Lagerteile. Es könnte aber auch unschwer eine Vorrichtung zum Nachregulieren der Lager geschaffen werden, um stets die beiderseitige Berührung zu gewährleisten. Der durch die Aussparung entstandene Verlust

an Querschnitt wird durch zwei weitere Gurtplatten ersetzt, so daß auch die Knicksicherheit gewahrt bleibt.

Die Bremskräfte eines Zuges und die Anfahrkräfte eines gleichzeitig in entgegengesetzter Richtung anfahrenen Zuges wirken in Höhe der Schienenoberkante wagerecht und errechnen sich nach dem damals vorgeschriebenen Lastenzuge für die größere Öffnung von rd. 68 m Stützweite zu insgesamt rd. 57 t.

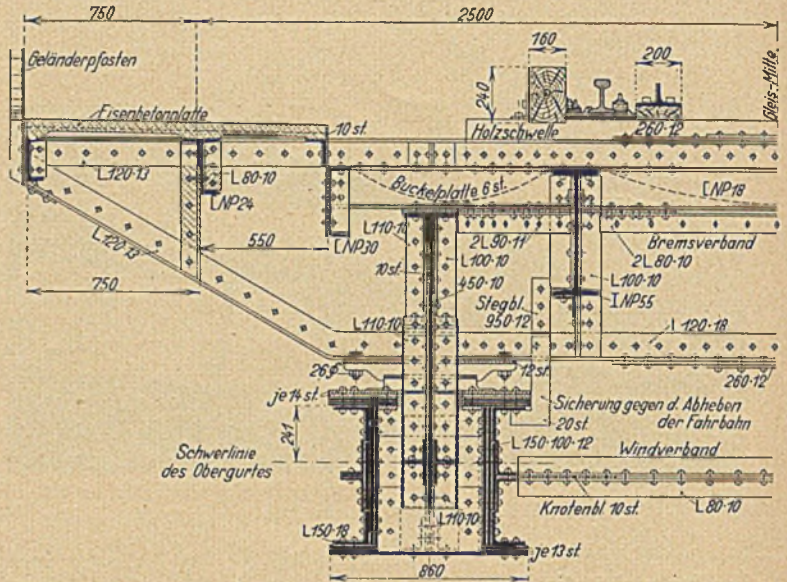


Abb. 2. Senkrechter Schnitt durch die Mitte des Bremsträgers.

Diese wagerechte, äußere Kraft wirkt nun durch die Schienen und Schwellen auf die Längsträger und weiter durch den Bremsverband auf die Bremsträger, die sie mittels ihrer Kragarme über die erwähnten Linienkipplager in der Schwerlinie des Hauptträgerobergurtes auf diese und damit auf alle Stäbe des Hauptträgers zentral übertragen.

Der besondere Bremsträger kann aber gespart werden, wenn der Abstand der Hauptträger gleich dem der äußeren Schwellenlängsträger gewählt werden kann. Diese dienen dann in dem erforderlichen größeren Querschnitt und mit Kragarm versehen zugleich als Bremsträger. Das dürfte bei reinen Eisenbahnbrücken stets, bei zweigeschossigen Brücken dann möglich sein, wenn bei der unteren Straßenfahrbahn die gewünschte Breite des Fahrdammes erzielt wird.

## ERFAHRUNGEN MIT GUSSBETON BEIM BAU DER NORDKAJE DES HAFENS II IN BREMEN.

Von Baurat Dr.-Ing. Agatz, Hafenbauamt, Bremen.

(Schluß von Seite 696)

III. e) Betonmaterialien, Betonmischungsverhältnisse für die Herstellung der Kajemauer und ihre Bauwerksfestigkeiten.

Als Zuschlagstoff für den Beton der Kajemauer ist ungesiebter Kies, welcher aus der Weser zwischen Aller-mündung und Dörverden gebaggert wurde, mit einem Hohlraumgehalt, in eingerütteltem und getrocknetem Zustande von 23 bis 25% verwendet worden (vgl. Abb. 26).

Für 1 m<sup>3</sup> feste Betonmasse wurden benötigt:

a) Rostplatte:

	Zement	Traß	Kies	(Porenwasser)	Wasser-zusatz
In Raumteilen . . .	190	85	1160	45	170 l
				(40)	(145) kg

b) aufgehendes Mauerwerk:

	Zement	Traß	Kies	(Porenwasser)	Wasser-zusatz
In Raumteilen . . .	153	65	1160	45	165 l
				(40)	(135) kg

Ich füge hier absichtlich nicht, wie bisher üblich, das Betonmischungsverhältnis, sondern die für „1 m<sup>3</sup> festen Beton“ benötigte lose Masse von Bindemitteln, Zuschlagstoffen und Wasser an; denn aus der nackten Angabe des Mischungsverhältnisses 1 : 1/2 : 6 geht weder die lose Masse, noch die Höhe des Wasserzusatzes hervor. Beide Angaben sind aber für eine vergleichende Betonforschung ebenso notwendig, wie die genaue Erfassung der Bindemittel und des verwendeten Zuschlagsmaterials.

Ich habe nämlich bei meinen letzten Vergleichsuntersuchungen unendlich viel Zeit und Mühe aufwenden müssen,

1) N. D. F. 28 T 400/500 bedeutet: Normendruckfestigkeit nach 28 Tagen 400 bis 500 kg/cm<sup>2</sup>.

um mir aus dem Text der Veröffentlichungen anderer Bauausführungen und Versuche mühselig vergleichende Angaben zusammenzustellen. Und oft habe ich vergeblich gesucht, weil die alleinige Angabe des Mischungsverhältnisses mehr als dürftig ist.

Wenn man die Druckfestigkeiten der Würfel nach drei Monaten (vgl. Abb. 27) betrachtet, dann muß man sich fragen, was hat eigentlich die Angabe des Mischungsverhältnisses noch mit diesen Festigkeiten zu tun. Wohin führt der Weg, wenn ich

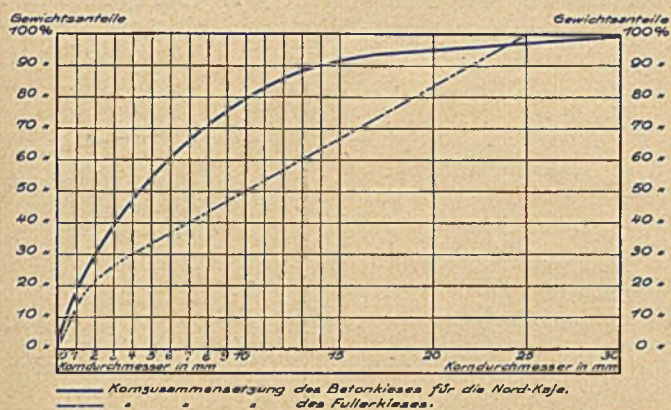


Abb. 25. Kieskurven.

erkennen muß, daß ich mit  $1 : \frac{1}{2} : 8$ , also einem mageren Mischungsverhältnis, in derselben Zeit höhere Festigkeiten erziele als mit  $1 : \frac{1}{2} : 6$  mit Kies- und Splittzuschlägen?

Und worin liegen die Ursachen?

1. In der Zusammensetzung der Zuschlagstoffe.
2. In dem bislang nicht genug berücksichtigten Porenwasser der Zuschlagstoffe.
3. In dem ungleichmäßigen Wasserzusatz.
4. In der verschiedenen Normenfestigkeit des Zementes.

Alles Gesichtspunkte, die die Angabe  $1 : \frac{1}{2} : 6$  bzw.  $1 : \frac{1}{2} : 8$  völlig außer acht läßt.

Von diesen Gesichtspunkten ausgehend, würde ich es begrüßen, wenn es Allgemeingut würde, an Stelle der Angabe des Mischungsverhältnisses aufzuführen:

„wieviel Bindemittel, Kies einschl. Porenwasser und Wasserzusatz benötigt werden, um „1 m<sup>3</sup> festen Beton“ herzustellen, und welche Beschaffenheit und Kornzusammensetzung das Zuschlagmaterial und welche Normenfestigkeit der Zement besitzt.“

Bislang ist die Feststellung, wieviel Zement zu einem bestimmten Betonmischungsverhältnis nötig ist, in der großen Allgemeinheit in der Weise erfolgt, wie es die in dem Zementkalender 1926 abgedruckte Mischungstabelle ergibt.

Mischungsverhältnis	Zement kg	Kies-sand l	Sand l	Schot-ter l	Druckfestigkeit nach 28 Tagen
1:3	470	1010	—	—	250 bis 350 kg/cm <sup>2</sup>
1:6	259	1100	—	—	140 „ 180 „
1:12	135	1250	—	—	50 „ 30 „
1:2:4	300	—	450	900	180 „ 240 „
1:4:8	152	—	450	900	70 „ 100 „

Diese Art der Feststellung des Zementzusatzes ist meiner Ansicht nach falsch. Verwendet man nämlich nach obiger Tabelle zur Herstellung von Beton  $1 : 2 : 4$  einen Zuschlagstoff mit großem Hohlraumgehalt wie beispielsweise Splitt, so benötigt man zur Herstellung von 1 m<sup>3</sup> Beton beispielsweise 450 und 900 = 1350 l Zuschlagstoffe und 300 kg Zement, während man zur Herstellung von Kiesbeton  $1 : 6$  mit einem Zuschlagstoff von geringem Hohlraumgehalt nur 1100 l Kies und 259 kg Zement für 1 m<sup>3</sup> feste Betonmasse benötigt.

Richtet man also die Zementmenge nach der aufzuwendenden losen Masse der Zuschlagstoffe, so benötigt man für den Splittbeton gegenüber dem Kiesbeton  $300 - 259 = 41$  kg Zement mehr. Es liegt da selbstverständlich auf der Hand, daß der Splittbeton bei anscheinend gleichem Mischungsverhältnis durch den höheren Zusatz von Zement auf 1 m<sup>3</sup> feste Betonmasse auch erheblich höhere Festigkeiten bekommen muß, ohne daß diese Festigkeitszunahme allein dem Splitt zuzuschreiben ist. — Das gleiche ist der Fall mit Betonkies, wo bei dichtem Kies weniger Material für 1 m<sup>3</sup> festen Beton benötigt wird als bei undichtem Kies.

Eine derartig schwankende Zementdosierung erschwert natürlich die vergleichende Betonuntersuchung ungemein und trübt das klare Bild über die Festigkeitseigenschaften des Betons und die Güte der Zuschlagstoffe.

„Diese Überlegung führt naturgemäß dazu, daß man von einem Mischungsverhältnis nach Angabe von Raumteilen der losen Masse Abstand nehmen und entweder, wie ich es vorher schon empfohlen habe, allgemein einführen muß, wieviel an Betonmaterialien auf 1 m<sup>3</sup> feste Betonmasse entfallen, oder aber das Mischungsverhältnis auf feste Betonmasse zu beziehen. Z. B. festes Mischungsverhältnis  $1 : 5$  ergibt 200 l Zement bei 1000 l fester Betonmasse.“

Diese letztere Angabe des Mischungsverhältnisses besitzt nämlich den großen Vorteil der Übersichtlichkeit und Vergleichbarkeit.

Will man nunmehr für eine bestimmte Mischungsmenge die Zementdosierung erhalten, so muß man natürlich die 200 Liter auf die für 1 cbm festen Beton erforderliche Zuschlagmenge verteilen. Dazu ist es notwendig, daß man vor Beginn des Betonierens bestimmt, wieviel Zuschlagmaterial für 1 cbm festen Beton benötigt wird (vgl. Kapitel IV b).

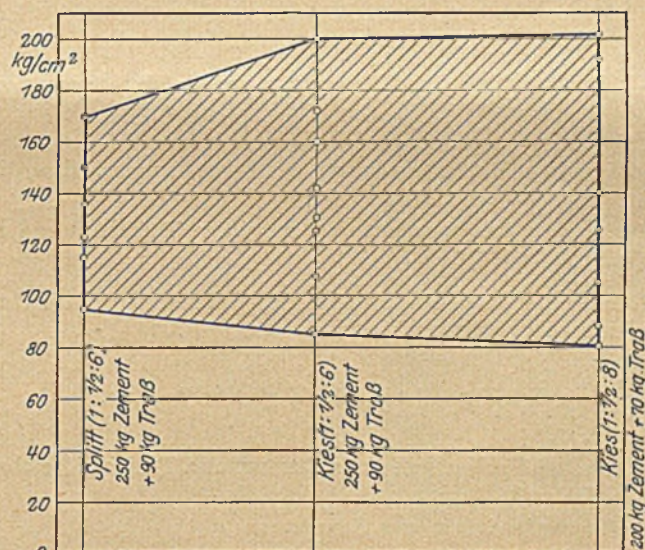


Abb. 26. Betondruckfestigkeiten verschiedener Mischungsverhältnisse nach drei Monaten.

Wir müssen uns also auch hier von der Überlieferung freimachen! Überlegen wir uns doch, daß wir die Festigkeit des Betons nicht von der losen Betonmasse, sondern von dem erhärteten Beton bestimmen, wobei es ganz gleichgültig ist, ob 1200 oder 1500 Liter lose Masse zu der Herstellung von „1 cbm festem Beton“ benötigt wurden.

Als Einheit ist daher „1 cbm fester Beton“ einzuführen und auf 1 cbm das Mischungsverhältnis aufzubauen. Im Grunde genommen bleibt es sich natürlich gleich, ob ich erkläre, ich habe nach losen Raumteilen oder Gewichtsteilen gemischt, oder ich beziehe die Angaben auf „1 cbm festen Beton“. Der Unterschied liegt nur darin, daß ich bei der Angabe  $1 : 6$  in Raumteilen oder Gewichtsteilen nie genau erkennen kann, wieviel Liter Bindemittel sind denn nun eigentlich auf „1 cbm festen Beton“ verwendet worden, da man von der losen Masse der

Zuschlagstoffe abhängig ist, die dauernd Schwankungen unterworfen ist und in der Angabe nicht erfaßt wird.

Wenn ich nun aber das Mischungsverhältnis auf „1 cbm festen Beton“ beziehe, also z. B. 1 : 5, so ergibt sich 1000 : 5 = 200 Liter Zement, wobei die Zahl 1000 Liter, in allen Fällen auf „1 cbm festen Beton“ bezogen, unveränderlich bleibt. Das gleiche Ergebnis erziele ich mit der Angabe der verbrauchten Bindemittel in Liter auf „1 cbm festen Beton“. Erfolgt dazu noch die Angabe des Wassergehaltes, also Wasserzusatz und Porenwasser der Zuschlagstoffe, ferner die Angabe der Kornzusammensetzung und des Materials der Zuschlagstoffe, dann ist

Es waren für „1 cbm festen Beton“ erforderlich:  
1000 : 5 · 1 = 200 Liter Zement, mit einer Normendruckfestigkeit nach 28 Tagen von 400 bis 500 kg/cm<sup>2</sup>,  
1000 : 5 · 0,5 = 100 Liter Traß,  
1000 : 5 · 1,2 = 240 Liter Wassergehalt, also einschl. Porenwasser des Zuschlagstoffes.

Wie oben schon gesagt, ist es ferner einzuführen, daß die Kornzusammensetzung und das Material des Zuschlagstoffes anschließend mit aufgegeben wird.

Wie aus den Kurven hervorgeht (vgl. Abb. 27), schwankt die Bauwerksfestigkeit des Betons bei gleichen Zuschlag-

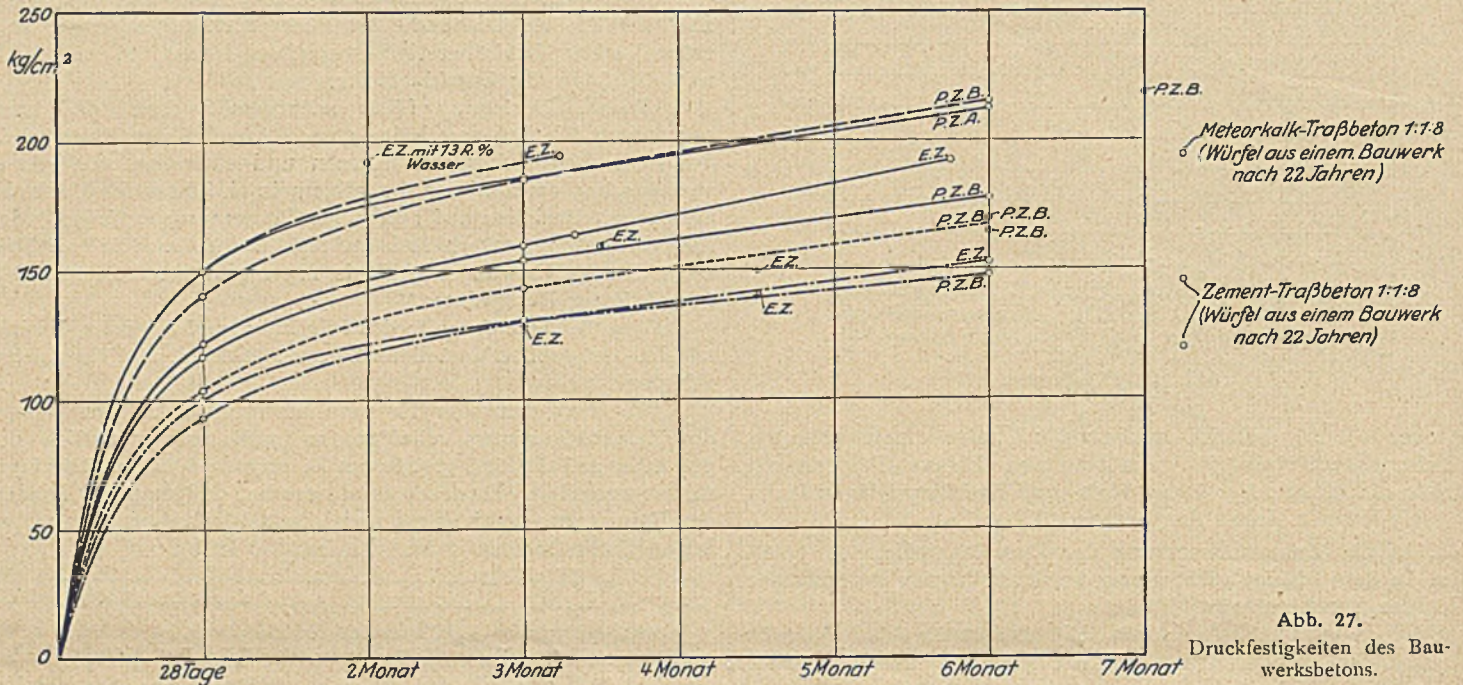


Abb. 27.  
Druckfestigkeiten des Bauwerksbetons.

endlich in allen Fällen eindeutig bestimmt, worauf sich die Festigkeit des Betons aufbaut.

Machen wir uns vorstehendes an einem Beispiel klar, so ergibt sich:

a) Bislang übliche Angabe des Mischungsverhältnisses in Raumteilen:

$$1 : \frac{1}{2} : 6.$$

$$1 \text{ Rt. Zement} : \frac{1}{2} \text{ Rt. Traß} : 6 \text{ Rt. Kies},$$

wobei fehlt:

1. die genaue Mengenangabe von Zement und Traß auf „1 cbm festen Beton“;
2. die Normenfestigkeit des Zementes,
3. der Wassergehalt des Betongemisches.

b) Angabe der verbrauchten Bindemittel und Zuschlagstoffe und Wasser auf „1 cbm festen Beton“:

- 200 Liter Zement (N. D. F. 28 T 400/500)<sup>2)</sup>,
- 100 Liter Traß,
- 200 Liter Wassergehalt einschl. Porenwasser,

womit alles angegeben ist, was für die Betonfestigkeit bestimmend ist.

c) Angabe des Mischungsverhältnisses auf „1 cbm festen Beton“:

$$1 (400/500)^2 : 0,5 : 1,2 : 5$$

$$(\text{Zement} : \text{Traß} : \text{Wassergehalt} : \text{festen Beton}),$$

das heißt also:

<sup>2)</sup> N. D. F. 28 T. 400/500 bedeutet: Normendruckfestigkeit nach 28 Tagen = 400 bis 500 kg/cm<sup>2</sup>.

Betonart	Auf 1cbm festen Beton entfallen:		Ergebnisse der Proben:	
	Gewicht	Zement Traß	aus dem Mischgut entnommen	aus dem fertigen Bauwerk ausgestemmt
Kiesbeton	250 kg +85 "	Portlandzement A u. B. Eisenportlandzement Traß	P.Z.A. u. P.Z.B. — E.Z. —	• P.Z.B. • E.Z.
Splittbeton	250 " +85 "	Portlandzement B. Eisenportlandzement Traß	— P.Z.B. — — E.Z. —	• P.Z.B.
Kiesbeton	200 " +65 "	Portlandzement B. Eisenportlandzement Traß	— P.Z.B. — — E.Z. —	+ E.Z.
Fuller-Kiesbeton	250 " +85 "	Portlandzement B. Traß	— P.Z.B. —	

stoffen, gleichem Wasserzusatz und gleicher Zementdosierung mit 153 bzw. 159 und 185 kg/cm<sup>2</sup> nach drei Monaten doch erheblich. Diese Unterschiede sind jedoch nur auf die Verwendung verschiedener Portlandzemente mit ihren verschiedenen hohen Normenfestigkeiten und ihrem verschiedenen Verhalten zum Traßzusatz zurückzuführen.

Zu beachten ist, daß die Festigkeit des Betons mit ungesiebtem Weserkies, aber mit einem Portlandzement von höherer Normenfestigkeit, aber keinem hochwertigen Zement, gleich hohe Festigkeiten ergibt wie Splittbeton, für den ein Portlandzement mit durchschnittlicher Normenfestigkeit verwendet wurde.

Der Wasserzusatz zum Beton bei der Herstellung des Bauwerkes lag anfangs im Mittel bei 12 Raumprozent und 4 Raumprozent Porenwasser des Kesses, Gesamtwassergehalt also rund 15 Raumprozent. Ein Abzug für Verdunstung und Versickerung von Wasser u. a. ist dabei nicht gemacht, weil allen diesen Angaben immer nur Schätzungen zugrunde gelegt



werden können. Durch den Einbau der späterhin noch näher beschriebenen, automatischen, regulierbaren Wasserabmeßgefäße konnte der Wasserzusatz zum Beton auf 10 Raumprozent bei 3,5 Raumprozent Porenwasser des Kieses herabgemindert werden, Gesamtwassergehalt also rund 12,8 Raumprozent. Trockener konnte wegen der Dichte der Eiseneinlagen nicht gemischt werden. Die Differenz im Wasserzusatz schwankt bei trockener, heißer Witterung und bei feuchten, kalten Tagen mit etwa 2 Raumprozent.

Die natürliche Folge des abgedrosselten Wasserzusatzes war natürlich ein Heraufschneiden der Betondruckfestigkeiten im Bauwerk, wie das in die Kurven hineingezeichnete Ergebnis eines ausgestemmtten Würfels aus der Rostplatte der Kajemauer mit 192 kg/cm<sup>2</sup> nach 2 Monaten ergab!

Der Vergleich der Festigkeiten der aus dem fertigen Bauwerk herausgestemmtten Würfel mit den in den eisernen Würfelformen 30/30/30 cm hergestellten Proben aus der in das Bauwerk

gegossenen losen Betonmasse ergibt, daß die Festigkeiten mit hinreichender Genauigkeit übereinstimmen.

Diese Übereinstimmung mit den Bauwerksfestigkeiten wird aber immer nur dann erzielt werden können, wenn der Beton kein überschüssiges Wasser abgeben kann, da sonst dasselbe aus den eisernen Würfelformen infolge ihrer Undichtigkeit an den Kanten, wo die einzelnen Platten aneinanderstoßen, abfließt. Diese Ungleichheit des Wassergehaltes der Würfel gegenüber dem Bauwerk sind der Grund mit für die bekannten Ausreißer bei den Prüfungen, wo die Festigkeiten entweder zu hoch oder zu niedrig liegen und dann niemals in die Kurve hineinpassen wollen.

Das Verstreichen der Fugen der Würfelformen bei nassem Beton verhindert wohl das Heraustreten des überschüssigen Wassers, aber nicht die Möglichkeit, daß man bei Entnahme des Betons aus der losen Betonmasse aus dem Bauwerk auch die richtige Wassermenge faßt.

### KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

#### Stütz- und Ufermauer ungewöhnlicher Bauart.

An Stelle einer Stützmauer mit davor gesetzter Ufermauer aus Bruchsteinen auf Betongründung in Louvroil an der Sambre in Nordfrankreich, die infolge Nachgebens einer tonigen Grundschicht versackt und gerutscht sind, ist ein gemeinsames Eisenbetonbauwerk nach nebenstehenden Zeichnungen (Abb. 1 u. 2) gesetzt worden, das seit 1922 allen Beanspruchungen standhält und durch seine Gliederung einen gefälligen Eindruck macht.

Das Mauergerüst wird durch eine Eisenbetonschwelle mittels zwei Reihen von Betonpfählen, die im Boden gestampft worden sind, auf den Kiesgrund übertragen und durch eine Ziegelverblendung zwischen Eisenbeton-Längs- und -Querrippen verringert. Die Uferwand aus T-förmigen Eisenbetonbohlen von 1,4 m Breite ist mit der Grundschwelle durch Erdanker in je 2,8 m Abstand gehalten, die den größten Zug von 48 t bei 4 kg/cm<sup>2</sup> Widerstand der Endplatte

ist und Ansätze zum Herausziehen und eine Eingußöffnung für den Füllbeton hat. Erhält der Pfahl eine Bewehrung (meist 4 bis 6 Längseisen von 20 mm Stärke mit Bügeln in 25 cm Abstand), so wird sie, nach Hochziehen der oberen Teile der Schlaghaube, fertig abgebunden in einer Minute eingesetzt und der Beton (1 : 1½ : 3) dann mittels Kübeln von 200 l Inhalt eingegossen. Zum Herausziehen des Futterrohres gibt der Bär der Dampftramme 80 mal in der Minute bei 40 cm Hub mit den Enden seines Querhauptes von unten Schläge gegen die Ansätze des Futterrohres und hebt es damit jedesmal 4 cm gegen einen Reibungswiderstand von 15 t. In den so entstehenden Hohlring dringt sofort der Beton nach, wird jedoch durch das federnd zurück-

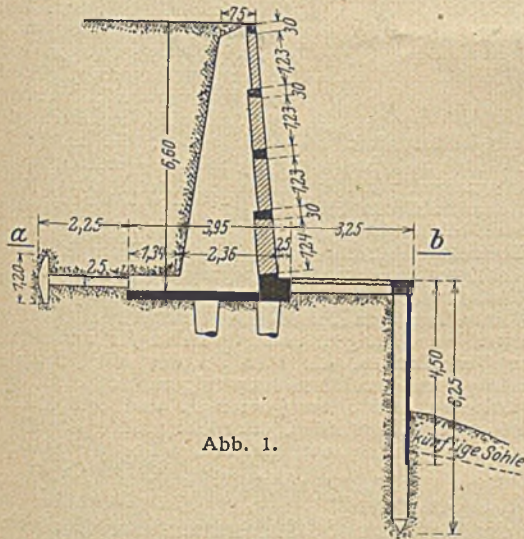


Abb. 1.

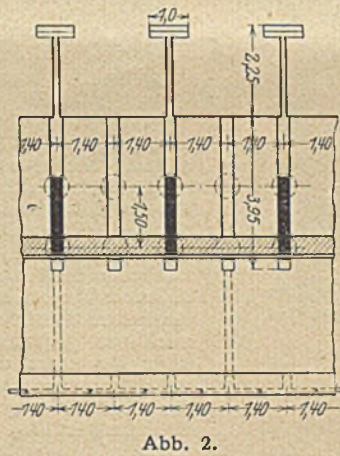


Abb. 2.



Abb. 1.

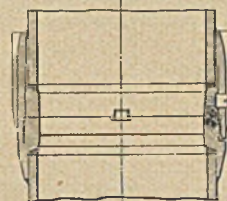


Abb. 3.

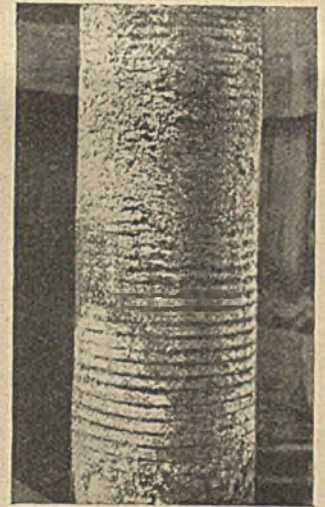


Abb. 2.

(1,0 x 1,2 m) aufnehmen können. Die Stützmauer ist für Belastung der Hinterfüllung mit 2000 kg/m<sup>2</sup> und eine Pfahllast von je 45 t berechnet. (Nach Raph. Verwilghen in Technique des travaux, Lüttich 1926, Nr. 2, S. 91—95 mit 5 Zeichn. und 1 Abb. und 1 farbigen Tafel.)

#### Der Rüttelbetonpfahl.

Die Vorzüge der im Boden hergestellten Beton-Tragpfähle sind weiter durch das patentgeschützte Rüttelverfahren vermehrt worden, erfunden vom Ingenieur A. Hiley der British Steel Piling Co., London.

Die Pfähle sind gewöhnlich 10 m lang und 45 cm stark. Das Futterrohr wird durch eine direkt wirkende Dampftramme mit 2 t Bärgewicht und 15 m hohem Gestell eingetrieben, das durch Rückrichtungen der Laufrollen genau über dem Pfahlpunkt eingestellt, bei Bedarf auch zum Schrägschlagen gekippt werden kann. Das Futterrohr greift mit einer hanfgedichteten Fuge in einen gußeisernen Schuh (Abb. 1) und trägt eine aus mehreren Teilen bestehende, holzgefüllte Schlaghaube, deren unterster Teil mit dem Rohr verschweißt

gehende Futterrohr, das überdies vom Bär beim Gegenlauf einen leichten Schlag nach abwärts erhält, zusammengepreßt und gibt der Außenfläche des Pfahles eine Riefung (Abb. 2). Diese rasch aufeinander folgenden Rucke (80 in der Minute) verdichten den Beton des ganzen Pfahles, wie ausgegrabene Probpfähle bestätigt haben, die auch nicht dadurch gelitten haben, daß vor ihrem Erhärten neue Pfähle in nächster Nähe niedergetrieben worden sind. Reicht die Regellänge von 10 m nicht aus, so werden die Futterrohre in Stücken von 3 m Länge mittels dreiteiliger Ringmuffen (Abb. 3) verlängert, die den glatten Rohrlauf innen nicht stören und das Rohr außen so wenig verdicken, daß das Herausziehen, bei dem die Dampftramme bis 150 t Zug entwickeln kann, nicht erheblich erschwert wird; die beiden Endteile der Muffe sind mit den Rohrenden verschweißt und werden durch das Aufschrauben des Mittelteils gegen die Dichtungseinlagen gepreßt. Solche Verlängerungen sind bis 24 m ausgeführt und Ansatzröhren mit ihren Muffen bis 800 mal wieder verwendet worden. Zur Beschleunigung der Arbeit werden lange Pfähle mit zwei Kübeln gegossen. Bei 10 m langen Pfählen werden durchschnittlich 10 in einem Tage fertig, die Höchstleistung war 20 Stück in 10 Stunden. (Aus Engineering vom 26. Febr. 1926, S. 251—255 mit 13 Zeichn. und 4 Abb.)

**Amerikanische Brückenverstärkung.**

Im Engineering News-Record vom 8. April 1926 wird über interessante Verstärkungsarbeiten an einer Brücke über den Coloradofluß für die Great Northern Ry. berichtet. Diese, in den Jahren 1892—93 erbaute Eisenbahnbrücke genügte den verstärkten Verkehrslasten nicht mehr, so daß schon während der letzten Jahre alle Züge nur mit

dies im wahren Sinne des Wortes der Fall, indem man zu der alten Konstruktion eine neue hinzufügte, die im Aufriß und hinsichtlich der Stababmessungen fast genau so ausgebildet war, wie die alte (vgl. Abb. 1 u. 3a). Nur die Breite ist um 3 m vergrößert worden, um genügend Spiel zwischen den alten und neuen Hauptträgern zu lassen, und außerdem liegt das ganze System um etwa 2,44 m tiefer, damit die neuen Querträger noch unterhalb der alten Konstruktionsunterkante hindurchgehen konnten. Die östliche Seitenöffnung erhielt als Verstärkung einen neuen mittleren Hauptträger, der aber so bemessen wurde, daß er ebensoviel tragen konnte, wie die beiden alten Hauptträger zusammen. Aus Abb. 3 geht hervor, daß er mit Rücksicht auf den alten Querträger ungefähr 2,41 m tiefer angeordnet werden mußte. Von den alten Fahrbahnlangträgern nahmen ursprünglich nur die beiden inneren die Eisenbahnlast auf, während die beiden äußeren als Aussteifungsdiensten. Man brauchte also hier nur die beiden letzteren ebenso stark zu machen, wie die inneren Träger und sie gehörig durch Queraussteifungsbleche (je drei in einem Felde) zu verbinden, um die nötige Tragfähigkeit zu erhalten. (Abb. 3c.)

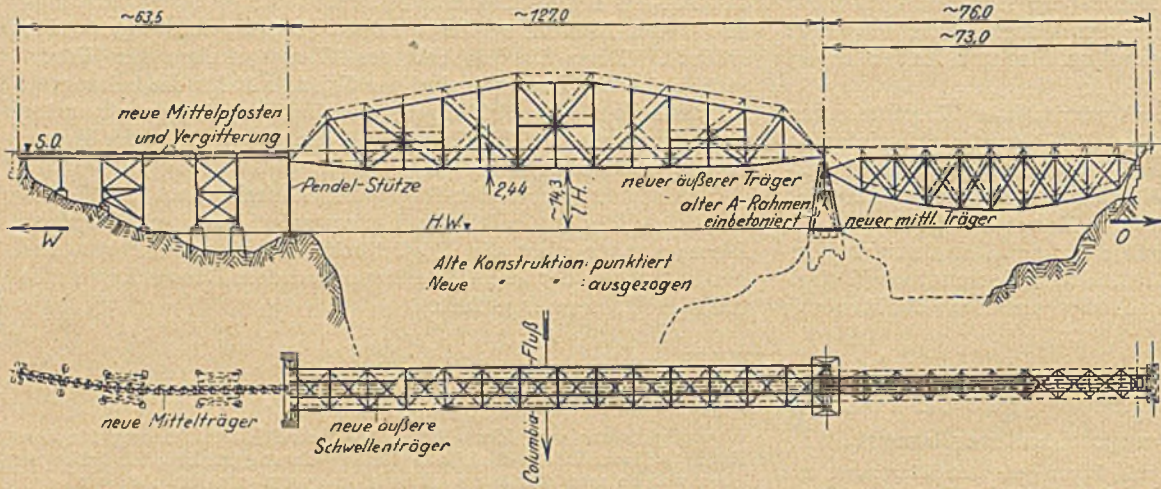


Abb. 1. Grund und Aufriss der verstärkten Brücke.

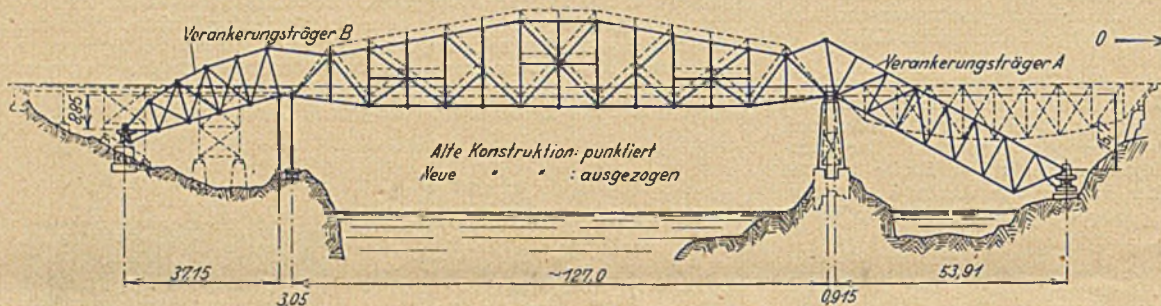


Abb. 2. Aufstellung der Mittelöffnung.

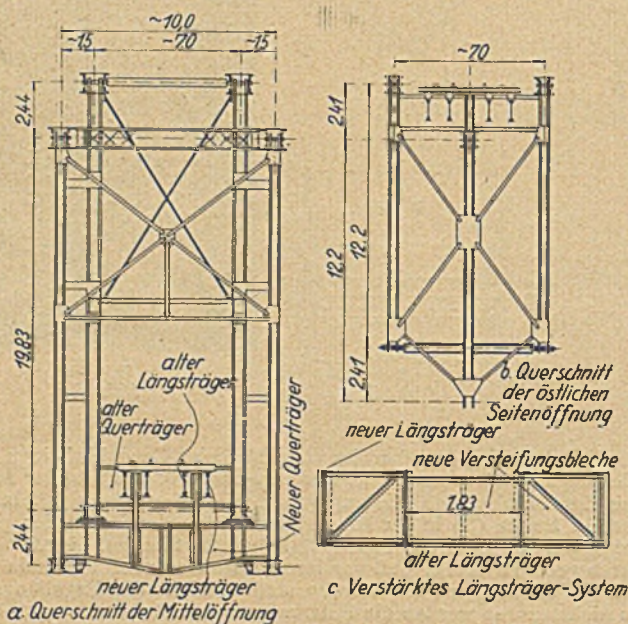


Abb. 3 a-c. Querschnitte.

verminderter Geschwindigkeit über die Brücke fahren durften. Die Art der Verstärkung ist bezeichnend für die amerikanische Anschauungsweise, nur dem rein praktischen Bedürfnis zu dienen, und dabei die Kosten auf einem Minimum zu halten, ohne Rücksicht auf das Aussehen. Durch die Verstärkung sollte die Tragfähigkeit verdoppelt werden. Dies ließ sich durch einfache Veränderung der alten Konstruktion natürlich kaum erreichen. Man half sich nun so, daß man das alte Trägersystem gewissermaßen verdoppelte. Bei der Mittelöffnung ist

Man kann im Zweifel darüber sein, ob bei derartigen Verstärkungsmethoden die beabsichtigte Verteilung der Lasten erreicht wird, d. h., ob im vorliegenden Fall die alten und neuen Träger auch jeder wirklich die halbe Last erhalten. Man kann sich diesem Ideal allerdings durch reichliche gegenseitige Versteifungen und Verkeilungen annähern. Aber besonders die Verkeilungen, die hier bei der Mittelöffnung mit dem neuen Querträger und den alten Hauptträgeruntergurten, bei der Seitenöffnung zwischen dem alten Querträger und dem neuen Hauptträgerobergurt angeordnet wurden, erfordern größte Vorsicht, damit nicht etwa unzulässige Vorspannungen in den Fachwerkstäben hervorgerufen werden.

Über die Versuchsergebnisse gibt folgende Tabelle Aufschluß: Die Ergebnisse werden in dem Versuchsbericht wie folgt zusammengefaßt:  
„Ebenso wie die Ergebnisse der Dichtigkeitsbestimmung den günstigen Einfluß eines Splittzusatzes auf den Dichtigkeitsgrad erkennen lassen, ist aus den Festigkeitswerten die günstige Wirkung eines solchen Zusatzes auch auf die Festigkeit ersichtlich. Hiermit ist also der Beweis erbracht, daß der Zusatz von Steinsplitt einem Kiesbeton, auch wenn er weniger als 300 kg Zement auf 1 m<sup>3</sup> fertig verarbeiteten Beton enthält, die für Eisenbetonzwecke erforderliche Dichtigkeit und Festigkeit zu verleihen vermag, unter der Voraus-

**Würfel Festigkeit des Betons und Mindestmenge an Zement.**

In den „Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt und dem Kaiser-Wilhelm-Institut für Metallforschung zu Berlin-Dahlem“ 1926, Neue Folge, Heft 2 (Verlag von Julius Springer, Berlin) berichtet Herr Professor H. Burchartz über Versuche über den Einfluß eines Zusatzes von Steinsplitt zu Kiesbeton auf dessen Dichtigkeit und Festigkeit.

Verwendet wurde ein Portlandzement mit 423 kg/cm<sup>2</sup> Druckfestigkeit nach 28 Tagen kombinierter Lagerung, Kossebauder Kies bzw. Kiessand von 0—25 mm Korngröße und Granitsplitt von 5—25 mm Korngröße.

Über die Versuchsergebnisse gibt folgende Tabelle Aufschluß: Die Ergebnisse werden in dem Versuchsbericht wie folgt zusammengefaßt:

„Ebenso wie die Ergebnisse der Dichtigkeitsbestimmung den günstigen Einfluß eines Splittzusatzes auf den Dichtigkeitsgrad erkennen lassen, ist aus den Festigkeitswerten die günstige Wirkung eines solchen Zusatzes auch auf die Festigkeit ersichtlich. Hiermit ist also der Beweis erbracht, daß der Zusatz von Steinsplitt einem Kiesbeton, auch wenn er weniger als 300 kg Zement auf 1 m<sup>3</sup> fertig verarbeiteten Beton enthält, die für Eisenbetonzwecke erforderliche Dichtigkeit und Festigkeit zu verleihen vermag, unter der Voraus-

Reihe	Mischungsverhältnis des Betons	Zementmenge, bezogen auf 1 m <sup>3</sup> frisch gestampften Betons	Unterschied im Undichtigkeits- grad der Kiessplitt- betonmischungen gegenüber den Kies- betonmischungen	Würfelfestigkeit von 28 Tage alten 20er Würfeln aus erdfeucht angemachtem Beton. Würfel an der Luft im Zimmer erhärtert, vom 2. bis 7. Tage täglich einmal angefeuchtet
		kg	%	kg/cm <sup>2</sup>
1	1 Rtl. Zement + 4 Rtl. Kies	360		311
2	1 " " + 5 " "	295		246
3	1 " " + 6 " "	250		189
4	1 Rtl. Zement + 3 Rtl. Kies + 1 1/2 Rtl. Splitt	250	20	409
5	1 " " + 3 1/2 " " + 1 3/4 " "	300	19	298
6	1 " " + 4 " " + 2 " "	270	17	274

setzung, daß Kies bzw. Kiessand und Splitt zweckentsprechende Kornzusammensetzung aufweisen."

Die Reihe 4 hat die größte Dichtigkeit und Festigkeit des Betons ergeben, obwohl hierbei nur 250 kg Zement auf 1 m<sup>3</sup> frisch gestampften Betons vorhanden waren. Diese Mischung ist nach § 6, Ziffer 2, Absatz 2 der Eisenbetonbestimmungen vom September 1925 unzulässig. Zulässig sind dagegen die Mischungen der Reihen 1, 5 und 6, die jedoch einen größeren Undichtigkeitsgrad und geringere Festigkeit gezeigt haben als die nach den Eisenbetonbestimmungen unzulässige Reihe 4.

W. P.

### Umbau einer eisernen Gitterbrücke in eine gemauerte Bogenbrücke unter Aufrechterhaltung des Zugverkehrs.

Für den Umbau der zweigleisigen eisernen Gitterbrücke über das Tal der Orbe, 2,5 km östlich von Vallorbe, in der Eisenbahn

worden (Abb. 1). Danach wurden die Eisenträger mittels Holzschwellen auf die Zwischenpfeiler abgestützt und diese zwischen den Hauptträgern bis an die Fahrbahnträger in Beton hochgeführt (Abb. 2). Hierauf wurden die Fahrbahnträger und Schwellen durch 4 I-Längsträger ersetzt, die mittels Holzschwellen auf den Zwischenpfeilern ruhten, seitlich gut versteift waren und auf hölzernen Unterlagen zwischen den inneren unteren Flanschen die Schienen trugen. In einer Zugpause konnten so 10 bis 40 m Gleis umgelegt werden. Nach Entfernung der Hauptträger ging dann die Verlängerung der Zwischenpfeiler und der Einbau der Zwischenbögen mit Betonfüllung der Zwickel rasch vonstatten (Abb. 3), dem der endgültige Gleisunterbau für beide Gleise folgte. Der Umbau (Abb. 4) mit rd 19 000 m<sup>2</sup> neuem Mauerwerk

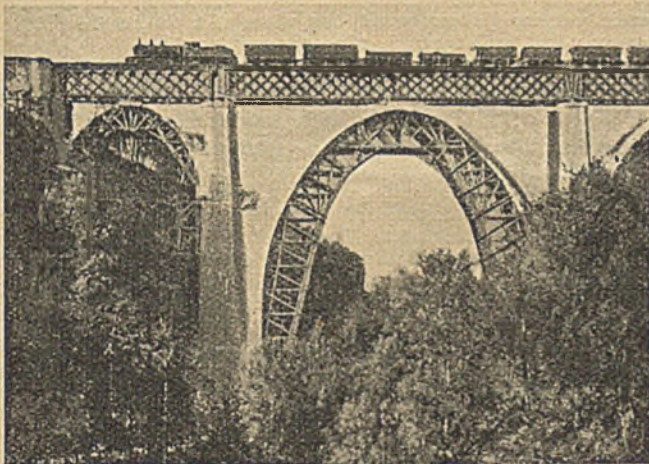


Abb. 1.

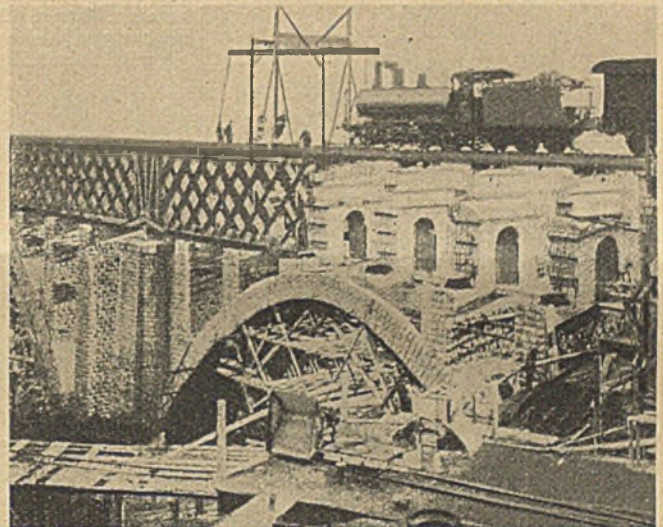


Abb. 2.

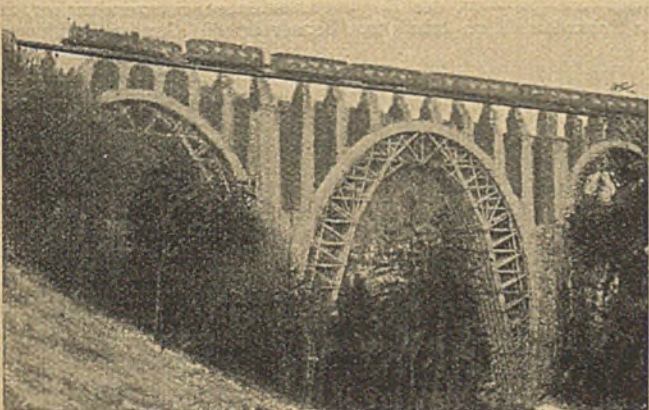


Abb. 3.



Abb. 4.

von Lausanne nach Paris in eine gemauerte Bogenbrücke ist zunächst ein Gleis abgebrochen und das andere in die Pfeilermitte gerückt, dann der Bau der drei Hauptbögen von 30, 44 und 19 m Weite mit dem Zwischenpfeiler darunter fertiggestellt

war im Juni 1925 fertig und hat 1,5 Mill. schweizerische Franken gekostet, wovon rd 100 000 Franken auf die Lehrgerüste entfielen. (Engineering News-Record vom 20. Mai 1926, S. 810—811.)

N.

### Die Catskill-Wasserversorgung von New York.

In den Jahren 1905 bis 1924 ist die Catskill-Wasserversorgung mit 191 Mill. Dollar Aufwand erbaut worden, die neben der Crotonwasserleitung Groß-New-York bis aus 250 km Entfernung mit Trinkwasser versorgt. Sie besteht aus zwei Sammelstalsperren mit einem 29 km langen Verbindungstunnel, einer 150 km langen Druckleitung (Tunnel, Betonkanäle und Dücker), einer Vorratstalsperre, einem Ausgleichsweiher und einem Verteilungshochbehälter (Abb. 1). Das äußerste Sammelbecken (Schohariegebiet) mit einem Stauraum von 75 Mill. m<sup>3</sup> wird abgeschlossen durch eine Schwergewichtmauer aus Eisenbeton von 55 m größter Höhe mit Werksteinverkleidungen gegen das überstürzende Wasser und einem anschließenden Erddamm mit Betonkern; es liegt bereits jenseits der Wasserscheide und hat deshalb einen 29 km langen Tunnel, den längsten der Welt, für die Verbindung mit dem nächsten Sammelbecken gebraucht. Der hufeisenförmige Tunnel hat 3 m Weite und 3,5 m Höhe und Beton-

von 7 Zwischenschächten in 6 Jahren fertiggestellt worden. Das zweite Sammelbecken (Esopusgebiet) faßt 480 Mill. m<sup>3</sup> und ist durch eine Betonspermmauer von 77 m größter Höhe abgeschlossen und durch einen Erddamm geteilt, um das Wasser abwechselnd entnehmen zu können; unterhalb der Spermmauer wird das Wasser über einem Betonbecken durchlüftet, um zeitweise auftretenden schlechten Geruch und Geschmack zu beseitigen. Die Vorratstalsperre (Kensico) hat 110 Mill. m<sup>3</sup> Stauraum, um bei einem Schaden an der 120 km langen Druckleitung oberhalb die Wasserversorgung auf Monate zu sichern, und eine Betonschwergewichtmauer von 93 m größter Höhe; unterhalb liegt eine Belüftungs- und eine Chlorungsanlage (Zusatz von gelöstem Chlor). Der offene Ausgleichsweiher (Hill View) mit 3,75 Mill. Kubikmeter Inhalt und 11 m Wassertiefe hat Erddämme und ist in zwei Teile zerlegt. Der Verteilungshochbehälter (Silver Lake) mit 1,68 Mill. m<sup>3</sup> Inhalt in zwei Kammern ist 730 x 450 m groß und 11 m tief und liegt mit seinem Wasserspiegel 69 m über dem Meere, so daß die Druckhöhe für das Verteilungsrohrnetz ausreicht. Die 150 km lange Druckleitung besteht im Hauptteil (90 km) aus einem hufeisenförmigen Betonkanal von 5,3 m Weite und 5,2 m Höhe, in offenem Einschnitt mittels zerlegbarer Stahlrüstung hergestellt (Abb. 2) und mit Erde überschüttet; gewöhnlich läuft das Wasser darin (22 m<sup>3</sup>/s) nicht mit voller Füllung. Unter den breiteren Seitentälern und unter dem Hudson ist die Leitung als Druckstollen tief in gesundem Fels durchgeführt, unter dem Hudson 338 m unter dem Meeresspiegel (Abb. 3); unter den kleineren Tälern liegen Stahlrohrdücker von 3,4 m Durchmesser, außen mit Beton verkleidet. Auch die Hauptleitungen nach den Versorgungsgebieten sind 29 km Druckstollen von 4,6 bis 3,3 m Durchmesser im Fels bis 230 m unter Meeresspiegel; die 25 Bauschächte, mit Stahlrohren ausgekleidet, verbinden jetzt die Stollen mit dem Verteilungsrohrnetz.

Der Gesamtinhalt aller Wasserbehälter erreicht 670 Mill. m<sup>3</sup>. Der Wasserpreis stellt sich, bei 185 Mill. Baukosten ohne Bauzeit-zinsen, für jeden Verbraucher auf rd. 3/4 Cents täglich. Der Wasserverbrauch ist von 1916 bis 1922 um 42 Mill. m<sup>3</sup> jährlich gestiegen, so daß bei weiterer gleicher Zunahme die Leistungsfähigkeit der jetzigen Wasserversorgung i. J. 1935 erschöpft und für eine weitere Vergrößerung, wofür die Vorarbeiten schon im Gange sind, nur eine Bauzeit von 10 Jahren verfügbar wäre. (Nach La Technique des Travaux vom April 1926, S. 183—195 mit 13 Abb.) N.

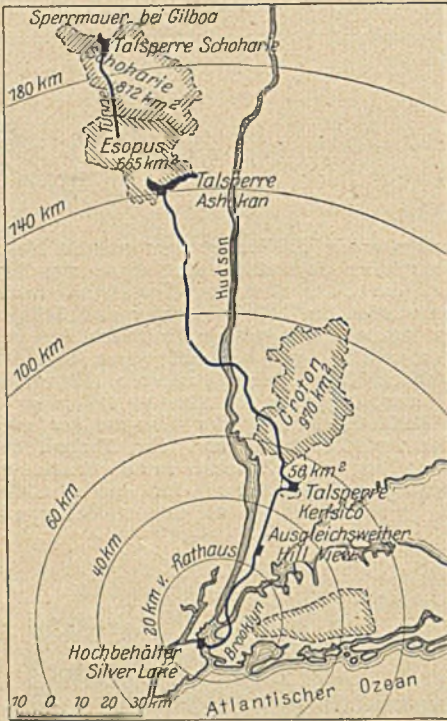


Abb. 1.

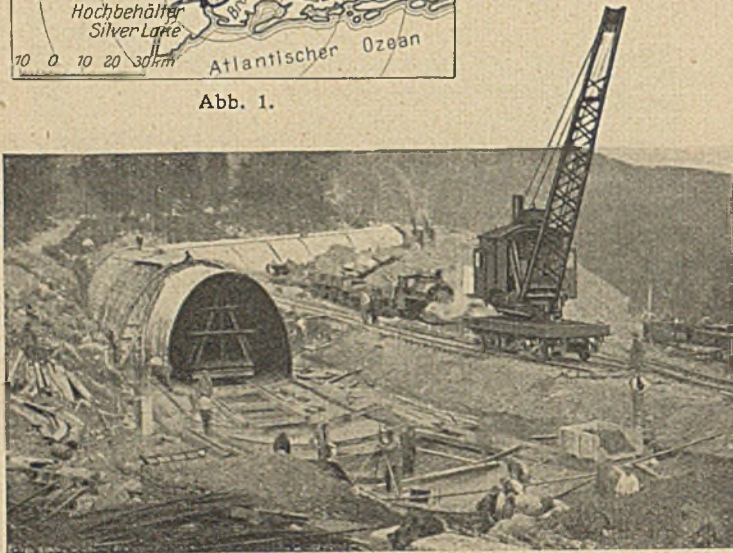


Abb. 2.

### Experimentelle Lösung statisch unbestimmter Systeme für den Gebrauch in der Praxis.

In Heft 7/1925 Ihrer geschätzten Zeitschrift gibt Herr C. Riekhoff einen Beitrag zu dem Gegenstand, den ich in meinem Artikel „Automatische Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke“ in Heft 9/1924 des „Bauingenieur“ in die deutsche technische Literatur einzuführen Gelegenheit hatte. Herr Riekhoff bringt in seinem Artikel die elegante Lösung der Nullpunkte für die Auswertung der tatsächlichen Biegungskurven, welche letztere ich damals im Anhang behandelt habe und seither nur selten in Sonderfällen und gelegentlich zur Kontrolle verwende.

Um Enttäuschungen zu vermeiden, scheint es mir angebracht, mitzuteilen, warum ich den von Herrn R. eingeschlagenen Weg nicht für einen Fortschritt in der Materie ansehe.

Zunächst ist die Auswertung tatsächlicher Biegungslinien lästig, weil sie aufgezeichnet werden müssen, die Fortnahme des Instrumentes erfordern und nach Herrn R. sogar rechnerische Operationen notwendig machen. Ich habe aber schon damals und seither mit noch mehr Grund nur solche Methoden als Arbeitsmethoden mit dem von mir erfundenen „Continostat“ empfohlen, die ein direktes Ablesen der Werte ermöglichen, mit welchem eine Last P oder G multipliziert werden muß, um den fertigen Wert des Biegemomentes, Stützendruckes, Scher- oder Normalkraft zu erhalten. Ferner ist die Genauigkeit von Tangenten häufig unzuverlässig, besonders dann, wenn die Kurven flach sind, aber die Lasten sich in der Nähe des Auflagers befinden, und doppelt lästig, weil ihre Aufzeichnung Raum und bei Herrn R. sogar Abbau des Modells erfordert. Herrn Riekhoffs Artikel bezieht sich also nur auf einen ganz kleinen Teil der täglichen statischen Aufgaben, nämlich auf die Biegemomente unter einer ganz bestimmten Einzellast, welche nicht zu nahe an den Balkenenden steht und benötigt zur weiteren Berechnung doch wieder die mathematische Statik. Vom Standpunkt der praktischen

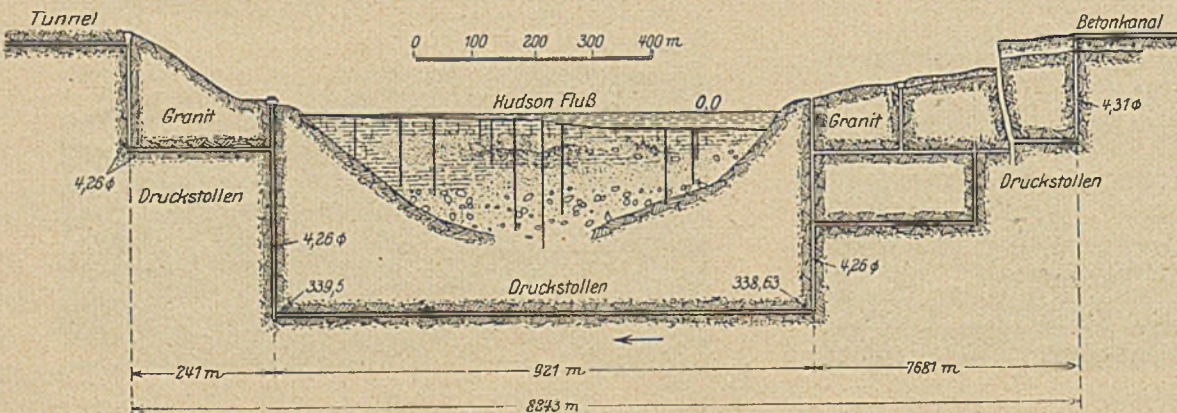


Abb. 3.

auskleidung, um ständig 26 m<sup>3</sup> in der Sekunde abzuführen, da in dem felsigen Einzugsgebiet der mittlere Jahresabfluß 69% des Niederschlags erreicht und zu seiner Aufspeicherung das zweite, sehr große Sammelbecken mit benutzt werden muß; er ist mit Zuhilfenahme

Verbreitung mechanischer Rechnungsweisen der täglich sich dem Ingenieur bietenden Aufgaben muß ich auf Grund meiner Erfahrungen eine lose Apparatur, wie von Herrn R. beschrieben, für einen bedenklichen Rückschritt ansehen. Ich habe lange Zeit mit losen

Teilen gearbeitet und bin nach vielen und opferreichen Versuchen auf die endgültige Form des „Continostat“ gekommen in der Erkenntnis, daß ein praktisch überall brauchbarer Apparat zur unmittelbaren, genauen und endgültigen statischen Berechnung elastischer Systeme die folgenden Bedingungen erfüllen muß:

Innerer Ausgleich im Apparat aller am Modell hervorgerufenen Spannungen, so daß dieselben beliebig stark sein können, kein Festzwecken einzelner Teile auf der Unterlage oder Beanspruchung und damit Beschädigung derselben in irgendeiner Weise.

Genügende Starrheit des Apparates mit den gebogenen Stäben, so daß die genaue Lage jedes Punktes gesichert ist, daß die Kurven ohne Ausweichen der Bänder mit Bleistift nachgezogen werden können und daß ohne Zeitverlust oder Verschiebung der gebogene Stabzug hinweggenommen und an derselben oder an anderer Stelle wieder aufgelagt werden kann.

Verwendungsmöglichkeit des Instrumentes in jeder Neigung, um bequemes Arbeiten an irgendeiner Stelle einer großen Zeichnung zu ermöglichen.

Fertige starr verbundene Auflager für die am häufigsten vorkommenden täglichen Aufgaben wie durchlaufende Träger mit oder ohne Säulen, so daß der gesamte Aufbau des Modells lediglich in der einfachen Verlegung eines Stahlbandes besteht und Änderungen der Auflagerbedingungen ohne jeden Zeitverlust möglich sind.

Reibungsloses Aufliegen der Stahlbänder auf der Zeichnung, um genaue Ablesungen und Aufzeichnung zu ermöglichen.

Möglichkeit der Anwendung von Methoden, welche ein direktes Ablesen der Spannungsordinate ermöglichen, welche jeweils nur mit den gegebenen, beliebig vielen Einzel- oder verteilten Lasten zu multiplizieren ist, um bereits das fertige Resultat zu erhalten.

Zum Schluß möchte ich bemerken, daß nach meiner Meinung nur mit einem Apparat, welcher die vorstehenden Bedingungen erfüllt, die Gelenkmethode mit Bequemlichkeit und Sicherheit angewendet werden kann.

Buenos Aires, 13. April 1926.

Otto Gottschalk.

Hiermit ist die vorstehend behandelte Angelegenheit für uns endgültig abgeschlossen.  
Die Schriftleitung.

### Beispiele für genaue Aufteilungen der Kreisfläche.

Von Univ.-Prof. Dr. Hielscher, Münster (Westf.).

#### 1. Beispiele mit Hilfe Gerader:

Heft 15 des „Bauingenieur“ (Seite 297) behandelt u. a. die Unterteilung von beliebigen Flächen in Streifen gleichen Flächeninhalts. Zur Lösung solcher Aufgabe empfiehlt es sich, von der Grundaufgabe auszugehen, eine Kreisfläche in Kreisteilflächen zu

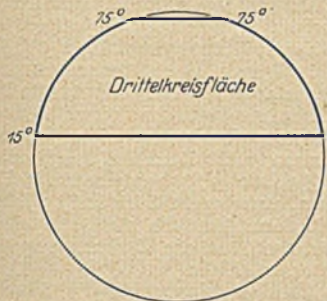


Abb. 1.  
Kreisflächenaufteilung durch zwei Gleichlaufende.

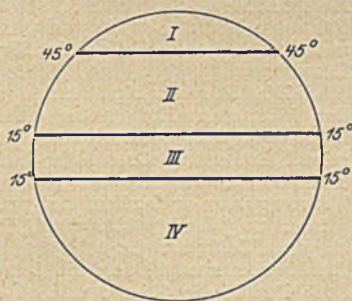


Abb. 2.  
Aufteilung durch drei Gleichlaufende.

zerlegen durch Gerade, die dem Durchmesser gleichlaufen. Pol-Äquator-Gradeinteilung sei benutzt; als Beispiel ganze und gespaltene Kreisabschnittflächen (30 Grad). Es hat die zusammenhängende Fläche (Abb. 1), die durch den 15. und 75. Breitengrad abgeschnitten und somit durch diese beiden Geraden begrenzt wird, Drittelkreisflächeninhalt. — Beweis: Am Pol nur ein (30°) Kreisabschnitt; dagegen halber Äquatorgürtel in Breite 0°—15°:  $\frac{r^2}{2} +$  ein

(30°) Kreisabschnitt. Zwischenraum  $r^2 + 4$  Kreisabschnitte (je zu 30° gehörend).

Oder zieht man den 45. und 15. nördl. wie südl. Breitengrad, so schneiden diese Gleichlaufenden 4 Stücke aus dem Vollkreise (Abb. 2), von denen das erste (I) mit dem dritten (III) zusammen  $\frac{5}{12}$ , das zweite (II) mit dem vierten (IV) zusammen  $\frac{7}{12}$  Vollkreisfläche

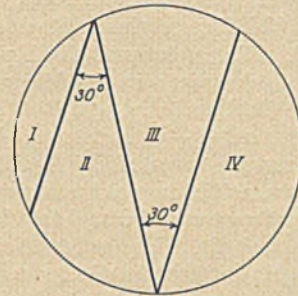


Abb. 3.

Aufteilung durch eine gebrochene Linie.



Abb. 4. Beispiele für eine fortlaufende Kreisflächenaufteilung von den Endpunkten des Durchmessers aus.

darstellen. Solche Teilung des Vollkreises kann auch durch eine einzige gebrochene Linie erfolgen wie in Abb. 3.

2. Beispiele von einem Punkte der Peripherie aus begonnen:

Für Abplattungsberechnungen kommen Aufteilungen in Betracht, die von Punkten der Peripherie ausgehen. Auch hier einige Beispiele unter Zuhilfenahme des Winkels 30 Grad, die Abb. 4 wiedergibt; benutzt sind hierbei kleinere Kreisabschnitte je zu  $\frac{r^2}{4}$ , größere je zu  $\frac{r^2}{2}$  gehörend. Die Teilungen lassen sich fortsetzen.

### Erhärten von Beton in trockenem Wetter.

(Von C. L. Mc Kesson, Prüfungsingenieur der staatlichen Straßenbauverwaltung in Kalifornien.)

Das ungewöhnlich trockene Wetter der Sommer 1923 und 1924 hat die kalifornische Straßenbauverwaltung veranlaßt, um die Bauarbeiten nicht einstellen zu müssen, Betonstraßendecken auch unter flockigem Chlorcalcium (1,4 kg/m<sup>2</sup>) erhärten zu lassen. Ausgebohrte Proben aus diesen Strecken haben gegen solche mit gewöhnlicher Wassererhärtung nach 90 Tagen 80 bis 90%, nach einem Jahre 100% Druckfestigkeit ergeben, jedoch haben diese Strecken deutliche Abschuppungen (bis 3 mm Stärke) gezeigt. Dabei ist auch festgestellt worden, daß Beton nach langer Austrocknung bei neuer Wasseraufnahme an Festigkeit zunimmt, jedoch nur, wenn er schon genügend Widerstandsfähigkeit gegen Rißbildung hatte. Bei den Versuchen im Jahre 1925 hat eine Strecke, die nur mit trockener Erde abgedeckt worden war, eine weichere Oberfläche bekommen als die feucht abgedeckten Strecken und nach 14 Tagen genügende Festigkeit, dann aber keine weitere Zunahme gezeigt, offenbar weil dann das zurückgehaltene Anmachwasser verbraucht war. Weiter haben diese Versuche gelehrt, daß die Feuchthaltezeit ohne Schaden auf 7 Tage, in Notfällen sogar auf 3 Tage verkürzt werden kann, was aber nur für Beton unter gleichartigen Verhältnissen wie Straßendecken gilt, also allenfalls für verfüllte oder hinterfüllte Mauern, jedoch nicht für dünne Eisenbetonplatten. (Nach Engineering News-Record vom 18. März 1926, S. 452—453 mit 2 Zeichn. und 2 Zahlentafeln.) N.

### Ehrung.

Dem verdienten früheren Direktor des Staatlichen Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem, Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Rudeloff, wurde von der Hauptversammlung des Vereins Deutscher Eisengießereien, Gießerei-Verband, am 27. August d. J. in Anerkennung seiner großen Verdienste auf dem Gebiete der Prüfung der in der Gießerei verwendeten Werkstoffe die höchste Auszeichnung des Vereins, die Siegfried Werner-Denkünze, verliehen.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

### Das Problem der Arbeitslosigkeit im Lichte der Konjunkturbeobachtung.

In seiner neuesten Veröffentlichung behandelt das beim Statistischen Reichsamt gebildete „Institut für Konjunkturforschung“ die brennende Frage der Arbeitslosigkeit in Deutschland.

Obwohl eine gewisse Belebung in unserer Wirtschaft sich anzukündigen scheint, ist die Arbeitslosigkeit selbst nicht zurückgegangen. Es ist nun für die Öffentlichkeit von ungemein großem Wert, daß der Diskussion über das so ernste Problem

der Arbeitslosigkeit in Deutschland zunächst einmal eine feste Zahlengrundlage über den Gesamtkomplex der Unbeschäftigten in Industrie und Gewerbe, Handel und Verkehr gegeben wird.

Nach sorgfältigen Berechnungen wird die Zahl der Erwerbslosen in der Industrie auf 1¼ Millionen veranschlagt. Hierzu kommt das Ausmaß der Arbeitslosigkeit bei der Arbeiter- und Angestelltenschaft in Handel, Verkehr und Gewerbe, zum Teil auch in der Landwirtschaft. Das Ergebnis stellt eine Gesamtarbeitslosigkeit von mehr als 2 Millionen Menschen fest.

Wenn man bedenkt, daß die Mindestzahl der Arbeitslosen vor dem Kriege etwa 100 000 war, eine Zahl, die sich bekanntlich aus der normalen Fluktuation der Arbeitskräfte zwangsläufig ergibt und daß das Maximum auf etwa 600 000 zu beziffern war, so wird man bereits aus der einfachen Gegenüberstellung ermessen können, von welcher Bedeutung die gegenwärtige Ziffer von 2 Millionen Voll-Erwerbslosen für unsere geschwächte Wirtschaft sein muß. Hierzu kommt die Kurzarbeiterzahl, die allein in der Industrie mit 1,7 Millionen zu veranschlagen ist. Auch diese Zahl auf die Voll-Erwerbslosen gebracht, bedeutet ein Mehr von  $\frac{1}{2}$ — $\frac{3}{4}$  Millionen. Wir können die ungeheuren Rückwirkungen einer Arbeitslosigkeit von  $2\frac{1}{2}$ —3 Millionen auf die Wirtschaftsführung leicht ermessen.

Das Institut für Konjunkturforschung betrachtet kurz die Ursachen der Arbeitslosigkeit. Es unterscheidet zwei entscheidende Gründe: einmal die konjunkturelle Bewegung und zweitens die Auswirkung der strukturellen Verschiebungen in der Wirtschaft.

Nach einer kurzen Wertung des beschränkten Einflusses einer Wandlung in der Konjunktur auf die Minderung der Arbeitslosigkeit wendet sich die Publikation den entscheidenden Faktoren zu, die gleichsam eine organische Veränderung in unserer Wirtschaft herbeiführten. Dabei wird ein ungemein interessanter wirtschaftshistorischer Vergleich aus der Zeit von 1874 bis 1895 gezogen. Die damals zu beobachtende Arbeitslosigkeit fand ihre letzte Ursache in der grundlegenden strukturellen Änderung des wirtschaftspolitischen Weltbildes. Zu jener Zeit wurden die Vereinigten Staaten und andere überseeische Gebiete erschlossen. Die Folgen dieser Vorwärtentwicklung waren es alsdann, welche die europäische Agrikultur zur Umstellung, zur industriellen Wirtschaftsführung zwangen. Hierzu kam der gewaltige Zuwachs an Bevölkerung. In Deutschland allein stieg die Bevölkerung während dieser Zeitspanne von 42 auf 52 Millionen. In anderen Ländern war es ähnlich und nur dadurch, daß das amerikanische Neu-land 3 Millionen von Auswanderern aufnahm, wurde in Europa eine verheerende Arbeitslosigkeit vermieden.

Auch heute, so führt die Untersuchung eingehendst aus, sind große Veränderungen in der Wirtschaftsstruktur in nahezu allen Ländern der Welt zu bemerken. Es seien hier nur kurz erwähnt die Balkanisierung Europas, die Neuverteilung des Kolonialbesitzes, die Verödung des osteuropäischen Absatzmarktes, ganz besonders die Industrialisierung der überseeischen Gebiete, sowie schließlich auch die außerordentlich weit getriebene Rationalisierung der heimischen Produktion. Das Grundproblem der neuen Wirtschaftspolitik wird darin erblickt, diesen Veränderungen rasch und in richtiger Weise Rechnung zu tragen. Hierzu seien Europa und namentlich Deutschland umso mehr gezwungen, als die brachliegenden Arbeitskräfte nur sehr beschränkte Möglichkeit haben, auszuwandern. Es bleibt daher als einziger Ausweg der Zwang, sich den erwähnten Verhältnissen anzupassen, wenn nicht eine gewisse stationäre Arbeitslosigkeit großen Stils mit all ihren großen Belastungen und verheerenden sozialen Wirkungen entstehen soll.

Allerdings ist für die Zukunft das letzte Wort noch nicht gesprochen. Die moderne Technik, die weit größere berufliche Freizügigkeit können die Umstellung des gesamten Wirtschaftsapparates schneller vollziehen lassen, als es heute sichtlich sei. Auch brauchen die Strukturveränderungen in der Welt nicht unabänderlich zu bleiben.

Aber es ist der Publikation zuzustimmen, daß wir uns für die Gegenwart in erster Linie auf die eigene Kraft stellen müßten. Sie zeigt an, wie eine befriedigende Lösung des Arbeitslosenproblems vornehmlich von der Arbeitsbedarfsseite her möglich sei. Ganz besonders hänge die Inanspruchnahme vom Absatz auf dem Weltmarkt ab. Während die Einfuhr von Fertigfabrikaten die gleiche blieb, sank die Ausfuhr von Fertigfabrikaten von 6,7 auf 4,7 Milliarden. Es ist klar, daß in dieser Verminderung der Fertigfabrikatenausfuhr ein erheblicher Teil der Arbeitslosigkeit steckt. Das Institut berechnet interessanterweise, daß bei einer Steigerung

der Ausfuhr unter gleichbleibenden Preisen von nur 2 Milliarden Mark unter Berücksichtigung eines bestimmten Lohnsatzes etwa  $\frac{3}{4}$  Millionen (unter Abzug der Arbeitskräfte für Sachleistungen der Reparation) Erwerbslose in Tätigkeit gesetzt werden könnten. Wir können die Bedeutung des Exportes ermessen, zumal die reinen Exportindustrien nicht allein beschäftigt werden, sondern diese auch zahlreiche andere Industriezweige in Gang setzen.

Das Institut wertet alsdann die Bedeutung des inländischen Marktes. Die Bevölkerungszahl — auf das neue Reichsgebiet berechnet — war 1913 60,4 und ist 1925 auf 63,1 Millionen gestiegen. Durch die festzustellende Verschiebung im Aufbau der Bevölkerung ist eine Veränderungsrichtung im Verbrauch insofern eingetreten, als der Konsum von Genußmitteln eine Steigerung erfahren hat. Im allgemeinen jedoch, so führt das Institut aus, sei es schwer, eine klare Vorstellung vom heutigen Ausmaß des Konsums zu gewinnen. Es erscheint die Annahme berechtigt zu sein, daß der Konsum an inländischen Verbrauchsgütern abgenommen hat. Hingegen ist bemerkenswerterweise ein weit stärkerer Konsum in persönlichen Dienstleistungen eingetreten. Er hat weit mehr Arbeitskräfte absorbiert als vor dem Kriege. Das Institut schätzt nach der Einkommenseite hin ein Mehr von 1—2 Milliarden als Entgelt für rein persönliche Dienstleistungen. Die Erzeugung von produktiven Gütern hingegen dürfte kaum mehr die Arbeitskräfte in Anspruch genommen haben, weil die Vorratsbildung in Deutschland keine so große Rolle mehr spielt und auch die Rationalisierung selbst an Menschen spart.

Erleichterung öffentlicher Notstandsarbeiten. Der Reichsarbeitsminister hat die Bestimmungen zur Erleichterung öffentlicher Notstandsarbeiten vom 5. I. 26 (RABl. S. 4) in einem Erlaß vom 14. 8. 26 (RABl. S. 283) in einzelnen Punkten für die durch die Arbeitslosigkeit besonders betroffenen Bezirke ergänzt. Als solche Bezirke sind diejenigen Länder und preußischen Provinzen anzusehen, in denen die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger 2% der Einwohnerzahl übersteigt; das sind nach dem Stande vom 1. 8. 26 Berlin, Rheinprovinz, Westfalen, Freistaat Sachsen, Provinz Sachsen, Thüringen, Hessen, Hessen-Nassau, Baden, Bayern, Pfalz, Schleswig-Holstein, Hamburg, Bremen, Lübeck, Braunschweig, Anhalt und Lippe. Für diese Bezirke, sowie von den übrigen Gebieten für diejenigen Gemeinden, in denen die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger 5% der Einwohnerzahl übersteigt, gelten nachfolgende Erleichterungen:

Die Förderung kann das sechsfache (bisher das fünffache) der ersparten Erwerbslosenunterstützung betragen, darf jedoch über 80% der Gesamtkosten der Notstandsarbeiten nicht hinausgehen. Die untere Grenze für den Zinssatz der Darlehen aus Reichs- und Landesmitteln wird auf 4% (bisher 5%) festgesetzt. Die Tilgungsdauer der Darlehen wird für Ausnahmefälle bis auf 15 Jahre (bisher 10 Jahre) verlängert. Zu Förderungen, die sich auf einen längeren Zeitraum als 6 Monate erstrecken, ist die Zustimmung der Reichsarbeitsverwaltung nicht mehr erforderlich.

Damit die über den Etat des Reiches hinaus für die Zwecke der produktiven Erwerbslosenfürsorge bewilligten, auf dem Anleihewege zu beschaffenden Mittel in Höhe von 100 Mill. RM. möglichst streng nur für unbedingt produktive und werbende Anlagen verwandt werden, soll für jedes Notstandsgebiet ein Programm von Notstandsarbeiten aufgestellt werden, die diesen Bedingungen entsprechen. Über diese Programme entscheidet die Reichsarbeitsverwaltung im Einvernehmen mit den Regierungen der Länder. Für die Durchführung solcher Notstandsarbeiten stellt das Reich nötigenfalls weitere Mittel in Höhe von insgesamt 50 Mill. RM. zur Verfügung.

Ferner soll öffentlichen Körperschaften, die sich die Kredite zur Durchführung von Unternehmungen selbst verschaffen, in geeigneten Fällen die Zinslast durch Zuschüsse zu dem Zinsaufwand aus Mitteln der produktiven Erwerbslosenfürsorge erleichtert werden. Diese neue Form der produktiven Erwerbslosenfürsorge soll zunächst auf umfangreiche Arbeiten von besonderem volkswirtschaftlichen Wert beschränkt werden. Die gewährte Zinsverbilligung wird in der Regel eine Senkung der Zinsen um 4% für eine Dauer von drei Jahren nicht übersteigen können.

Entwurf eines Reichsgesetzes zur Errichtung von Architekten- und Ingenieurkammern. Vom Verband Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine ist der Entwurf eines Reichsgesetzes zur Errichtung öffentlich-rechtlicher „Architekten- und Ingenieurkammern“ aufgestellt worden, die in allen deutschen Ländern und Provinzen mit einer Reichs-Architekten- und Ingenieurkammer in Berlin als Spitzenorgan gebildet werden sollen. Den Kammern ist ähnlich wie den Anwaltskammern als Aufgabe zugedacht, den Stand der freien Architekten und Ingenieure zu vertreten, sowie die Ziele und Standeshonore dieser Berufsgruppe zu wahren. Während nach dem Entwurf

alle in selbständiger Tätigkeit stehenden nicht beamteten Architekten und Ingenieure, d. h. also neben denen des Bauwerks auch Ingenieure des Maschinenbaues, der Elektrotechnik, der Chemie, Physik usw. für die Mitgliedschaft vorgesehen sind, beschäftigen sich die übrigen Bestimmungen vorwiegend mit Fragen, die allein die Interessen der Architekten und Bauingenieure berühren. Ehe zu dem Entwurf abschließend Stellung genommen werden kann, wird es notwendig sein, die grundsätzliche Frage zu klären, wieweit der Geltungsbereich der Architekten- und Ingenieurkammern gesteckt werden soll. Weitere Schwierigkeiten dürften daraus erwachsen, daß der Entwurf nur solchen Architekten und Ingenieuren das Recht auf Eintragung bei den Kammern verleihen will, die ein Fachstudium für höhere Technik zurückgelegt haben. Es ist bekannt, daß z. B. eine große Anzahl der namhaftesten deutschen Architekten die Hochschule nicht absolviert haben. In dem Entwurf werden im Widerspruch zu den Erfahrungen des täglichen Lebens, nach denen für den Fortschritt auch im Ingenieurwesen nicht das „Wissen“ sondern das „Können“ ausschlaggebend ist, die auf Grund eines Examinens erworbenen Qualitäten überschätzt. Man muß daher annehmen, daß der Entwurf trotz der in ihm vorgesehenen einschränkenden Übergangsbestimmungen erheblichen Widerspruch bei vielen Architekten und Ingenieuren und deren Verbänden finden wird.

Vom Standpunkt der Bauindustrie kann gegen den Plan der Errichtung der Architekten- und Ingenieurkammern nichts eingewendet werden, soweit sich diese lediglich mit den unmittelbaren Berufsfragen der ihnen angeschlossenen Kreise befassen. Erheblichen Bedenken muß es aber begegnen, wenn der Entwurf vorsieht, daß alle nicht unmittelbar oder mittelbar von Reichs- und Staatsbehörden herrührenden Bauvorhaben der Vorlage bei der Baupolizei, der Baupflegebehörde sowie bei der Aufsichtsbehörde durch einen Kammerarchitekten oder Kammeringenieur bedürfen. Eine derartige Bestimmung würde den freien akademisch gebildeten Ingenieuren und Architekten ein Privileg verleihen, das nicht gerechtfertigt ist und geeignet wäre, andere Berufs- und Gewerbebezüge zu schädigen. Den bauausführenden Firmen wäre es z. B. unmöglich gemacht, ohne vorangegangene Prüfung und Genehmigung durch einen „Kammeringenieur“ den Behörden künftig noch Projekte vorzulegen, die in ihren eigenen Konstruktionsbüros bearbeitet wurden. Die innerhalb der Bauindustrie tätigen Ingenieure, die nach dem Entwurf nicht Mitglieder der Kammern werden können, müßten sich einer Prüfung und Begutachtung durch einen freien Ingenieur unterwerfen, auch in Fällen, in denen dieser über geringere Kenntnisse und Erfahrungen in bezug auf das vorliegende Projekt verfügt. Die interessierten Kreise werden sich mit dem Entwurf des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine daher noch eingehend beschäftigen müssen.

Neue Anwendungsbedingungen für den Wege- und Wasserbau-Ausnahmetarif. Mit dem 1. August 1926 sind einige Anwendungsbedingungen für den Ausnahmetarif 5, den sogenannten „Wege- und Wasserbau-Ausnahmetarif“ in Kraft getreten (Heft C II des Gütertarifs), durch welche die Vergünstigungen, die er gewährt, weiterhin eingeschränkt werden. Nach der neuen Regelung dürfen Stoffe, die nicht unmittelbar zu den im Warenverzeichnis angegebenen Zwecken, d. h. zum Wege-, Bahn- oder Wasserbau verwendet werden sollen, künftig nicht unter den Ausnahmetarif fallen. Als besondere Beispiele hierfür werden erwähnt Bruchsteine, aus denen zunächst, d. h. vor dem Einbau, Mosaikpflastersteine hergestellt werden, oder Hochofenschlacken, die auf der Baustelle zunächst mit Teer usw. verarbeitet werden sollen. Die Reichsbahn ist zu dieser einschränkenden Bestimmung offenbar durch Beschwerden von Firmen veranlaßt worden, die Straßenbaustoffe in ortsfesten Fabrikanlagen oder Werkplätzen herstellten, und die sich, da sie den Ausnahmetarif 5 naturgemäß nicht für sich in Anspruch nehmen konnten, in ihrem Wettbewerb Bauunternehmungen gegenüber benachteiligt fühlten, welche die zu verarbeitenden Baustoffe in gleicher Weise, aber auf der Baustelle selbst, für den geplanten Verwendungszweck herrichteten. Nach den bisher gültigen Vorschriften konnte z. B. das Material für den Bau von Steinschlagbahnen mit Innenteerung, das auf der Baustelle mit Teer umhüllt wurde, nach den Sätzen des Ausnahmetarifes 5 bezogen werden, während Firmen, welche den Arbeitsprozeß auf eigenen ortsfesten Arbeitsplätzen in

besonderen Maschinen vornahmen und den Teerschotter alsdann zum Versand brachten, diesen nach den Sätzen der Wagenladungskategorie E verfrachten mußten. Jetzt ist diese unterschiedliche Behandlung zuungunsten der Firmen, welche das Umhüllungsverfahren auf der Baustelle selbst vornahmen, geändert, da der von ihnen bezogene Steinschlag nach Ansicht der Reichsbahn nicht unmittelbar für den Wegebau verwendet würde. Es werde vielmehr erst ein neues Arbeitsprodukt, der Teerschotter, hergestellt. In Fällen, in denen allerdings der Steinschlag auf der Baustelle zunächst auf den Unterbau aufgebracht und fertig eingewalzt und sodann erst das flüssige Teerprodukt aus dem Tankwagen mit Gießkannen usw. auf die Schotterbahn gegossen wird, kann der Steinschlag auch weiterhin nach den Sätzen des Ausnahmetarifes 5 bezogen werden. Ein wirtschaftlich gleicher Vorgang wird von der Reichsbahn also vom Tarifstandpunkt aus verschieden beurteilt, ähnlich wie dies hinsichtlich der Betonwerksteine geschieht, die, auch wenn sie auf der Baustelle selbst hergestellt und sofort in den Bau eingefügt werden, nicht als „ortsfester Betonbau“ gelten: der zu ihrer Herstellung verwendete Sand und Kies darf nicht zu den Sätzen des Ausnahmetarifs 5 befördert werden.

Auf den für den Bau von Betonstraßen bestimmten Kies und Steinschlag können die vorgenannten einschränkenden Anwendungsbedingungen allerdings nicht bezogen werden, weil die Herstellung einer Betonstraße als „ortsfester Betonbau auf der Baustelle“, der durch Teil B des Ausnahmetarifes 5 begünstigt wird, anzusprechen ist.

Durch die neuen Anwendungsbedingungen zu Ausnahmetarif 5 ist weiterhin geklärt worden, daß auch die zur Herstellung und Unterhaltung von Zufahrtstraßen, Lagerplätzen, Höfen, Spielplätzen usw. verwendeten Baustoffe, d. h. Steinmaterial, Kies, Grand, Sand, Hochofenschlacke, Steingrus, Steinsplitt usw. nach den billigen Sätzen befördert werden dürfen. Die Pflasterung von Ställen, Kellern usw. fällt hingegen nicht unter den Ausnahmetarif.

Der Ausnahmetarif 5 a, durch den ursprünglich nur bis zum 31. Dezember 1925 die steinarmen Gegenden des östlichen Mecklenburgs, der Provinz Brandenburg, von Vorpommern und Ostpreußen sowie die schlesische Steinindustrie begünstigt werden sollten, ist vorläufig bis zum 30. September 1926 verlängert worden.

Die schon lange geplante grundsätzliche Neuregelung der Wege-, Wasser- und Betonbauausnahmetarife dürfte noch im Herbst 1926 zu erwarten sein. (S. „Bauingenieur“ 1926, Heft 22, Seite 449). Es ist zu hoffen, daß die neuen Bestimmungen den Wünschen der Bau- und Baustoffindustrie Rechnung tragen und die Tarife einfacher und übersichtlicher gestalten werden, ohne daß damit eine Verteuerung der Frachtsätze eintritt.

Reichslebenshaltungsindex.

März	April	Mai	Juni	Juli	August
138.3	139.6	139.9	140.5	142.4	142.5

Großhandelsindex.

März	April	Mai	Juni	Juli	August
118.3	122.7	123.2	124.6	127.4	127.0

Großhandelsindex.

28. 7.	4. 8.	11. 8.	18. 8.	25. 8.	1. 9.
126.8	126.3	125.9	126.7	128.2	126.5

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 2. September.)

Verordnung zur Abänderung der Verordnung über die Verwendung des Kredits zur Förderung des Kleinwohnungsbaues. Vom 24. Juli 1926. (Reichsministerialbl. S. 859.) Die Verordnung vom 1. April 1926 (S. Bauingenieur 17, 350) wird wie folgt geändert: Die Dauer der Kreditgewährung des Reiches an die Länder wird (von 12 Monaten) auf drei Jahre verlängert. Darüber hinaus kann sie bis zu einem Betrage von 10 Mill. RM. auf insgesamt 15 Jahre ausgedehnt und hierbei bis zur Höhe von 4 Mill. RM. das Darlehen auch unter den Selbstkosten gewährt werden. Auch die Dauer der Kreditweitergabe durch die Länder an die Realkreditanstalten wird (von 9 Monaten) auf höchstens 3 Jahre erweitert. Bei unvorschriftsmäßiger Verwendung der gewährten Kredite beträgt der Zinssatz, mit dem diese bei der Rückzahlung rückwirkend vom Tage des Empfanges an zu verzinsen sind, mindestens 7,25%. — Die Verordnung gilt auch für die bereits vor ihrer Verkündung abgerufenen Kreditbeträge.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 31 vom 5. August 1926.

- Kl. 201, Gr. 28. S 69046. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Blockfeld m. Gleich- u. Wechselstrombetrieb. 28. II. 25.
- Kl. 201, Gr. 11. S 70101. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Elektr. Stellwerk für Weichen und Signale. 20. V. 25.
- Kl. 201, Gr. 15. H 99329. Ernst Hese, Unna i. Westf. Einrichtung zum selbsttätigen Verteilen von Förderwagen von einem Sammelgleis aus auf mehrere Anschlußgleise mittels einer Weiche. 24. XI. 24.

- Kl. 65b<sup>1</sup>, Gr. 3. H 105129. Rudolf Hitzemann, Frauental 29, u. Max Müller, Admiralitätsstr. 33/36, Hamburg. Schwimmdock mit Einrichtung zum Heben gesunkener Schiffe. 28. I. 26.
- Kl. 65b<sup>3</sup>, Gr. 4. T 29921. Fa. A.-B. Tolfvan O.-Y., Helsingfors; Vertr.: Dr.-Ing. Fritz Berg, Pat.-Anw., Mannheim. Verfahren zum Heben von ganz oder teilweise unter der Wasserlinie befindlichen Schiffskörpern. 10. II. 25. Finnland 5. I. 25.
- Kl. 80b, Gr. 1. L 62396. Laboratorium des Vereins Deutscher Portlandcement-Fabrikanten, Berlin-Karlshorst. Verfahren zur Herstellung von Mischzementen. 13. II. 25.

## B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 31 vom 5. August 1926.

- Kl. 19c, Gr. 3. 432973. Carl Zwinkau, Berlin, Zossener Str. 50. Asphalt- und Teerschotter-Beläge für Straßen. 31. I. 25. Z 15005.
- Kl. 20a, Gr. 7. 432935. The Railgrip Syndicate Limited, London; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin u. Dipl.-Ing. Wertheimer, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Einrichtung von Zahnradbahnen mit Keilschienen und -rädern. 7. VI. 23. R 58645. Großbritannien 7. VII. 22.

- Kl. 20a, Gr. 20. 432936. Wenceslas Coppée, Brüssel; Vertr.: M. Wagner u. Dr.-Ing. Breitung, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Vorrichtung zum Kuppeln und Entkuppeln von auf Schienen laufenden Seilbahnwagen. 16. I. 25. C 36026. Belgien 8. XI. 24.
- Kl. 20h, Gr. 4. 432938. Karl Forwick, Unna-Königsborn i. W. Einstellbare gewichtsautomatische Gleisbremse. 18. VI. 25. F 59148.
- Kl. 37b, Gr. 5. 432893. Jakob Kuhn, Ostermundigen b. Bern, Schweiz; Vertr.: Dr.-Ing. B. Bloch, Pat.-Anw., Berlin N 4. Klemmstück zur Verbindung von Stützen mit Querträgern, Streben o. dgl. 13. I. 25. K 92407. Schweiz 22. II. 24.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

„Güterumschlag“. Die Güterumschlagverkehrswoche des Vereines Deutscher Ingenieure in Düsseldorf und Köln 1925. Sonderausgabe der Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure. — 256 Seiten und 267 Abb. Berlin 1926. V. D. I.-Verlag G. m. b. H. — Preis broschiert RM 30.—

Die Ergebnisse der letzten großen Tagung, die der Verein Deutscher Ingenieure in der Art ihrer Vorgängerinnen — z. B. der Eisenbahntechnischen Tagung 1924 — noch kurz vor der scharfen Zuspitzung der Krise in unserem Wirtschaftsleben veranstalten konnte, liegen in dem stattlichen Heft „Güterumschlag“ vor. War die Veranstaltung einer Güterumschlagverkehrswoche an sich ein verdienstvolles Werk, da hier im Zusammenwirken berufener Kenner aller Zweige der Güterförderung Wege gewiesen wurden, wo und wie in unserer kränkelnden Wirtschaft der Hebel anzusetzen ist, um die gewaltigen Kräfte- und Substanzverausgabung, die der Transport der gewonnenen und erzeugten Gütermengen zum Verwendungsorte fast ausnahmslos erfordern, auf ein erträgliches Maß zu bringen, so ist die Herausgabe der Ergebnisse dieses vielseitigen und den Dingen auf den Grund gehenden Meinungsaustausches in so übersichtlicher Form ganz besonders dankenswert. Das Heft wird allen, die genötigt sind, der Güterförderung im eigenen oder im öffentlichen Betriebe besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden, die Möglichkeit geben, mehr als es durch den flüchtigen Eindruck von Vorträgen geschehen kann, in die technischen und wirtschaftlichen Voraussetzungen der Leistungsfähigkeit der verschiedenen Verkehrs- und Transportmittel einzudringen und die gewonnenen Kenntnisse dauernd für sich nutzbar zu machen. Es wird aber vor allen Dingen auch dem Verkehrstechniker und Verkehrswirtschaftler eine ergiebige Fundgrube von Tatsachenmaterial bieten zur Beurteilung der Selbstkosten und der Stellung, die den verschiedenen Verkehrsmitteln und Verkehrswegen im Rahmen des Gesamtverkehrswesens zuzuweisen ist.

Der reiche Inhalt des Heftes ist in drei Hauptteile gegliedert: Grundlagen des Güterumschlagverkehrs, Verkehrsmittel und Einrichtungen für den Güterumschlag, technische und wirtschaftliche Fragen des Güterumschlagverkehrs, denen noch ein Kapitel „Schlußfolgerung der Tagung“, welches die entsprechenden Meinungsäußerungen der Aussprache bringt, angefügt ist.

In dem ersten Hauptteil werden die Probleme des Umschlagverkehrs durch den inzwischen durch den Tod abgerufenen Vorsitzenden des Vereines Deutscher Ingenieure und bewährten Führer in der Industrie, Geheimrat Professor Klingenberg im Zusammenhange aufgezeigt sowie weitere allgemeine Fragen, wie die Wichtigkeit der Technik für die Güterverkehrswirtschaft und die volkswirtschaftliche Bedeutung der Tarife und der Betriebsausgaben der Verkehrsinstitute behandelt. Der zweite Hauptteil bringt die Gegenüberstellung der verschiedenen Verkehrsmittel und Einrichtungen für den Güterumschlag, Eisenbau, Schifffahrt, Hafenanlagen, Straßen- und Kleinbahnen, Lastkraftwagen und Luftfahrt. Für jeden Verkehrszweig werden die Selbstkosten, seine Bedeutung für die einzelnen Verkehrsarten, die Anforderungen, die diese stellen und ihre technisch günstigste und wirtschaftlichste Erfüllung, ferner die Betriebsverhältnisse und die besondere Eignung für gewisse Güterarten erörtert. Dabei kann es nicht ausbleiben, daß der alte Kampf zwischen

Wasserstraßen und Eisenbahnen einerseits wieder auflebt bzw. neuer Streit zwischen diesen beiden und den Kindern der neuen Zeit, dem Kraftwagen und dem Luftfahrzeug, entbrennt. Wenn auch eine Entscheidung in dem Kampf nicht erzielt wird, so werden doch die gegenseitigen Stellungen so geklärt, daß für den Unvoreingenommenen ein sachlich begründetes Urteil möglich ist und auch der im Vorurteil Befangene manche seiner bisherigen Voraussetzungen richtig stellen muß. Das gilt namentlich auch von der Stellung der Straßen- und Kleinbahnen im Gesamtverkehrswesen und die von ihnen zu erfüllenden Aufgaben, für den Güterverkehr. Von besonderem Interesse sind in diesem Zusammenhange die Bestrebungen der verschiedenen Verkehrszweige durch Feststellung und Herabdrückung ihrer Selbstkosten, durch zweckmäßigere Ausrüstung, Verbesserung der Organisation und des Betriebes Verbilligung der Beförderung zu erreichen, um entweder ihre frühere Position wiederzuerlangen oder neuen Verkehr hinzuzugewinnen. Bei der Eisenbahn sind besonders die Großgüterwagen, der Schnellgüterverkehr und die Verbilligung der Bahnspedition zu nennen, bei der Schifffahrt die Organisation des Stückgutverkehrs auf Binnenwasserstraßen, Erhöhung der Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit der Umschlagrichtungen in Häfen durch Anwendung neuzeitlicher technischer Hilfsmittel, bei den Lastkraftwagen die zweckmäßige Lösung von Konstruktionsfragen der Lastkraftwagen für den Umschlagverkehr, im besonderen die Durchführung der Normalisierung. Erstrücken sich die Erörterungen im zweiten Hauptteil ausschließlich auf öffentliche Verkehrseinrichtungen, so nehmen im dritten Teil die technischen Anlagen zur Lagerung und Stapelung, Förderanlagen, Transportgefäße, besondere Einrichtungen für Ernährung, Landwirtschaft und andere Wirtschaftszweige, sowie ihre wirtschaftlichen Grundlagen den größten Raum ein.

Alles in allem ist der Güterumschlagverkehr in fünfzig Berichten und in etwa ebensovielen Stellungnahmen in der Aussprache, bei denen auch Stimmen aus dem Auslande zur Geltung gekommen sind, außerordentlich eingehend und anregend behandelt worden.

Was bereits im Anfange der Tagung in der Aussprache hervorgehoben wurde, daß wir von einem günstig zu nennenden Wirkungsgrad unseres Verkehrswesens noch sehr weit entfernt sind und daß dies im wesentlichen in dem Fehlen eines möglichst reibungslosen, verständnisvollen Zusammenarbeitens nach Maßgabe der tatsächlich festgestellten Leistungsfähigkeit und in dem Mangel an Einheitlichkeit der Führung und Planung auf dem Gebiete des Verkehrswesens begründet ist, bildete auch den wesentlichsten Teil der Schlußfolgerung der Tagung. Dem Dank der Wirtschaft, den Reichsminister a. D. Hamm in seinem Schlußwort dem V. D. I. und allen Beteiligten zum Ausdruck brachte dafür, daß dieses für die gesamte Deutsche Wirtschaft so ungeheuer wichtige Problem zur öffentlichen Erörterung unter Führung hervorragender Sachkenner gestellt worden sei, und seiner Hoffnung, es möge die Tagung nun auch zu Taten führen, wird s. Zt. wohl in den weitesten Kreisen zugestimmt worden sein. Möge die Herausgabe des Heftes mit den Ergebnissen der Tagung dazu führen, daß — was seit der Tagung selbst leider noch nicht in wünschenswerter Weise in Erscheinung getreten ist — nunmehr mit den Taten wirklich Ernst gemacht wird zum Nutzen der Deutschen Wirtschaft. B.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

## Ortsgruppe Brandenburg.

Die in der Ortsgruppe Brandenburg im vorigen Winter erschienene Vortragsreihe „Das Rationalisierungsproblem im Bauwesen“ ist nebst der stenographisch aufgenommenen Aussprache nunmehr gedruckt worden. Das Buch in Stärke von 200 Seiten geht allen Mitgliedern der D.G.f.B., die mit Beiträgen nicht mehr rückständig sind, zur Zeit durch die Post zu.

## Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen.

Am 25. August fand vor einer sehr gut besuchten Versammlung der Ortsgruppe ein Vortrag des Herrn Dr.-Ing. Alfred Berrer, Dozent der deutsch-chinesischen Tung Chi-Hochschule in Woosung bei Schanghai statt, an dem auch eine große Zahl Gäste teilnahm. Der Vortragende, der aus seiner langjährigen früheren Tätigkeit in Mannheim sich größter Sympathie in Fachkreisen erfreut, wurde von den

Hörern lebhaft begrüßt. Sein von Lichtbildern begleiteter Vortrag behandelte das Thema „Ingenieuraufgaben in China“. Eine ausführliche Veröffentlichung des Vortrages folgt im „Bauingenieur“. Jedenfalls sei aber Herr Dr.-Ing. Berrer für seinen Besuch in unserer Ortsgruppe auch an dieser Stelle noch einmal aufs herzlichste gedankt.

An den Vortrag schloß sich in engerem Kreise ein gemütliches Beisammensein an, wobei Herr Dr.-Ing. Berrer noch manche interessante Einzelheit über Land und Leute in China mitteilte. Engelmann.

## Ratgeber für die Berufswahl.

Der bevorstehende Oktobertermin gibt uns Veranlassung, erneut auf den Ratgeber für die Berufswahl „Die Ausbildung für den Beruf des akademischen Bauingenieurs“ hinzuweisen. Das Heftchen ist zum Preise von 60 Pfg. durch den V. d. I.-Verlag G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstr. 7, zu beziehen.