

DER BAUINGENIEUR

5. Jahrgang

10. Dezember 1924

Heft 23

DIE ZWANZIGSTE HAUPTVERSAMMLUNG DES DEUTSCHEN EISENBAUVERBANDES AM 16. UND 17. OKTOBER IN STUTT GART.

Zu seiner zwanzigsten Hauptversammlung hatte der Eisenbauverband seine Mitglieder und Freunde nach Stuttgart gebeten. Begünstigt von dem herrlichsten Herbstwetter fand die zahlreich besuchte Tagung in der landschaftlich bezaubernden und durch die Gastlichkeit und Liebenswürdigkeit seiner Bevölkerung gleich anziehenden württembergischen Hauptstadt zu allseitiger Zufriedenheit statt. Wiederum wurde so manches Band zwischen den „Eisenbauern“ und ihren Verehrern und Freunden fester geknüpft, wiederum wurden wissenschaftliche Probleme des Eisenbaus eingehend erörtert und Erfahrungen aus der Praxis in gegenseitiger Aussprache ausgetauscht. Seit Jahren sind die Hauptversammlungen des Eisenbauverbandes ein Sammelpunkt für die Vertreter der praktischen Arbeit und die der Wissenschaft und Materialforschung namentlich im Gebiete des Bauingenieurwesens geworden; und so war es auch diesmal. Alt und jung fand sich in dem gleichen Geiste zusammen, mitzuarbeiten an der Fortentwicklung unseres deutschen Eisenbaues, ihn immer mehr wissenschaftlich zu vertiefen und wirtschaftlicher im Wettbewerbe mit anderen Völkern zu gestalten. Jung und alt traf sich in diesem Sinne, und zu aller Freude war unter den „Älten“ auch noch einer der Getreuen, die seinerzeit den Verband gegründet, dessen Lebensarbeit ihm zu einem erheblichen Teile geglückt: Herr Hüttendirektor a. D. Bosse, der es sich auch diesmal nicht hatte nehmen lassen, wie stets, der Hauptversammlung beizuwohnen. Möge er noch oft der allverehrte Senior in diesem Kreise sein!

An einen in jeder Hinsicht glänzend verlaufenen Begrüßungsabend im Stuttgarter Ratskeller am 16. 9. schloß sich am kommenden Tage die eigentliche Hauptversammlung an. Sie fand, dank dem Entgegenkommen von Rektor und Senat und der Direktion des physikalischen Institutes der Technischen Hochschule Stuttgart, in dessen großem, bestens geeignetem Auditorium statt. Am Anfange der Versammlung begrüßte der Vorsitzende des Eisenbauverbandes Herr Eggers, Hamburg, den Verband und seine Gäste mit herzlichen Worten. Wenn auch im vergangenen Jahre die Zusammenkunft wegen der Schwere der Zeitverhältnisse habe ausfallen müssen und auch die Jetztzeit noch schwer von Wolken beschattet sei, so habe doch der Eisenbauverband geglaubt, seine Freunde und Mitglieder wieder zum gemeinsamen Gedankenaustausch zusammenbitten zu sollen, und der zahlreiche Besuch der Versammlung zeige, daß er hieran recht getan habe. Auch heute gelte es, wie stets in den Hauptversammlungen des Verbandes, ungelöste technische und wissenschaftliche Fragen zu behandeln und über die vielgestaltige erfolgreiche Arbeit des Verbandes, namentlich auf dem Gebiete wissenschaftlicher Forschung, vor einer sachverständigen Gemeinschaft zu berichten. Ein besonderer Gruß und Dank gelte seiner Magnificenz dem Rektor der Technischen Hochschule Stuttgart, die er als die Hauswirtin der Tagung feierte. Als zweiter ergriff der derzeitige Rektor magnificus Herr Prof. Dr. Grube das Wort, den deutschen Eisenbau im Schwabenlande herzlich willkommen heißend, ihn beglückwünschend zu den vielgestaltigen Erfolgen, die bisher die Arbeit des Verbandes gezeitigt, und der Hoffnung Ausdruck gebend, daß auch in Zukunft in gleicher Art der wissenschaftliche Eisenbau, namentlich auch im Hinblick auf die Ausbildung der Bauingenieure an den Technischen Hochschulen, durch die Arbeiten des Verbandes befruchtet werden möge.

Hierauf wurde in die Tagesordnung eingetreten. Als erster hielt Herr Dipl.-Ing. Rein seinen Vortrag über die Versuchsarbeiten des Deutschen Eisenbauverbandes. Wenn auch über diesen Vortrag in dieser Zeitschrift noch ein ausführlicher Bericht gegeben werden soll, so muß doch immerhin im Zusammenhange über die wichtigen Versuchsreihen, deren Durchführung und hochwertige Ergebnisse kurz berichtet werden. Bei diesen Arbeiten handelt es sich um:

I. Versuche mit Stoßdeckungen.

Aus den Ergebnissen dieser in der Vorkriegszeit begonnenen Versuche können folgende Schlüsse gezogen werden:

1. Bei den in der Praxis gebräuchlichen einfachen Schwedlerschen oder abgetreppten Stoßdeckungen nehmen die einzelnen Teile ausreichend gleichmäßig an der Kraftübertragung teil, sofern die gestoßenen Platten und Decklaschen unabhängig von anderen ungestoßen durchlaufenden Konstruktionsteilen gleiten und sich dehnen können. — Im anderen Falle werden die mit gestoßenen Platten verbundenen, durchlaufenden Konstruktionsteile erheblich überlastet. Der konzentrierte Stoß ist daher allen anderen Konstruktionsformen vorzuziehen.
2. Der Schwedlersche Stoß ist dem abgetreppten Stoß etwas überlegen.
3. Bei abgetreppten Stößen ist im Stoßbeginn ein Überschuss an Nietquerschnitten erforderlich. Die Größe dieses Überschusses ist zweckmäßig nach der Zahl der zwischen Decklasche und gestoßener Platte befindlichen Platten abzustufen. (Vgl.: Schaper, „Eiserne Brücken.“)

II. Versuche mit Stabanschlüssen.

Auch diese Versuche sind bereits in der Vorkriegszeit begonnen worden. Über die ersten Arbeiten ist bereits berichtet in Heft 3, Ausgabe A, der Berichte des Ausschusses für Versuche im Eisenbau, Rudeloff, „Versuche mit Anschlüssen steifer Stäbe“.

In vollständiger Übereinstimmung mit einer Reihe anderer Untersuchungen¹⁾ berechtigen die in der Nachkriegszeit durchgeführten umfangreichen Ergänzungsversuche des D. E. V. zu folgenden Schlüssen:

1. Lange Nietanschlüsse bei Winkeln und \square -Eisen ohne Nebenwinkel sind in bezug auf den angeschlossenen Stab den Anschlüssen mit Nebenwinkeln bisheriger Ausführung gleichwertig. (Bei den Versuchen waren in Winkeleisen 100 · 100 · 10 bis zu 6 Niete hintereinander angeordnet.)
2. Bei schwachen und spitz zugeschnittenen Knotenblechen sind mit Rücksicht auf eine bessere Spannungsverteilung in den Knotenblechen kürzere Anschlüsse unter Verwen-

1) a) „Der Bauingenieur“ 1923, S. 255 ff. Bleich, „Der gerade Stab im rechten Querschnitt als ebenes Problem.“ — b) „Engineering Record“ 1915, S. 512; Batho, „Wirkung von Anschlußwinkeln in Anschlüssen von Winkeleisen und Knotenblechen.“ — c) Dr.-Ing. Dörnen, „Die bisherigen Anschlüsse steifer Fachwerkstäbe und ihre Verbesserung“, Berlin 1924, Wilh. Ernst & Sohn. — d) Forschungsarbeiten aus dem Gebiet des Ingenieurwesens, Heft 262, Dr.-Ing. Wyß, „Beitrag zur Spannungsuntersuchung an Knotenblechen eiserner Fachwerke“.

derung von Nebenwinkeln empfehlenswert. Die Verbindung zwischen Nebenwinkel und angeschlossenem Stab muß aber möglichst starr ausgebildet werden, da sonst der Nebenwinkelanschluß infolge frühzeitig eintretenden Gleitens mehr oder weniger unwirksam wird. Es empfiehlt sich, die Verbindung zwischen Nebenwinkel und angeschlossenem Stab mit einem Überschuß von 60–80 vH über die rechnermäßig erforderliche Nietzahl zu versehen.

3. Bei der Verwendung von Nebenwinkeln müssen die ersten nächst der Stabmitte gegenüberliegenden Niete weiter als eine halbe normale Nietteilung voneinander entfernt sitzen, da sonst die starke Querschnittsschwächung des Stabes einen vorzeitigen Bruch herbeiführt. (Vgl.: Berichte des Ausschusses für Versuche im Eisenbau, Heft 1, Ausgabe B, S. 36: „Über die zweckmäßigste Nietentfernung in Flacheisen und Winkeln.“)
4. Bei gegliederten Zugstäben ist eine steife Verbindung der beiden Stabteile innerhalb des Stabanschlusses empfehlenswert.

III. Knickversuche.

Die Wiederholung der am Schluß des in der Zeitschrift „Der Bauingenieur“ 1923, S. 537, erschienenen Aufsatzes beschriebenen Versuche mit kleinen rechteckigen Prüfstäben hat inzwischen zu einem vollen Erfolg geführt. Es ist gelungen, mit neuen unbearbeiteten Prüfstäben, deren Streckgrenze bei 2388–2581 kg/cm² und deren P-Grenze bei 1719–2205 kg/cm² lagen, die Knickspannungslinie für die Schlankheitsverhältnisse $\lambda = 40$ bis $\lambda = 105$, also für den plastischen Knickbereich zu ermitteln. Die Prüfstäbe waren bei einer Temperatur von 920° geglüht, um die durch Wärmeinflüsse beim Walzen entstandenen Unregelmäßigkeiten auszuschalten. Die den Stäben anhaftenden Krümmungen waren nicht durch Richten beseitigt und es wurden Krümmungen bis zur Größe von 1 mm in Kauf genommen. Man stützte sich dabei auf die neue von Zimmermann aufgestellte Theorie der „Formänderung gekrümmter Stäbe durch Druck“ (Sitzungsbericht der Preuß. Akademie der Wissenschaften 1923, Heft 23), und es ist in der Tat gelungen, mit diesen Stäben Bruchlasten zu erreichen, die innerhalb der einzelnen Schlankheitsgrade nur ganz geringe Streuungen aufweisen. Die daraus gewonnene Knickspannungslinie zeigt einen sehr raschen bogenförmigen Übergang aus der Eulerschen Hyperbel in die Streckgrenze und bestätigt damit die Zulässigkeit der bei der Aufstellung der neuen „Vorschriften der Deutschen Reichsbahn“ über die Berechnung von flußeisernen Knickstäben gemachten Annahmen.

Den neuen Bestrebungen der Deutschen Reichsbahn Rechnung tragend, werden diese Versuche demnächst mit Stäben aus dem neuen Baustahl St. 58 (jetzt St. 48) wiederholt, um auch für dieses Material die Knickspannungslinie im plastischen Knickbereich zu ermitteln.

Über die Versuche selbst, ihre Durchführung und Ergebnisse wird im Laufe der nächsten Monate in der Zeitschrift „Der Bauingenieur“ in ausführlicher Form berichtet werden.

Den nächsten, zweiten Vortrag hielt Herr Geh. Reg.-Rat Professor Dr.-Ing. e. h. Siegmund Müller, Berlin, über Neuerungen im Trägerbau*). Ausgehend davon, daß im einfachen Trägerbau für Decken der Geschoßbauten in den letzten Jahrzehnten kaum irgend bemerkenswerte Fortschritte gemacht worden seien, während im Eisenbetonbau das Gegenteil stattgefunden habe, ging der Vortragende auf die Arbeitsergebnisse eines besonderen Ausschusses ein, der seit 1922 auf Anregung des Eisenbauverbandes sich mit Verbesserungsvorschlägen und Versuchen im Trägerbau befaßt hat.

Die von dem Ausschuß durchgeführten Arbeiten sind von dem Grundgedanken ausgegangen, daß durch verbesserte Anschlüsse eine teilweise Einspannung der Feldträger geschaffen wird. Zur Erzielung dieser Wirkung gehören zwei

Forderungen: eine Zugverbindung im Oberflansch durch eine Kontinuitätsplatte und eine Übertragung der Druckkräfte durch Schließen der Zwischenfuge zwischen Unterzug und Druckflansch mittels Kontaktplatte oder neuzeitlicher Schweißung. Die Versuchsarbeiten, ausgeführt in Dahlem, erstreckten sich auf Träger mit 4 bzw. 3 Stützen und Feldweiten von je 3,60 m. Die erste Bauform umfaßte ein Mittelfeld und zwei Endfelder (Strang von 3 Längsträgern mit dazwischen liegenden Unterzügen). Die Versuche zeigten, daß selbst der einfache Steganschluß ein gewisses Stützenmoment ergibt, so daß das Feldmoment in der Trägermitte tatsächlich geringer wird, als in der normalen statischen Berechnung vorausgesetzt. Die Durchbiegungen sind in den Endfeldern um 3 vH, in den Mittelfeldern dagegen um 15 vH geringer als die theoretischen Werte festgestellt worden. Das Stützenmoment wird an den beiden Endpunkten des Mittelträgers rund 15 vH des Einspannungsmomentes eines beiderseits eingespannten Balkens gleicher Anordnung und gleicher Belastung. Durch dieses Stützenmoment ermäßigt sich das Feldmoment etwa um 10 vH. Die Abweichungen, welche das einfache Trägergerippe bisheriger Anordnung von den theoretischen Voraussetzungen zeigt, verschwinden aber gegenüber den Wirkungen, welche die neuen Verbindungsformen bei den Versuchen ergeben haben.

Die Ergebnisse der Versuche sind für Mittelfelder und für Endfelder getrennt verfolgt worden. Die Trägerstränge auf vier Stützen dienten als Unterlage sowohl für die Mittelfelder und Seitenfelder; die Versuchsreihen mit Trägersträngen auf drei Stützen ergaben zu den ersten Versuchen das entsprechende Vergleichsbild für die Endfelder. Bei den Versuchsreihen mit Trägern auf drei Stützen sind mehrfach Parallelversuche durchgeführt worden; sie sollten neben dem Einblick in die Gesamtwirkung der Anschlüsse auch die Unterschiede verschiedener konstruktiver Einzelheiten beleuchten. Für die Druckübertragung der Kräfte sind Versuchsreihen mit Kontaktplatten und Versuchsreihen mit elektrisch verschweißten Zwischenfugen gegenübergestellt worden. Bei den Kontinuitätsplatten der Zugkräfte konnten durch Parallelversuche wichtige Ergebnisse über die richtige Stärke der Platten gewonnen werden.

Die Ergebnisse der verschiedenen Versuchsreihen zeigen auch bei den Trägern mit drei Stützen auffallend geringe Abweichungen.

Für die statische Wirkung der Träger in den Seitenfeldern ergab sich folgendes Verhalten: die Durchbiegungen sind bei Anschlüssen mit Kontaktplatten um etwa 35 vH geringer als die theoretischen Werte beim einfachen Balken; bei elektrisch verschweißten Druckübergängen zeigten sich Differenzen von 45 vH gegenüber den einfachen Balken.

Die Stützenmomente berechneten sich aus den beobachteten Durchbiegungen auf das 0,7 fache des Stützenmomentes voller Kontinuität. Bei verschweißten Druckübergängen wurden die Stützenmomente gleich dem 0,8 fachen dieser Werte. In den Mittelfeldern ergaben die gemessenen Durchbiegungen 60 vH weniger, als die Biegelinien des einfachen Balkens. Die daraus berechneten Stützenmomente zeigen in der Nähe der Gebrauchslasten den 0,74 fachen Wert der Stützenmomente der Kontinuitätsträger und den 0,9 fachen Wert der Stützenmomente bei eingespannten Balken. Aus den daraus berechneten Größtwerten der Feldmomente wurden bei gleichmäßiger Belastung Werte ermittelt, die unter $\frac{P_1}{30}$ liegen. Von den vorgeführten Schaubildern ergab einen besonders guten Überblick die Darstellung der sogenannten Einspannungsgrade. Sowohl für die Seitenfelder, wie für die Mittelfelder sind in den verschiedenen Versuchsreihen bei den beobachteten Belastungsstufen die Verhältniszahlen zwischen dem wirklich vorhandenen Trägermoment und den theoretischen Balkenmomenten durch Kurven vorgeführt worden. Bei den Seitenfeldern ergab sich das Endresultat, daß die wirklichen Momente statt des Wertes $\frac{P_1}{8}$ bei $\frac{P_1}{11}$ liegen. In den Mittelfeldern sind die Momente bei konstanter Belastung, wie vor-

*) Anm. Auch über diesen Vortrag werden weitere Mitteilungen demnächst in dieser Zeitschrift erscheinen.

erwähnt, etwa bei $\frac{P1}{30}$ berechnet worden. Berücksichtigt man weitgehend den Einfluß veränderlicher Belastung und sonstiger Abweichungen in den Ausführungen, so haben die Versuche für das Gebiet der Gebrauchslasten nachgewiesen, daß die Werte $\frac{q1}{16}$ mehr als genügende Sicherheit ergeben müssen.

Das Gesamtergebnis der Versuche läßt sich dahin zusammenfassen, daß die Anschlüsse nach den neuen Vorschlägen Träger mit teilweiser Einspannung ergeben, bei denen das Profil nach den vorerwähnten Feldmomenten berechnet werden kann. Die konstruktive Durchbildung der Anschlüsse bedarf keiner besonderen Berechnung, da sich die Stärken aus den Abmessungen des Profils unmittelbar ableiten lassen. Die wirtschaftlichen Vorteile der neuen Ausführungsformen im Trägerbau können schätzungsweise zwischen 15–30 vH schwanken. Vor allem aber sind die konstruktiven Verbesserungen wesentlich, da durch die besseren Verbindungen zwischen den Trägern und dank der kräftigen Anschlüsse an die Stützen der ganze Trägerbau eine ungleich größere Versteifung, der Gesamtbau also auch eine größere Standsicherheit erhält.

Der Arbeitsausschuß des Eisenbauverbandes hat Gelegenheit gehabt, die aus den Versuchen gewonnenen Folgerungen bereits an einem großen Neubau in bezug auf ihre praktische Verwendbarkeit hin zu prüfen. Auf besonderen Antrag ist für diesen Neubau auf Grund der Ergebnisse der Versuche die Ausführung der neuen Anschlüsse mit ihren zugehörigen Berechnungen und konstruktiven Durchbildungen vom Wohlfahrtsminister genehmigt worden. Der Vortragende führte diesen Bau in zahlreichen, belehrenden Lichtbildern einschließlich der konstruktiven Durchbildung der Einzelheiten vor.

In der für beide Vorträge gemeinsamen Aussprache führte zunächst Herr Prof. Kayser, Darmstadt, im Anschlusse an den Reinschen Vortrag aus, daß es wertvoll sei, die Anschlüsse möglichst kurz zu halten. Beiwinkelanschlüsse werden im allgemeinen günstig sein, wenn sie symmetrisch zur Linie des angeschlossenen Stabes liegen, also nicht auf Vergrößerung eines an und für sich schon exzentrischen Anschlusses hinwirken. Bezüglich der Ersparnisse im Trägerbau sei neben den im Vortrag II gegebenen Möglichkeiten auch daran zu denken, gegenüber einer Normalbelastung bei einer Biegungsbelastung größere Spannungen zuzulassen, wie das im Eisenbetonbau schon seit langem eingeführt ist. Man darf nicht übersehen, ob man eine Beanspruchung — eine „Volumenbeanspruchung“ — hat, bei der das Gesamtstabvolumen gleichzeitig die größte Beanspruchung aufweist, oder eine Beanspruchung, die wie beim Balken auf Biegung, nur oben und unten als Größtwert auftritt. Hier seien Versuche erforderlich, um die Frage zu klären, ob man bei Trägern, auf Biegung belastet, an der Festigkeitsgrenze mit einer höheren Elastizitäts- und Festigkeitsgrenze als bei einem auf Normalfestigkeit beanspruchten Stabe rechnen müsse. Er bittet den Eisenbauverband, dieser Frage sein Interesse zuzuwenden.

In Ergänzung zum Vortrag II führte Herr Direktor Schmuckler von Breest & Co. aus, daß es sich bei der neuen Trägeranordnung einmal darum handle, daß infolge der Kontinuität und der erheblich kleineren Durchbiegung der Träger die Ribbildung in den Decken wesentlich vermindert wird; zudem sind hier die elastischen Schwingungen auch viel geringer als beim einfachen Träger — bedeutungsvoll namentlich für Decken mit Maschinenbelastung. Ferner ergibt die Kontinuitätsplatte in wagerechter Richtung eine erhebliche Versteifung des Baues.

Herr Baurat Direktor Dr. Bohny bespricht die Ausführungen von Herrn Rein in bezug auf die Knickspannung. Die Versuche haben klar ergeben, daß im sogenannten elastischen Knickbereiche die Knickspannungslinie die Eulerkurve ist und daß im unelastischen Knickbereiche die Knickspannung sicher eine Horizontale ist, der Streckgrenze des Materials entsprechend. Zwischen beiden Gebieten findet ein nahezu

plötzlicher Übergang statt, bedingt durch die Eigenschaften des Materials. Ist aber eine ziemlich scharfe Grenze zwischen dem Verhalten des Materials in dem elastischen und dem unelastischen Bereiche erkannt, dann muß auch ein Ausgleich zwischen der Eulerkurve und der Geraden in Streckgrenzhöhe abgeleht werden. Er hoffe, daß auch die Reichsbahn zu ihrer früheren jahrzehntelang bewährten Vorschrift zurückkehre. Herr Prof. Dr. Gehler-Dresden weist darauf hin, daß die nunmehr gefundene σ_k -Linie die Knicktheorie von Engesser und die Versuche von Karman voll bestätigt. Der Auffassung von Herrn Dr. Bohny vermag er keinesfalls zuzustimmen. Die Richtigkeit dieser σ_k -Linie ist niemals bezweifelt worden. Im Streite der Meinungen handelte es sich lediglich um die Frage, welche Sicherheit ν , also welche rechnerisch zulässige Spannung $\sigma_{dzul} = \sigma_k : \nu$ gewählt werden soll.

Herr Geheimrat Prof. Dr. Hertwig, Berlin, knüpft an den Reinschen Vortrag an, der in seinem ersten Teile nur die Bestätigung für das erbracht habe, was Schwedler schon im Jahre 1867 über Nietverbindungen mit bewundernswerter Eingebung gefunden habe; gerade hierauf hinzuweisen, sei auch dem Auslande und dessen Verkleinerungsbestrebungen gegenüber deutscher Geistesarbeit geboten, und zwar um so mehr, als man jetzt beginne auch in Amerika die deutsche Tätigkeit im Brückenbau mit Schweigen zu übergehen. Gerade die Arbeiten von Schwedler über Nietverbindungen und ihre Übernahme in die Praxis durch Gerber haben den Brückenbau durchaus umgestaltet. Endlich hätten die Versuche des Eisenbauverbandes auch bestätigt, was schon Tetmajer in den 80er Jahren in Zürich gefunden, daß die Stoßausbildung und die Anschlüsse von Stäben an Knotenbleche nach Schwedler die wissenschaftlich richtigen seien.

In seinem Schlußworte wies Herr Rein gegenüber Herrn Prof. Kayser, darauf hin, daß durch Beiwinkel weder bei L- noch bei C-Eisen in bezug auf den Stab selbst eine Verbesserung erzielt wird; nur dann, wenn es sich um eine günstige Spannungsverteilung in den Blechen handelt, sei die Anordnung von Beiwinkeln geboten.

Herr Geheimrat Prof. Dr. S. Müller, Berlin, schließt sich in seinem Schlußworte den Kayserschen Ausführungen betr. unterschiedlicher Behandlung der Normal- und Biegungsbelastung auch im Eisenbau an. Versuche in dieser Richtung sind bereits im Gange, ganz abgesehen von Verhandlungen, die schon mit dem Wohlfahrtsministerium über die Heraussetzung der Biegungsspannung eingeleitet seien. Hoffentlich werden die neuen Hochbauvorschriften auch hier eine Änderung herbeiführen. Naturgemäß müsse auch bei allen diesen Fragen die Güte der Bauausführung als wichtige Funktion nicht unbeachtet bleiben.

Der dritte Vortrag, gehalten von Herrn Dr.-Ing. Albert Dörnen, Brückenbauanstalt Joh. Dörnen, Derne, Kreis Dortmund, behandelte an der Hand eigener ausgedehnter Versuchsreihen Fragen der technischen und wirtschaftlichen Verbesserung der Nietverbindungen. Das Material der Stäbe und Knotenbleche in einer Nietverbindung ist auf Leibungsdruck voll auszunutzen. Die sich hieraus ergebenden Niete sind, ohne Vergrößerung ihrer Zahl und ihres Durchmessers, d. h. ohne Erhöhung der Stabschwächung auf Abscheren durch Wahl eines entsprechend widerstandsfähigeren Materials zu verstärken. Bezüglich des Leibungsdrucks haben die Versuche des Vortragenden bewiesen, daß man mit dem Lochleibungsdrucke auf mehr als das Dreifache der Zugspannung gehen kann, wenn für beide die gleiche Sicherheit bestehen soll. Dies Ergebnis gilt nach den Versuchen für Flußeisen und Baustahl. Die Leibungsfläche ist hiernach gleich einem Drittel der zugehörigen Zugfläche zu machen; dann muß unter normalen Verhältnissen stets der Stab reißen. Gegenüber den preußischen Hochbauvorschriften von 1919 bedingt die sich hieraus ergebende Verringerung der Nietzahl in den Knotenpunkten eine Ersparnis von 80 vH (an Material und Arbeit), nach den neuesten Vorschriften der Reichsbahn von 1922 von etwa 40 vH. Die hohe Leibungsfestigkeit ist in der Regel

nur durch Stahlniete ausnutzbar. Bei den Versuchen hat sich Chromnickelstahl als Nietmaterial bewährt. Die Verringerung der Nietanzahl bedingt als Vorteile: Gedrungene Knotenpunktausbildung und damit Verminderung der Nebenspannungen, gleichmäßigere Kraftverteilung auf nur wenige Niete, Vermeidung von Beiwinkeln. Naturgemäß muß mit der verminderten Nietanzahl und der erhöhten Bedeutung jedes einzelnen Nietes für die Sicherheit der Gesamtverbindung auch das Nietverfahren verbessert werden, damit man von der Gewissenhaftigkeit des Nieters weniger abhängig wird. Auf Grund eigener Versuche schlägt der Vortragende vor, das bisherige Nietverfahren in der Art zu verbessern, daß der Niet in das Nietloch in kaltem Zustande eingesetzt, etwa dornenartig hineingetrieben wird, das Nietloch also in kaltem Zustande bereits ausfüllt; alsdann wird er elektrisch erhitzt und geschlossen. Erhitzen der Niete auf diesem Wege erfordert nach den Versuchen etwa 25 Sek. Als Vorteile dieses neuen Verfahrens sind hervorzuheben: Nicht gut sitzende Niete können von neuem erhitzt und dann fest geschlossen werden, die Staucharbeit wird geringer, bei langen Nieten kann der Stauchvorgang bequem erhöht werden, der Transport der glühenden Niete in das Nietloch fällt fort, wodurch viel Nietmaterial erspart wird, endlich wird die Arbeitsdurchführung erleichtert. Vielleicht kann auch der Niet hierbei soweit erhitzt werden, daß Schaft- und Lochleibung miteinander verschweißen.

Hieran schloß sich, mit allgemeiner Spannung entgegengesehen, wegen der grundlegenden Wichtigkeit der Frage, der Vortrag des Herrn Direktors Oswald Erlinghagen über hochwertigen Baustahl. Einleitend ging der Vortragende, seine Worte durch Lichtbilder ergänzend, auf die geschichtliche Entwicklung der Baustoffe für den Eisenbau ein, sich hierbei an die vorbildlichen geschichtlichen Arbeiten von G. Chr. Mehrtens und seines Schülers Dr. Albrecht vorwiegend haltend. In kurzen Streiflichtern wurde die Geschichte des Eisenbaus, namentlich der eisernen Brücken und die jene erst bedingende Entwicklung des Eisenhüttenwesens dem Hörerkreise vor Augen geführt. Das Gußmaterial der alten englischen Brücken, das erste schmiedbare Puddelleisen, der Puddelstahl des Flammofens, der Tiegelstahl, das Bessemerisen, das Thomasverfahren zunächst saurer, dann basischer Art, das Siemens-Martin-Eisen und die aus jenen Stoffen errichteten geschichtlich wichtigsten Brücken, alles das zog, scharf umrissen und in seiner Bedeutung eingehend gewürdigt, in seinem geschichtlichen Werdegange an der Versammlung vorüber. Aus der neueren Zeit, nach Kriegsende, wurde der neu und verstärkt erwachten Normalisierungsbestrebungen der deutschen Industrie gedacht, die in der Festlegung der vier Sorten Eisen, die hauptsächlich für die Brückenbauanstalten in Frage kommen, ihren Abschluß fand. Hierbei wurden in glücklichster Weise nicht allein alle bisher verlangten deutschen Flußeisensorten, sondern auch die im Auslande üblichen Baustoffe zusammengefaßt. Als Normalgüte wird das Material mit 37–44 kg/mm² bezeichnet; die übrigen Sorten St. 34, 42 und 44 gelten als Sondergüte. Die Normalgüte entspricht dem normalen Erzeugnis der deutschen Thomaswerke, während die drei anderen Sorten von manchen Werken nur im Siemens-Martin-Ofen hergestellt werden. Das Wort Flußeisen ist zu gleicher Zeit verschwunden, an seine Stelle tritt Flußstahl. Danach kennt man Schweiß- oder Puddelstahl: Nach den neuen Vorschriften der Reichsbahn (1922) wird zum ersten Male die Streckgrenze als Kennzeichen der Materialgüte eingeführt und zugelassen, daß unter Zugrundelegung eines mittleren Wertes der Streckgrenze von 24 kg/mm² bei Flußstahlnormalgüte die hierfür zugelassene Grundspannung von 1400 kg/cm² in dem Verhältnisse erhöht werden kann, in der die Streckgrenze sich erhöht. In den verabschiedeten Normenblättern für gewalzten Flußstahl ist eine Vorschrift über die Streckgrenze nicht aufgenommen, und zwar aus Mangel an ausreichenden Erfahrungen über das Verhältnis von Streckgrenze und Festigkeit und der oft nicht starken Ausprägung der ersteren.

Neuere Bestrebungen bezüglich des Baustoffes für Eisenbrücken sind durch die Materialien Nickelstahl und hochgeköhlter Stahl bezeichnet; im besonderen ist hier den Bauausführungen von Krupp und der Gute-Hoffnungshütte sowie der Amerikaner zu gedenken. Die größte Nickelstahlbrücke in Deutschland, die zweite feste Straßenbrücke über den Rhein in Köln, die berühmte und allseits bewunderte versteifte Hängebrücke, ein Werk der M. A. N., weist vom Gesamtgewicht des eisernen Überbaues von 8262 t allein 5570 t Nickelstahl mit einer Zugfestigkeit von 55–65 kg/mm², einer Streckgrenze von 35 kg/mm² und einer 18 prozentigen Dehnung (bei 200 mm Meßlänge) auf. Als bekanntestes Bauwerk in hochgeköhltem Stahl wurde die Lindenthalsche Sciotoville-Brücke über den Ohio erwähnt; hier zeigt das Material eine Zugfestigkeit von 43,5–49 kg/mm².

Bedeutsam geworden ist jetzt auch für Deutschland die Frage, welches Stahlmaterial als hochwertiger Baustoff für Eisenbauwerke zu verwenden ist, Nickelstahl oder höher gekohlter Stahl. Schon aus wirtschaftlichen Gründen ist diese Frage zugunsten des letzteren Materials ausgefallen.

Man kann damit rechnen, daß vergleichsweise 1 t Grobbleche von hochgeköhltem S.-M.-Eisen 170, von Chromnickelstahl (mit 1,25 vH Ni und 0,6 vH Cr) 255, Nickelstahl (mit 2,5 vH Ni) 340 M kostet.

Sehr ungünstig für die rheinisch-westfälischen Hüttenwerke war das Jahr 1923, während die Werke im unbesetzten Gebiete in glücklicherer Lage waren. Die Linke-Hofmann-Lauchhammer-Werke in Riesa waren deshalb auch in der Lage, dem Wunsche des Eisenbahn-Zentralamtes, einen hochwertigen Baustoff für eiserne Brücken zu liefern, entgegenzukommen. Auf dies Material machte die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn sämtliche Eisenbahndirektionen (Erlaß 82 D. 3452 v. 11. III 1924) aufmerksam. Hierin ist mitgeteilt, daß der neue Stahl eine mittlere Bruchfestigkeit von 55,2, eine mittlere Streckgrenze von 34,6 kg/mm² und eine mittlere Bruchdehnung von 23,1 vH besitzt. Es muß von vornherein festgestellt werden, daß dieser Stahl in Wirklichkeit nichts Neues bot, ist er doch seit etwa 20 Jahren als Schiffbaustahl 3 bekannt und in die Vorschriften der deutschen Kriegsmarine von 1908 und 1915 eingefügt. Das Material wurde im Kriege viel verwendet, u. a. auch in den Eisenbauwerkstätten der Friedrich-Alfred-Hütte für Bauten, bei denen eine Spannung von 2400 kg/cm² zugelassen war. Allerdings war das Material bei einer Festigkeit über 60 kg/mm² schwerer bearbeitbar. Es ist hochgeköhlter Stahl mit einem reichlichen Zusatz von Mangan. Durch Vereinbarung zwischen der Reichsbahn, dem Verein Deutscher Eisenhüttenleute und dem Eisenbau-Verband wurde in einer Tagung in Berlin (am 6. V. 24) allgemein eine Einigung dahingehend erzielt, für den hochwertigen Baustahl eine Höchstfestigkeit von 58 kg/mm², eine Mindeststreckgrenze von 30 kg/mm² und eine Dehnung von 18 vH (bei 200 mm Meßlänge) festzusetzen; hierbei war es den Hüttenwerken frei gestellt, ob sie den Stahl nach dem Thomas- oder dem Siemens-Martin-Verfahren herstellen wollten. Daß die deutschen Werke allgemein bereit seien, den vorgenannten Stahl zu liefern, wurde durch einen weiteren Erlaß der Reichsbahn vom 13. V. 24 bekanntgegeben. Der Ausschuß des Deutschen Eisenbau-Verbandes befaßte sich daraufhin sofort mit den Folgen, welche die Einführung des hochwertigen Baustahls für Eisenbauwerke in wirtschaftlicher und technischer Beziehung haben wird. Er stellte Richtlinien auf, die dann auch in den vorläufigen Vorschriften der Reichsbahn berücksichtigt wurden. Vorgesehen ist der Faltversuch (Biegewinkel 180° bei einem Dorndurchmesser von der doppelten Dicke des Stabes). Das Material ist auch für Niete und Schrauben zugelassen. Durch eine um 30 vH erhöhte zulässige Beanspruchung kann eine Materialersparnis bis zu etwa 25 vH bei großen Brücken erzielt werden gegenüber der Verwendung von Flußstahl Normalgüte. Der Stoßkoeffizient ist trotz dieser Ersparnis der frühere geblieben. Bemerkenswert ist der Vorschlag von Dr. Brunner-Duisburg, letzteren Wert abhängig zu machen von dem Verhältnis der Spannung

aus Eigengewicht zu dem aus der Verkehrslast, da hierdurch der Einfluß des verringerten Eigengewichts auf den Stoßkoeffizienten ohne weiteres berücksichtigt wird, zudem auch diese Zahl unabhängig wird von der Stützweite der einzelnen Bauglieder und des ganzen Tragwerkes. Wünschenswert wäre es ferner, daß auch bezüglich der Wechselstäbe die Vorschriften den veränderten Verhältnissen beim hochwertigem Baustahl Rechnung trügen.

Erfahrungen mit dem St. 58 sind zurzeit noch spärlich. Eine Anzahl Walzwerke hat Versuche im Gange, das Riesaer Werk bereits seit 2 Jahren. Hier werden aber nur L- bis 120 . 120 . 16 und C- und I-Eisen bis Nr. 12 gewalzt. Rheinische Werke haben festgestellt, daß die Streckgrenze abhängig ist vom Profil, das gewalzt wird. Je nach ihm wird die verlangte Streckgrenze (30 kg/mm²) erreicht zwischen 42 und 56 kg/mm² Festigkeit. Tatsächlich muß aber bereits im Stahlwerk Rücksicht auf das zu walzende Profil genommen werden. Bei schweren Trägern muß das Stahlwerk mit einer viel höheren Mindestfestigkeit rechnen als bei kleinen Profilen. Auch ist die Streckgrenze abhängig von der Walztemperatur. Das läßt erkennen, daß die Herstellung des hochwertigem Baustahls in den Walz- und Stahlwerken größte Aufmerksamkeit erfordert. Die Bearbeitung in der Werkstatt wird bezüglich der Maschinenarbeit ($\frac{1}{3}$ der gesamten Werkstattarbeit) etwas teurer werden, und zwar um etwa 20 vH, was eine Erhöhung der Gesamtwerkstattlöhne um 7 vH bedeutet.

Herr Dr. Bohny gibt in der Bautechnik Heft 28, 1924, die möglichen Ersparnisse bei Verwendung von hochwertigem Baustahl bei Brücken verschiedener Stützweiten folgendermaßen an:

Stützweite . . .	50	100	150	200 m
Ersparnis . . .	7	17	20	26 vH.

Hierbei ist mit einem Güteaufpreis von 50 M./t gerechnet (geschätzt bei normalen Marktverhältnissen).

In neuester Zeit sind eine Anzahl Brücken in hochwertigem Baustahl vergeben worden. Die größte von ihnen ist die zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten in der Linie Stendal—Berlin. Sie wird von der Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte gebaut, die auch seinerzeit in einem Ideen-Wettbewerb an erster Stelle stand. An der Lieferung der Überbauten werden die Gute-Hoffnungs-Hütte und die Firma Jucho beteiligt sein. Die zugehörige Flutbrücke baut Eilers, Hannover. Das Gewicht der Eisenüberbauten beträgt in hochwertigem Baustahl rd 4100 t, in Flußstahl Normalgüte rd 5000 t, die Gesamtersparnis ist zu 17 vH errechnet.

In der sehr regen Aussprache, die sich an die Ausführungen des Herrn Erlinghagen anschloß, zum Teil auch mit dem Vortrage von Dr. Dörnen befaßte, nahmen teil die Herren Prof. Memmler, Berlin-Dahlem, Prof. Dr. Gehler, Dresden, Dr. Brunner, Duisburg, Baurat Dr. Voß, Kiel, Prof. Müllenhoff, Aachen, Geheimer Baurat Dr.-Ing. Schaper, der sich namentlich dagegen erfolgreich wendete, daß die Reichseisenbahn voreilig vorgegangen sei, Dr. Pritzsche, Lauchhammer, Oberregierungsaurat Dr. Kommerell, Oberingenieur Schellewald und Direktor Dorfs. Die hochinteressante ausgedehnte Aussprache, auf die im einzelnen einzugehen an dieser Stelle allzuweit führen würde, behandelte im besonderen die neuen Vorschriften der Reichsbahn, die hier festgelegten Gütezahlen und deren Richtigkeit, die Materialprüfung sowie die Einführung von Stahlmieten, wandte sich dann auch der Frage über die bessere Eignung von Thomas- oder Siemens-Martin-Eisen für den hochwertigem Stahl zu. Hierbei wurde mit Recht hervorgehoben, daß die deutschen Martin- und Thomaswerke im letzten Jahrzehnte in der Qualität anerkennenswerte Fortschritte gemacht haben.

Die umfassende Aussprache wurde vom Vorsitzenden dahin zusammengefaßt, daß allgemein die Notwendigkeit anerkannt worden sei, auf hochwertigem Baustahl hinarbeiten und daß nur Meinungsverschiedenheiten über das Tempo

und Einzelheiten vorhanden sind. Jedenfalls hat die Aussprache erneut zu erkennen gegeben, mit welcher großer Bereitschaft der Eisenbauverband an die Lösung der Aufgabe herantreten ist, die das Reichsverkehrsministerium unter dem Zwange, möglichst billig zu bauen, auf sich genommen hat. Die gleiche Anerkennung gilt — und auch das klang in der Diskussion deutlich heraus — dem Verein Deutscher Eisenhüttenleute. Eine berechtigte Vorsicht hat von vornherein die Reichsbahnverwaltung im Gefühl der großen ihr obliegenden Verantwortlichkeit dem neuen Material entgegengebracht, trotzdem durch eingehende Untersuchungen festgestellt worden war, daß es sich hier um einen vorzüglichen hochwertigem Brückenstahl handelte. In diesem Sinne wollte die Reichsbahn zunächst nicht alle Brücken, sondern nur größere Bauwerke in Baustahl bauen. Später wurde angeregt, alle Brücken in Baustahl herzustellen. Eine endgültige Regelung ist noch nicht getroffen, jedoch wird erwogen, zunächst Brücken bis 50 Tonnen Gewicht in Flußeisen und schwerere Brücken in Flußeisen und Baustahl auszuschreiben, um Vergleichswerte zu erhalten.

Bei der Ausschreibung soll dann nur ein einfaches Angebot mit Einheitspreisen für die Tonne Flußeisen und Baustahl verlangt und auf Grund dieses Angebots der Zuschlag erteilt werden. Schließlich werden die Bestimmungen darüber noch zwischen der Reichsbahn und dem Eisenbauverband zu vereinbaren sein.

Den letzten Vortrag hielt in ziemlich weit vorgerückter Nachmittagsstunde Herr Oberingenieur Schellewald über: Die Betriebswissenschaft im Eisenbau. Die hier gegebenen sehr bedeutsamen Darlegungen seien nachfolgend kurz zusammengefaßt:

Die wissenschaftliche Erforschung technischer Probleme, die zu dem hohen Stand der Technik in konstruktiver Hinsicht geführt hat, wendet sich in der neueren Zeit auch der Betriebsführung der Werkstätten zu. Ihre Aufgabe umfaßt die Aufdeckung der Zusammenhänge der Betriebsvorgänge, ihrer Ursachen und Wirkungen und die Ermittlung der mit ihnen verbundenen Gesetzmäßigkeiten mit dem Zwecke, nicht nur die Herstellung der technischen Erzeugnisse mit einem Mindestaufwand von Stoff und Arbeitsleistung zu ermöglichen, sondern auch die Güte des Erzeugnisses zu verbessern. Im Eisenbau hat die Betriebswissenschaft noch nicht die Beachtung gefunden, die ihr gebührt, was z. T. auf die Einfachheit der Arbeitsvorgänge in den Eisenbauwerkstätten zurückzuführen ist, z. T. aber auch auf die Schwierigkeiten, die sich in den Montagebetrieben infolgeder Eigenart der Betriebserforschung darbieten.

Zu Trägern der Betriebswissenschaft sind die Technischen Hochschulen berufen, die allerdings ohne Unterstützung der Eisenbauwerke nicht in der Lage sein werden, die erforderlichen Arbeiten durchzuführen. Den Wissenschaftlern muß Gelegenheit geboten werden, in den Werkstätten eigene Beobachtungen anzustellen, die in den Betrieben gewonnenen Beobachtungen müssen zur Verfügung gestellt werden, endlich müssen die Betriebsleiter durch Veröffentlichung ihrer Erfahrungen und Anschauungen Bausteine zur Betriebswissenschaft liefern. Bislang werden Vorlesungen über Betriebswissenschaft, namentlich aber solche, die den Bedürfnissen des Eisenbaues Rechnung tragen, in den Hochschulen nur in geringem Umfange gehalten.

Eine wichtige Aufgabe der Betriebswissenschaft besteht in der Regelung der Höhe der Arbeitsleistungen. Die heutigen Verhältnisse zwingen dazu, die Erzeugungskosten auf ein Mindestmaß zu verringern; zu den anzuwendenden Mitteln gehört die Steigerung der Arbeitsleistungen, die aber nicht zur Schädigung der Gesundheit der Arbeiter führen darf. Die Zeitstudie zeigt den Weg, der zu einer gerechten Beurteilung der zu fordernden Leistungen führt; mit ihrer Hilfe können auch die Akkorde derart aufgebaut werden, daß jeder Akkord die Möglichkeit zu Überverdienen bietet und die zu Störungen und Reibereien zwischen Betriebsleitung und Arbeitern Anlaß gebenden guten und schlechten Akkorde verschwinden.

Die neueren Organisationsformen der Betriebsführung, wie sie im Maschinenbau schon längere Zeit in Anwendung sind, haben im Eisenbau bis jetzt nur wenig Eingang gefunden. Die alle Einzelheiten erfassende Vorbereitung der Werkstattausführung, die Festsetzung der Herstellungskosten vor der Inangriffnahme einer Arbeit, die damit verbundene scharfe Überwachung der Lohnausgaben sind in ihrem Wert noch nicht erkannt worden. Die straffe Führung des Betriebes von einer Stelle aus, die die Zeitfolge und die Verteilung der Arbeit bis in alle Einzelheiten regelt, die Entlastung der Meister von diesen Verfügungen ist ebenfalls ein Vorzug der neuzeitlichen Betriebsorganisation, die infolge ihrer Einrichtungen die Einhaltung der Lieferfristen erleichtert. Die Laufzettel, welche die vorzunehmende Bearbeitung der einzelnen Werkstücke regeln, können in einfachster Weise als Akkordzettel benutzt werden. Die Betriebsorganisation soll sich nicht nur auf die Überwachung und Regelung der produktiven Aufgaben beschränken, sie muß auch die unproduktiven Arbeiten, die gerade im Eisenbau einen erheblichen Einfluß auf die Herstellungskosten ausüben, erfassen und namentlich die unproduktiven Leute, deren Zahl dem Schwanken der Anzahl der produktiven Leute folgen muß, überwachen.

Die Anwendung der Organisationsformen auf die Betriebe verschiedenartiger Größe, die Vorzüge und Nachteile kritisch zu beleuchten, die Anregungen und Möglichkeiten für den Eisenbau, die in den Organisationsformen der Betriebe benachbarter Gebiete liegen, zu verwerten, ist die Aufgabe der Betriebswissenschaft; in ihren Aufgabenkreis fällt weiterhin der Ausbau der Selbstkostenberechnung, ferner Untersuchungen über die zweckmäßige Gestaltung der Grundrißanordnung der Werkstätten in besonderer Rücksicht auf die Förderwege und Fördermittel, auf die Anordnung des Materiallagers, der Vorzeichnerie, Ankörnerie, Bearbeitungswerkstatt, Zwischenlager, Zulagen usw. Ferner fällt die Prüfung des Wirkungsgrades der Maschinen und der zu ihr gehörenden Hilfseinrichtungen, die Kraftwirtschaft usw. in den gleichen Rahmen.

Große Schwierigkeiten bereitet die Erforschung der Montagebetriebe, die infolge der überaus wechselvollen Bedingungen, denen die Baustellenarbeiten unterliegen, es fast unmöglich machen, das Gemeinsame herauszuarbeiten; systematische Untersuchungen der einzelnen Arbeitsvorgänge werden aber auch auf diesem Gebiete ihren Nutzen nicht verfehlen.

Die Frage, ob die Einführung der Betriebswissenschaft beim Eisenbau als zweckmäßig anzusehen ist und ob es lohnend ist, an Stelle der bisher üblichen einfachen Formen der Betriebsführung neue einzuführen, die verwickelter sind und vermehrten Aufwand an Personal bedingen, muß an Hand der vorliegenden Erfahrungen bejaht werden.

Hieran knüpfte der Vortragende den Wunsch, daß die Technischen Hochschulen durch Erteilung von Lehraufträgen den Ausbau der Betriebswissenschaft fördern möchten, und daß der Eisenbau in seinem eigensten Interesse die Bestrebungen der Hochschulen unterstütze.

In der sich anschließenden, wegen Zeitmangels nur kurzen Aussprache wies Herr Direktor Schmuckler (Breest & Co.) darauf hin, daß er nicht glaube, daß der vom Vortragenden eingeschlagene Weg im Eisenbau zu einem vollen Erfolge führen und im ganzen Umfang anwendbar sei. Man müsse unterscheiden zwischen Maschinenbau und Eisenbau; ersterer arbeite mit Normalmustern und größeren Serien, bei letzterem sei jeder Bau verschieden geartet. Deshalb könnten die gegebenen wissenschaftlichen Anregungen im Eisenbau erst dann von Erfolg begleitet sein, wenn hier die Normalisierung und Typisierung eingeführt sei.

Leider mußte der letzte Vortrag von Herrn Dr. Beuck über die steuerliche Belastung der Eisenbaubranche wegen der fortgeschrittenen Zeit ausfallen. Der Vortrag ist inzwischen den Mitgliedern in gedruckter Form zugestellt worden.

Damit hatte die anstrengende wissenschaftliche Sitzung ihr Ende erreicht.

Am Abend fanden sich die Mitglieder und Gäste des Eisenbauverbandes zu einem durch ernste oder von echtem Humor getragene Reden verschönten Festessen zusammen, und damit fand die Gesamttagung des Deutschen Eisenbauverbandes in Stuttgart ihren Abschluß. Es waren keine rauschenden Festlichkeiten, welche die Tage ausfüllten; ernster Arbeit waren die Stunden vorwiegend gewidmet, wie es der Eisenbauverband mit seinen Hauptversammlungen bezweckt und seit Jahren erfolgreich in die Tat umgesetzt hat. Gern und dankbar werden alle Teilnehmer an der Versammlung an die Stuttgarter Tage zurückdenken. Viel der wissenschaftlichen Anregung hat sie geboten, erneut Kunde gegeben von dem hohen vaterländischen Verantwortlichkeitssinn und dem eisernen Willen aller Verbandsglieder, die deutsche Eisenindustrie wieder neu zu beleben und wettbewerbsfähig zu machen, und endlich hat sich so manches Band zwischen den alten und jungen Eisenkonstruktoren und ihren Gästen fester geschlungen, so manche für alle Teile wertvolle Beziehung neu angebahnt. Alles in allem: die Veranstaltung war bestens gelungen, ihr Wert wird ein nachhaltiger sein, und ein herzlicher anerkennender Dank gebührt allen denen, die die Zusammenkunft vorbereitet und durchgeführt, und hier nicht zum mindesten allen denen, die durch ihre bedeutsamen Vorträge und ihre wertvolle Teilnahme an den von echter Wissenschaftlichkeit getragenen, hochstehenden Aussprachen dazu beigetragen haben, daß ein jeder neue Anregungen und erweiterte Kenntnisse aus Stuttgart mitgenommen. Dr. M. Foerster.

TEMPERATURÄNDERUNGEN IN BETONKÖRPERN INFOLGE DER ABBINDEWÄRME UND UNTER DEM EINFLUSS DER UMGEBUNGSTEMPERATUR UND DER SONNENBESTRAHLUNG¹⁾.

Von Dr.-Ing. W. Lydtin.

Übersicht. Die vorliegende Untersuchung soll einen Beitrag liefern zur Beantwortung der Frage nach der Größe und Verteilung von Temperaturänderungen in Betonkonstruktionen. In einem ersten Teil wird die Erscheinung der Wärmeentwicklung beim Abbindevorgang behandelt; der zweite Teil befaßt sich mit dem Einfluß der Umgebungstemperatur und der Sonnenbestrahlung.

I. Temperaturänderung im Beton infolge der freiwerdenden Wärme beim Abbindevorgang.

Versuche über die Temperaturerhöhung von Zement beim Abbinden mit verhältnismäßig gutem Wärmeschutz²⁾

^{*)} Referat über eine Doktorarbeit a. d. Techn. Hochsch. in Karlsruhe i. B.

¹⁾ Killig, Kasai, Hoßbach, Protokoll der Verhandlungen des Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabriken 1908, 1909, 1919. — Hummel, Über Volumenveränderung, Festigkeit usw. von Beton. Diss. Karlsruhe 1923, Auszug i. Bauingenieur 1924, Heft 5.

lassen erkennen, daß mit zunehmender Masse des Zementes die Temperaturerhöhungen beim Abbindevorgang zunehmen, mit der Wirkung, daß bei einer Ausdehnung der Versuche auf sehr große Massen bzw. idealen Wärmeschutz Temperaturerhöhungen bis über 100° C erwartet werden können (Zemente mit rd. 25–30 vH Anmachwasser). Das unterschiedliche Verhalten verschiedener Zemente ist dabei zum Teil sehr groß (Tonerdezement gegenüber Portlandzement nach den Versuchen von Hummel), zum Teil gering bei sonst stark verschiedenem Verhalten der Vergleichszemente (Langsambinder gegenüber Schnellbindern nach Versuchen von Hoßbach).

Temperaturbeobachtungen an Zementmörtel²⁾ 1:3 weisen Temperaturerhöhungen beim Abbindevorgang von 30° bis 40°

²⁾ Beton und Eisen 1909.

auf, während nach Beobachtungen an Bauwerken im Beton³⁾ Temperaturerhöhungen von 10° bis gegen 30° vorliegen.

Aus den Versuchen und Beobachtungen geht zweifellos hervor, daß durch die Magerung des Zementes durch die Zuschlagstoffe die Temperaturerhöhung herabgedrückt wird.

Eine Übertragung der hieraus gewonnenen Ergebnisse auf besondere Fälle ist aber nur sehr angenähert möglich, da die Bedingungen der Körperstärke und des Wärmeaustausches mit der Umgebung noch nicht berücksichtigt sind.

Es wird zu einer Bestimmung der freierwerdenden Abbinde-wärme geschritten, unbekümmert um die chemischen Vorgänge beim Abbindeprozeß, da eine Klärung der rein chemischen Fragen über den Verfestigungsvorgang des Zementes nach dem Anmachen mit Wasser (Umwandlung der beim Brennen erzeugten Calciumsilikate unter Kristallwasseraufnahme oder Bildung von Kalkhydrat aus dem freien Kalk, oder Hydratisierung von Calciumaluminaten) von dieser Stelle aus nicht vorgenommen werden kann, sondern dem Zementchemiker überlassen werden muß; nur aus dem physikalischen Vorgang beim Abbindeprozeß, aus der Änderung der spezifischen Wärme des Stoffes durch Bindung einer gewissen Menge Wasser, wird das Freiwerden von Wärme und damit die Temperaturerhöhung erklärt.

Gebundene Wassermenge. Die Angaben über die Menge des gebundenen Wassers⁴⁾ schwanken nach vorhandenen Untersuchungen stark von rd 10 vH bis rd 30 vH; nach neueren Untersuchungen von Goslich, Hart, Otzen, Kalk sind die Werte kleiner: 10 vH bis 15 vH; einfache Versuche des Verfassers über den Zusammenhang zwischen Festigkeit und Wasserzusatz ergaben eine größte Festigkeit bei 11 vH bis 15 vH Wassergehalt (bezogen auf Zement) in Übereinstimmung mit obigen Werten; diesen Versuchen lag die Annahme zugrunde, daß die gerade notwendige Wassermenge die größte Festigkeit ergeben muß.

Spezifische Wärme. Für die Ermittlung der freierwerdenden Wärme ist die Kenntnis der spezifischen Wärme vor und nach dem Abbindevorgang notwendig.

Versuchswerte⁵⁾: Klinkerzement . . . c = 0,19 (nach Hart).
Abgebundener Zement c = 0,27 (nach Hart).
Beton c = 0,21 (nach Gröber)

Bezeichnet:

- c_z = spezifische Wärme des Zementpulvers,
- c_h = „ „ „ Bindewassers,
- c_s = „ „ „ Zuschlagmaterials,
- w_a = für den Abbindevorgang notwendige Wassermenge (bezogen auf Zement),
- w = Gesamtwassermenge,
- w_r = Restwassermenge = $w - w_a$,
- m = Anteile der Zuschlagstoffe im Verhältnis zu Zement (in Gewichtsteilen),
- p = Wasserzusatz bezogen auf Zement + Zuschlagstoffe,

so beträgt die mittlere spezifische Wärme des nicht ab- gebundenen Betons:

$$c_0 = \frac{1 c_z + m c_s + \frac{w}{100}}{1 + m + \frac{w}{100}} = \frac{1 c_z + m c_s + (1 + m) \frac{p}{100}}{(1 + m) \left(1 + \frac{p}{100}\right)}$$

³⁾ P. Joyen u. A. Christen, Bulletin technique de la Suisse romande 1922. Recherches sur les variations et la répartition de la température dans le barrage de Montsalvens. — Agatz, Bauingenieur 1923, Heft 9. — Beton und Eisen 1910.

⁴⁾ O. Schmidt, D. Portlandzement (Ljamin, Jelkowsky, Le Chatelier, Büsing und Schumann). — T. Hart, Tonindustriezeitung 1902. — Goslich, Zeitschrift Zement 1923 Nr. 22. — Otzen, Stampfbeton oder Gußbeton, Bauingenieur 1923 Heft 16.

⁵⁾ Hart, Tonindustriezeitung 1901 und 1902. — Gröber, Grund- gesetze der Wärmeleitung und des Wärmeüberganges, Springer, Berlin 1921.

und die spezifische Wärme des abgebundenen Betons:

$$c_e = \frac{1 c_z + \frac{w_a}{100} c_h + \frac{w_r}{100} 1 + m c_s}{1 + m + \frac{w}{100}}$$

Mit der Kenntnis der Werte w_a , c_0 und c_e kann die frei- werdende Wärmemenge beim Abbindevorgang und die hier- durch bedingte Temperaturerhöhung ermittelt werden.

Temperaturerhöhung für den Fall vollkommenen Wärmeschutzes.

Die Bedingung, daß der Wärmeinhalt unverändert bleibt, ergibt:

$$c_0 T_0 = c_e T_e; \quad T_e = \frac{c_0 T_0}{c_e}; \quad \Delta T = T_e - T_0 = \frac{c_0 - c_e}{c_e} T_0$$

wo T = absolute Temperatur.

Mit obigen Ausdrücken für c_0 und c_e wird die Temperatur- erhöhung:

$$\Delta T = \frac{w_a (1 - c_h)}{100 c_z + w_a c_h + w_r} T_0,$$

wobei $w_{r1} = w_r + 100 m c_s$.

Mit zunehmendem w_{r1} , d. h. mit steigendem Wasser- überschuß (w_r) und mit zunehmender Magerung (m) nimmt ΔT ab; die größte Temperaturerhöhung wird erreicht mit $w_{r1} = 0$, d. h. bei reinem Zement mit dem unbedingt not- wendigen Wasserzusatz w_a :

Zum Beispiel mit $w_a = 15$; $c_h = 0,20$; $c_0 = 0,20$ wird

$$\Delta T = \frac{12}{23 + w_{r1}} T_0.$$

Für $T_0 = 290^\circ$; $\tau_0 = 17^\circ$:

Mischung	w	p	w _r	w _{r1}	ΔT
1:0	15	15	0	0	151°
	28	28	13	13	97°
1:3	36	9	21	81	34°
1:4	40	8	25	105	27°
1:8	54	6	39	199	16°

in Übereinstimmung. mit Beobachtungen.

Dauer der Wärmeentwicklung beim Abbindevorgang.

Die Beziehung zwischen der Dauer der Wärmeentwicklung t_w und der Temperatur $\tau = T - 273^\circ$, bei welcher sich der Vorgang abspielt, läßt sich auf Grund der Erfahrung, daß bei $\tau < 0^\circ C$ kein Abbinden mehr stattfindet, und daß mit zunehmender Temperatur die Abbindezeit verkürzt wird, ausdrücken durch:

$$t_w = \frac{r}{\tau}; \quad t_w \tau = r$$

(für $\tau = 0^\circ$ wird $t_w = \infty$)

$$\tau = \tau_0 + v \Delta \tau \approx \tau_0 \left(1 + \frac{\Delta \tau}{100}\right)$$

in Annäherung.

Der Versuch, aus den Temperaturbeobachtungen den Zeitpunkt des Aufhörens der Wärmeentwicklung zu be- stimmen durch Feststellung des Punktes auf der Temperatur- Zeit-Kurve, wo eine reine Abkühlungskurve beginnt, ergab Werte von $r = t_w \tau = 300 - 500$.

Ein Vergleich von Beobachtungswerten über die Tem- peraturerhöhung $\Delta \tau$ und über die Dauer der Wärmeentwick- lung t_w mit den errechneten Werten nach den Formeln:

$$\Delta \tau = \frac{c_0 - c_e}{c_e} T_0 \quad \text{und} \quad t_w = \frac{r}{\tau_0 \left(1 + \frac{\Delta \tau}{100}\right)}$$

ergibt eine befriedigende Übereinstimmung.

Z. B. Talsperre von Montsalvens³⁾. Bei einer Mischung von 300 kg Zement auf 1300 ltr. Zuschlag wurde beobachtet bei $\tau_0 = 15^\circ$; $\Delta \tau = 25^\circ$; $t_w = 28$ Stunden.

Die Berechnung ergibt mit $p = 6$; $w = 6(1 + 6,7) = 46,2$:

$$w_a = 20; \quad w_r = 26; \quad w_{r1} = 160$$

$$\Delta \tau = \frac{16}{24 + 160} (273 + 15) = 25^\circ$$

$$t_w = \frac{500}{15 \cdot 1,25} = 27 \text{ Stunden.}$$

Bemerkung: Die Berechtigung für den vorliegenden Fall in Annäherung vollkommenen Wärmeschutz anzunehmen wird später nachgewiesen.

Temperaturerhöhung infolge der Abbindewärme in Bauteilen, die der Abkühlung unterliegen.

Die beim Abbindevorgang freiwerdende Wärme beträgt für die Gewichtseinheit:

$$q = -T \frac{dc}{dt}$$

und für das Raumelement:

$$Q_1 = q \gamma dV \\ = -T \frac{dc}{dt} \gamma dV,$$

die aufgespeicherte Wärmemenge:

$$Q_2 = \frac{\partial \Theta}{\partial t} c \gamma dV,$$

die austretende Wärmemenge:

$$Q_3 = -\lambda \int \text{grad } \Theta \, df = -\lambda \text{ div grad } \Theta \, dV = -\lambda \nabla^2 \Theta \, dV.$$

Aus $Q_1 = Q_2 + Q_3$ ergibt sich die Differentialgleichung der Wärmeleitung:

$$\frac{\partial \Theta}{\partial t} = \frac{q}{c} + \frac{\lambda}{c \gamma} \nabla^2 \Theta = T \varphi(t) + a \nabla^2 \Theta,$$

worin $\lambda =$ Wärmeleitfähigkeit

$\frac{\lambda}{c \gamma} = a =$ Temperaturleitfähigkeit (hierbei wird c als unveränderlich betrachtet).

$$\nabla^2 \Theta = \frac{\partial^2 \Theta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Theta}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \Theta}{\partial z^2} \text{ für rechtwinklige Koordinaten}$$

$$= \frac{\partial^2 \Theta}{\partial x^2} \text{ (Sonderfall, wenn } \Theta \text{ nur von } x \text{ abhängt),}$$

$$\varphi(t) = -\frac{1}{c} \cdot \frac{dc}{dt}.$$

Für das Änderungsgesetz der spezifischen Wärme c mit der Zeit ergibt die Annahme:

$$c = f(t) = c_0 - \frac{c_0 - c_e}{t_e} t + b \sin\left(\frac{2\pi}{t_e} t\right) \text{ für } b \frac{2\pi}{t_e} = \text{tg } \alpha = \frac{c_0 - c_e}{t_e}$$

eine gute Übereinstimmung mit dem tatsächlichen Verlauf der Temperaturänderung.

$$q = T \text{tg } \alpha \left(1 - \cos \frac{2\pi}{t_e} t\right).$$

$$\text{Wärmeleitfähigkeit } \lambda^{(6)}: \frac{\text{kcal}}{\text{m Stunde Grad}}$$

Für Beton liegen Werte von: $\lambda = 0,66$ bis $\lambda = 1,40$; als Mittelwert kann $\lambda = 1,0$ gewählt werden.

Man wird die höheren λ -Werte vor allem einem dichten Beton (in der Regel den fetten Mischungen) und in zweiter

⁶⁾ Gröber, Grundgesetze der Wärmeleitung und des Wärmeüberganges, Springer, Berlin 1921. — Hencky, K., Die Wärmeverluste durch ebene Wände, Oldenbourg, München u. Berlin 1921. — Knoblauch, Raisch u. Reiher, Gesundheitsingenieur 1920, Heft 52. — Carman u. Nelson, Zeitschrift Zement 1923 Nr. 43.

Linie dem nassen Beton, also auch dem jüngeren Beton zuzuwenden müssen, während die kleinen λ -Werte den undichten (mageren) und luftreichen (ausgetrockneten, alten) Betonarten zukommen. In Annäherung kann gesetzt werden:

$$\lambda = 1,75 \frac{\gamma_r}{1000} - 2,8 \quad (\gamma_r = \text{Raumgewicht in kg/m}^3).$$

$$\text{Temperaturleitfähigkeit: } a = \frac{\lambda}{\gamma c} \text{ (m}^2/\text{Stunde)}$$

untere Grenze: $a_{\min} \approx 0,0012$ kleines Raumgewicht, hoher Wasserzusatz

obere Grenze: $a_{\max} \approx 0,0027$ großes Raumgewicht, niedriger Wasserzusatz

$$a_{\text{mittel}} \approx 0,002.$$

Wärmeübergangszahl $\alpha^{(7)}$: kcal/Stunde \times m² \times Grad $\alpha = \alpha' + cC'$, wobei cC' den Strahlungseinfluß kennzeichnet.

$$\text{Für ruhende Luft gilt: } \alpha' = 3,0 + 0,08 \Delta \text{ für } \Delta < 5^\circ.$$

$$\alpha' = 2,2 \sqrt{\Delta} \text{ für } \Delta > 5^\circ.$$

Für bewegte Luft (Strömungsgeschwindigkeit w):

$$\alpha' = 5,0 + 3,4 w \text{ für } w < 5 \text{ m/Sek}$$

$$\alpha' = 6,14 w^{0,78} \text{ für } w > 5 \text{ m/Sek}$$

Bei Benetzung der Wand mit Wasser:

$$\alpha' = 300 + 1800 \sqrt{w}.$$

Der Strahlungseinfluß beträgt etwa $cC_{\text{wand}} = 2,8 \div 4,5$ im Mittel = 3,6.

Je nach dem Grad der Luftbewegung kann man mit folgenden Werten rechnen:

$$\alpha = 8 - 15 \text{ Windstille bis Zug}$$

$$= 15 - 30 \text{ Zug bis mäßiger Wind}$$

$$= 30 - 50 \text{ frischer bis steifer Wind}$$

$$= 50 - 80 \text{ stürmischer Wind bis schwerer Sturm.}$$

Der Einfluß der Strahlung tritt hinter den Einfluß der Luftbewegung um so mehr zurück, je größer die Strömungsgeschwindigkeit ist.

Der Wärmeübergang beim Vorhandensein einer Schalung beträgt:

$$\alpha_s = \alpha \frac{\lambda_s}{\lambda_s + \alpha \delta} = \alpha \frac{1}{1 + \frac{\alpha \delta}{\lambda_s}}, \text{ wo } \delta = \text{Schalungsstärke, } \lambda_s = \text{Wärmeleitfähigkeit der Schalung.}$$

Mit $\lambda_s = 0,25$ (Holz in baufeuchtem Zustand) wird $\alpha_s = \alpha \frac{1}{1 + 4 \alpha \delta}$ für $\alpha = 30$, $\delta = 0,03$ m wird $\alpha_s = 6,5$.

Die hölzerne Schalung bewirkt eine starke Herabminderung des Einflusses der Luftbewegung.

Für den allgemeinen Fall, wo der Körper der abkühlenden Wirkung der Umgebung ausgesetzt ist, liefert der Ansatz:

$$T = C \cdot e^{\int \varphi(t) dt} \cdot e^{\alpha x + \beta t}$$

unter Anpassung an die zeitliche Grenzbedingung:

$$\text{für } t = 0; \quad T = T_0$$

und an die räumliche Grenzbedingung:

$$\text{für } x = +X; \quad \left(\frac{\partial T}{\partial x}\right)_{x=+X} = -h(T_{+X} - T_u), \text{ wo } h = \frac{\alpha}{\lambda} \text{ und } \alpha = \text{Wärmeübergangszahl}$$

$$x = -X; \quad \left(\frac{\partial T}{\partial x}\right)_{x=-X} = +h(T_x - T_u), \text{ wenn } \Theta = f(x) \text{ mit } T_u = T_0;$$

⁷⁾ Hencky, K., siehe Anmerkung 6. — W. Nusselt, Stahl und Eisen 1923. — W. Nusselt u. W. Jürges, Gesundheitsingenieur 1922, Heft 52.

d. h. Umgebungstemperatur = Anfangstemperatur des Betons, und mit $q X = k$ die Bedingungsgleichung:

Für den Kern des Querschnittes $x=0$

$$e^{\int \varphi(t) dt} \cdot e^{-a \left(\frac{k}{X}\right)^2 t} = \frac{I}{\cos k - \frac{k}{hX} \sin k}$$

und es wird $T = T_0 e^{\int \varphi(t) dt} \cdot e^{-a \left(\frac{k}{X}\right)^2 t} = T_0 f$
 $\Delta T = T - T_0 = T_0 (f - 1) = \eta \cdot T_0$



Abb. 1.

Hilfsfigur zur Ermittlung der Temperaturerhöhung im Kern.

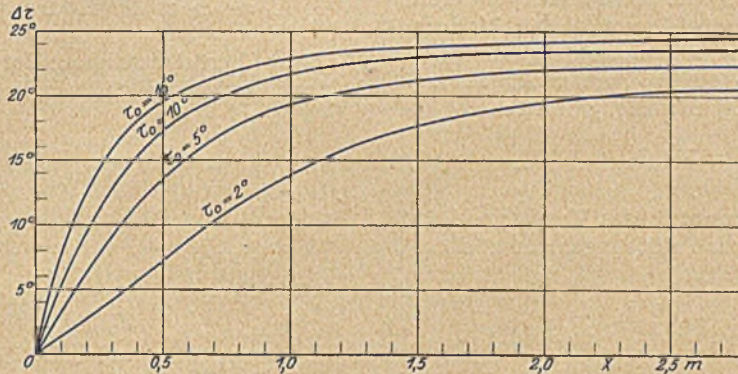


Abb. 3. Temperaturzunahme im Kern ($x=0$) bei verschiedenen Ausgangstemperaturen τ_0 .

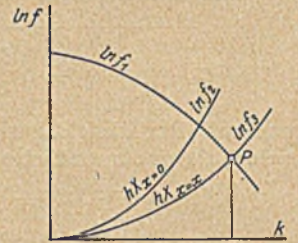


Abb. 4.

Hilfsfigur zur Ermittlung der Temperaturerhöhung in verschiedener Tiefe.

Aus der Darstellung der Werte f_1 und f_2 (Abb. 1) als Funktion von k , wobei $f_1 = z s$ [in $z = e^{\int \varphi(t) dt}$ wird die Zementart und das Mischungsverhältnis ($\frac{c_0 - c_e}{c_0} = \mu = \text{Abbinde-Wärmefaktor}$), in $s = e^{-a \left(\frac{k}{X}\right)^2 t}$ die Temperaturleitfähigkeit und die Querschnittsstärke, in $f_2 = \frac{I}{\cos k - \frac{k}{hX} \sin k}$ der Wärmeaustausch mit der Umgebung und die Querschnittsstärke berücksichtigt], erhält man im Schnittpunkt der betreffenden f_1 - und f_2 -Kurven den Wert f , hieraus $\eta = f - 1$ und hiermit die gesuchte Temperaturerhöhung im Kern des Querschnittes.

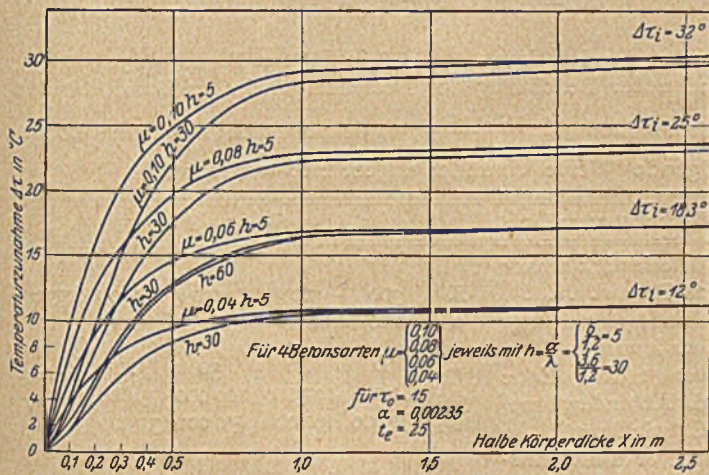


Abb. 2. Temperaturzunahme am Ende der Abbinde-Wärme-Entwicklungsdauer t_e im Kern der Mauer.

Die für die Werte $\mu = 0,10, 0,08, 0,06, 0,04$ und $\alpha = 5$ bzw. 30 ermittelten Werte ΔT sind in der Abb. 2 dargestellt.

Man erkennt: Es sind im Kern des Körpers schon bei verhältnismäßig kleinen Querschnittsabmessungen beträcht-

liche Temperaturanstiege infolge der frei werdenden Abbinde-wärme vorhanden.

Es beträgt die wirkliche Temperaturzunahme im Kern in Prozent der größtmöglichen Temperaturzunahme bei

X =	0,05	0,10	0,20	0,30	0,50	0,75	1,0	∞ m
h =	5	16	30	50	65	78	87	100 vH
h =	30	5	12	30	48	71	83	100 vH

Aus der Darstellung der Temperaturerhöhung in Abb. 3 für verschiedene Ausgangstemperaturen geht hervor, daß dieselbe bei idealer Isolierung nur von geringem Einfluß ist,

daß sie jedoch bei unvollständigem Wärmeschutz um so mehr maßgebend wird, je kleiner die Körperabmessungen sind.

Betrachtet man in $e^{-a \left(\frac{k}{X}\right)^2 t}$ den Exponenten $a t \left(\frac{k}{X}\right)^2 = p$ als geschlossenen Ausschnitt, so erkennt man, daß eine Änderung von a in $n a$ gleichwertig ist einer Änderung von t in $n t$ oder von X in $\frac{X}{\sqrt{n}}$.

Der Vergleich zweier stark verschiedener Betonarten I u. II:

- I mit $\mu = 0,10$; $a = 0,0026$; $t_w = 26$ St. } (Grenzwerte)
- II mit $\mu = 0,04$; $a = 0,0012$; $t_w = 30$ St. }

liefert für den Kern des Querschnittes bei $\tau = 15^\circ \text{C}$:

X =	0,10	0,20	0,30	0,50	1,0	2,0	∞ m
$\Delta \tau_I =$	9,2°	15,7°	20,2°	25°	29,4°	31,1°	32,8°
$\Delta \tau_{II} =$	5°	7,6°	8,9°	10,2°	11,3°	11,8°	12°

Temperaturverteilung über den Querschnitt.

Es ergibt sich für $T_u = T_0$:

$$T = T_0 e^{\int \varphi(t) dt} \cdot e^{-a \left(\frac{k}{X}\right)^2 t} = T_0 \frac{\cos \left(\frac{k}{X} x\right)}{\cos k - \frac{k}{hX} \sin k}$$

oder:

$$\varphi(t) dt - a \left(\frac{k}{X}\right)^2 t = \ln \left[\cos \left(\frac{k}{X} x\right) \right] + \ln \left[\frac{I}{\cos k - \frac{k}{hX} \sin k} \right]$$

$$\ln f_1 = \ln z - \ln s = \ln u + \ln f_2 = \ln f_3$$

Die Ordinaten des Schnittpunktes P der $\ln f_1$ -Kurve mit der $\ln f_3$ -Kurve liefern den Wert $\ln f$, aus dem f und $\eta = f - 1$ und $\Delta T = \eta T_0$ bestimmt werden (vgl. Abb. 4).

Die Untersuchung zeigt, daß die Temperaturverteilung über den Querschnitt durch die Querschnittsstärke und durch den Wärmeübergang an die Umgebung stark beeinflusst wird, derart, daß der Unterschied zwischen Kern- und Oberflächentemperatur um so größer wird, je kleiner die Querschnittsstärke und je stärker der Wärmeübergang ist.

Dauer der Zurückhaltung der Abbinde-wärme.

Es handelt sich um die Untersuchung des Temperaturfeldes von dem Zeitpunkte an, wo keine Abbinde-wärme mehr

frei wird. Die Differentialgleichung der Wärmeleitung lautet daher:

$$\frac{\partial \Theta}{\partial t} = \frac{\lambda}{\gamma c} \nabla^2 \Theta = a \nabla^2 \Theta.$$

Mit Rücksicht auf eine einfachere rechnerische Behandlung wird von einer für alle Querschnittsstellen gleich großen Anfangstemperatur Θ_c ausgegangen. Um die Erscheinung richtig wiederzugeben, müßte man das Gesetz der Temperaturverteilung über den Querschnitt $\Theta = F(x)$ am Ende der Wärmeentwicklungsdauer zugrunde legen. Der mit der vereinfachten Annahme $\Theta_{t=0} = \Theta_c$ begangene Fehler wird gering, da man es in der Regel mit Beton zu tun hat, der durch eine hölzerne Schalung während der Dauer des Abbindens geschützt ist.

Mit dem Ansatz: $\Theta = C e^{\alpha t} \cdot e^{\beta x}$ und unter Anpassung an die räumliche Grenzbedingung für die Oberfläche:

$$\text{für } x = \pm X: \left(\frac{\partial \Theta}{\partial x} \right)_{x = \pm X} = \mp h \Theta_x$$

und mit Berücksichtigung der Symmetrie des Vorganges läßt sich Θ als eine unendliche Summe aus Teillösungen ausdrücken.

Mit $\Theta_{t=0} = F(x) = \Theta_c$ wird:

$$\Theta = \Theta_c \sum_{j=1}^{\infty} \left[\frac{2 \sin \varepsilon_j}{\sin \varepsilon_j \cos \varepsilon_j + \varepsilon_j} \cdot e^{-a \left(\frac{\varepsilon_j}{X} \right)^2 t} \cdot \cos \left(\varepsilon_j \frac{x}{X} \right) \right]$$

(vgl. Gröber⁶⁾), wobei $\varepsilon_j = m_j X$ Wurzeln der Gleichung $\frac{m_j X}{h X} = \cotg(m_j X)$ darstellen in Erfüllung der räumlichen Grenzbedingung.

Die Frage, nach welcher Zeit ist die Temperatur im Innern eines Körpers soweit gesunken, daß kein wesentlicher Temperaturunterschied zwischen Kern und Umgebung mehr vorhanden ist, wird dadurch einer Lösung zugeführt, daß man nur das erste Glied der Reihe betrachtet und der Exponentialfunktion $e^{-a \left(\frac{\varepsilon_1}{X} \right)^2 t} = e^{-p}$ in dem Summenausdruck für Θ einen bestimmten Wert zuweist, der bereits eine starke Dämpfung zum Ausdruck bringt, etwa $e^{-p} = 0,05 = 5 \text{ vH}$; hiermit wird:

$$p = 3 \text{ und } t = \frac{3}{\left(\frac{\varepsilon_1}{X} \right)^2 a} \text{ (in Stunden).}$$

Da sich die Werte ε_1 (abhängig von $h X$) verhältnismäßig wenig ändern und die Temperaturleitfähigkeit a für Beton ebenfalls nur innerhalb enger Grenzen schwankt, so erkennt man, daß die Querschnittsstärke (X) für die Dauer der Zurückhaltung der Abbindewärme von ausschlaggebender Bedeutung ist. Während für kleine X (0,10–0,20 m) die Temperatur im Kern bereits nach 1–3 Tagen auf 5 vH abgenommen hat, kann der Zeitraum hierfür bei sehr großem X einige Jahre betragen (vgl. Abb. 5).

Temperaturspannungen infolge der Abbindewärme.

Da über die Veränderung des Verfestigungsgrades und des elastischen Verhaltens von Zement und Beton während des Abbindevorganges und über die Größe und Änderung des Wärmeausdehnungsbeiwertes für diesen Bereich keine Versuchswerte vorliegen und auch sehr schwer zu beschaffen sein werden, so kann man nur eine ungefähre Bestimmung der Temperaturspannungen erreichen. Für den Wärmeausdehnungsbeiwert wird die Annahme gemacht, daß er konstant bleibt und den für abgeordneten Beton als Näherungswert zulässigen Betrag $\omega = 0,00001$ auch während des Abbindevorganges besitzt. Die Veränderung der Elastizitätsmoduli E_d und E_z und der Festigkeiten K_d und K_z mit der Zeit wird auf Grund vorhandener Versuchsergebnisse⁸⁾ über

⁸⁾ Probst, Vorlesungen über Eisenbeton, I. Band, Springer, Berlin 1917. — Saliger, Eisenbeton, Kröner, Stuttgart 1920. — O. Graf, Druckelastizität und Zugelastizität des Betons. Forschungsarbeiten Heft 227, Berlin 1920. — Druckfestigkeit von Zementmörtel usw., Wittwer, Stuttgart 1921.

den Zusammenhang von $K_d:K_z$; $E_d:E_z$; $K_d:t$ ausgedrückt, wobei für den Anfangszustand sowohl E als $K = 0$ gesetzt wird:

$$K_z:K_d = 1:8 \text{ bis } 1:25$$

im Mittel etwa 1:10

$$K_{d,t} = K_{d,t=28} \left[\alpha + (1-\alpha) \frac{\lg t}{\lg 28} \right]$$

für $t \geq 1$, wobei $t =$ Alter in Tagen

$$= K_{d,t=28} [0,20 + 0,55 \lg t]$$

$$E_z:E_d = \begin{matrix} 1 & 0,85 & 0,80 & 0,50 \\ \text{für } \sigma_z = 0 & 0,40 K_z & 0,70 K_z & K_z \end{matrix}$$

$$E_d \approx a K_b \approx \frac{20\,000 \cdot \sqrt{K_w}}{20\,000 \sqrt{W_{28} [0,20 + 0,55 \lg t]}} \text{ für } \sigma = \frac{K_w}{6}$$

Unter Berücksichtigung der Abhängigkeit der Festigkeit von dem Mischungsverhältnis $K = f(m)$, wobei in Annäherung

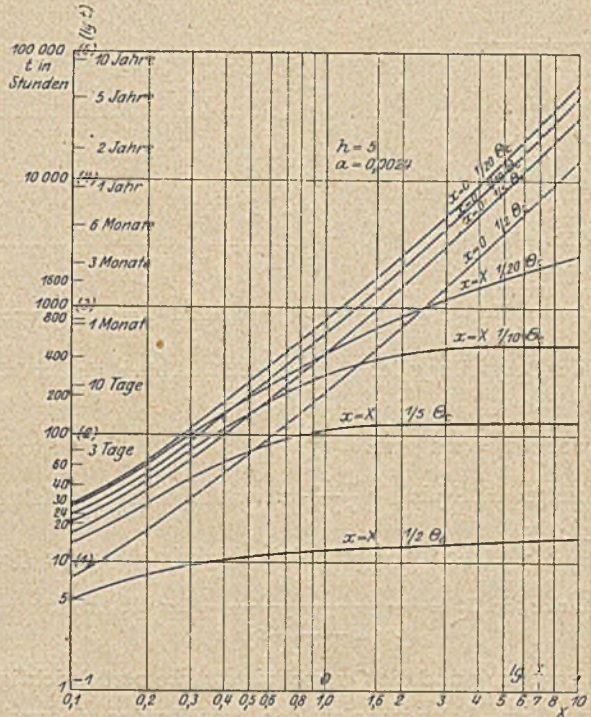


Abb. 5. Abbindewärme — Abkühlvorgang.

Zeitdauer bis zum Erreichen bestimmter Bruchteile der ursprünglich vorhandenen Temperaturzunahme Θ_c für Kern ($x=0$) und Oberfläche ($x=X$) in Abhängigkeit von X .

gesetzt werden kann $K = K_0 \cdot e^{-\alpha m}$, z. B. $K = 650 \cdot e^{-0,2 m}$, und unter Beachtung der Beziehung zwischen dem Abbindewärmefaktor $\mu = \frac{c_0 - c_e}{c_0}$ und dem Mischungsverhältnis können folgende Werte einander zugeordnet werden:

Mischungsverhältnis	m	4	5–6	7–8	10	
Würfelfestigkeit nach 28 Tagen	K	300	200	150	100	kg/cm ²
Abbindewärmefaktor	μ	0,10	0,08	0,06	0,04	
Hiermit wird im Alter von 1 Tag (Ende d. Abbindewärme-Entwicklung) . . .	$K_{w,1}$	60	40	30	20	kg/cm ²
	$E_{d,1}$	160 000	125 000	100 000	75 000	"
	$E_{z,1}$	80 000	62 000	50 000	37 000	"
Mittlerer Elastizitätsmodul während des Abbindens	$E_{z,m}$	40 000	30 000	25 000	18 000	"

Am Ende der Wärmeentwicklungsdauer, d. h. zur Zeit t_w beträgt die Temperaturspannung in Annäherung

$$\sigma = \Delta \Theta \cdot \omega E_m$$

Für den Fall I: Keine Lagerwiderstände, und unter der Annahme eben bleibender Querschnitte treten im Kern Druck-

spannungen und an der Oberfläche Zugspannungen auf. Die durchgeführte Untersuchung für die Zugspannungen ergibt (mit $h = 5$, hölzerne Schalung)

für $\mu = 0,04$	0,06	0,08	0,10	
$\Delta \Theta = 1,5^0$	2 ⁰	3 ⁰	4 ⁰	
$\sigma_z = 0,27$	0,50	0,9	1,6	kg/cm ²
$K_z = \frac{K_w}{20} = 1$	1,5	2	3	

Man sieht, daß selbst bei verhältnismäßig kleiner relativer Zugfestigkeit $K_z = \frac{K_w}{20}$ eine 2–3fache Sicherheit gegen Rißbildung vorhanden ist.

Für den Fall II, wo Lagerwiderstände das Formänderungsbestreben verhindern, treten nur Druckspannungen auf, die im Kern am größten sind.

Die Untersuchung ergibt, daß die Druckspannungen durchweg kleiner bleiben als die entsprechende Druckfestigkeit; sie betragen bei kleinen Querschnitten und geringem Zementgehalt nur 5–10 vH, bei starken Querschnitten und hohem Zementgehalt 30–40 vH der Druckfestigkeit. Das Auftreten dieser Druckspannungen wirkt günstig für den späteren Spannungsverlauf, wo das durch die Temperaturabnahme bedingte Verkürzungsbestreben Zugspannungen wachrufen muß, die jetzt um das Maß der Druckspannungen größer werden können, ehe sie gefährlich werden.

Temperaturspannungen beim Abkühlungsvorgang.

Für den Fall I ergibt die Untersuchung, daß durch die ungleichmäßige Verteilung der Temperatur über den Querschnitt Zugspannungen im Randgebiet auftreten, die um so mehr gefährlich werden können, je stärker die Querschnittsabmessung (X), je fetter die Mischung (m) und je kleiner $K_z : K_w$ ist.

Bei Querschnitten $2X < 0,5$ m sind keine Risse zu erwarten.

Für den Fall II ergibt die Untersuchung, daß beträchtliche Zugspannungen auftreten können, die unter Umständen Rißbildungen zur Folge haben, die den ganzen Querschnitt durchsetzen; die Rißbildungsgefahr ist um so größer, je stärker X, je größer μ und je kleiner $K_z : K_w$.

Bei großem X werden vor allem die Spannungen im Kern gefährlich, die erst gegen das Ende des Abkühlungsvorganges ihren Höchstwert erreichen.

Unerwünschte Rißbildungen können durch Anordnung von Trennungsfugen ausgeschaltet werden; von großer Wichtigkeit ist die Dauer des Offenhaltens von Trennungsfugen, die von den Querschnittsabmessungen abhängt (vgl. Abschnitt über die Dauer der Zurückhaltung der Abbindewärme).

Bei großen Mauerquerschnitten (z. B. unterer Teil von Schwergewichts-Talsperren) kann die Notwendigkeit eintreten, durch besondere konstruktive Maßnahmen die Fugen zu überbrücken, um eine Inbetriebnahme des Bauwerkes vor endgültiger Ausfüllung der Fugen zu ermöglichen.

(Fortsetzung folgt.)

BEOBACHTUNGEN AN BETON- UND EISENBETONBAUTEN AUF EINER STUDIENREISE.

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Fortsetzung von S. 728.)

3. Über Konstruktion und Berechnung der Gewölbe bei der Tirsosperre.

Die Konstruktion und die statische Berechnung dieser aufgelösten Sperre stammt von dem Ingenieur Luigi Kambo in Rom. Die Ausbildung der Gewölbe ist in Abb. 3b dargestellt. Im folgenden soll der Spannungsnachweis in einem Gewölbe gezeigt werden, und zwar in einer zum Teil von Kambo abweichenden Art.

Die Untersuchung erfolgte für Lamellen von 1 m Tiefe bei einer kreisförmigen Gewölbeform mit gleicher Gewölbestärke, also konstantem Trägheitsmoment.

Die Schnittichtung liegt senkrecht zur wasserseitigen Böschung; der Zentriwinkel ist 133^0 .

Jede der Lamellen wird in fünffacher Weise von Kräften beansprucht, wobei die Abmessungen der Lamellen entsprechend den Kämpferpunktslagen im Verhältnis zum Stauziel wie folgt wechseln:

In einer Höhe von 105 + NN beträgt die Stärke des Gewölbes $d = 52$ cm und der Radius $r = 6,96$ m.

In einer Höhe von 90 + NN beträgt die Stärke des Gewölbes $d = 70$ cm und der Radius 6,67 m.

In einer Höhe von 80 + NN beträgt die Stärke des Gewölbes 103 cm und der Radius $r = 6,34$ m.

Bei der Berechnung sind fünf Lastfälle zu unterscheiden:

- Eigengewicht, wobei nur die Komponente in der Schnittenebene in Frage kommt,
- gleichmäßiger Wasserdruck,
- ungleichmäßiger Wasserdruck, vom Scheitel bis zum Kämpfer zunehmend infolge der schrägen Schnittenebene,
- Temperatureinwirkung,
- der Einfluß des Schwindens.

Da das Gewölbe in den Pfeilern als eingespannt anzusehen ist, ist das System statisch unbestimmt, und zwar wegen Symmetrie der Form und Kräfte nur zweifach.

Wählt man als statisch bestimmtes System — durch Mittelschnitt im Scheitel — den eingespannten Kragträger und bringt demnach am elastischen Schwerpunkt des Bogens ein Moment X und die Kraft H an, so ergeben sich, da hier ständige Lasten vorliegen¹⁾, und die Formänderungen aus Normalkräften vernachlässigt werden, die Gleichungen:

$$H = + \frac{\int M_0 y ds}{\int y^2 ds}$$

$$X = - \frac{\int M_0 ds}{\int ds}$$

Ferner ist:

$$M_x = M_0 + X + H y,$$

$$N_x = N_0 + H \cos \psi.$$

Hierbei wird von den elastischen Einspannungen an den Kämpfern abgesehen.

Der elastische Schwerpunkt bestimmt sich aus: $r \frac{\sin \psi''}{\psi''} =$ Schwerpunktsabstand des Bogens vom Mittelpunkt des Kreises (worin $\psi'' = \frac{1}{2}$ Zentriwinkel ist). (Siehe Abb. 4 a.)

Der Nennerwert $\int_0^{\psi''} y^2 ds = r^3 \left(\psi'' + \frac{1}{2} \sin 2\psi'' - \frac{2 \sin^3 \psi''}{3} \right)$,

¹⁾ Der Gang der Berechnung ist hier nur angedeutet. Näheres siehe Mörsch, Schweiz. Bauzeitung 1908 und Probst, Vorlesungen über Eisenbeton, Bd. II. S. 437 u. f. über den Berechnungsgang für den eingespannten Bogen.

oder statt der Winkelfunktionen in Längen:

$$= r^2 \left[\frac{1}{2r} (r-f) + \frac{s}{2} - \frac{l^2}{s} \right]$$

darin l = Sehne; s = Bogenlänge; f = Pfeil.

Da nur der halbe Bogen in Frage kommt, wird das Formglied $\frac{1}{2} y^2 ds$.

a) Beanspruchung durch Eigengewicht (Abb. 4 a):

$$M_0 = -g r^2 \int_0^{\psi'} (\sin \psi' - \sin \psi) d\psi = -g r^2 (\psi' \sin \psi' + \cos \psi' - 1)$$

Der Abstand des elastischen Schwerpunkts vom Scheitel ist

$$y_s = 0,2095 r,$$

der Abstand der X-Achse vom Kämpfer: $y_k = 0,3917 r$.

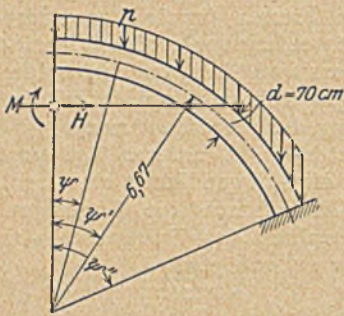


Abb. 4 a.

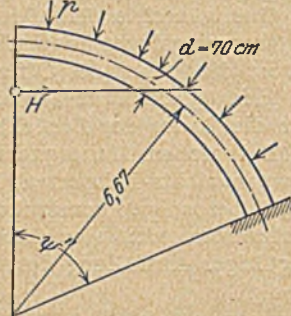


Abb. 4 b.

Die Integrale $\int M_0 y ds$ und $\int M_0 ds$ wurden graphisch ermittelt: Es ergeben sich sonach für H und X folgende Werte:

$$H = \frac{0,0332 g r^4}{0,0382 r^3} = 0,87 g r$$

$$X = \frac{0,22 g r^3}{1,16 r} = 0,1895 g r^2$$

$$N = g r \psi \sin \psi - H \cos \psi$$

darin:

$$g = d \gamma r \cos 57^\circ = 1,3 h \quad (\gamma = 2,4 \text{ t/m}^2).$$

Das Moment im Scheitel:

$$M_s = (-0,87 \cdot 0,2095 + 0,1895) g r^2 = +0,0075 g r^2 = 0,0098 d r^2.$$

Das Moment im Kämpfer:

$$M_k = (-0,459 + 0,87 \cdot 0,3917 + 0,1895) g r^2 = +0,0705 g r^2 = 0,092 d r^2.$$

Das negative Maximalmoment:

$$M_{\max} = (-0,226 + 0,036 \cdot 0,87 + 0,1895) g r^2 = -0,0051 g r^2 = -0,0066 d r^2.$$

Die entsprechenden Normaldrücke sind:

$$N_s = 0,87 g r = 1,13 d r.$$

$$N_k = (1,16 \cdot 0,917 + 0,87 \cdot 0,3987) g r = 1,408 g r = 1,83 d r.$$

$$N_{\max} = (0,75 \cdot 0,669 + 0,87 \cdot 0,743) g r = 1,15 g r = 1,5 d r.$$

Ausgehend von diesen Grundgleichungen ergab die Berechnung für Eigengewicht folgende Werte:

Höhe	d in cm	r in m	M_s (im Scheitel)	N_s	M_k (am Kämpfer)	N_k
105	52	6,96	0,248	-4,08	2,32	-6,6
90	70	6,67	0,305	-5,15	2,86	-8,45
80	103	6,34	0,405	-7,4	3,8	-11,9

b) Bei gleichmäßigem Wasserdruck (Abb. 4 b) ist das Moment $X = 0$, da die gleichgroßen Wasserdrücke radial gerichtet sind. Somit würde die Drucklinie mit der Stützlinie zusammenfallen, aber infolge einer Verkürzung durch die Normalkräfte tritt noch die Zusatzkraft H auf.

Das Becken ist bis zur Höhe 110 gefüllt anzunehmen.

Es gilt, da $N = p r_s$

$$-\frac{p r_s dx}{EF} - H \frac{y^2 ds}{EJ} = 0$$

$$H = -\frac{p r_s r \sin \psi'}{\frac{E}{J} y^2 ds} = -\frac{p r_s d^2 r \sin \psi'}{r^2 \cdot 0,0382 \cdot 12} = \frac{2,0 p r_s d^2}{r^2}$$

(darin ist p der Wasserdruck auf die Flächeneinheit, r_s der äußere Radius)

$$M_x = -y d \quad \text{und} \quad N_x = -p r_s - H \cos \psi'$$

Daraus ergaben sich bei gleichmäßigem Wasserdruck:

Höhe	p	$\frac{r_s}{r}$	d	M_s	N_s	M_k	N_k
105	1,36	1,037	0,27	0,175	-9,69	-0,298	-9,756
90	16,46	1,051	0,45	3,870	-113,67	-6,65	-115,07
89	26,54	1,08	1,06	13,85	-172,75	-23,8	-178,32

c) Bei ungleichmäßigem Wasserdruck (Abb. 4 c)

wird von Kambo als ungünstigster Fall angenommen, daß eine Welle mit ihrem Tal den Scheitel, mit ihrem Wellenberg den Kämpfer berührt, und daß die Zunahme des Wasserdrucks nach dem Kämpfer hin nach einem parabolischen Gesetz erfolgt wie bei einem gewöhnlichen Gewölbe, dessen Schnittenebene vertikal steht und das bis zur Scheitelhöhe mit Wasser bedeckt ist.

Wir erhalten:

$$M_0 = -\int_0^{\psi''} p r_s d\psi \sin(\psi' - \psi)$$

worin $p = r_s (1 - \cos \psi)$.

Das Integral wurde ebenso wie die Normalkräfte graphisch bestimmt.

$$H = \frac{0,00365}{0,0382} r_s^2 = 0,0955 r_s^2$$

$$X = \frac{0,0161}{1,16} r_s^2 r = 0,0139 r_s^2 r.$$

Das Scheitelmoment:

$$M_s = (-0,0955 \cdot 0,2095 + 0,0139) r_s^2 r = -0,0061 r_s^2 r.$$

Das Kämpfermoment:

$$M_k = (-0,0685 + 0,0955 \cdot 0,3917 + 0,0139) r_s^2 r = -0,0172 r_s^2 r$$

$$M_{\max} = (-0,017 + 0,11 \cdot 0,0955 + 0,0139) r_s^2 r = +0,0073 r_s^2 r$$

$$N = -\int_0^{\psi'} p r_s d\psi \sin(\psi' - \psi); \text{ darin } p = r_s (1 - \cos \psi)$$

$$N_s = -0,0955 r_s^2$$

$$N_k = (-0,056 - 0,0955 \cdot 0,3987) r_s^2 = -0,094 r_s^2$$

$$N_{\max} = (-0,035 - 0,0955 \cdot 0,682) r_s^2 = -0,0415 r_s^2.$$

Die Berechnung ergab:

Höhe	M_s	N_s	M_k	N_k
105	-2,2	-4,95	-6,24	-4,9
90	-2,0	-4,7	-5,64	-4,6
80	-1,82	-4,5	-5,15	-4,4

d) Temperatureinwirkung (Abb. 4d):

Als ungünstigster Lastfall ist Temperaturerniedrigung ins Auge zu fassen (-10^0), da sie wie die Hauptbeanspruchungen durch äußere Kräfte (gleichmäßiger Wasserdruck) auf verkleinerte Spannweite hinwirkt.

$$d_x = -\alpha t^0 r \sin \psi''.$$

Der Horizontalschub läßt diese Verschiebung sich nicht auswirken. Deshalb wird $-dx = -H$.

$$H = -\frac{t^0 r \sin \psi''}{\frac{1}{EJ} \int y^2 ds} = -\frac{Et d^3}{12 \cdot 0,0382 r^2}$$

$$M = -y d; \quad N = -H \cos \psi''$$

$$H = -\frac{1500000 \cdot 10^{-5} \cdot 0,917 d^3 \cdot 10}{0,460 r^2} = \frac{300 d^3}{r^2}$$

Daraus ergibt sich:

Höhe	r	d	$\frac{d^3}{r}$	M_s	N_s	M_k	N_k
105	6,96	0,52	0,0202	1,27	1,0	- 2,44	0,4
90	6,67	0,70	0,0515	3,24	2,34	- 6,1	0,9
80	6,34	1,03	0,1725	10,8	8,1	- 20,2	3,2

e) Der Einfluß des Schwindens wurde gleich der Temperaturerniedrigung bei -15^0 angenommen. Es ergeben sich sonach die 1,5fachen Werte wie unter d.

Die ungünstigsten Wirkungen aus diesen Beanspruchungsarten sind:

Fall 1:

Die größte Betondruckspannung (Kämpfer luftseitig) entsteht durch Zusammenlegung der Belastungsfälle a bis e.

Fall 2:

Beim Zusammenwirken der Belastungsfälle a, c, d und e entstehen am Kämpfer (wasserseitig) die größten Zugspannungen.

Fall 3:

Endlich bewirken die unter a, d und e bezeichneten Lastfälle die größten Zugspannungen im Scheitel (luftseitig).

Dementsprechend ergeben sich die M- und N-Werte wie folgt:

Zusammenstellung.
Fall 1.

Höhe	Belastungsfall	M_s	N_s	M_k	N_k
105	a	0,248	- 4,08	2,32	- 6,6
	b	0,173	- 9,69	- 0,288	- 9,756
	c	- 2,2	- 4,95	- 6,24	- 4,9
	d	1,27	1	- 2,44	+ 0,4
	e	1,9	1,5	- 3,56	+ 0,6
	Summe:	1,391	- 16,23	- 10,218	- 20,056
90	a	0,305	- 5,15	2,86	- 8,45
	b	3,879	- 113,67	- 6,65	- 115,07
	c	- 2,0	- 4,7	- 5,64	- 4,6
	d	3,24	2,34	- 6,1	0,9
	e	4,85	3,5	- 9,1	1,4
	Summe:	10,265	- 117,68	- 24,63	- 125,82
80	a	0,405	- 7,4	3,8	- 11,9
	b	13,85	- 172,75	- 23,8	- 178,32
	c	- 1,82	- 4,5	- 5,15	- 4,4
	d	10,8	8,1	- 20,2	- 3,2
	e	16,2	12,2	- 30,4	- 4,8
	Summe:	39,435	- 164,35	- 75,75	- 186,62

Fall 3

Fall 2

105	3,418	- 1,58	- 9,92	- 10,5
90	8,395	+ 0,69	- 18	- 10,75
80	27,405	+ 12,9	- 51,95	- 8,3

Faßt man die Bauperiode bzw. die Zeit ins Auge, bevor das Becken bis zu einer Lamelle angefüllt ist, so ist das Gewölbe am meisten im Scheitel gefährdet (luftseitig). Es ist dann beansprucht durch Eigengewicht, Temperaturabfall und Schwinden (Fall 3).

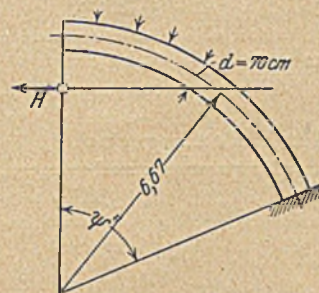


Abb. 4 d.

Nimmt man den italienischen Vorschriften entsprechend einen Temperaturabfall von 10^0 an und rechnet das Schwinden gleich einem Temperaturabfall von 15^0 , so ergeben sich für drei Querschnitte in Kämpferhöhe 105, 90, 80 folgende Werte für die Spannungen im Beton und Eisen, je nachdem man von einer Mit-

wirkung der Betonzugzone absieht oder nicht. (Hierbei ist der Spannungsnachweis mit Hilfe der Tafeln von Mörsch geführt.)

Fall 1: Spannungen im Scheitel, luftseitig (mit Berücksichtigung der Betonzugzone).

105 - NN	90 + NN	80 + NN
$\sigma_{bd} = 7,5 \text{ kg/cm}^2$	$9,8 \text{ kg/cm}^2$	$13,76 \text{ kg/cm}^2$
$\sigma_{bz} = 6,9$	10,0 "	16,24 "
$\sigma_{ez} = 95$	130 " (1800)	175 " (6800)

Bei Nichtberücksichtigung des Betonzugquerschnitts kommt man zu ganz unmöglichen Eisenspannungen weit über die Streckgrenze, wie sie die Klammerwerte zeigen.

Für den Betriebszustand, also Beckenfüllung, wurde außer Acht gelassen, daß der Temperaturabfall durch die Wassermasse gemäßigt wird. Der ungünstigste Fall stellt sich dann ein, wenn das Becken nur bis zum Scheitel der betreffenden Lamelle gefüllt ist. (Also Lastfall: Eigengewicht, ungleichmäßiger Wasserdruck, Temperatureinwirkung und Schwinden.) Die größten Zugbeanspruchungen treten dann am Kämpfer wasserseitig auf. Man erhält wieder, je nachdem man von einer Mitwirkung des Betonzugs absieht oder nicht, folgende Spannungen.

Fall 2: Spannungen im Kämpfer (wasserseitig) (ohne Berücksichtigung der Betonzugzone).

105 + NN	90 + NN	80 + NN
$\sigma_{bd} = 28 \text{ kg/cm}^2$	$31,5 \text{ kg/cm}^2$	47 kg/cm^2
$\sigma_{ez} = 900$	1250 "	2550 "
$\sigma_{ed} = 310$	470 "	570 "

(mit Berücksichtigung der Betonzugzone).

105 + NN	90 + NN	80 + NN
$\sigma_{bd} = 19,7 \text{ kg/cm}^2$	$19,9 \text{ kg/cm}^2$	$26,56 \text{ kg/cm}^2$
$\sigma_{bz} = 16,1$	17,08 "	24,04 "
$\sigma_{ez} = 250$	265 "	365 "

Wollte man unter Einhaltung von $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ bei Nichtberücksichtigung der Betonzugzone die Bewehrung entsprechend bemessen, so erhielte man im Scheitel einen notwendigen Eisenbedarf von $6,25 \text{ cm}^2$ bei Höhe 105; $12,6 \text{ cm}^2$ bei Höhe 90 und 33 cm^2 bei Höhe 80 gegenüber dem vorhandenen von $3,93 \text{ cm}^2$, im Kämpfer entsprechend einen notwendigen Eisenbedarf von 15 cm^2 , 21 cm^2 bzw. $47,5 \text{ cm}^2$ gegenüber dem vorhandenen von $19,64 \text{ cm}^2$.

Berechnet man noch den Fall der stärksten Betondruckspannung in ähnlicher Weise (also Lastfall: Eigengewicht, gleichmäßiger und ungleichmäßiger Wasserdruck, Temperaturabfall und Schwinden), so erhält man die Spannungen:

Fall 3: Spannungen im Kämpfer (luftseitig)
(ohne Berücksichtigung der Betonzugzone).

105 + NN	90 + NN	80 + NN
$\sigma_{bd} = 43 \text{ kg/cm}^2$	42 kg/cm ²	65 kg/cm ²
$\sigma_{ez} = 1050$ "	160 "	860 "

(mit Berücksichtigung der Betonzugzone).

105 + NN	90 + NN	80 + NN
$\sigma_{bd} = 21,45 \text{ kg/cm}^2$	41 kg/cm ²	54,6 kg/cm ²
$\sigma_{bz} = 14,55$ "	7,8 "	20,4 "
$\sigma_{ez} = 380$ "	550 "	750 "

Die Nebeneinanderstellung der Berechnungsergebnisse für die drei Fälle bietet die Möglichkeit zu interessanten Ver-

In Zusammenfassung der Ergebnisse der durchgeführten Berechnung darf man jedoch nicht übersehen, welche Fälle die Berechnung ungünstig beeinflusst haben. Dazu gehört in erster Linie die Vernachlässigung der Temperaturverteilung über den Querschnitt bei Gewölbestärken, wie sie hier vorhanden sind. Kambo hat bei seiner Berechnung eine Spannungsverteilung angenommen, bei der der Kern des Querschnittes bei Temperaturänderungen etwa $\frac{2}{3}$ hinter der Randspannung zurückbleibt. Ob diese Annahme berechtigt ist, mag dahin gestellt bleiben. Immerhin wird bei so starken Gewölben bis zu 1 m Stärke die Temperatur des Kerns von der von den Rändern des Gewölbes verschieden sein und dadurch auf eine Verringerung der Temperaturspannungen bei Temperaturverminderungen einwirken, aber nur dann, wenn eine entsprechend verteilte Bewehrung vorhanden ist.

Zu ungünstig ist ferner in der Berechnung die Nichtberücksichtigung des Temperaturabfalles durch die Wassermassen. Bei nicht gefülltem Becken, wo die Temperatur

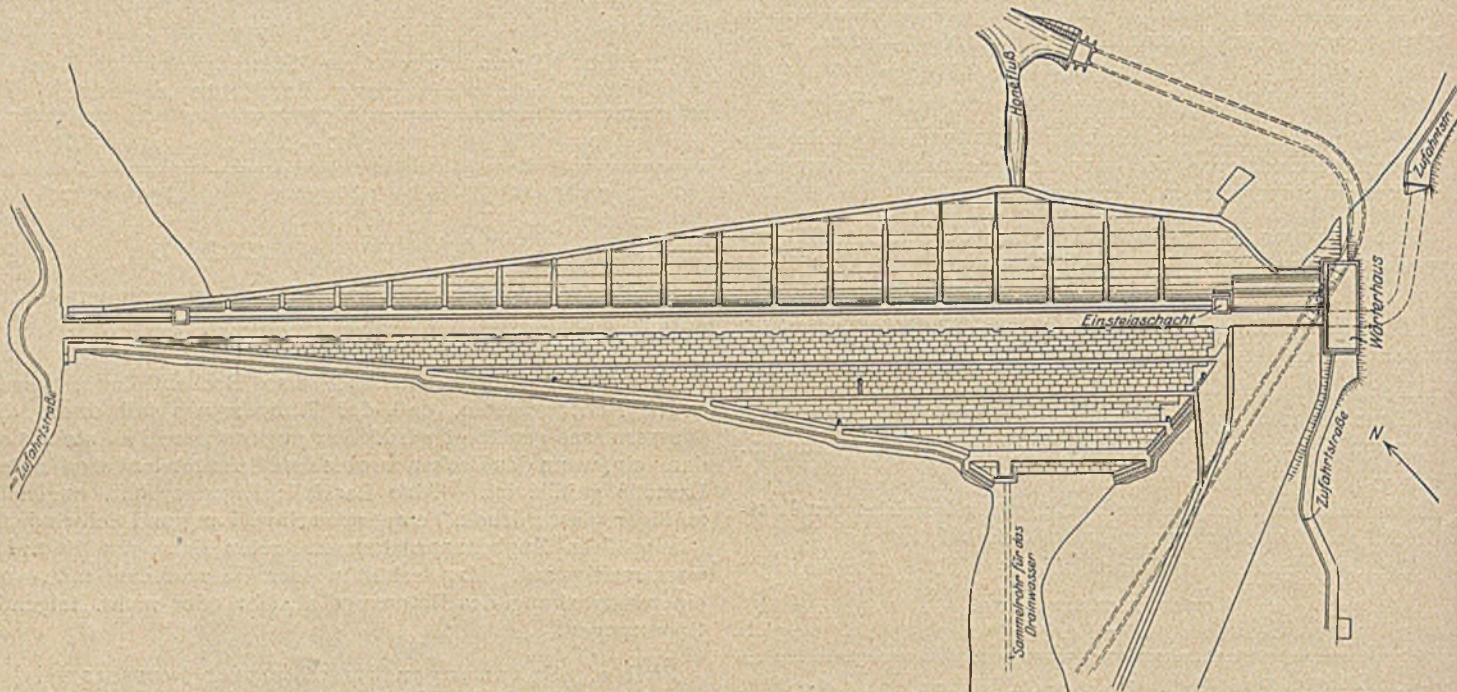


Abb. 5 a. Belice-Talsperre: Grundriß.

gleichen. Wir ersehen, daß die Vernachlässigung des Betonzugquerschnittes besonders im Fall 1 zu ganz unmöglichen Werten für die Spannungen im Eisen führt. Die Tatsachen bestätigen, daß diese Annahme unberechtigt ist. Es ist daher auch nicht berechtigt, auf die Mitwirkung des Betons ganz zu verzichten, um so mehr als die Konstruktion verlangt, daß Risse im Beton nicht auftreten dürfen.

Betrachtet man die Eisenspannungen im Fall 2 für Höhe 80 + NN, so müßte man daraus folgern, daß die in der Konstruktion vorhandene Bewehrung unzureichend ist. Wollte man unter der Annahme, daß 1200 kg/cm² im Eisen nicht überschritten werden dürfen, den Eisenbedarf ermitteln, so würden sich daraus, wie die Nebeneinanderstellungen weiter oben zeigen, vollkommen unwirtschaftliche Abmessungen ergeben.

Ferner zeigen die Berechnungen im Fall 2, daß auch bei Berücksichtigung der Betonzugzone die Bewehrung unzureichend ist, wenn man den ungünstigen Belastungsfall wie dort annimmt. Statt der vorhandenen 5 \varnothing 20 mm müßte man 10 \varnothing 20 mm Durchmesser einlegen. Gleichzeitig könnte auch rechnermäßig eine Herabsetzung der Betonzugspannungen auf 20 kg/cm² erzielt werden, insbesondere wenn man berücksichtigt, daß der Einfluß der Temperatur durch den Einfluß der vorhandenen Wassermassen stark abgeschwächt wird.

spannungen von besonderem Einfluß sind, worden die Gesamtspannungen dadurch verringert, daß die Wasserbelastung nicht vorhanden ist.

Schließlich muß noch hervorgehoben werden, daß bei entsprechenden Vorkehrungen gegen Schwind- und Temperatureinflüsse, wie sie z. B. durch Berieselung und stotes Naßhalten einerseits und durch die Wahl der Bauperiode andererseits erzielt werden können, die Gesamtspannungen besonders in der ersten Zeit, wo der Beton noch geringere Festigkeiten aufweist, beträchtlich herabgemindert werden können.

In der Tat hat sich auch bei der Besichtigung der Gewölbe am Tirso keinerlei Mangel gezeigt, der etwa auf einen Mangel in der Berechnung zurückzuführen sein könnte.

4. Eine Schwergewichtsmauer mit einem wasserabweisenden Betonmantel.

Inmitten von alten Albaner-Ansiedlungen in einer Entfernung von ungefähr 25 km von Palermo, liegt der Mittelpunkt der Kraftanlage, die auf Sizilien als erste dieser Art errichtet wurde. Dort liegt auch die Belice-Talsperre, deren eigenartige Konstruktion beschrieben werden soll. Vorerst mögen einige Angaben allgemeiner Art vorangehen.

Der Zweck der ganzen Anlage ist der gleiche, wie auf Sardinien. Sie soll nicht nur der großen Wassernot abhelfen,

die auch z. T. in der Konstruktion der Talsperre berücksichtigt wurde, sondern auch Licht und Kraft für einen großen Teil der Umgebung von Palermo schaffen.

Deshalb wird im Sommer das verarbeitete Werkwasser

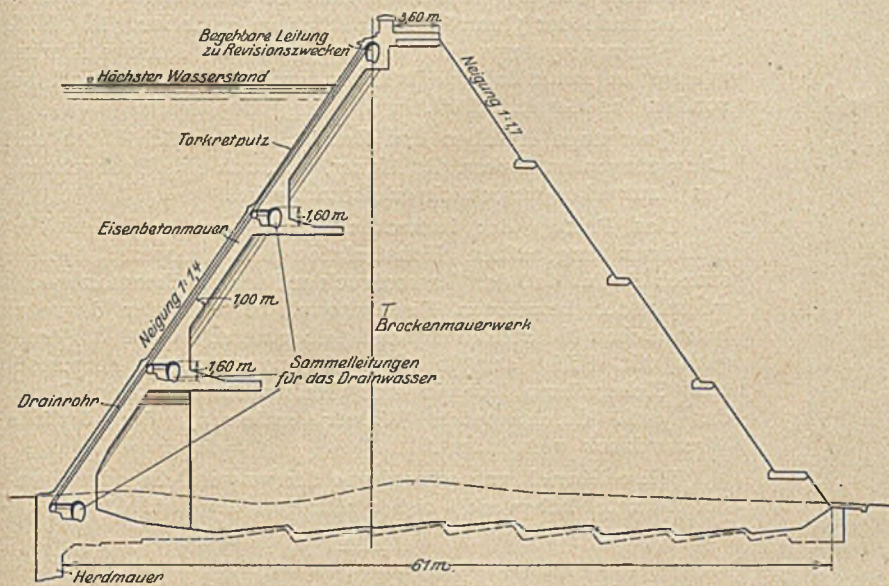


Abb. 5 b. Querschnitt.

mittels eines besonderen Netzes von Kanälen zur Bewässerung verwendet.

Die Belicesperre, zu der man von Palermo aus auf Straßen gelangt, die wegen ihrer Mangelhaftigkeit sehenswert sind, staut den Belice zu einem mächtigen Becken mit 32,7 Mill. m³ Fassungsraum an. Da das Stauziel auf Höhe 610 + NN, das Absenziel auf Höhe 601,75 liegt, ergibt sich ein Nutzraum von ungefähr 20 Mill. m³. Das gesamte Einzugsgebiet beträgt 34,4 km².

Das Hochwasser bis zu 200 m³/sek. wird mittels eines 20 m breiten Entlastungskanal aus Mauerwerk dem Flußbett wieder zugeleitet. Das Werkwasser durchläuft einen 67,7 m langen Kanal, der mit bewehrtem Beton ausgekleidet ist, bis zum Bedienungsschacht, wo drei Schützen die Druckentlastung gestatten. Nach weiteren 58 m im Innern des Berges gelangt das Werkwasser zur Meßkammer, einem auf 26 m Länge erweiterten Stollen, der durch einen Schacht und einen Gang vom Wärterhaus aus begehbar ist. Ein Überfall mit niederer Schwelle dient zum Messen des Zuflusses. Von dort gelangt das Wasser in den Kanal, der auf eine Länge von 6200 m als Stollen und 6900 m als Freispiegelkanal ausgebildet ist.

Das ganze Gefälle vom Wasserschloß zum Krafthaus beträgt rd 500 m.

Das Gelände ist wild zerklüftet, an der Ostseite tritt das Gebirge so dicht und schroff an die Mauer heran, daß der Zufahrtsweg sowie das Wärterhaus tunnelartig in den Berg hineingelegt sind.

Die ersten 3 km sind auch als Druckstollen verwendbar. Ein Überlauf und Heber schützen den Restteil des Stollens vor der Gefahr unter Druck zu kommen. Der Druckstollen ist in Fels getrieben und mit Eisenbeton ausgekleidet und ersetzt die Rohrleitung auf 850 m. In seinem unteren Ende dämpft ein 40 m hoher Wasserschloßschacht, der vom Felsen ausgesprengt ist, die Druckschwankungen, die vom unteren Ende der Druckrohrleitungen ausgehen.

Die größte Neigung der Druckrohrleitung ist 1:1, die Rohrdurchmesser betragen 0,85–1,2 m bei einer

Wandstärke von 7–33 mm. 13 aus Beton errichtete Fixpunkte sichern die aus Schweißstahl hergestellte Druckrohrleitung, während die Rohrenden sich in teleskopartigen Dehnungsfugen bewegen können. Die unter einander vernieteten einzelnen Rohrstücke sind je 6 m lang.

Schließlich sei noch bemerkt, daß der 2280 m lange Unterkanal die nicht verwendete Wassermenge in den Oreto abführt.

In der Zentrale befinden sich 4 Peltonräder zu 3500 PS; an Energie werden 20–22 Mill. Kilowattstunden geschaffen.

Von Interesse ist die konstruktive Ausbildung der Talsperre, die von dem Ing. Mangiagelli vom Ingenieurbüro Omodeo in Mailand stammt. Sie liegt in der Nähe der Honeschlucht und ist als eine Schwergewichtstrockenmauer hergestellt an einer Übergangsstelle von blauem Ton zu Kreide. Das Gestein, aus dem die 150 000 m³ Mauermassen, von denen etwa 50 000 als Mörtelmauerwerk ausgeführt sind, entnommen sind, hatte keine sehr große Eigenfestigkeit. Dies war wohl der Hauptgrund dafür, daß man die Sperre aus Trockenmauerwerk erstellte.

Bei einer Kronenlänge von 260 m trägt die Maximalhöhe über der Grundsohle 40 m, die größte Breite am Fuß 67 m bei einer Kronenbreite von 5 m. Die Gründung auf Ton ist derart vorgesehen, daß auf eine Betonplatte die eigentliche Mauer aus Trockenmauerwerk aufgesetzt ist, wobei der Zu-

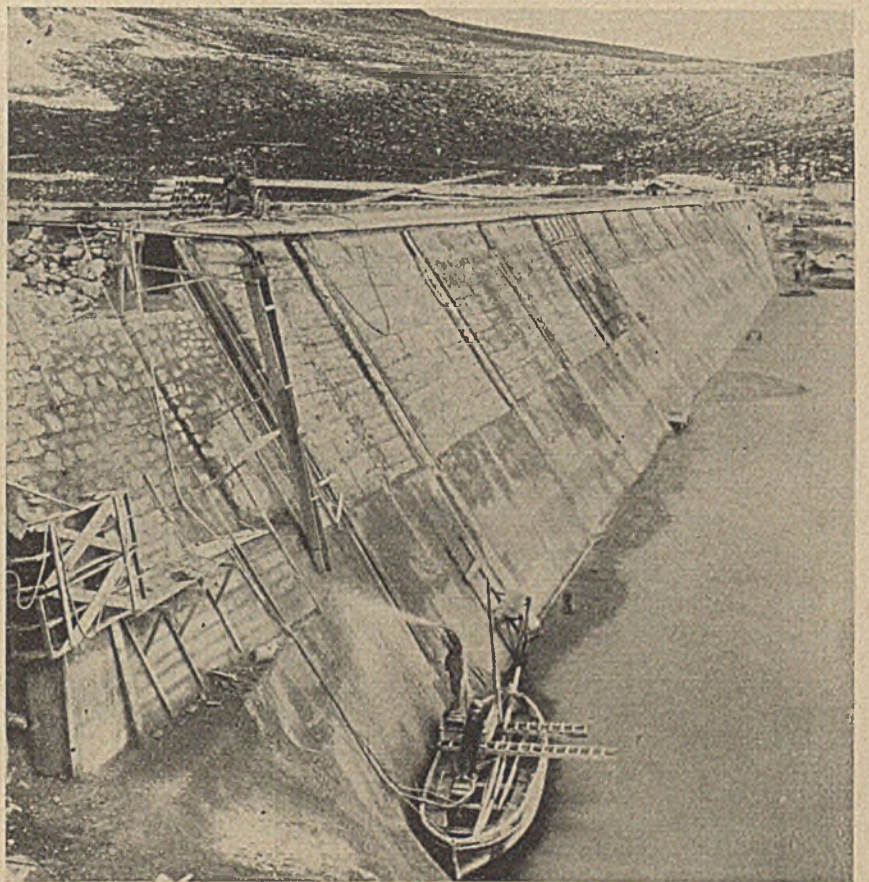


Abb. 5 c. Herstellung der Betonhaut (n. Bau).

sammenhang in der Längsrichtung durch ein entsprechend einbindendes Gefüge größerer Blöcke gewährleistet wird. Die Neigung beträgt 1:1,4 an der Wasserseite und 1:1,7 an der Luftseite.

Einen typischen Querschnitt durch die Sperrmauer zeigt Abb. 5 b. Der aus Trockenmauerwerk hergestellte Kern der Mauer ist an der Luftseite mit Quadermauerwerk verkleidet.

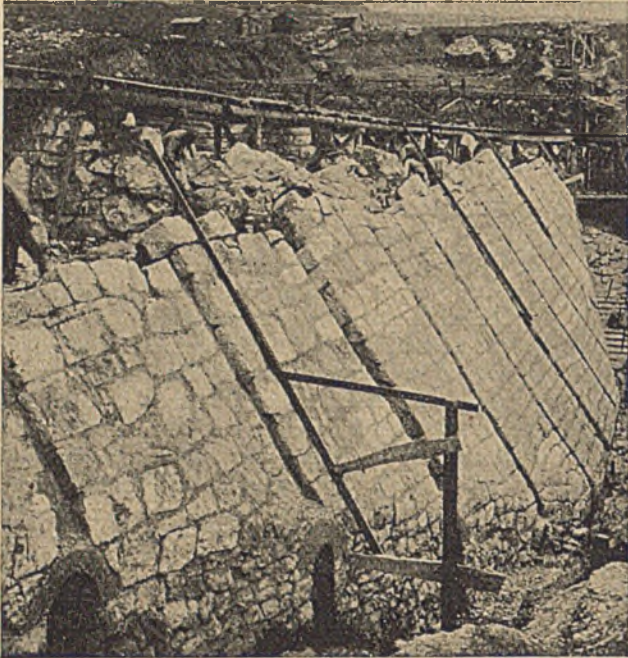


Abb. 5 d. Anordnung der Sickerrohre (Bau).

An der wasserseitigen Böschung ist sie mit einer bewehrten Betonplatte abgedeckt, die mit einem durch Zementkanonen aufgetragenen Putz versehen ist (Abb. 5 c). Hierbei ist zu beachten, daß die ganze Decke wasserseitig durch Dehnungsfugen unterteilt wird, die in Abständen von 12 m angeordnet wurden.

Die Wasserdichtigkeit soll gewährleistet werden einerseits durch eine 2 m starke und 10 m tiefe Herdmauer (s. Abb. 5 b), die aus Beton hergestellt und unter Druck eingebracht wurde.

Andrerseits sollte zur Erzielung einer möglichst großen Wasserdichtigkeit die mit der Herdmauer einen einheitlichen Körper bildende wasserseitige Decke der Sperrmauer dienen, die aus bewehrtem Beton hergestellt ist. Hinter dieser liegt unter einer Schutzschicht eine in Mörtel versetzte Mauerschicht, die durch Pfeiler — zunächst derselben gleichfalls in Mörtelmauerwerk, dann in Trockenmauerwerk aufgeführt — verstärkt ist.

Diese Pfeiler durchziehen die Sperre in Querrichtung. In Längsrichtung sichern Bänder von größeren Blöcken den Zusammenhang, so daß durch diese Anordnungen die ganze Masse des Sperrkörpers in Zellen von 10×10 m geteilt ist.

In Richtung der Böschung laufen zahlreiche Drainröhren (Abb. 5 d), die ihr Wasser an drei mannshohe Entwässerungsröhre abgeben, die parallel zur Längsachse der Mauer geführt sind. Abb. 5 b zeigt deutlich das Mauerwerk, die Eisenbetonwand, den Putz, die Drainröhren sowie das oberste der manns-

hohen Rohre, das Revisionszwecken dienen soll. Das Drainwasser wird durch die Mauer durchgeführt (in dem Regelquerschnitt sind diese Querröhren weggelassen), nach freiem Fall über die luftseitige Böschung wieder in einer Leitung gesammelt und abgeführt. In dem Grundriß (Abb. 5 a) sind die Ausläufe der Querröhren deutlich zu erkennen. Mit Hilfe des Drainagesystems ist es möglich, das sonst verlorene Wasser zu sammeln, was bei dem großen Wassermangel besonders ins Gewicht fällt.

Quergänge erlauben den Zutritt zu den Schächten und Längsgängen im Innern der Mauer, wodurch eine Beobachtung des Bauwerkes wesentlich erleichtert wird.

Das Prinzip der bemerkenswerten, den örtlichen Verhältnissen angepaßten Konstruktion der Talsperre besteht sonach darin, daß der Wasserdruck auf das Trockenmauerwerk mittels der bewehrten Eisenbetonplatte und der darunter befindlichen Mörtelmauerwand übertragen wird. Ferner wird mit Hilfe der in Orgelpfeifenanordnung hergestellten Sickerrohren, die in drei Reihen horizontaler Gänge das evtl. durchtretende Wasser entleeren, der örtliche Wasserdruck vermindert.

Diese Einrichtung sowohl wie der wasserdichtende Eisenbetonmantel haben sich bisher sehr gut bewährt.

Amtliche Bestimmungen für den Bau von Talsperren.

Im nachfolgenden möge ein Auszug aus den amtlichen Bestimmungen vom 2. IV. 1921 mitgeteilt werden, die seinerzeit für die Ausführung und Konstruktion von Talsperren vom italienischen Ministerium für öffentliche Arbeiten empfohlen wurden.



Abb. 5 e. Belice-Talsperre nach der Fertigstellung.

Die Vorschriften unterscheiden folgende Typen:

- Schwergewichtsmauern,
- Gewölbesperren,
- Sperren mit Pfeilern und Sperrwänden in Gewölbe oder Plattenform,
- Erddämme, Trockenmauerdämme und sonstige Typen.

Bei Schwergewichtsmauern gelten folgende wesentliche Bestimmungen:

Für Formgebung und statische Berechnung:

Die Sperre kann im Aufriß gekrümmte Anordnung haben überall da, wo dies zugänglich ist.

Die geraden Sperren — mit Ausnahme gewisser durch Höhe und Breite bedingter Spezialfälle — sind mit Dehnungsugen zu versehen.

In der statischen Berechnung der Sperre hat man sich Rechenschaft zu geben (außer den gewöhnlichen Annahmen der Beanspruchung durch Eigengewicht des Mauerwerks, Schub durch Wasserdruck und etwaiger Erdwälle) über die Möglichkeit eines Auftriebs, oder innerer Drücke durch Sickerwasser in den Fugen und an der Basis der Sperre.

Gewöhnlich läßt man herkömmlicherweise das Bestehen eines Auftriebes zu, wechselnd in Höhe $m \gamma y$ an der Wasserseite eines Horizontalschnittes bis zum Druck σ an der Luftseite desselben Schnittes, wobei y die Wasserhöhe über dem betr. Schnitt, γ das spez. Gewicht des Wassers und m ein Reduktionskoeffizient ist. ($m =$ Konstant für die ganze Höhe der Sperre — aber veränderlich von σ bis zum Einheitswert nach den besonderen Umständen des Falles.)

$m = 0$ ist bei Sperren kleiner und mittlerer Höhen (bis 25 m); für Sperren mit Gründung auf Fels von außergewöhnlichen Eigenschaften, der Homogenität und Dichtigkeit sowie Undurchlässigkeit anzunehmen.

$m = 1/3$ bei guten Vorbedingungen (mit kleineren Fehlern).

$m = 1$ bei mittelmäßigen mit Fehlern behafteten Vorbedingungen, wobei jedoch deren Korrektur durch Zement einspritzungen versucht ist.

Bei Sperren mittlerer und größerer Höhen (25—50 m) sind die entsprechenden Werte für $m = 1/3$, bzw. $2/3$ und 1 ; bei Sperren größter Höhen (über 50 m) $m = 1/2$ bis 1 .

Der Koeffizient m kann verringert werden durch Anordnung eines gekrümmten Aufrisses in den Grenzen des gebräuchlichen Einflusses dieser Anordnung, und bei Anwendung von Vorkehrungen für wirksame Drainage.

m kann erhöht werden bei einem hohen Beckenfassungsraum, bei besonderer Rücksichtnahme auf das bewohnte Untergelände und in Nachbarschaft von Bevölkerungszentren.

Für die Sperren in alpinen Gegenden (800—1000 m ü. d. M.) wird man in der statischen Berechnung das Bestehen möglicher Beanspruchungen durch Ausdehnung einer Eisdecke von beträchtlicher Stärke annehmen, die hervorgerufen ist durch starke Temperatursteigerung.

Als vorbeugende Sicherheitsmaßnahme wird das Bestehen einer Horizontalkraft — gegen die Sperre — in Höhe des Überfallrandes — angenommen werden. Diese Kraft ist zu erhöhen von 5 bis 25 t/lfdm bei einer angenommenen Decke des Eises von 30 cm bis 1 m und mehr.

Diese Annahmen sind hinfällig bei besonderen Gegenmaßnahmen oder topographischen Verhältnissen und besonders, wenn man sicher ist, daß wegen des relativen Beckenuferabstandes und deren schwacher Neigung sich keine Kraft auch bei Ausdehnung der Eisdecke entwickeln kann.

Nach den gewöhnlichen und den eben erwähnten Annahmen der Beanspruchung muß das Querprofil so bestimmt sein, daß die Hauptspannungen σ_1 in der Mauer in verschiedenen Tiefen je am wasserseitigen oder luftseitigen Rande folgenden Bedingungen genügen:

Bei vollem Becken (bis Hochwasserstau) muß in jedem Punkte der Luftseite $\sigma_1 = \sigma$ sein, wobei σ die zulässige Druckspannung des Mauerwerks bedeutet; in jedem Punkte der Wasserseite muß $\sigma_1 \geq 0$ sein.

Bei leerem Becken muß in jedem Punkte der Wasserseite $\sigma_1 \leq \sigma$, an der Luftseite $\sigma_1 \geq 0$ sein.

Die Größe σ darf nicht $1/10$ der Festigkeit übersteigen: 1 Monat nach der Herstellung bei Zementmörtel, 3 Monate nach der Herstellung bei hydraulischem Kalkmörtel, den Prüfungsbestimmungen entsprechend.

Überdies muß man sich Rechenschaft geben über die Stabilität bei vollem Becken bezüglich des Abgleitens im Schnitt der Gründungssohle.

Der Abstand der Krone über Hochwasserspiegel soll so sein, daß er die höchste Welle, die sich bilden kann, aufhält. Der Abstand soll aber nicht kleiner sein als $1/12 h$ bei einer Höhe von $h \leq 40$ m, $1/15$ bei $h \leq 50$ m mit entsprechender Interpolation der andern dazwischen liegenden Höhen.

Die Stärke der Krone soll nicht kleiner sein als $1/10$ des Staues, Minimum 2 m.

Die Hauptspannung σ_1 hat den Ausdruck:
$$\sigma_1 = \frac{\sigma - \gamma y \cos^2 \alpha}{\sin^2 \alpha}$$

wobei σ die Normalspannung in einem horizontalen Element ist, nach der Trapezregel abgeleitet, $\gamma =$ das spez. Gewicht des Wassers, $y =$ die Höhe unter Wasserspiegel und α der Winkel, welchen die Wand mit der Horizontalen bildet.

Wenn die Seitenfläche nicht dem Wasserdruck ausgesetzt ist — Luftseite oder leeres Becken Wasserseite —, erhält man

$$\sigma_1 = \frac{\sigma}{\sin^2 \alpha}$$

Am Fuße wird an der Luftseite normalerweise eine Maßnahme gegen Auskolkung vorgesehen.

Bauvorschriften:

Jede Sperre soll ausschließlich auf geschlossenem Fels gegründet sein und in diesen eingelassen werden, wenn möglich an der Basis und an den Seiten. Der Fels wird überall mit Wasserstrahlen unter Druck gereinigt, die etwaigen Spalten mit flüssigem Zement unter Druck geschlossen, und zwar entweder direkt oder durch praktisch angebrachte Öffnungen in der Felsmasse. Besondere Sorge ist zu tragen für volle und zusammenhängende Berührung zwischen Fels und darüber befindlichem Mauerwerk. Dies erreicht man leicht mit einer reichlichen Verwendung von Zement längs der Berührungsoberflächen.

Um im höchsten Maße den Zusammenhang am Grunde und an den Seiten zu sichern, und soweit als möglich den Auftrieb zu beschränken, wird der Fuß der Wasserseite tief mit einem Sporn von genügender Stärke eingelassen und bis zum Fels getrieben, damit sich nicht Spalten bilden.

Während des Baues der Sperre sind Vorkehrungen zu treffen, welche es ermöglichen, auch nach beendetem Werk die Kontrolle der evtl. hydraulischen inneren Pressungen in verschiedener Tiefe insbesondere am Grunde auszuüben.

Für Talsperren aus Trockenmauerwerk sind noch nachfolgende Bestimmungen zu erwähnen:

Dieser Typ kann angewandt werden außer bei bestimmten von Fall zu Fall erörternden Ausnahmen, wenn die örtlichen Bedingungen die Anwendung anderer Typen ausschließen.

Die Höhe des Oberwassers darf die Grenze von 35—20 m nicht überschreiten außer in besonderen Ausnahmen.

Es ist zulässig unter Nachweis, daß die Abführung des Hochwassers in der Bauperiode vor sich gehen kann, daß die Spezialvorrichtungen zur Entlastung innerhalb des Sperrkörpers liegen, wenn sie eine Füllung des Beckens vermeidlich machen, so daß kein Schaden entsteht.

Das Querschnittsprofil muß der Bedingung genügen: Neigung der Wasserseite: 0,5 Basis: 1 Höhe und Breite nicht kleiner als 1,7 Höhe.

Das Querschnittsprofil muß in jedem Falle genügen der Stabilität hinsichtlich Gleitens unter Anrechnung der Leerräume in der Masse der Mauer (Leerräume nicht mehr als 40 vH der Masse) und der Reibungskoeffizienten je nach Art der Gründungsbeschaffenheit, jedoch mit einem Höchstwert 0,6 in den günstigsten Fällen.

Die Sperre muß genügend tief gegründet sein, damit sie eine Erdschicht erreicht, welche genügend Auflagerungsmöglichkeit gewährleistet, ebenso ist genügende Einbettungstiefe an den Seiten erforderlich.

Es muß vorgesehen sein: eine wasserseitige Schutzwand, um dauernd die Undurchlässigkeit des Sperrkörpers zu sichern. Dabei muß den Wärmewirkungen und Setzungen Rechnung getragen werden. Die wasserseitige Herdmauer muß tief eingebettet sein am Grund und an den Seiten bis zum Erreichen des Felsens oder einer undurchlässigen absolut dichten Schicht.

Der Abstand der Krone vom Wasserspiegel kann so bemessen sein, daß er der höchsten Wellenbildung entspricht, jedenfalls nicht kleiner als 3 m. Die Stärke in Höhe der Krone soll $1/10$ der Stauhöhe sein; in jedem Fall nicht kleiner als 3 m.

Der verwendete Stein soll bester Qualität, nicht leicht verwitterbar und gut bearbeitet sein. Größere regelmäßige Blöcke werden an die Wände gesetzt, bilden somit eine mehr geschlossene regelmäßige Struktur. Ausgeschlossen ist die Verwendung von Abfallstücken (Splitter).

Man achte auf eine genaue Verlegung der Masse besonders bei den Stellen der Wiederaufnahme der Arbeiten.

Der luftseitige Fuß des Baues soll mit größeren regelmäßigen Blöcken gebildet werden, die mit besonderer Sorgfalt angeordnet sein sollen.

Die Konstruktion einer starken Stützwand am Fuß der Luftseite (gebildet aus besonders geschichteten großen und regelmäßigen Blöcken) ist zu empfehlen.

Schließlich dürften die seinerzeitigen Vorschläge für Gewölbesperren und Gewölbereihensperren von Interesse sein:

Die Berechnung soll auf Grund der gewöhnlichen Annahmen der Beanspruchungen (Auftrieb ausgeschlossen) und in der Art durchgeführt werden, daß die spez. Spannung σ an irgend einem Punkte des Gewölbes — abgesehen von den elastischen Formänderungen und den Wärmespannungen — nicht $1/10$ der Festig-

keit des Mörtels oder Betons und $\frac{1}{4}$ der Bruchfestigkeit des Eisens (im Falle daß es sich um bewehrten Beton handelt) übersteigen darf.

Soweit die ganze Sperre oder ein Teil derselben in bewehrter Bauweise hergestellt ist, gelten die bestehenden Vorschriften. Bezüglich der Konstruktion wird verlangt:

Die notwendige Bedingung für die Annahme einer Gewölbesperre ist: Gründung auf Fels von besonderer Geschlossenheit und Festigkeit.

Die Auflagerflächen — mit Absätzen versehen wenn nicht anders möglich — müssen immer gut in den lebenden Fels eindringen evtl. in Abtreppungen derart, daß letztere senkrechte Flächen zur Gewölbeachse bilden. Es muß absolut der volle und durchlaufende Zusammenhang zwischen Fels und Bauwerk besonders durch Anwendung von Zementeinspritzungen gewährleistet werden.

Bei der Herstellung der Kämpferauflager muß die Anwendung von Explosivstoffen vermieden werden, und in Fällen in denen dies erlaubt ist, müssen sie so verwendet werden, daß der Felszusammenhang nicht leidet.

Sperren mit Pfeilern und Sperrwänden in Gewölbe- und Plattenform.

Die Sperre wird hergestellt mit Widerlagern und Pfeilern und einer wasserseitigen Wand — in der Regel geneigt (senkrecht nur in Ausnahmen) — und zwar mit einer Decke von ebenen Eisenbetonplatten oder in Gewölben, welche auf den genannten Pfeilern aufliegen und dort den Druck übertragen.

In der Regel soll die Sperre eine gerade Anordnung aufweisen, ausnahmsweise darf sie kreisförmig sein mit großem Radius.

Die notwendige Bedingung für Anwendung dieser Art Sperre ist die vollständige und einheitliche Stabilität, die Festigkeit und Geschlossenheit des Felsens, auf dem die Pfeiler sich gründen.

Bei der statischen Berechnung der Pfeiler gilt dasselbe wie vorher. Hinzuzufügen ist einzig eine Nachprüfung hinsichtlich der größten Querkkräfte. Man vernachlässigt die Berücksichtigung des Auftriebes.

Es ist ratsam, der wasserseitigen Wand der Pfeiler eine Neigung $50-55^\circ$ von der Horizontalen zu geben.

Regelmäßig, und immer bei Höhen größer als 20 m sind die Pfeiler unter sich genügend zu versteifen.

Es ist ratsam, den Pfeilern eine beträchtliche Stärke zu geben, sie entsprechend ihrer Höhe und des Achsenabstandes mit einer Rippe zu verstärken, besonders bei den Wänden oder in der Nähe derselben.

Die wasserseitige Decke, wenn eben (daher in Eisenbeton) wird nach den geltenden Vorschriften für solche Bauwerke berechnet.

Wenn die Wand zwischen den Pfeilern gewölbt ist (bewehrt oder nicht), wird sie in einzelnen Ringelementen gerechnet (normal

zur Neigung der wasserseitigen Gewölbeffläche), und zwar unter Anwendung der Theorie der eingespannten elastischen Gewölbe — berücksichtigend das Eigengewicht, die Wärmewirkung, $\pm 10^\circ$ Wärmeänderung und 5° zwischen Wasser- und Luftseite.

Es ist ratsam, daß an den Auflagen der Gewölbe bei den Pfeilern eine entsprechende Bewehrung vorgesehen wird, um den notwendigen Zusammenhang zu sichern und zu dem Zweck, eine bessere Übertragung des Druckes zu ermöglichen.

Der Wert σ darf nicht $\frac{1}{4}$ der Bruchfestigkeit des Betons oder des angewandten Mörtels übersteigen (letzterer ausschließlich mit Zement angemacht) nach einem Monat der Anfertigung entsprechend der Prüfung nach den Bestimmungen.

Für das Eisen gilt als zulässige Beanspruchung $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$.

Für Sperren mit Überlauf muß der Querschnitt außer den schon erwähnten Erfordernissen der Bedingung genügen, daß die überströmenden Wasserfäden ganz von der Sperre abgelöst werden, und nicht zwischen den Pfeilern abstürzen, oder es muß eine Wand, die an der Luftseite auf Pfeilern abgestützt ist, vorhanden sein. Es muß immer ein genügender Luftzutritt in die Kammern zwischen den Pfeilern möglich sein; absolut ausgeschlossen muß die Möglichkeit einer Zerstörung am Fuße der Pfeilergründung sein.

Die wasserseitige Wand muß zwecks Undurchlässigkeit mit einer Schutzschicht bedeckt sein.

Es ist ratsam, die Auflagerungen an den Bergwänden bei der Reihensperre vollständig in den gesunden Fels einzubetten, so daß die Auflagerungen der äußersten Gewölbe direkt auf Fels bzw. Mauerwerk erfolgt.

Die Betonbereitung bei den Gewölben, sei es daß sie gleichzeitig mit dem Pfeiler hochgeführt sind, sei es nachträglich, muß bei allen Gewölben in gleicher Höhe erfolgen.

Die Eiseneinlagen an den Auflagern müssen in die Pfeiler tief eingelassen und bei den anstoßenden Gewölben vereinigt sein.

Um den Zusammenhang auf dem Grunde und auf den Seiten zu erhalten, wird am wasserseitigen Fuß ein Sporn von genügender Stärke angelegt bis zum Fels getrieben, damit sich keine Spalten bilden.

Die vorstehend im Auszug wiedergegebenen amtlichen Bestimmungen sind m. W. der erste Versuch dieser Art in Europa. Sie können kaum befriedigen, wenn auch festgestellt werden kann, daß ihre Befolgung beim Bau der Gleno-Sperre eine Katastrophe verhindert hätte.

Wohl sind konstruktive Maßnahmen berücksichtigt, aber die zumindest ebenso wichtige Materialfrage und die mit ihr zusammenhängende Behandlung des Wasserdichtigkeitsproblems sind kaum beachtet. Dieser Mangel in den amtlichen Bestimmungen muß sich in den Berechnungsgrundlagen und bei der Wahl des Sperrtyps fühlbar machen.

DAMPFTURBINEN-FUNDAMENTE.

Von Dr.-Ing. E. Rausch, Berlin-Lichterfelde.

Übersicht. Die bisherige Berechnungsweise der Turbinenfundamente ist nicht genügend geklärt und entspricht nicht den auftretenden Kraftwirkungen. Die Fundamente werden in lotrechter Richtung überdimensioniert, während in anderer Beziehung doch nicht die gewünschte Sicherheit vorhanden ist. Im folgenden Aufsatz sind die einzelnen Kraftwirkungen eingehend besprochen, und vor allem die dynamischen Einflüsse geklärt. Zum Schlusse werden von den bisherigen abweichende konkrete Richtlinien für die Fundamentbemessung gegeben, die eine leichtere Gestaltung derselben ermöglichen.

Über dieses Thema ist schon öfters geschrieben worden¹⁾, die Bemessung der Turbinenfundamente ist aber m. E. noch immer nicht genügend geklärt. Es wird immer noch mit den 4- bis 5-fachen ruhenden lotrechten Lasten gerechnet, und diese Berechnungsweise entspricht nicht den auftretenden Kraftwirkungen; die Fundamente werden auf diese Weise gegen lotrechte Kräfte überdimensioniert, während in anderer Beziehung doch nicht die gewünschte Sicherheit vorhanden ist. — Es sei deshalb hier versucht, konkrete Anhaltspunkte

1) Dampfturbinen-Fundamente aus Eisenbeton. Von Dr.-Ing. P. Müller, „Der Bauingenieur“ 1921, S. 436. — Dampfturbinen-Fundamente. Von Dr.-Ing. P. Boros, „Der Bauingenieur“, 1923, S. 339. — Berechnung der Schwingungserscheinungen an Turbodynamos. Von Dr. J. Geiger, „Zeitschr. d. Vereins deutscher Ingenieure“ 1922, S. 667, und 1923, S. 287.

für die Bemessung zu geben, die der wirklich zu erwartenden Beanspruchung des Fundamentes besser Rechnung tragen.

Die oben angeführten Zuschläge zu den ruhenden Lasten entspringen der richtigen Erkenntnis, daß die Beanspruchung des Fundamentes durch die Bewegung der Maschine, also durch dynamische Kräfte, erhöht wird. Die Höhe der Zuschläge und das Ansetzen der Kräfte in nur lotrechter Richtung sind willkürlich. Will man die Wirkung der dynamischen Kräfte näher erfassen, so muß man sich zuerst fragen, worin der Unterschied zwischen ihnen und den ruhenden Lasten besteht?

Es gibt offenbar zwei Hauptunterschiede:

I. Die dynamischen Kräfte wirken impulsartig, sie treten also plötzlich auf, wie dies z. B. beim Kurzschlußmoment der Fall ist. Solche impulsive Wirkungen werden aber auch bei ständiger Kraftgröße dann hervorgerufen, wenn sich die Kraftrichtung rasch ändert. Man denke dabei an die Fliehkraft der rotierenden Maschine, die durch eine, wenn auch geringe Exzentrizität der Massen hervorgerufen werden kann. Bei gleichbleibender Exzentrizität und Tourenzahl wird zwar die Fliehkraft auch gleich groß bleiben, sie ändert jedoch in rascher Folge ihre Richtung, wodurch sich für einen

bestimmten Konstruktionsteil des Fundamentes plötzliche impulsartige Belastungen ergeben. Will man also bei der Bemessung die dynamischen Kräfte in ihrer Wirkung richtig erfassen, so muß zunächst ihre impulsive Eigenschaft berücksichtigt werden, indem angegeben wird, um wieviel sich die Spannungen vergrößern, wenn eine Kraft nicht ruhend, sondern plötzlich auf das Fundament einwirkt. Ist dieser Unterschied gegeben, dann kann die dynamische Aufgabe durch Einsetzen eines entsprechend höheren statischen Gleichwertes, der also dieselben Spannungen hervorruft, auf die statische zurückgeführt werden.

II. Die Impulse können sich periodisch wiederholen, wie es z. B. bei der vorhin angegebenen Fliehkraft der Fall ist. Hierdurch wird eine fortwährende Be- und Entlastung der Fundamenteile hervorgerufen, und da das Material bekannterweise wiederholten wechselnden Anstrengungen weniger Widerstand zu leisten vermag, so ist dieser Umstand durch Herabsetzung der zulässigen Spannungen zu berücksichtigen, oder es sind die Kräfte entsprechend zu erhöhen. — Das Fundament gerät ferner durch jeden Impuls in Schwingung mit einer bestimmten Schwingungszahl pro Minute, die nur von der Art des Fundamentes abhängt, von der Größe des Impulses jedoch unabhängig ist. Wiederholen sich nun die Impulse in der Weise, daß die Anzahl derselben pro Minute mit der Schwingungszahl des Fundamentes (Eigenfrequenz) übereinstimmt, so wird der Schwingungsausschlag mit jedem Impulse von neuem vergrößert und kann zum Bruche führen. Da die regelmäßig wiederkehrenden Impulse jedenfalls mit der Tourenzahl der Maschine zusammenhängen, so muß bei der Konstruktion des Fundamentes nachgewiesen werden, daß die Eigenfrequenz des Fundamentes mit der Tourenzahl der Maschine nicht übereinstimmt bzw. einen genügend großen Unterschied aufweist. Diese Resonanzklausel wird in neuerer Zeit von den Maschinenfabriken gefordert (eine ähnliche Erscheinung auf dem Gebiete der Baukonstruktionen ist das Schrittverbot für Truppen beim Überschreiten von Brücken).

Auf Grund der vorigen Ausführungen stellen sich nun zunächst folgende Aufgaben:

1. Was für dynamische Kräfte wirken auf das Fundament, wie groß sind dieselben, und wie ist ihre Richtung?
2. Wie groß ist ihr statischer Gleichwert, d. h. die ersetzende ruhende Kraft, welche dieselben Spannungen verursacht?
3. Welche von den dynamischen Kräften wirken periodisch, und um welches Maß sind dieselben zu erhöhen, um der geringeren Widerstandskraft des Materials gegen wechselnde Belastung gerecht zu werden?

Sind diese Fragen beantwortet, so ist der Schlüssel für die Bemessung schon gegeben. Nach vollendeter Bemessung ist als letzte Aufgabe die Schwingungsuntersuchung vorzunehmen bzw. die Resonanzklausel zu befriedigen.

1. Da es sich um eine rotierende Maschine handelt, so kommen als dynamische Kräfte — wie unter I schon angedeutet — nur Drehmomente um die Maschinenachse (Anfahren, Bremsen) und durch die Rotation hervorgerufene Fliehkräfte in Frage (der Kondensationszug wirkt ständig, muß also nicht in die dynamischen Kräfte eingerechnet werden). Das gefährlichste Drehmoment ist das Kurzschlußmoment, dieses wird von der Maschinenfabrik im Belastungsschema nach Größe und Lage angegeben, braucht also hier nicht näher erörtert zu werden.

Schwieriger ist die Frage der Fliehkräfte. Hierzu ist zunächst zu bemerken, daß die modernen Maschinen so genau zentriert sind, daß von einer Exzentrizität der rotierenden Massen praktisch nicht die Rede sein kann. Es wäre aber nicht richtig, daraus den Schluß zu ziehen, daß dann Fliehkräfte überhaupt nicht auftreten werden. Auch bei ursprüng-

lich genau zentrierter Maschine können sich im Laufe der Zeit kleine Schwerpunktverschiebungen ergeben, z. B. infolge ungleichmäßiger Verschmutzung der Schaufeln am Kranze der Turbinenräder, infolge Herausfliegens einzelner Schaufeln nach Lockerung der Befestigungsschrauben, infolge Verschiebung der Induktorspulen am Generator, hervorgerufen durch die starken radialen Schleuderkräfte usw.²⁾ Es genügt aber auch eine kleine Erschütterung, um den Schwerpunkt der rotierenden Massen aus der Mittellinie der Welle zu entfernen: die dadurch hervorgerufene Fliehkraft sucht dann die zufällig entstandene kleine Durchbiegung noch weiter zu vergrößern, und je mehr diese wächst, wächst auch die Fliehkraft. Die ursprünglich vorhandene oder zufällig entstandene Exzentrizität wird nun um so gefährlicher, je mehr sich die Tourenzahl der „kritischen“ nähert; darüber hinaus werden die Fliehkräfte geringer, und bei einer Tourenzahl, die hoch genug über der kritischen liegt, verschwinden sie auch ganz, der Schwerpunkt der rotierenden Massen wird automatisch in die Verbindungslinie der Wellenzapfen zurückgeführt, und das Rad stellt sich von selbst so ein, daß es um eine freie Achse rotiert³⁾. Die Maschinen werden nun so konstruiert, daß die normale Tourenzahl entweder tief unter oder hoch über der kritischen liegt, so daß dabei in der Regel erhebliche Fliehkräfte nicht zu befürchten sind. Ausnahmsweise können allerdings bei tiefliegender Tourenzahl durch zufällig entstandene Exzentrizität — wie oben angegeben — merkliche Fliehkräfte entstehen. Bei hoher Tourenzahl sind solche Exzentrizitäten weniger gefährlich, weil sich das Rad wieder von selbst einstellt, in diesem Falle muß aber die Maschine beim Anfahren die kritische Tourenzahl durchschreiten, wobei wieder bedeutende Fliehkräfte auftreten können. Eine Bemessung des Fundamentes gegen die Fliehkräfte ist also unvermeidlich. Um die Größe derselben zu bestimmen, stellen wir uns als Richtlinie, daß das Fundament — in dieser Beziehung — nicht mehr auszuhalten braucht, als die Welle der Maschine. Man könnte demnach versuchen, die Fliehkraft aus den Abmessungen der Welle zurückzurechnen, diese Berechnungsweise ergäbe jedoch viel zu große Werte, denn für die Wellenabmessungen sind nicht die Fliehkräfte maßgebend, sondern Schwingungsberechnungen, die eine stärkere Welle bedingen, als es mit Rücksicht auf die Fliehkräfte erforderlich wäre. Die Größe der zu erwartenden größten Exzentrizität und Fliehkraft wird deshalb vom Maschineningenieur m. W. garnicht ermittelt, und man würde die Maschinenfabrik vergebens danach befragen. Aus einer konstruktiven Maßnahme ist es jedoch trotzdem möglich, auf die Fliehkraft zu schließen. Zwischen den Laufrädern befinden sich feststehende Leiträder, welche die Welle mit Dichtungsringen umschließen, dabei aber derselben einen Spielraum von ca. $\frac{1}{10}$ mm lassen. Dieses Maß an Exzentrizität ist also ohne weiteres möglich. Die Exzentrizität der Welle kann sich aber auch darüber hinaus vergrößern durch Abschleifung der feinen Dichtungsspitzen. Dadurch entsteht nun eine immer größere Reibung, die schließlich bei etwa $\frac{1}{2}$ mm Wellendurchbiegung so groß wird, daß sich die Welle heiß läuft, und die Maschine abgestellt werden muß. Auf diese Weise ist ein Anhaltspunkt für die größte Exzentrizität gegeben, woraus die Fliehkraft bestimmt werden kann, wenn die Masse und die Winkelgeschwindigkeit des rotierenden Körpers gegeben sind. Bezeichnet G das Gesamtgewicht der Maschine (die Summe der im Belastungsschema angegebenen Kräfte), dann entfallen davon etwa 8—16 vH, also hoch geschätzt 15 vH auf die rotierenden Massen; um sicher zu gehen, wählen wir eine hohe Touren-

²⁾ Diese Angaben und Anhaltspunkte für die Bestimmung der Fliehkraft erhielt ich entgegenkommenderweise von der Turbinenfabrik der A. E. G., z. T. auch von der M. A. N. und Bergmann E. W., wofür ich auch hier meinen besten Dank ausspreche.

³⁾ Der Vorgang ist im IV. Bd. der Vorlesungen üb. techn. Mech. (Dynamik) von Prof. Dr. Aug. Föpl auf sehr interessante und auch für den Bauingenieur verständliche Weise gedeutet.

zahl von 3000/min, oder 50/sek, die in den meisten Fällen nicht erreicht wird und auch wesentlich über der kritischen Zahl liegen wird, wobei also die Fliehkräfte eigentlich nicht mehr auftreten können; dann ist die Fliehkraft:

$$F = 0,05 \text{ cm} \frac{0,15 \text{ G}}{981 \text{ cm sec}^{-2}} (50 \cdot 2\pi)^2 \text{ sec}^{-2} = 0,75 \text{ G} \quad (1)$$

Da die Exzentrizität den erreichbar höchsten Wert darstellt und auch die Tourenzahl sehr hoch angenommen wurde, so ist die so ermittelte Fliehkraft jedenfalls ein Höchstwert, der nur im ungünstigsten Falle und vorübergehend auftreten kann. Es wäre also zu reichlich gerechnet, wenn man diese Kraft in voller Größe im Rahmen der zulässigen Fundamentspannungen aufnehmen wollte. Die zulässigen Spannungen des Fundamentes dürften vielmehr durch diese vorübergehende Belastung eine Erhöhung erfahren. Gleichbedeutend damit ist eine Verminderung der Kraft bei Innehaltung der zulässigen Spannungen, und so wollen wir für die Fliehkraft den einfachen Wert

$$F = \frac{1}{2} \text{ G} \dots \dots \dots (2)$$

annehmen. Die Spannungen werden dann bei wagerecht angesetzter Fliehkraft im ungünstigsten Falle um 50 vH erhöht; in lotrechter Richtung ist dieser Prozentsatz geringer (etwa 25 vH), da die von der Fliehkraft verursachten Spannungen nur einen Teil der Gesamtspannungen ausmachen.

2. Wie können nun die bereits bekannten dynamischen Kräfte durch statische ersetzt werden, wie groß ist mit einem Worte der statische Gleichwert?

Diese Frage ist rasch beantwortet. Die Impulse sind als plötzlich aufgebrachte ruhende Lasten aufzufassen, denn Stoßwirkung kommt dabei nicht in Frage. Bei einer derartigen Belastung entstehen im Tragwerk Schwingungen, deren größter Schwingungsaussschlag doppelt so groß ist, wie die durch die Last verursachte statische Durchbiegung⁴⁾. Dementsprechend werden auch die hervorgegerufenen Spannungen zweimal so groß ausfallen. Dadurch ist der Schlüssel für die Bestimmung des statischen Gleichwertes gegeben: die ermittelten dynamischen Kräfte müssen 2-fach genommen werden und können dann als statische Kräfte betrachtet werden.

3. Es bleibt noch die Frage zu klären, welche von den dynamischen Kräften periodisch wirken, und um wieviel dieselben zu erhöhen sind, um der gegen wechselnde Belastung geringeren Widerstandskraft des Materials gerecht zu werden?

Wie wir schon unter 1) gesehen haben, ist als einzige periodische Kraft die Fliehkraft aufzufassen. Nun wissen wir aber auch, daß bei normaler Tourenzahl erhebliche Fliehkräfte nicht auftreten, so daß sich die von einer derartigen Wechselbelastung hervorgerufenen Spannungen zumindest in niedrigen Grenzen halten werden. Die Wirkung dieser verhältnismäßig schwachen Wechselbeanspruchung findet eine ausreichende Berücksichtigung darin, daß das Fundament für die größte überhaupt mögliche Fliehkraft bemessen wird, die nur vorübergehend auftritt und daher nicht mehr die Eigenschaft einer dauernd periodisch wirkenden Kraft besitzt. Es erübrigt sich infolgedessen, den schädlichen Einfluß der wechselnden Beanspruchung besonders zu berücksichtigen.

Nachdem die gestellten drei Fragen beantwortet sind, kommen wir noch auf die Schwingungserscheinungen zu sprechen.

Auch hier kommt es auf die Fliehkräfte an, die durch ihre periodisch wiederkehrenden Impulse das Fundament in Schwingungen versetzen. Nur wird man aus der Geringfügigkeit der unter normalen Verhältnissen wirkenden Fliehkräfte hier nicht den bequemen Schluß ziehen können wie vorhin, denn das Fundament kann auch durch kleine Impulse

bedenkliche Vibrationen erfahren, wenn nur die Eigenfrequenz desselben mit der Tourenzahl der Maschine übereinstimmt. Auf die Resonanzklausel können wir also nicht verzichten.

Hierzu ist die Bestimmung der Eigenfrequenz des Fundamentes erforderlich.

Da die Eisenbeton-Turbinenfundamente in der Regel aus einzelnen Rahmen bestehen, die durch Längsbalken miteinander verbunden werden (Abb. 3), so sind für die Schwingung des Fundamentes die Schwingungen der einzelnen Rahmen maßgebend. Da die Impulse in allen Richtungen wirken können, so müssen diese Rahmen in lotrechter und wagerechter Richtung auf Schwingungen untersucht werden. Nach der Schwingungslehre ist nun die Schwingungszeit eines Tragwerkes dieselbe wie die eines Kreispendels, dessen Länge der statischen Durchbiegung des Tragwerkes (δ) gleich ist, also:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\delta}{g}} \dots \dots \dots (3)$$

Zuerst hat sich m. W. Dr.-Ing. P. Müller im „Bauingenieur“ mit dieser Frage beschäftigt (vgl. Fußnote Nr. 1 auf S. 772), für δ hat er jedoch die durch die Fliehkraft hervorgerufene wagerechte Ausbiegung des Stützenkopfes eingesetzt. Als Funktion von δ wäre demnach die Schwingungszeit bzw. Eigenfrequenz des Fundamentes von der Größe der Fliehkraft abhängig, und jede Änderung dieser Kraft würde die Änderung der Schwingungszeit hervorrufen. Das ist nicht der Fall. Ein jedes Fundament, wie überhaupt ein jeder Gegenstand, hat seine eigene Schwingungszeit, seine Eigenfrequenz, die — wie in der Einleitung schon erwähnt — nur von der Form und Beschaffenheit des betreffenden Körpers und von der darauf ruhenden Last, nicht aber von der Größe des auf ihn einwirkenden Impulses abhängt. Die Größe des Impulses (der Fliehkraft) bestimmt nur die Größe des Schwingungsaussschlages. Man denke an die Stimmgabel: sie gibt immer denselben Ton an (ihre Schwingungsperioden sind dieselben), ob sie kräftig oder sanft angeschlagen wird. — Für δ in obiger Formel ist vielmehr diejenige in der Richtung des Impulses auftretende statische Durchbiegung zu setzen, die vom ständig wirkenden Eigengewicht einschließlich Auflast hervorgerufen wird; die Größe der Fliehkraft spielt dabei keine Rolle⁵⁾.

In diesem Sinne wurden von Dr. J. Geiger in der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure Formeln für die Eigenfrequenz angegeben (vgl. Fußnote Nr. 1 auf S. 772), und zwar sowohl für lotrechte wie auch für wagerechte Schwingungen. Die obige Formel (3) ist bei Dr. Geiger durch die im Maschinenbau übliche (und mit obiger identische) Formel:

$$n = \frac{300}{\sqrt{f}} \dots \dots \dots (4)$$

ersetzt, wobei f dieselbe Bedeutung hat, wie vorhin δ , und n die Schwingungszahl pro Minute (Eigenfrequenz) angibt. Diese Formel wird aus der ersten wie folgt gewonnen:

$$n = \frac{60}{T} = \frac{60 \sqrt{g}}{2\pi \sqrt{f}} = \sim \frac{300}{\sqrt{f}}$$

Letztere Formel ist bequemer, da sie einen unmittelbaren Vergleich mit der Tourenzahl der Maschine gestattet. — Da die Eigenfrequenz nur von der Durchbiegung f abhängt, so sind in den genannten Abhandlungen von Dr. Geiger fertige Formeln für die Durchbiegung bzw. seitliche Verschiebung eines unten vollkommen eingespannten Eisenbetonrahmens angegeben, deren Ermittlung übrigens dem Bauingenieur keine Schwierigkeiten bereitet. Es sollen hier die beiden wichtigsten Fälle wiedergegeben werden:

⁴⁾ Vgl. Über die Schwingungsdauer eiserner Brücken v. Fr. Engesser, Zeitschr. d. österr. Ing- u. Arch.-Vereins 1892, S. 386, ferner Zur Dynamik des Fachwerks v. Prof. Reißner, Zeitschr. f. Bauwesen 1899, S. 478.

⁵⁾ Einen guten Einblick in die Schwingungslehre gibt das Buch: „Grundzüge der technischen Schwingungslehre“ von Prof. Dr.-Ing. O. Föppl, Berlin 1923, Verlag J. Springer.

α) Eigenfrequenz in lotrechter Richtung (Abb. 1):

- Bedeutet: P_p die in der Mitte wirkende Einzellast (Maschinenlast),
 P_g die verteilte Last (Eigengewicht des Riegels),
 a die Spannweite des Riegels,
 b die Höhe der Stützen,
 Θ_1 das Trägheitsmoment des Riegels,
 Θ_2 das Trägheitsmoment der Stütze,
 E die Elastizitätszahl für Eisenbeton
 (= $2,1 \cdot 10^6$),

dann ist die lotrechte Durchbiegung in Riegelmitte:

von der Einzellast

$$y_p = \frac{1}{48} \cdot \frac{P_p a^3}{E \Theta_1} \cdot \left[1 - \frac{0,75 a}{\frac{b}{2} \cdot \frac{\Theta_1}{\Theta_2} + a} \right] \dots \dots (5)$$

von der verteilten Last

$$y_g = \frac{5}{384} \cdot \frac{P_g a^3}{E \Theta_1} \cdot \left[1 - \frac{0,80 a}{\frac{b}{2} \cdot \frac{\Theta_1}{\Theta_2} + a} \right] \dots \dots (6)$$

und $f = y_p + y_g$, woraus sich die Eigenschwingungszahl in lotrechter Richtung nach (Gl. 4) ergibt.

β) Eigenfrequenz in wagerechter Richtung (Abb. 2):

Bedeutet P die Summe der Gewichte des Riegels, der darauf und auf den Stützen lastenden Maschinenteile sowie $\frac{1}{3}$ des Eigengewichtes der beiden Stützen und der anschließenden Längsträger (wobei auch $\frac{1}{3}$ der auf den letzteren ruhenden Lasten einzusetzen ist), dann ist mit den obigen

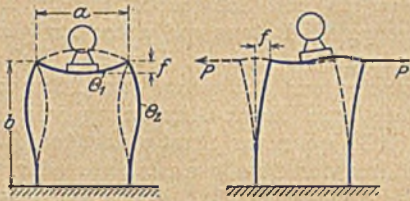


Abb. 1.

Abb. 2.

Bezeichnungen die wagerechte Verschiebung der Tischplatte:

$$f = \frac{P b^3}{6 E \Theta_2} \cdot \left[1 - \frac{9 b}{2 a \cdot \frac{\Theta_2}{\Theta_1} + 12 b} \right] \dots \dots (7)$$

woraus sich die Eigenschwingungszahl nach Gl. (4) in wagerechter Richtung ergibt.

* * *

Die vorstehenden Betrachtungen erlauben nunmehr, für die Bemessung der Turbinenfundamente folgende Richtlinien anzugeben:

a) Einfluß der ruhenden Lasten.

Hierher gehören das Eigengewicht des Fundamentes, das Gesamtgewicht G der Maschine (also ruhende und rotierende

Teile) und der Kondensationszug, wie sie aus dem Lastenschema zu entnehmen sind. All diese Lasten sind als ruhende Lasten, also mit ihren einfachen Werten einzusetzen.

b) Einfluß der dynamischen Kräfte.

Es kommen hierbei nur das Kurzschlußmoment und die Fliehkraft in Frage. Erstere wird im Lastenschema angegeben, letztere kann auf Grund unserer Ermittlungen als die Hälfte des Maschinengesamtgewichtes G angenommen werden. Beide Kraftwirkungen sind mit ihren zweifachen Werten einzusetzen, da sie impulsartig einwirken (für die Fliehkraft ist also $2 \cdot \frac{1}{2} G = G$ zu setzen). Bezüglich der Fliehkraft sei noch bemerkt, daß sie nach allen Richtungen wirken kann, also auch seitwärts und aufwärts. Die nach oben wirkende Fliehkraft wird durch das Maschinengewicht gerade aufgehoben, braucht also nicht berücksichtigt zu werden. Bei der seitlich wirkenden Fliehkraft ist darauf zu achten, daß sie in der Höhe der Welle angreift (Abb. 3), so daß auf das Fundament nicht nur eine oben angreifende wagerechte Kraft, sondern auch ein Moment übertragen wird. Die Fliehkräfte wirken durch die Welle auf die Lagerschalen und von da auf das Fundament, es werden also in der Regel die unter den Lagerschalen stehenden Eisenbetonrahmen durch sie beansprucht.

c) Einfluß der Schwingungen.

Nach der Bemessung des Fundamentes für obige Kraftgruppen ist noch die Eigenfrequenz der einzelnen Rahmen auf Grund der obigen Anleitung zu ermitteln. Liegen dieselben nahe zur Tourenzahl, dann müssen zur Befriedigung der Resonanzklausel einzelne Querschnitte in der Weise verstärkt oder

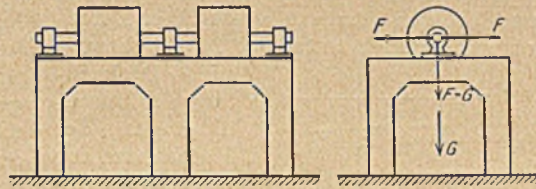


Abb. 3.

geschwächt werden, daß zwischen beiden Zahlen ein genügend großer Unterschied (nach Dr. Geiger mindestens 30 vH) vorhanden ist.

* * *

Es sei zum Schluß darauf hingewiesen, daß diese Bemessungsweise eine wesentlich leichtere Gestaltung der Turbinenfundamente ermöglicht, denn es sind — in großen Zügen — in lotrechter Richtung die 2-fachen (und nicht, wie bisher, die 4- bis 5-fachen), in wagerechter Richtung die einfachen Maschinenlasten anzusetzen.

Der Verfasser schließt mit dem Wunsche, daß diese Anregungen Anwendung finden, und würde es begrüßen, wenn zuständige Stellen dazu Stellung nehmen würden.

BETONSTRASSEN.

Eine Zusammenfassung nach amerikanischen Berichten.

Von Dr.-Ing. A. Hummel, Assistent an der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Der Beton, dessen Anwendungsgebiete sich fast täglich mehren, erobert sich in Amerika und England mehr und mehr auch den Straßenbau. Aus allen Staaten Amerikas kommen Berichte, daß die Mehrzahl der Pflasterstraßen als Betonstraßen hergestellt werden¹⁾, wobei der Beton nicht etwa bloß als Unterlage für ein noch aufzubringendes Pflaster dient, — das wäre nichts Neues —, sondern als selbständige Straßendeckung

Verwendung findet. Wenn die Betonstraße namentlich bei dem gesteigerten amerikanischen Verkehr sich nicht nur behauptet, sondern eine zunehmende Verwendung erfährt, so kann dies füglich als Maßstab für ihre Wertigkeit gelten und muß von den Straßenbauern aller Welt beachtet werden. Auch englische Nachrichten bezeichnen die Betonstraße als den besten Typ zur Bewältigung des modernen Verkehrs²⁾.

¹⁾ Concrete, Januar 1924 S. 3.

²⁾ Concrete, Januar 1924 S. 38.

Amerika hat allerdings heute nicht allein die Erfahrung eines mindestens zehnjährigen Betonstraßenbaues zur Verfügung, sondern kann sich auch auf die Ergebnisse einer Reihe von Untersuchungen an Probestrassen stützen, die wertvolle Anhaltspunkte für den Betonstraßenbau ergeben haben. Wie überall mußte auch im Betonstraßenbau Lehrgeld gezahlt werden. Die zweckmäßigsten Profil- und Querschnittsarten sind erst in jüngster Zeit ausfindig gemacht worden. Früher ging man darauf aus, die Betonstraßenplatte in der Straßenmitte stärker zu machen als am Straßenrand, weil die Herstellung eines im Profil gebogenen Untergrundes vermieden werden sollte. Diese statisch unverständliche Konstruktion — bei vollem Verkehr vollzieht sich die Belastung stets seitlich — riß vornehmlich an den Rändern. Entscheidend bewiesen die Untersuchungen an einer Probestraße bei Springfield³⁾, Illinois, wo 63 verschiedene Querschnittstypen dem Verkehr ausgesetzt und sorgfältig beobachtet wurden, die Notwendigkeit von Randverstärkungen bei den Betonstraßen. Es ergab sich nämlich dort, daß Straßenplatten gleichförmiger Dicke oder geringerer Stärke am Rand als in der Straßenmitte an den Rändern zersprangen, lange bevor der Raddruck die Fahrbahn zerstörte. Solche Erfahrungen führten zu neueren Querschnittsprofilen mit verstärkten Plattenrändern, deren Zweckmäßigkeit durch die Pittsburger Betonstraßenversuche⁴⁾ beleuchtet wurde. Dort wurden an einer 5,50 m breiten, aus dreizehn verschiedenen Querschnittstypen bei gleichmäßigem Untergrund hergestellten Versuchsstraße Beobachtungen und Messungen über die Haltbarkeit bewehrter und unbewehrter, gleichmäßig dicker und an den Rändern verstärkter Betonplatten angestellt. Schmale Tunnels unter der Straße dienten

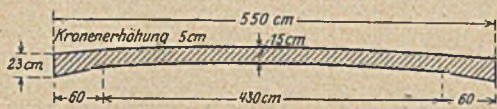


Abb. 1.

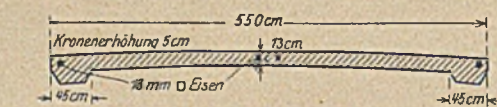


Abb. 2.

zur Beobachtung der Durchbiegungen der Platten und zur Feststellung der Wirkung des sich zusammenziehenden und bei der Befeuchtung ausdehnenden Untergrundes. Als der beste Querschnittstyp ging aus diesen Versuchen die in Abb. 1 wiedergegebene unbewehrte Fahrbahnplatte hervor.

Die zweitbeste Konstruktion zeigt Abb. 2.

Aus den mehr allgemeinen Ergebnissen dieser Versuche sei noch angeführt:

Die beobachteten Durchbiegungen waren nahezu proportional den Lasten. Die Betonoberfläche widerstand der Abnutzung durch gummibereifte Verkehrsmittel vollkommen. Ein beschränkter Versuch mit sehr schwer belasteten, metallbereiften Verkehrsmitteln deutete auf frühe Abnutzung der Straßenoberfläche durch solche Verkehrsmittel hin. Der Verkehr am frühen Morgen soll stärker auf den Beton eingewirkt haben als der übrige Tagesverkehr. Über den Grund ist nichts angegeben. Von den bewehrten Querschnitten waren diejenigen die dauerhaftesten, welche die Bewehrung an der Stelle der auftretenden Biegunzugspannungen trugen.

Die Versuche von Pittsburg klärten die Zweckmäßigkeit der Randverstärkungen vollständig. Bezüglich der Frage der Bewehrung der Betonstraßen rief das Ergebnis des günstigen Verhaltens der unbewehrten Betonplatte eine lebhafte Erörterung unter den amerikanischen Ingenieuren herauf. Von einer Seite wurde der nicht von der Hand zu weisende Einwand gemacht⁵⁾, daß das günstige Ergebnis bei den unbewehrten Platten damit im Zusammenhang stehen könne, daß diese Platten an den Kurven der Versuchsstraßen eingesetzt worden

seien, wo die senkrechten Raddrücke wegen des Seitenschwunges der Fahrzeuge geringer seien und infolgedessen die Straßenplatte weniger ungünstig belastet hätten. Von einer anderen Seite⁶⁾ wurde die Frage der zweckmäßigen Lage der Eisenbewehrung zur Erklärung der Pittsburger Ergebnisse herangezogen. Platten ohne Ausdehnungsfugen quer zur Straße erleiden die Zugspannungen an der Plattenunterseite und sollten dort bewehrt werden. Den Temperaturspannungen sollte durch eine Bewehrung an der Plattenoberseite begegnet werden. Doch seien die Biegunzugspannungen die für die Bewehrung ausschlaggebenderen. An der Plattenoberseite träten Biegunzugspannungen nur bei Platten mit Querausdehnungsfugen auf; dort sei eine Bewehrung an der Plattenoberseite berechtigt. In jedem Falle aber sei eine Bewehrung in Plattenmitte zweckwidrig oder höchstens verbandsbildend. Nach solchen Überlegungen seien die Pittsburger Probestücke nicht immer logisch bewehrt gewesen. Trotz dieser zweifellos bestehenden Unklarheiten in der Auswertung der Pittsburger Ergebnisse hat der Querschnitt nach Abb. 1 seinen Siegeszug durch Amerika gehalten. Die meisten Staaten nahmen ihn als Grundlage für ihre Straßenbauprofile, ersteren da und dort etwas abwandelnd oder mit Querschnitt nach Abb. 2 verquickend in der Anordnung einer Bewehrung des Plattenrandes.

Der Straßenbeton erleidet Formänderungen nicht allein unter der Wirkung der Belastung, sondern auch nach der Natur seiner Lage unter der Wirkung des abwechselnden Schwindens und Schwellens bei der Austrocknung bzw. Befeuchtung des Betons und unter der Wirkung von Temperaturveränderungen. Diesen letzteren Volumenänderungen durch Schwinden und Schwellen bzw. Temperaturveränderungen begegnete man durch Anordnung von Ausdehnungsfugen, die man bald quer zur Straße anordnete, bald als Längsfuge in der Mitte der Straße ausbildete oder schließlich beide Arten von Fugen vereinigte. Von der Notwendigkeit und Zweckmäßigkeit solcher Fugen scheint man nicht überall gleich überzeugt zu sein. Den hauptsächlichsten Nachteil der Fugen, daß die Platten sich einseitig setzen und dabei Absätze bilden, die unter der Wirkung des Verkehrs zu einem vorzeitigen Verschleiß der Straßenoberfläche führen, hat man dadurch überwunden, daß die Fugenstöße mit Nut und Feder ausgebildet wurden, die ein ungleichmäßiges Setzen der Platten verhindern. In Verbindung mit dieser Verbesserung haben die meisten Straßenbaukommissionen die Ausdehnungsfugen bei ihren Straßen angeordnet, wobei der Längsfuge in Straßenmitte der Vorzug gegeben worden ist. Die meisten Baukommissionen sprechen sich heute für die Zweckmäßigkeit solcher Ausdehnungsfugen aus.

Beim Betonstraßenbau erfordert besondere Sorgfalt die Auswahl der Betonmischung und die Betonbereitung. Es wurde bald erkannt, daß hier ein Qualitätsbeton nicht nur hinsichtlich der Zementmenge als auch hinsichtlich der Art und der Kornzusammensetzung des Zuschlagmaterials wie auch der Höhe des Wasserzusatzes anzuwenden ist. Über die Art des zu verwendenden Zuschlagmaterials geben die Abnutzungsversuche an einer 200 m langen, ringförmigen Versuchsstraße in Arlington Aufschluß⁷⁾. Dort wurde besonders die Notwendigkeit der Verwendung von Zuschlagsstoffen mit hoher Eigenfestigkeit namentlich des groben Kornes erwiesen. Große Abnutzungserscheinungen zeigten sich bei diesen Versuchen besonders dann, wenn der verwendete grobe Zuschlag weich war, und wenn Feinsand zur Verwendung kam. Der Beton mit größerem Sand bot der Abnutzung einen größeren Widerstand als der Beton mit Feinsand. Die Kornform des Zuschlags erwies sich auf die Haltbarkeit ohne Einfluß. Runde Körner (Kies) bewährten sich nicht anders als eckige Kornformen (Schotter). Eine Zementanreicherung über das Verhältnis 1:2 von Zement zu Sand hinaus verbesserte die Wider-

³⁾ Cement and Engineering News, Juli 1923 S. 28.

⁴⁾ Cement and Engineering News, Oktober 1923 S. 27.

⁵⁾ Engineering News-Record, April 1924 S. 628.

⁶⁾ Engineering News-Record, April 1924 S. 738.

⁷⁾ Engineering News-Record Juni 1924 S. 984.

standsfähigkeit des Betons gegenüber der Abnutzung nicht mehr. — Bei den Pittsburger Betonstraßenversuchen wurde ein Beton des Mischungsverhältnisses von Zement zu Sand zu Kies von 1: 2¾: 4 und 1: 2: 4 angewandt, letztere Mischung bei den beiden oben genannten Profilen, die sich am besten bewährt hatten. Die maximale Korngröße war dort 38 mm. Die Straßenbauabteilung von Illinois verwendet eine Mischung von 1: 2: 3½. Überall wurde die genaueste Überwachung der Betonzusammensetzung und des Wasserzusatzes für erforderlich gehalten. Welche Bedeutung dem Abmessen der Betonbestandteile für die Erzielung eines guten Straßenbetons zuerkannt wird, erhellt daraus, daß die Iowa-Straßenbaukommission das Abwiegen des Kiessandes für Betonstraßen als Norm eingeführt hat⁸⁾. Nach den Erfahrungen dieser Kommission verursacht das Abwiegen der Betonbestandteile keine höheren Kosten und keinen Zeitverlust, während es eine Verbesserung in der Gleichförmigkeit des Betons herbeiführt und die Überwachung der Mischungen und des Wasserzusatzes erleichtert, ein Verfahren, in dessen Anwendung auch andere Staaten folgen⁹⁾. Ja, es erheben sich sogar Stimmen für die Anwendung der Abrams-Methoden für die Betonbereitung des Straßenbaues¹⁰⁾ in der Erkenntnis, daß mit der Anordnung einer Betonmischung in der Form 1: 2: 4 noch nichts absolut Sicheres für die Erzielung eines gleichmäßig guten Betons getan ist.

Der frische Beton der fertiggestellten Straße hat in den ersten Wochen eine besondere Behandlung zu erfahren, um seine gute, gleichmäßige und spannungslose Erhärtung sicherzustellen. Dies geschieht durch Besprengen der Straßenoberflächen mit Wasser oder durch Bedeckung mit feuchtem Sand, der 14 Tage bis 4 Wochen auf der Straße bleibt. Diese langwierige Behandlung bildet ein Hindernis für die baldige Eröffnung des Verkehrs, so daß der Amerikaner nach anderen Methoden zur Behandlung des fertigen Betons sann. Er kam auf die Behandlung des fertigen Betons mit Calciumchlorid. Versuche¹¹⁾ ergaben, daß bei der Oberflächenbehandlung der Betonstraße mit Calciumchlorid die Benetzungszeit des Betons um die Hälfte verkürzt werden kann, ohne daß seine Festigkeit und Güte dadurch beeinträchtigt wird. Da festgestellt wurde, daß der Beton in der ersten Zeit bei Behandlung mit Calcium-

chlorid bedeutend weniger an Gewicht verliert als der unbehandelte Beton, wird angenommen, daß das in den Beton eingedrungene Calciumchlorid vermöge seiner hygroskopischen Eigenschaften dem Beton genügend Wasser zur Beendigung der Hydratation des Zementes erhält. Versuche über die Abnutzung so behandelten Betons ergeben eine größere Widerstandsfähigkeit gegenüber anderem Beton. Die Abb. 3 zeigt den Unterschied der Widerstandsfähigkeit.

Die Straßenbauabteilung Illinois hat drei Viertel ihrer im Jahre 1923 hergestellten Betonstraßen in dieser Weise behandelt.

Bei der Starrheit der Betonplatte erfordert der Untergrund natürlich ein besonderes Studium. Das

„Illinoisbureau of materials“ ist daran, die Bedingungen für den Untergrund einer Betonstraße in physikalisch-chemischer Hinsicht zu studieren. Für die mögliche Wahl einer Betonstraße ist selbstverständlich die chemische Beschaffenheit des Untergrundes ausschlaggebend. Betonschädliche Substanzen im Untergrund müssen die Anwendung einer Betonstraße von vornherein ausschließen.

Nordamerika arbeitet unermüdlich an der Erforschung der Betonstraße und an der Schaffung der Grundlage für eine weitgehendste Anwendung derselben. Es steht nicht zu erwarten, daß wir in Deutschland bei unserer wirtschaftlichen Lage in der nächsten Zeit eine Entwicklung im Betonstraßenbau durchmachen. Da und dort wird aber auch der Beton in beschränktem Maße beim Straßenbau Verwendung finden können. Wir haben den Vorteil, die Erfahrungen der Amerikaner nutzen zu können. Möchte man, gerade im Interesse unserer wirtschaftlichen Lage, diese Erfahrungen studieren und nicht wieder von vorne anfangen.

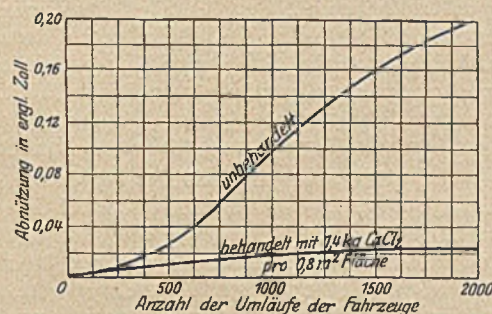


Abb. 3.

ERWIDERUNGEN

ZU DEM AUFSATZ: DIE GESTALTUNG DER SYDNEY-BRÜCKE.

In dem gleichbenannten Aufsatz in Heft 18 dieser Zeitschrift fällt Herr Dr.-Ing. Georg Müller nebenbei über den Entwurf der Herren Robinson und Steinman, New York, zum letzten Wettbewerb eingereicht von der australischen Firma The English Electric Company of Australia Ltd., ein sehr abfälliges Urteil, dem ich unbedingt widersprechen muß. Auf S. 563, r. unten heißt es: die genannte Firma „bietet eine Auslegerbrücke mit Hängegurt, wie ausdrücklich angegeben nach dem Muster der Gerberschen Mainbrücke bei Mannheim 1887 an“. Und auf S. 569 r. unten: „Kennzeichnend ist, daß eine ungeschickte Nachahmung einer Gerberschen Brücke seitens bekannter amerikanischer Fachleute (Robinson und Steinman) als „novel design“ besonders lobend erwähnt wird.“

Hierzu möchte ich folgendes bemerken: Der genannte Entwurf ist keine Auslegerbrücke mit Hängegurt, sondern eine wirkliche Hängebrücke, versteift durch einen kontinuierlichen Fachwerkträger über drei Öffnungen. Das Haupttragorgan ist ein in Widerlagern verankertes Paralleldrahtkabel. Und wirklich neuartig, weil sonst noch nirgends ausgeführt oder vorgeschlagen, außer von den Herren Robinson

und Steinman selbst bei ihrer im Bau befindlichen Brücke bei Florianopolis, Brasilien (siehe Engin. News-Record, Vol. 91, Nr. 15, Oct. 11., 1923, S. 592), ist die Verwendung dieses Kabels selbst als Obergurt des Versteifungsträgers in der mittleren Hälfte der Mittelöffnung. Die Übereinstimmung zwischen dem Entwurf Steinman und der Gerberschen Neckarbrücke bei Mannheim ist daher nur eine äußerliche, und in dem Angebot der obengenannten Firma sagen die Entwurfsverfasser wörtlich folgendes: „In several existing bridges it is hard to say where one type leaves off and the other begins. Figs. 11, 12 and 13 are known as Cantilevers*). The first was a prize design by Gerber who is generally credited with having been the pioneer of modern Cantilevers. The essential differences in bridges lie not in the names that may be given them, but in their performances.“

Weit entfernt, ihren Entwurf als eine Nachahmung der Gerberschen Brücke zuzugeben, wollen die Verfasser vielmehr mit obigem gerade hervorheben, daß ihr Entwurf trotz äußerer Ähnlichkeit im innersten Wesen durchaus verschieden ist von jener Brücke. Herr Dr. Müller aber übersetzt frei: „nach dem Muster der Gerberschen Mainbrücke!“

⁸⁾ Engineering News-Record, März 1924 S. 451.

⁹⁾ Concrete, Januar 1924 S. 7.

¹⁰⁾ Concrete, Januar 1924 S. 8.

¹¹⁾ Engineering News-Record, April 1924 S. 577.

*) Abb. 11 des Angebotsschreibens ist eine Linienskizze der bekannten Mannheimer Neckarbrücke. Abb. 12 u. 13 sind Auslegerträger, die hier nicht näher interessieren.

Der ausgezeichnete Gedanke Steinmans, den Obergurt des Versteifungsträgers auf eine große Länge ganz zu sparen, weil sich hier Druck und Zug in günstiger Weise aufheben, wurde von Herrn Dr. Müller offenbar gar nicht verstanden. Vielmehr nennt er den Entwurf „eine ungeschickte Nachahmung einer Gerberschen Brücke“. Es ist dies ein ungerechtes Urteil, wie es ein Fachmann, der ernst genommen werden will, eigentlich nicht fällen sollte.

Ich selbst bin der Meinung, daß der Steinmansche Entwurf, welcher nach den Angaben des Verfassers unter anderem auch viel geringere Durchbiegungen unter der Verkehrslast als eine Hängebrücke gewöhnlicher Bauart aufweist, die Bezeichnung „novel design“ mit Recht führt. An anderer Stelle werde ich demnächst versuchen, unsere Fachgenossen noch genauer mit demselben bekannt zu machen.

Zu allen übrigen Ausführungen des Müllerschen Aufsatzes, insbesondere zu seinen ästhetischen Darlegungen und seinem eigenen Vorschlag für die Sydney-Brücke (S. 570–575) hätte ich am liebsten geschwiegen, in der Meinung, daß das Gute und Gesunde, das zweifellos darin steckt, uns willkommen sein soll, daß dagegen seine Übertreibungen und etwas selbstherrlichen Urteile mit der Zeit von selbst wieder verschwinden werden. Da ich aber nicht möchte, daß mein Schweigen zu diesem Teil des Aufsatzes als Zustimmung aufgefaßt wird, seien mir noch folgende Bemerkungen gestattet.

Während ich den sogenannten „gekröpften Träger“, auch den „gestuften Träger“ in manchen Fällen (z. B. Abb. 40, 45, vielleicht auch noch 46 des Müllerschen Aufsatzes) für ganz glückliche Lösungen ansehe und durchaus gelten lassen möchte, kann ich mich mit dem „Rahmenvorschlag“ für Sydney gar nicht befreunden. Die „Einführung der Rahmenform in den Großbrückenbau“, auf die Herr Dr. M. so großen Wert legt, halte ich sowohl aus ästhetischen als auch aus rein technischen Gründen für eine übertreibende Anwendung eines an sich gesunden Gedankens auf Verhältnisse, für die er absolut nicht paßt. Vollends die ästhetischen Vorzüge, die Herr Dr. Müller seinem Vorschlag nachrühmt, sind eine doktrinaire, einseitige Überspannung eines bestimmten Prinzips. „Wenn man's so hört, möcht's leidlich scheinen,“ jedoch bei genauerer Überlegung, insbesondere auch des Maßstabes oder besser gesagt der Ausmaße, kommt der unbefangene Beurteiler doch wohl zu einer andern Ansicht. Diese Ablehnung aller anderen als der geraden Linien, dieses gewaltsame Suchen nach etwas Neuem um jeden Preis, d. h. die Ablehnung einer gesunden Tradition machen den ganzen Vorschlag unnatürlich und daher auch unschön. Was sagt man z. B. zu der Idee (s. S. 572 r. oben), die Sydney-Brücke als Dreigelenkbogen mit rechteckigen Umrißlinien zu bauen!! Heißt das nicht einem Dogma, noch dazu einem unsinnigen Dogma zuliebe auf alles Natürliche, Ungezwungene, Selbstverständliche und Schöne verzichten, das sich uns in der Bogenform darbietet? Wer behauptet, daß er „den Bogen nicht mehr sehen kann“, der vergißt dabei hinzuzufügen, daß dies nicht am Bogen, sondern an ihm selbst liegt!

Herr Dr. Müller sagt selbst, daß man seinen Vorschlag als Ganzes entweder annehmen oder ablehnen müsse. „Ein Kompromiß ist nicht möglich.“ Nun, ich gehöre zu denen, die ihn rundweg ablehnen, und bekenne mich zu derjenigen Auffassung der ästhetischen Seite unseres Faches, welche beispielsweise von Herrn Baurat K. Bernhard, einem Fachgenossen mit sehr gereiftem Urteil, in letzter Zeit des öfteren öffentlich vertreten worden ist. Auf die Gefahr hin, als altmodisch bezeichnet zu werden, bleibe ich Anhänger der gesunden alten Schule und jener Reihe von Männern, welche die Kunst des Eisenbrückenbaues auf ihre heutige Stufe gehoben haben. Diese unsere Vorgänger haben doch immerhin auch schon etwas gekonnt und ein bißchen geleistet, lange bevor die heutige Generation, die auf allen Gebieten alles auf den Kopf stellen möchte, das Licht der Welt gesehen hat. „Schöne Linien im alten Sinne“ will Herr Dr. Müller nicht mehr kennen,

aber er findet in seinem Rahmenvorschlag den Ausdruck von „Ruhe und Rhythmus“. Geschmacksache! Andere finden ihn vielleicht steif, langweilig, unschön und in Anbetracht des „Maßstabes“ geradezu monströs.

Wenn man die künstlichen Ankerklötze beim Müllerschen Rahmenvorschlag wirklich sparen kann (was mir noch recht zweifelhaft erscheint), dann könnte man sie selbstverständlich bei jeder reinen Hängebrücke ebenso gut sparen, d. h. man könnte auch die Kabel oder Ketten im gewachsenen Felsen verankern. Der von Herrn Dr. Müller hervorgehobene Vorteil ist also, falls er überhaupt erreichbar ist, keineswegs einzig mit seinem Rahmenvorschlag verbunden.

Das in Abb. 41 dargestellte System als „vollwertigen Ersatz für den Zweigelenkbogen mit Zugband“ zu bezeichnen, finde ich sehr gewagt. Der Vorfasser übersieht dabei leider, daß nicht alle Leute einen solch „begradigten“ Geschmack haben, wie er. „Ein Ingenieur, der nicht zugleich Künstler ist, ist kein vollkommener Ingenieur.“ Diesem Satz kann man rückhaltlos zustimmen. Aber was sagen wir zu einem Ingenieur, der sich für einen Künstler hält und es in Wahrheit nicht ist? Ein etwas unvollkommener Ingenieur ist mir dann jedenfalls lieber.

Es ist eine gefährliche Sache, dem schwankenden Zeitgeschmack oder gar den Forderungen der Mode einen bestimmten Einfluß auf das Schaffen des Brückenbauers einzuräumen; denn unsere Taten werden noch gerichtet werden, wenn wir längst das Zeitliche gesegnet haben. Ich halte es mit Goethe, der in Wilhelm Meisters Wanderjahren sagt: „Der Bauende soll nicht herumtasten und versuchen; was stehen bleiben soll, muß recht stehen, und wo nicht für die Ewigkeit, doch für geraume Zeit genügen. Mag man doch immer Fehler begehen, bauen darf man keine!“

Schließlich glaube ich meinen Ausführungen noch eine von dem Leiter einer unserer größten Brückenbauanstalten mir zugegangene Äußerung mit dessen Einverständnis beifügen zu sollen. Dieser Herr schreibt mir:

Herr Dr. Georg Müller hat neuerdings die Sache der Parallel- und Rahmenträger zu seiner eigenen gemacht und sieht in der Anwendung dieses Systems in seinen mannigfachen Variationen die Zukunft des Brückenbaues. Soweit er dabei in sachlicher Weise seine persönliche Ansicht vertritt, ist das sein gutes Recht. Bedenklicher wird die Sache schon, wenn er seine persönliche Ansicht als allgemein gültiges Dogma aufstellen will. Aber über den Geschmack läßt sich bekanntlich streiten, und man kann es ruhig der weiteren Entwicklung überlassen, hier die Spreu vom Weizen zu sondern und zunächst mit Onkel Bräsig sprechen: Wer't mag, der mag't und wer't nich mag, der mag't ja woll nich mögen.

Nun tritt aber Herr Dr. Müller nicht nur als Anwalt, sondern auch als Richter in eigener Sache auf, und er darf sich deshalb nicht wundern, wenn sein Urteil in vielen Punkten als befangen abgelehnt wird, um so mehr, als seine Äußerungen über Fachgenossen und ihr Wirken durchaus die Ästhetik vermissen lassen, zu deren Vertreter er sich doch selbst ernannt hat.

Wenn Herr Dr. G. Müller es als Zweck seiner „geistig technisch-wissenschaftlichen Arbeit“ bezeichnet, der deutschen Industrie einen Auftrag zuzuführen, so hat er unseres Erachtens dazu einen recht sonderbaren Weg eingeschlagen. Aber davon abgesehen, wird er bei weiteren Versuchen, dieses löbliche Beginnen nicht bloß wissenschaftlich, sondern auch praktisch zu betreiben, wohl bald Erfahrungen sammeln, die ihn vielleicht veranlassen werden, sein Urteil über andere Fachgenossen einer Nachprüfung zu unterziehen.

Wenn die deutsche Brückenbaukunst imstande ist, dem Ausland noch etwas zu bieten und mit ihm in Wettbewerb zu treten, wie es Herr Dr. Müller in der Schlußbetrachtung seines Aufsatzes (Bauing. Heft 18) selbst feststellt, so ist das doch das Verdienst der Männer, die in rastloser Arbeit Stein zu Stein fügend, das stolze Werk geschaffen haben, das uns

in den großen Brücken des In- und Auslandes, die deutschem Wissen und deutscher Tatkraft ihre Entstehung verdanken, und in den Ergebnissen nationaler und internationaler Wettbewerbe sichtbar vor Augen tritt. Und diese Männer, die doch zu den Besten ihres Berufes gehören, mögen sie schöpferisch oder richtend und sichtig, ratend und tatend am jeweiligen Einzelfall beteiligt sein, sollen auf einmal nicht mehr in der Lage sein, die Erfordernisse der Zeit zu verstehen?

Auf die Veröffentlichungen des Herrn Dr. Müller im einzelnen einzugehen haben wir kein Bedürfnis, aber darüber dürften sich wohl die meisten Fachgenossen einig sein, daß er dem deutschen Brückenbau damit keinen Dienst erwiesen hat. Kritik ist gut und fördernd, wenn sie auf dem Boden reifer Erfahrung und tiefer Erkenntnis erwächst und sich im Rahmen des Sachlichen hält; sie verliert jeden Wert, wenn sie dazu dienen soll, die Leistungen anderer zu verkleinern, um die eigenen größer erscheinen zu lassen.

München, 12. Oktober 1924.

Dr. W. Schachenmeier.

Prof. Dr.-Ing. Schachenmeiers kräftigen Worten gegen Dr.-Ing. Georg Müllers geradlinige Rahmenvorschläge pflichte ich vollkommen bei. Über die „gekröpften Parallelträger“ habe ich auf Ersuchen der Redaktion mich schon in der „Bautechnik“ d. J. S. 322 u. 323 geäußert und in dem Heft 18 des „Bauingenieurs“, wo sich der Müllersche Vortrag in der Gesellschaft für Bauingenieurwesen „Die Gestaltung der Sydney-Brücke“ abgedruckt findet, sind auf S. 590 auch meine Äußerungen in der anschließenden Diskussion des Vortrages zu lesen. So wenig ich den Vortrag selbst nach Ausschließung der Deutschen als Einmischung in feindländische Angelegenheit für angebracht gehalten habe, so richtig halte ich dessen Veröffentlichung jetzt, da ihn nur wenig aktive Sachverständige gehört haben und der Beifall der Jugend (Studenten) keinen Maßstab für den Wert der Vorschläge bildet, im Gegensatz zu der scharfen Kritik, die ich während der Tagung des Eisenbau-Verbandes am 17. Oktober d. J. in Stuttgart bei unseren ersten Brückenbauern festgestellt habe. Nun muß diese so weit als möglich der Öffentlichkeit übergeben werden, und damit wird der Standpunkt der deutschen Brückenbaukunst zu den Müllerschen Vorschlägen geklärt und ein scharfer Trennungsstrich zwischen der glanzvollen Entwicklung in den letzten Jahrzehnten und der Begradigung des Herrn Dr.-Ing. Georg Müller gemacht.

Technische Irrtümer sind schon von Herrn Prof. Dr. Schachenmeier festgestellt. Es läßt sich noch hinzufügen, daß es auch falsch ist, übertreibend zu behaupten, die künstlerische Höhe der außerdeutschen Vorschläge für die Sydneybrücke entspräche bei allen dem „Geschmack der Gründerjahre“, daß es ferner falsch ist, die „Rampebrücken seien recht beziehungslos und unorganisch“, während gerade der Müllersche Vorschlag S. 571 je vier kleine Öffnungen (quadratische) aus Eisen und je drei in Stein gewölbte Öffnungen aufweist, also die Müllerschen Rampebrücken noch weniger „Beziehung“ zur Hauptöffnung haben. Falsch ist schließlich seine Annahme in der Fußnote S. 571, ich hätte ein Verstärkungsprojekt meiner Treskowbrücke vorgeführt. Diese seit über 20 Jahren bestehende Brücke entspricht noch heute allen Anforderungen des Verkehrs, ohne zu irgendwelchen Änderungen oder Verstärkungsprojekten Anlaß gegeben zu haben. Ebenso falsch ist auch seine Behauptung in der oben erwähnten Diskussion, die Kaiser-Wilhelm-Brücke in Münstern wäre durch Verankerung im Felsen ohne volle Auflast stand sicher gemacht. Diese kleinen Proben zeigen den Genauigkeitsgrad der Müllerschen sachlichen Darlegungen.

In schönheitlicher Hinsicht bemerke ich, daß von meinen seit längerem erfolgten Veröffentlichungen und Vorlesungen über die Gestaltung von Eisenbauten erfreulicherweise Herr Dr. Müller vieles über „technische Schönheit“ u. dgl. geäußert und er als der weitaus Jüngere sich meinen Anschauungen angeschlossen hat. Nur in einer Beziehung trennen wir uns,

und das ist das Wesentliche dabei, nämlich in den Fragen des „guten Geschmacks“ (s. Bauingenieur 1921, S. 391). Seine Begradigungssucht für große Brücken ist und bleibt geschmacklos. Es wäre zu wünschen, daß unsere Brückenbaukunst davon nicht angesteckt würde und in der Welt ihren guten Ruf einbüßte. Sicher ist, daß die Sucht als vorübergehende Erscheinung in sich selbst verfällt, ohne daß viel dagegen angekämpft zu werden braucht. Schade, daß jetzt noch so viel darüber geschrieben werden muß.

Berlin, den 21. Oktober 1924.

Karl Bernhard.

Die in Heft 18 des „Bauingenieur“ von Dr.-Ing. Georg Müller geäußerten allgemeinen Gedanken über Ingenieurkunst sind durchaus richtig und als neuer Beitrag zu ihrer Verbreitung und Durchsetzung dankbar zu begrüßen.

Von der Erkenntnis des Erstrebenswerten bis zu seiner Verwirklichung scheint aber ein großer und sehr schwerer Schritt zu sein; denn wir sehen in der von Dr. Müller vorgeschlagenen Lösung für die in Frage stehende Riesenbrücke die von ihm selbst so treffend aufgestellten Grundsätze ganz und gar nicht befolgt, ja man kann fast sagen, daß sein Entwurf wie ein Gegenbeispiel für diese Grundsätze wirkt.

So erkennt Müller z. B. sehr wohl an, daß in der äußeren Form des Ingenieurbauwerkes die darin wirkenden Kräfte zum Ausdruck kommen sollen, und daß eine eiserne Brücke als lebendiger Organismus, als Funktionsträger für ein Kräftespiel gewertet werden müsse. In der äußeren Form seines Entwurfes ist durchaus nichts davon zu erkennen, daß hier zwei Ausleger einen Schwebebalken tragen. Von der Funktion vom statischen Hauptgedanken kommt nicht das Geringste zum Ausdruck.

Er erklärt sich ferner gegen die „zusätzliche Ästhetik“, wie er es nennt, sieht also ein, daß man zu dem konstruktiv Notwendigen möglichst nichts hinzutun, sondern dies selbst so formen soll, daß es schön wirkt. In seiner Lösung sind aber lediglich um der vermeintlichen Schönheit willen zwei ungeheure Gitterfelder eingefügt, nämlich die beiden Felder über den Gelenken. Die Felder sind nicht nur überflüssig, sondern äußerst schädlich, da sie das Gewicht des Ganzen beträchtlich erhöhen, obwohl er andererseits selbst sagt: „Eine Riesenbrücke ist grundsätzlich ein Leichtbau.“

Weiterhin fordert Dr. Müller eine „möglichst günstige Eigengewichtsverteilung“, bei der sich „die Massen wegen gleichzeitiger Aufnahme von Momenten und Querkräften über den Stützpunkten häufen“, und formuliert diese Forderung so, daß „jede Tonne Eisen irgendwo im Träger jede andere möglichst wenig belastet“. Da wirkt es denn doch fast wie Ironie, wenn er in seinem Entwurf genau das Gegenteil tut, indem er den Schwebeträger ganz überflüssig groß und schwer konstruiert und die Stellen über den Stützpunkten nicht im mindesten heraushebt.

Der Erfolg dieses ungeheuren Aufwandes an überflüssigem Material ist nichts weiter als die gleichmäßige Durchführung eines Maßwerkmodells, das für einfache Gitterträger kleineren Maßstabes vielleicht angängig, für eine Riesenbrücke aber einfach unmöglich ist. Dabei sagt er selbst: „Es ist durchaus und immer wieder nötig, sich bei Riesenbrücken zunächst in den Maßstab hineinzusetzen.“ Es ist ihm also durchaus nicht unbekannt, daß es das erste Erfordernis für den Großbrückenbauer ist, nie zu vergessen, mit welchen Abmessungen er es zu tun hat, da sich mit den konstruktiven Bedingungen bei wachsender Größe auch die ästhetischen ändern.

Was würde man dazu sagen, wenn ein Architekt die Form eines Gartenpavillons, einfach ins Zehnfache übertragen, auf ein Riesenverwaltungsgebäude anwenden würde. Dasselbe ist aber hier im Brückenbau geschehen. Wie man von Reißbrett-Architektur spricht, kann man vielleicht auch von Reißbrett-Ingenieurkunst sprechen. So scheint es, als ob bei dem Müllerschen Projekt das 45-Grad-Dreieck eine allzu ausschlaggebende Rolle gespielt hat.

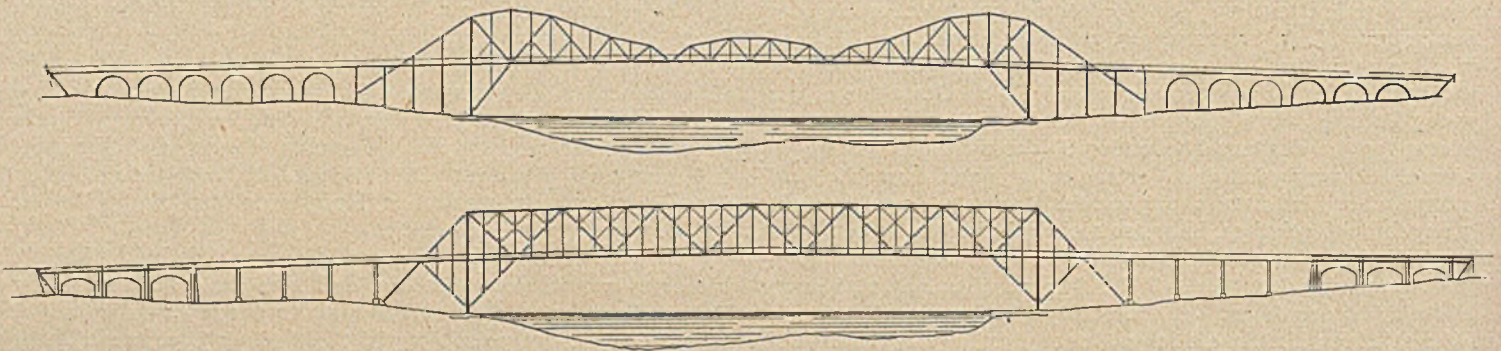
Wenn, wie Dr. Müller sagt, ein ideeller und moralischer Erfolg Deutschlands dadurch zu erhoffen ist, daß wir auf dem Gebiete der Ingenieurästhetik der Welt etwas bieten, so dürfte durch solche Entwürfe dieser Zweck nicht erreicht werden.

Obwohl wir nun der Ansicht sind, daß für den Fall der Sydney-Brücke das System der statisch bestimmten Auslegerbrücke letzten Endes nicht das beste ist, wollen wir doch, um nicht lediglich zu kritisieren, in der hier wiedergegebenen Skizze zeigen, wie man die aufgestellten Grundsätze unter Beibehaltung dieses Systems besser hätte verwirklichen können.

Das Wesentliche der Auslegerbrücke, ihre Dreiteiligkeit, ist hier nicht durch die Vortäuschung einer nicht vorhandenen Kontinuität unterdrückt worden. Sobald dies geschieht, entsteht etwas innerlich Unwahrhaftiges, ein Zwiespalt, der nie zu einer wirklichen Kunstform führen kann. Es erscheint uns als das kleinere Übel, den Behelfscharakter des Gerberträgers klar zum Ausdruck zu bringen, anstatt ihn künstlich zu verbergen.

Hans Rottmayer, B. D. A.

Mehrfachen Aufforderungen, mich zur Prioritätsfrage bezüglich des Müllerschen Sydney-Projektes zu äußern, nach-



kommend, möchte ich zunächst festhalten, daß der Entwurf als Ganzes durchaus das Werk Dr. Müllers ist. Von mir stammt lediglich der Gedanke der direkten Einspannung des Kragträgers in den Felsboden, also die Umwandlung der Fassung Abb. 48 seines Aufsatzes in die Fassung Abb. 39 daselbst.

Ich beschäftigte mich damals nicht besonders gern und eingehend mit dem Entwurf, weil ich die ganze Angelegenheit

nicht für sehr aussichtsreich hielt, und weil es Dr. Müller trotz eifrigster Bemühung nicht gelang, eine größere Brückenbauanstalt für seinen Entwurf zu gewinnen. So stehe ich auch dem veröffentlichten Aufsatz fern.

Das Problem der direkten Einspannung von Kragträgern bei großen Brücken ist von mir seit langer Zeit verfolgt worden. Aus diesem Anlaß habe ich nochmals für den Fall der Sydney-Brücke mit Architekt Hans Rottmayer (B. D. A.) einen Gerberträgerentwurf mit direkter Einspannung aufgestellt, der in vorstehenden beiden Figuren dem Dr. Müllerschen Entwurf gegenübergestellt sei.

Eine weitere kurze Bemerkung zu den Ausführungen Seite 574 des Aufsatzes, die sich auf Abb. 46 u. 47 beziehen. Dort ist gesagt: „Man begnügt sich mit einer Stufung, wie Verfasser sie als formbestimmendes Element für Hauptöffnungen großer Brücken zum erstenmal vorschlug.“ Bereits im Jahre 1912 wurde beim Umbau des Bahnhofes Gleisdreieck der Berliner Hoch- und Untergrundbahn eine Brücke über den Potsdamer Außenbahnhof errichtet, die, wie sich die Fachwelt heute noch überzeugen kann, ganz eindeutig das Merkmal des abgestuften Parallelfachträgers aufweist und deren Umrißlinien mit denen der Abb. 46 nahezu übereinstimmen.

Die Brücke wurde damals von einem meiner Ingenieure entworfen, dem wohl auf Grund seiner Tätigkeit bei größeren Brückenbauanstalten diese bekannte Konstruktionsform als etwas ganz Selbstverständliches und Gegebenes erschien.

Es dürfte ferner bekannt sein, daß die von der M. A. N. vorher erbaute Straßenbrücke über den Rhein zwischen Ruhrort und Homberg genau das gleiche Merkmal der Abstufung aufweist.

Georg Ollert.

Entgegnung auf die vorstehenden Ausführungen.

Das Thema meines Vortrages lautete: „Die Gestaltung der Sydney-Brücke“ und ich möchte mich auch hier ganz sachlich daran halten. Professor Schachenmeyer beanstandet, daß ich den amerikanischen Ingenieuren nicht genügend Anerkennung gezollt habe und meine freie Übersetzung der englischen Unterlagen. Er übersieht dabei folgendes:

Mir diene als Quelle, wie ausdrücklich angegeben, der Regierungsbericht, den ich für korrekt halte und den Herr Schachenmeyer nicht anführt. Professor Schachenmeyer urteilt auf Grund der ihm vom Entwurfsverfasser wohl persönlich übermittelten Angebotsberichte, die mir wiederum nicht zugänglich waren. Ich kann aber den Bericht der anbietenden Firma schwerlich als eine objektive Quelle gelten lassen, sondern halte mich an den amtlichen Bericht. Dieser sagt: „The design is modelled on that of a bridge built in 1887 at Mannheim, Germany, by Professor Gerber“. Ich übersetzte frei „Nach dem Muster der Gerberschen Brücke bei Mannheim“. Prof. Schachenmeyer behauptet, der Entwurf der Herren Robinson und Steinmann sei etwas völlig Neuartiges. Dem muß ich widersprechen und verweise darauf, daß Dr.-Ing. Sonntag, wie er mir schreibt, bereits im Jahre 1911 in der Zeitschrift

„Der Eisenbau“, S. 325 in einer Fußnote sagte: „Im mittleren Teil des Versteifungsträgers der Mittelöffnung kann das Seil zugleich obere Gurtung des Trägers sein.“ Ich bemerke weiter, daß Hängebrücken, bei denen der Hängegurt in den mittleren Teil des Versteifungsträgers eingeht, auch in den Übungen bei Geheimrat Müller-Breslau als dreifach statisch unbestimmte Hängebrücke gezeichnet und gerechnet worden sind.

Rein sachlich wurde die Lösung von mir auch deshalb abgelehnt, weil in Übereinstimmung mit dem amtlichen Bericht mir ein zu starker Widerspruch in der statischen und optischen Wirkung des Tragwerks besteht: Das Haupttragelement, das Kabel, ist verhältnismäßig dünn, der Versteifungsträger als Nebenorgan zu hoch und schwer und flächig und die vier Kurven in der Linienführung zu stark betont. Im übrigen hatten ja die Ausschreibungsbedingungen Hängebrücken grundsätzlich ausgeschlossen. Die Verfasser geben die Größtdurchbiegung zu 66,5 cm an, die nach dem amtlichen Bericht 95,7 cm beträgt.

Diese Hängebrücke kostet 5,6 Millionen Pfund Sterling und ist um 1,4 Millionen Pfund, d. h. 33% teurer als der Vor-

schlag, der gebaut werden soll. Ich glaube, daß dieser Mehrbetrag in Sydney zu ungunsten des Entwurfes von Robinson und Steinman wesentlich mitgesprochen hat.

Bezüglich meines eigenen Vorschlages bemerke ich, daß eine natürliche Verankerung, wenn auch vorübergehend, so doch im größten Maßstabe für den Aufbau des Bogens vorgesehen ist.

Was die allgemeine Wertung meiner Vorschläge anbetrifft, so möchte ich doch betonen, daß sie nicht allein nach schönheitlichen Gesichtspunkten erfolgen darf. Ihre Entstehung und Begründung erfolgte vielmehr von der herstellungstechnischen Seite aus (Rechnung, Zeichnung, Werkstattarbeit, Transport und Montage). Keiner der Einsender hat diese Gesichtspunkte auch nur erwähnt. Auf der Eisenbahntechnischen Tagung wurde von den Brückenreferenten Dr. Schaechterle und Dr. Kommerell

Dem ungenannt bleibenden Brückenbaudirektor wird bekannt sein, daß mein Entwurf allen größeren deutschen Firmen vorgelegt worden ist. Dieser Weg erschien mir durchaus natürlich. Ich weiß nicht, was daran sonderbar sein soll.

Das Problem der unmittelbaren Einspannung war von mir für Abbildung 40 meines Vortrages, und zwar auf der rechten Seite untersucht worden. Diese Brückenform ist lange vor der Sydney-Brücke von mir aufgestellt worden. Es trifft aber zu, daß Herr Ollert im Falle Sydney die direkte Kräfteableitung besonders vorgeschlagen hat.

Bezüglich des gestuften Trägers liegen allerdings Ausführungen vor, bei denen aber die Stufung eine nebensächliche und in weiteren Kreisen unbeachtete konstruktive Maßnahme war. Wie anders ist es zu erklären, daß dieser Gedanke in den

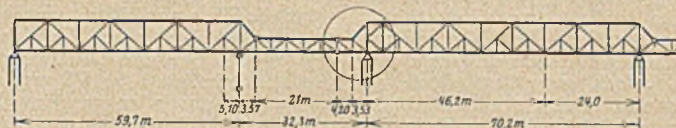


Abb. 1.

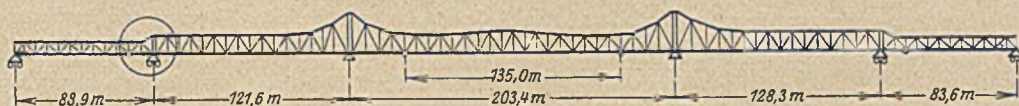


Abb. 2.



Abb. 3.

ausdrücklich hervorgehoben, daß die Entwicklung der Formgebung eiserner Brücken in Richtung meiner klaren einfachen Systeme gehe. Andererseits habe ich auf derselben Ausstellung Wandbilder neuzeitlicher Brückenformen gezeigt, von denen allein 4 keine Parallelträger aufwiesen, sondern 2 neuere Bogenformen. Das dürfte Beweis genug sein, daß meine Professor Schachenmeyer mündlich wiedergegebene Äußerung doch cum grano salis zu verstehen ist. Ich wende mich nur gegen den zu Tode gehetzten und an unpassender Stelle angewandten Zweigelenkbogen mit Zugband.

Da der deutsche Brückenbaukonzern in Sydney nicht mitgeboten hatte, lag für mich überhaupt gar keine Möglichkeit vor, über neuere Werke deutscher Brückenbaukunst zu urteilen. Ich verhehle allerdings nicht, daß ich beispielsweise den Fünf gelenkbogen nicht für das non plus ultra deutscher Brückenbaukunst halte.

Ich habe versucht, in den letzten 20 Jahren das Arbeitsgebiet der Formgebung von Eisenbauten, insbesondere Brücken, das durch die mathematische Statik etwas zurückgedrängt war, mehr zu pflegen und zu verselbständigen. Es ist nur natürlich, daß sich auch auf diesem Gebiet nichts Neues ohne Kampf durchsetzt. Ich scheue ihn nicht, wenn er nur sachlich geführt wird. Das ist in den obigen Einsendungen nach meiner Meinung nicht der Fall. Ein abschließendes Urteil über Wert oder Unwert zu fällen, ist vielleicht überhaupt noch verfrüht, da bei den älteren Fachgenossen die Gewohnheit zu sehr mitspricht. Dagegen liegen vom Auslande her und von jüngeren Fachgenossen manche anerkennenden Äußerungen vor. Schließlich dürfte es interessieren, daß im nächsten Jahre zwei, vielleicht drei größere Brücken im Sinne meiner Vorschläge gebaut werden.

letzten 12 Jahren trotz mannigfacher Gelegenheiten besonders bei Kriegsausführungen nicht angewendet worden ist und daß jetzt innerhalb Jahresfrist 2—3 Ausführungen und etwa 7 verschiedene Vorschläge vorliegen. Der Schwerpunkt liegt m. E. in der systematischen Bearbeitung gegenüber der einmaligen und zufälligen Anwendung. Ich möchte also bei aller schuldigen Bescheidenheit feststellen und für mich in Anspruch nehmen, die allgemeinere Bedeutung der Stufung als formbestimmendes Element im Großbrückenbau erkannt zu haben. Die drei Abbildungen hierunter gestatten dem Beschauer, die Ähnlichkeiten und Unterschiede festzustellen.

Zum Vorschlage Ollert-Rottmayer muß ich doch sagen, daß, verglichen mit diesem Gebilde die Quebec-Brücke ein Ausbund von Schönheit ist.

Mein Entwurf hat keine überflüssigen Stäbe. Jeder Stab wird gebraucht, da die vermeintlichen Blindstäbe Versteifungskräfte gegen Verkehr aufnehmen sollen. Da Kontinuität vorhanden, komme ich garnicht in die Verlegenheit, Gelenke zeigen zu müssen.

Ich stelle in der Inhaltsübersicht meines Vortrages die bisherigen Formgebungsgrundsätze für Riesenbrücken auf und stelle gerade diesen das neue Prinzip der unmittelbaren Kräfteableitung gegenüber, weil sich gezeigt hat, daß geringe Verschiebungen der Gelenklage das Hauptträgergewicht in der Hauptöffnung nicht wesentlich beeinflussen.

Zusammenfassend möchte ich also sagen, daß mir um die Zukunft meiner Brückenformen trotz der gegenteiligen Ansichten der Herren B. O. R. S. nicht bange ist.

Meine Arbeiten gehen weiter. Ich hoffe, in Kürze einiges Neue zu bringen.

Dr.-Ing. Georg Müller, Berlin-Lankwitz.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Das Bauingenieurwesen auf der Eisenbahntechnischen Tagung in Berlin.

In den Tagen vom 21.—27. September d. J. vereinigte die vom Verein Deutscher Ingenieure in Verbindung mit der Deutschen Reichsbahn veranstaltete Eisenbahntechnische Tagung in Berlin nicht nur — wohl ziemlich restlos — alles, was Deutschland an Eisenbahnfachleuten aufzuweisen hat, sondern auch viele Fachleute und Eisenbahninteressenten des uns freundlich gesinnten Auslandes und darüber hinaus eine ganz unerwartet hohe Zahl von Teilnehmern, die sonst mit dem Eisenbahnwesen in mehr oder weniger enger Fühlung stehen. Mit der Tagung war eine eisenbahntechnische Ausstellung auf dem Gelände des neuen Verschiebebahnhofes Seddin an der Berlin-Wetzlarer Strecke und in der Technischen Hochschule verbunden, deren Besucherskordzahlen — sie mußte deswegen um 17 Tage verlängert werden — ganz besonders zeigten, wie tief das Interesse an Eisenbahndingen im Volke bei alt und nicht zuletzt bei jung eingewurzelt ist. Die Veranstaltung war ursprünglich nur für das Eisenbahnmaschinenwesen gedacht, dem einmal gewählten Namen entsprechend hatte man sich jedoch entschlossen, sie auf das gesamte Eisenbahnwesen auszudehnen, nicht ohne Gefahr zu laufen, einzelne Zweige des ausgedehnten Gebietes nicht ihrer Bedeutung entsprechend voll auszuschöpfen. So konnte der Bauingenieur, besonders in der Ausstellung, allerlei vermissen. Immerhin war es auch für ihn — abgesehen von dem selbstverständlichen Interesse für das Nachbargebiet, auf dem Hervorragendes geboten war — möglich, auf dem eigenen Fachgebiete viel Lehrreiches zu hören und zu sehen. Auf das Wesentlichste mag in folgendem kurz eingegangen werden.

Die sechstägige Tagung selbst bot in der Hauptsache am Nachmittag und Abend des ersten Tages und am Vormittag des letzten Tages Vorträge aus den Arbeitsgebieten des Bauingenieurs, und zwar behandelten Blum (Hannover), Simon Thomas (Utrecht), Risch (Braunschweig), Müller (Dresden) — Bahnhofsanlagen, Schächterle (Stuttgart), Streletzki (Moskau), Simonsson (Göteborg), Kommerell (Berlin) — Brückenbaufragen, Kreß — Unterwassertunnel der Untergrundbahnen, Herwig und Baseler — Oberbau und Weichen.

Prof. Dr.-Ing. Blum, dessen soeben erfolgte Berufung in den Verwaltungsrat der Reichsbahngesellschaft allgemein mit Befriedigung aufgenommen wurde, sprach über Verschiebebahnhöfe und Rangiertechnik. Seine Ausführungen behandelten Steigerung der Leistungsfähigkeit der Verschiebebahnhöfe und Verbilligung des Rangierbetriebes, wobei in erster Linie von den Flachbahnhöfen mit Ablaufbrücken ausgegangen wurde.

Der Vortragende wies zunächst auf die Mängel hin, die der Durchführung des Rangiergeschäftes heute noch anhaften, nämlich einmal die zu große Zahl von Rangierbahnhöfen und ihre vielfach ungünstige Lage sowie das Fehlen eines einheitlichen Betriebsplanes für das gesamte Bahnnetz, zum anderen gewisse trotz ziemlicher Vollkommenheit der Gesamtanordnung noch vorhandene Unzulänglichkeiten einzelner Teile und ungenügende Berücksichtigung der Mechanisierung im Rangierbetrieb. Als Gründe für die erstgenannten Mängel wurden angegeben, daß einmal die Rangieraufgaben in Deutschland infolge der Dichte des Netzes und des starken Auslandsdurchgangsverkehrs verwickelter sei als in anderen Staaten, und daß das Eisenbahnnetz und der Verkehr zugenommen, während die Wissenschaft des Bahnhofsbetriebes sich nur langsam entwickelt habe, daß ferner aber auch schwere Unterlassungssünden der Verwaltung darin lägen, daß die Ermittlung der Selbstkosten vernachlässigt wurde, eine einheitliche Leitung des Güterverkehrs sowie ein geordneter Güterzugfahrplan fehle und der Ausbau des Bahnnetzes nicht nach einheitlichem Plan auf lange Sicht betrieben worden sei. Die Mängel in der Anordnung der Bahnhöfe und der Mechanisierung des Betriebes sowie die Mittel zu ihrer Behebung wurden dann eingehend behandelt. Die Flachbahnhöfe sollten künftig nur aus zwei Hauptgruppen bestehen, den Einfahrtsgleisen und den Richtungsgleisen, wobei letztere in genügender Länge und Zahl vorzusehen seien, um den Betrieb zu beschleunigen, die Bildung geschlossener Züge zu ermöglichen und eine Reserve zu bilden. Ferner sei ein Gleispaar für Durchlauf der Lokomotiven, Vermehrung der Gleise für durchgehende Güterzüge und sorgfältige Ausgestaltung der Umladeanlagen für Stückgut zu fordern.

Die Leistungsfähigkeit des gesamten Verschiebebahnhofes sei abhängig von dem Ablaufberge, und diese bilde wieder die Voraussetzung für die Leistungsfähigkeit des ganzen Bahnnetzes. Bisher sei als gute Leistung bei zostündigem Betrieb 3600 Wagen für den einseitigen Flachbahnhof, 6000 Wagen für den zweiseitigen angesehen worden. Diese Leistung müsse wesentlich erhöht werden. Möglich sei dies durch folgende Mittel:

1. Der Wagenablauf muß ohne Unterbrechung durchgeführt werden.
2. Die Folge der ablaufenden Wagen muß weiter verkürzt werden.

Dazu ist nötig, die Einfahrgruppe so zu gestalten, daß der Ablaufberg zwei Gleise mit zwei Gleisbremsen erhält, daß weitere je

eine Lokomotive den Zug abdrücken, eine andere den nächsten Zug bereits so heranbringen kann, daß das Ablaufende ohne Unterbrechung weitergeht, daß schließlich das Zusammendrücken der vorzeitig stehen gebliebenen Wagen durch besondere Lokomotiven völlig vermieden wird, etwa durch eine Einrichtung wie die Gabersche Verschiebebrücke.

Eine wesentliche Verzögerung und Verteuerung liege noch in dem Abdrücken durch Rangierlokomotiven. Hier müsse die Mechanisierung einsetzen. An Stelle der Rangierlokomotive müsse ein ortsfester Antrieb treten, der vom Rangierleiter selbst zu bedienen ist. Weiter müsse die größte Schwierigkeit des Ablaufbergbetriebes, nämlich die von Bauart und Gewicht der Wagen sowie von der Witterung abhängende Lauffähigkeit der Wagen so zu beeinflussen, daß die Wagen möglichst genau den für sie bestimmten Platz erreichen, durch Erteilung einer Zusatzbeschleunigung an schlechte Läufer bei geringer Höhe des Ablaufberges oder durch Regulierung der Geschwindigkeiten aller Wagen durch Gleisbremsen bei hohen Ablaufbergen überwunden werden. Eine wertvolle, Zeit und Arbeitskräfte ersparende, Verbesserung würde durch ein selbsttätiges Rangierstellwerk erreicht werden können, bei dem der ablaufende Wagen für den folgenden die Fahrstraße stellt.

Der Vortrag von Simon-Thomas aus Utrecht behandelte die Gefällbahnhöfe. Der Vortragende kam zu dem Schluß, daß Verschiebebahnhöfe mit durchgehendem Gefälle, die in Europa auf dem Festlande nur in geringer Zahl vorhanden seien (in Deutschland nur Dresden und Nürnberg), tatsächlich bisher nur dort empfehlenswert gewesen seien, wo die Geländeverhältnisse dafür besonders günstig waren, daß sie bei Verwendung von Gleisbremsen jedoch keine Begründung mehr hätten. Es genüge, der Einfahrgruppe und Stationsgruppe Gefälle zu geben, um an Lokomotivleistung und Personal möglichst sparen zu können.

Die Verhältnisse bei Personenbahnhöfen legte Professor Risch (Braunschweig) dar. Er beschränkte sich angesichts der nahezu lückenlosen Behandlung des Gebietes in Veröffentlichungen auf Fragen, über die noch verschiedene Auffassungen herrschen. Insbesondere erörterte er die verschiedene Beurteilung der schienengleichen Kreuzungen für die Sicherheit, Pünktlichkeit und Leistungsfähigkeit des Betriebes. Die bekannte Unterscheidung von schienengleichen Kreuzungen der Wege einfahrender Züge — Gefährpunkte I. Klasse —, ferner von solchen zwischen Einfahr- und Ausfahrgeleisen — Gefährpunkte II. Klasse —, und schließlich von solchen nur zwischen Ausfahrwegen — Gefährpunkte III. Klasse — gebe eine zutreffende Bewertung. Die Wertigkeit der einzelnen Kreuzungen wurde dann vom Standpunkt der Betriebssicherheit, der Fahrplangestaltung und der Leistungsfähigkeit der Strecke aus betrachtet. Der Vortragende kam zu folgenden Schlüssen: Von jedem der drei Standpunkte betrachtet, sind die Gefährpunkte I. Klasse zu beseitigen, bei Annäherung der Belastung der Strecken an die theoretisch zulässige Grenze auch die Gefährpunkte II. Klasse, die Gefährpunkte III. Klasse können dann noch zugelassen werden, wenn eine genügende Zahl von Bahnsteiggleisen vorhanden ist. Kopfbahnhöfe sind Durchgangsbahnhöfen unterlegen, sie sind nur berechtigt, wenn die Örtlichkeit dazu zwingt oder als Verkehrsendpunkte.

Dem Rangierbetrieb und seinen Verbesserungen waren dann noch drei weitere Vorträge gewidmet. Dr.-Ing. Frölich führte aus, daß die zweckmäßige Ausnutzung der Schwerkraft für den Rangierbetrieb bisher an der Frage der Mittel zur richtigen Abbremmung der ablaufenden Wagen gescheitert sei bzw. welche Verbesserungen durch Einführung von Gleisbremsen bei stärkerer Steigung des Ablaufberges statt der Hemmschube erreicht werden kann und besprach eingehend die nach seinem Vorschlag von der Thyssenhütte gebaute Gleisbremse. Dr.-Ing. Baseler legte die Bestrebungen zur Erzielung einer Verkürzung der Weichenstraßen dar und gab als Mittel die Vergrößerung des Weichenwinkels ohne Verkleinerung des Halbmessers unter Verwendung gekrümmter Herzstücke und Verminderung der Spurerweiterung an. An Lichtbildern wurden solche verkürzten Konstruktionen von einfachen und Kreuzungsweichen erläutert. Weiter wurden an dem Entwurf des Verschiebebahnhofes München-Laim die platzersparende und betrieblich vorteilhafte Wirkung der verkürzten Weichenstraßen auf die Gleispläne auseinandergesetzt. Über Betriebspläne für Verschiebebahnhöfe sprach noch Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Müller (Dresden), wobei er die Vorgänge im Gesamtbetriebe eines Verschiebebahnhofes nach Raum und Zeit untersuchte und für ihre Zusammenfassung einen graphischen Betriebsplan vorschlug, und erläuterte als Mittel zur Bestimmung der Leistungsfähigkeit des Gleisplanes und zur wirtschaftlichen Nachprüfung der Betriebsweise bestehender Verschiebebahnhöfe.

Direktor Dr.-Ing. Kreß sprach über Unterwassertunnel mit Grundwasserabsenkung, insbesondere über die von der Siemens-Bau-Union ausgeführten Arbeiten der Spreuntertunneln der Berliner Untergrundbahn. Abweichend von der schon 1825 in London angewandten Bauweise mittels Schild- und Preßluftvortrieb,

nach welcher u. a. auch der Elbtunnel in Hamburg 1907—1911 gebaut ist, forderten die Berliner Verhältnisse zur Vermeidung langer Zufahrtsrampen und Erzielung möglichst geringer Tiefe der Tunneloberkante unter der Flußsohle, ganz neue Wege. In Erwägung gezogen wurde das Gefrierverfahren und das Grundwasserhaltungsverfahren. Letzteres wurde wegen der geringeren Kosten und der besonderen Eignung für den Berliner Untergrund, aus gleichmäßigem scharfen Sand bei einer Höhe des Grundwassers von 3 m unter Straßenoberkante und bei einem fast völlig fehlenden Zusammenhang zwischen Spree und Grundwasser, gewählt. Der Vortragende ging dann unter Vorführung von Lichtbildern auf die Bauausführungen der vier Berliner Unterwassertunnel ein. Alle vier haben viereckigen Querschnitt, sind aus Eisenbeton hergestellt und an den Außenflächen durch vier Lagen von Teerpappe gedichtet. Bei allen Bauausführungen mußte die Schifffahrt und die Vorflut der Spree aufrecht erhalten bleiben. Für den Tunnel am Inselfpeicher wurden die zwei Spreehälften durch Fangedämme nacheinander eingedämmt, Spundwände gerammt, unter Wasserhaltung im Trockenem ausgeschachtet und das Tunnelprofil eingelegt. Während hier die Baugrube offen war, wurde sie beim Tunnel an der Jannowitzbrücke durch eine Eisenbetonnotdecke in der Spree sohle geschlossen und Fangedämme vermieden, weil die Spree möglichst freizuhalten war. Die 1922 fertiggestellte Tunnelstrecke an der Weidendammer Brücke bildete eine Verbindung der beiden schon ausgeführten Methoden. Hier wurde nicht eine Schutzdecke ins Wasser auf Spundwände gelegt, sondern aus Holz auf eisernen Trägern ein Schutz vor Fangedämme hergestellt. Der vierte Tunnel unter dem Landwehrkanal am Halleschen Tor konnte bei Sperrung der Schifffahrt für einige Zeit, zwischen zwei Reihen von Fangedämmen im ganzen Profil hergestellt werden. An den Vortrag schloß sich eine Besichtigung der Berliner Spreetunnel an.

Die wirtschaftlichen Vorteile der neuzeitlichen Ausgestaltung von Eisenbahnbrücken behandelte Oberbaurat Dr.-Ing. Schaechtle (Stuttgart). Er schätzt den Aufwand für die durch die Zunahme schwerer Lokomotiven und Einführung der Großgüterwagen für den Massenverkehr notwendig werdende Verstärkung der Brücken — mindestens ein Drittel der alten Brücken — auf 80—100 Millionen Mark, dem ein jährlicher Verzinsungs- und Tilgungsbetrag von 8—10 M. entsprechen würde. Dieser Betrag würde nach dem Urteil der Lokomotivsachverständigen durch die durchgängige Verwendung der schweren Lokomotiven im Betriebe mehr als erspart werden. Die Verstärkung und Auswechslung von Eisenbahnbrücken im Betrieb gehöre zu den schwierigsten Bauingenieuraufgaben, die nicht ohne Behinderung des Verkehrs und nur mit weitgehenden Sicherungsmaßnahmen ausführbar seien. Habe man früher der zukünftigen Entwicklung bei Brückenbauten nicht genügend Rechnung getragen, so sei dies jetzt durch Zugrundelegung des Lastzuges N in den neuen Reichsbahnvorschriften, der eine Erhöhung der Belastung für den laufenden Meter um 100 vH darstellt, in ausreichendem Maße geschehen. Bei den großen Kosten für die neuen Brücken müssen wirtschaftliche Gesichtspunkte für die Ausführung in erster Linie maßgebend sein, und zwar sei die beste Lösung der Aufgabe die, die bei höchster Lebensdauer geringste Unterhaltungs- und Baukosten, größte technische Vollkommenheit biete. Der Vortragende gab dann allgemeine Gesichtspunkte für die Ausgestaltung von Eisenbahnbrücken. Künftig würden mehr als bisher durchlaufende Balken mit Zwischenstützen und Auslegern in Frage kommen. Insbesondere sei die Verstärkung von Brücken durch den Bau von Zwischenstützen einfach, billig, ohne Betriebsstörungen ausführbar und für das Aussehen der Brücken nicht nachteilig, wie sich in Württemberg gezeigt habe. Die Kosten hätten etwa ein Zehntel der eines neuen Überbaues gleicher Tragfähigkeit betragen. Da die mit der Gründung von Zwischenpfeilern verbundenen Schwierigkeiten heute durch die fortgeschrittene Technik überwunden werden könnten, seien häufig alte Überbauten durch Brückengewölbe ersetzt worden (Gotthardbahn). Für kleine Spannweiten bis zu 10 m kämen schubfreie Platten und Plattenbalken aus Walzträgern mit Zwischenbeton oder aus Eisenbeton in Betracht, für Weg- und Gleisunterführungen rahmenartige Eisenbetontragwerke, wobei nennenswerte Ersparnisse zu erzielen seien. Bei sehr schrägen schienenfreien Überschneidungen haben auf Säulen gestellte monolithische Tragwerke aus Eisenbeton sich als sehr zweckmäßig und den reinen Eisenkonstruktionen um 40 vH überlegen gezeigt. Sie seien jedoch nur anwendbar, wenn in absehbarer Zeit keine Änderungen in Frage kommen. Durch die Fortschritte des Betonbaues seien gewölbte Brücken wieder in Aufnahme gekommen, namentlich seitdem die gewölbten Konstruktionen, aufgelöst in schmale Bogenrippen aus Eisenbeton, eine vollkommene Ausnutzung der Betondruckfestigkeit und der Eiseneinlagen und große Ersparnisse an Gewicht und Massen der Widerlager möglich machten. Wichtig sei für die Baukosten massiver Brücken, daß die Aufwendungen für die Lehrgerüste möglichst verringert werden. Auf dem Wege der Verwendung steifer Eisenbewehrung nach Melan und Erzielung einer Vorspannung in dieser durch das Gewicht der Betonierung und durch hydraulische Pressen zur besseren Ausnutzung auf Druck seien noch Fortschritte zu erwarten.

Hinsichtlich der eisernen Brücken wies der Vortragende auf die bereits vorliegenden und noch in Bearbeitung befindlichen Musterentwürfe der Reichsbahn für die neuen Lastenzüge und auf die Bearbeitung von Normenblättern für häufig wiederkehrende Einzel-

heiten hin. Ferner hob er die Ergebnisse der neueren Forschung, nach denen klare Gliederung der räumlichen Tragwerke, zentrische Anschlüsse, steif vernietete Knotenpunkte, vor allem günstige Lastverteilung und Herabsetzung der Stoßwirkungen, Durchbiegungen und Nebenspannungen durch eine steife, durchgehende Fahrbahn die Zukunftsforderung sein wird, hervor sowie die wirtschaftlichen und praktischen Vorteile der durchlaufenden Träger mit und ohne Gelenke. Weiter wurden die Verstärkung von Fachwerkträgern durch Anbringen dritter Gurte mit künstlicher Anspannung, die Erzielung günstigerer Ausnutzung der Zwischenpfeiler und Entlastung der Hauptträgermitten durch Verbindung getrennter Brückenträger zu durchlaufenden Trägern, die Mittel zur Verminderung der Stöße — Durchführung des Schotterbettes am teuersten, aber auch am besten —, schließlich die Wirkungen der Einführung hochwertiger Bau- und Werkstoffe erörtert. Hochwertige Zemente seien gerade für Umbauten und Verstärkungen von Eisenbahnbrücken zur Vermeidung von Betriebsstörungen sehr wichtig und trotz des höheren Preises stets vorteilhaft. Die wirtschaftliche Überlegenheit der hochwertigen Stähle könne für große Spannweiten als erwiesen gelten, für kleinere Spannweiten sei ihre Verwendung immer vorteilhaft bei beschränkter Konstruktionshöhe. Notwendig sei, die Brücken in allen Teilen aus demselben Werkstoff und Verstärkungen aus dem Werkstoff des bestehenden Bauwerkes herzustellen, um spätere verhängnisvolle Irrtümer auszuschließen. Die wirtschaftlichen Vorteile des neuen Baustahls würden erst voll eintreten, wenn durch Umstellung der Hüttenwerke der Preis ungefähr auf den des Flußeisens herabgehe.

Schließlich betonte der Vortragende noch die Notwendigkeit der Ausnutzung aller modernen maschinellen Hilfsmittel auf der Baustelle zur Herabsetzung der Kosten, namentlich bei Brückenverstärkungen im Betrieb, insbesondere für das Einschleppen auf Rollen oder das Einfahren auf Prähmen von möglichst weit in der Werkstatt fertiggestellten Konstruktionen.

Über die Ergebnisse der in den letzten Jahren durchgeführten Brückenuntersuchungen in Rußland machte Professor N. Streletzki (Moskau) eingehende Mitteilungen. Zweck der Untersuchungen und Prüfungen sei die Klärung einmal der wesentlichsten Unregelmäßigkeiten des Brückenzustandes, ferner der statischen Wirkung der Brückenbelastung im Ruhezustand, schließlich der dynamischen Wirkung der beweglichen Last bei verschiedenen Lokomotiven. Hinsichtlich der ersten Frage spielten die Schienenstöße die Hauptrolle, und zwar könnten sie die Spannungen bis 30 vH vergrößern, die Regel sei 10 vH, daneben machte sich bemerkbar Änderung der Ermüdungsgrenzen, der Dehnungen und Arbeitsziffern des alten Eisens, Überlastungen infolge unregelmäßiger Verteilung der Lasten auf die Hauptträger, Unregelmäßigkeiten der Brückenfahrbahn, schiefe Lage der Walzen.

Über die statische Wirkung der Last teilte der Vortragende eine Reihe von Versuchsergebnissen und Werte des Verhältnisses zwischen der Versuchsspannung und der theoretischen Spannung mit und kam zu dem Schluß, daß die statischen Durchbiegungen sehr von der Art des Fachwerkes abhängen, und zwar seien die Netzfachwerke oder mehrteiligen Fachwerke steifer als die Dreieckfachwerke. Über die dynamische Wirkung der Last, die durch den Stoß infolge unrunder Räder oder Unebenheit der Bahn, durch den Einfluß der Geschwindigkeit auf ebener Bahn sowie durch die Veränderlichkeit der Last als Folge der Veränderlichkeit des Dampfdrucks in den Zylindern der Lokomotive und der verschiedenen Belastung der Triebräder hervorgerufen wird und in einer den Einfluß der ruhenden Last vergrößernden rhythmischen Bewegung der Brücken besteht, wurden die Ergebnisse eingehender Untersuchungen mitgeteilt.

Sehr eingehend behandelte Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Kommerell, Mitglied des Eisenbahnzentralamtes, die „wissenschaftlichen Grundlagen für Neubau und Verstärkung der Brücken“.

Der Vortragende ging von dem Achsdruck der Lokomotiven und Metergewicht der Wagen aus, das sich mit der Vermehrung der durch einen Zug zu befördernden Gütermengen, wie folgt, entwickelt hat:

- 1895 Achsdruck der Lokomotiven = 14 t; Metergewicht der Wagen = 3,64 t.
- 1901 Achsdruck der Lokomotiven = 17 t; Metergewicht der Wagen = 4,33 t (Lastenzug A).
- 1911 Achsdruck der Lokomotiven = 20 t; Metergewicht der Wagen = 5,00 t (Lastenzug B).
- 1922 Achsdruck der Lokomotiven = 25 t; Metergewicht der Wagen = 8,00 t (Lastenzug N und E).

Danach habe etwa alle 8 Jahre ein neuer schwererer Lastenzug eingeführt werden müssen. Die letzte Erhöhung reiche für Jahrzehnte aus und mache die Verwendung von 50-t-Güterwagen möglich. In Amerika sei der größte Achsdruck zu 32 t, das größte Wagen-gewicht zu 120 t festgesetzt. Auch bei uns sei eine weitere Steigerung noch möglich, da die zulässigen Spannungen noch um 100 kg/cm² erhöht werden könnten, nur sei ein entsprechender Achsstand nötig. Bei uns habe man sich leider in früheren Jahren mit dem Lokomotivbau nach den vorhandenen Brücken gerichtet auf Kosten der Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit der Lokomotiven. Das Umgekehrte sei richtig.

Entsprechend den neuen Lastenzügen werden künftig die Strecken der Reichsbahn in verschiedene Gruppen eingeteilt, nämlich N-Strecken von mehr als 1:100 Steigung für Lokomotivenachdruck von 25 t, E-Strecken mit flacherer Steigung für 20 t Achsdruck, G-Strecken für 2 Großgüterwagen von 20 t Achsdruck, für eine längere Übergangszeit noch schwächere H-, J- und K-Strecken. Die weiteren Ausführungen bezogen sich auf die sonstigen angreifenden Kräfte, hinsichtlich derer auf die „Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Brücken der Deutschen Reichsbahn“ verwiesen wurde, auf die Berücksichtigung des dynamischen Einflusses durch eine Stoßziffer, deren Größe durch Versuche noch genauer festzustellen sei, auf die zulässigen Spannungen, die bei allen Brücken auf eine einheitliche Grundspannung bezogen werden, und auf die Berechnung der Druckstäbe, wobei auf die durch eine Einigung im Knickausschub auf eine „Gebrauchsformel“ für den unelastischen Bereich und das W-Verfahren der Reichsbahn¹⁾ vorläufig zum Abschluß gebrachte Frage der Knickbeanspruchung eingegangen wurde. Weiter wurden behandelt; die Verwendung neuer Trägerformen mit parallelen Flanschen und größerer Stegstärke, deren Auswölbung bei der heutigen wirtschaftlichen Lage allerdings noch nicht möglich ist, die Wahl der Systeme — statisch unbestimmte Systeme durch Einbau von Stützen oder weiterer Gurtungen für Verstärkungen, einfache Systeme mit klarer Kraftübertragung für Neubauten —, schließlich die Gewichtsverminderung und Verbilligung der Konstruktionen durch den etwa um 30 vH höher zu beanspruchenden hochwertigen Baustahl. Hinsichtlich der Frage, wie sich die bestehenden Brücken den neuen Lastenzügen gegenüber verhalten, erklärte der Vortragende, daß bei der ungünstigen wirtschaftlichen Lage des Reiches aus den Brücken das Höchste herausgeholt werden müsse. Es seien daher die zulässigen Spannungen gegen früher um etwa 200 kg/cm² erhöht worden. Eine überschlägige Berechnung habe ergeben, daß

1. bei den seit 1911 für Lastenzug B erbauten Brücken die Fahrbahn auch für Lastenzug N genügt und nur die Hauptträger entsprechend zu verstärken sind,
2. die 1900—1911 für Lastenzug A erbauten Brücken noch für Lastenzug E genügen,
3. die 1895—1900 für den Lastenzug vom Jahre 1885 erbauten Brücken nur geringe Verstärkungen für Lastenzug G erhalten müssen.

Die vor 1895 erbauten Brücken müßten, da sie vielfach auch konstruktive Mängel aufweisen, möglichst bald erneuert werden.

J. Simonssen (Göteborg) berichtet über die Verstärkung von eisernen Brücken durch Einbau in Beton. Nach Erörterungen über die verschiedenen möglichen Methoden der Verstärkung, Vergrößerung der Querschnitte der ungenügenden Tragglieder, Änderung des Systems oder beides zugleich wurden einzelne Beispiele von durch Beton verstärkten Eisenbahnbrücken in Schweden besprochen und im Lichtbild dargestellt. Bei einer 1879 ausgeführten Brücke bei Veland — kontinuierliche Träger aus mehrteiligem Fachwerk über drei Öffnungen von 24 m bzw. 36 m Spannweite auf vier eisernen Gitterpfeilern von 23 m Höhe — wurden die 3,2 m hohen, 4,0 m voneinander entfernten Hauptträger in den Seitenöffnungen durch Pendelpfeiler, in der Mittelöffnung durch zwei durch Querverbindungen gegeneinander versteifte Eisenbetonbögen unterstützt und ihr Gitterwerk 25—40 cm stark mit Beton umgossen, die Längs- und Querträger, ebenso alle diagonalen und horizontalen Verbände nach Verstärkung mit Rundeseisen eingegossen. Die Pfeiler wurden im unteren Teile massiv betoniert, während im oberen Teile die einzelnen Konstruktionsteile eingegossen wurden. Die alten Auflager konnten wegen der Verkleinerung der Spannweiten beibehalten werden bis auf eines, durch ein bewegliches ersetzt.

Eine ähnliche Ausführung zeigt die Brücke über den Norsälven — fünf Fachwerkträger von je 31 m Spannweite mit gemauerten und eisernen Pfeilern. In den drei mittelsten Öffnungen sind Zweigelenbögen, in den übrigen Öffnungen Zwischenpfeiler aus Eisenbeton angeordnet worden. Die Hauptträger wurden unter Beibehaltung des Fachwerksystems eingegossen, im übrigen wurde das Fahrbahngerippe durch eine 20 cm dicke Eisenbetonplatte ersetzt und noch andere Konstruktionsänderungen vorgenommen. Die Brücken über den Klintoån, über den Nasan und Tunaån sind nach übereinstimmender Methode verstärkt worden. Die beiden äußeren Öffnungen wurden durch Pendelpfeiler aus Eisenbeton, die mittleren durch einen Eisenbetonbogen unterstützt. Nach ihrer Fertigstellung wurde die übrige Eisenkonstruktion unter Verwendung von Al-Zement am Abend, nach Vorbeifahren des letzten Zuges, ausgegossen. Über die Wirtschaftlichkeit solcher Verstärkungen wurden Angaben nicht gemacht, es wurde nur mitgeteilt, daß die Verstärkung einer Brücke in Beton etwa den Kosten eines Neubaus in Eisen gleichkommt. Über die Unterhaltungskosten müssen Erfahrungen abgewartet werden.

In einem Vortrag über die beabsichtigte Ausgestaltung des deutschen Oberbaues wurden von Oberregierungsbaurat Herwig (Berlin) zunächst die Gründe für die Vereinheitlichung der verschiedenen Oberbauanordnungen nach Zusammenfassung der Länderbahnen in der Reichsbahn — Vereinfachung und Verbilligung der gesamten Gleiswirtschaft, ferner Anpassung an

den heutigen Stand der Technik und an die jetzigen und künftig zu erwartenden Betriebsbelastungen — dargelegt, sodann eingehend die Gesichtspunkte auseinandergesetzt, die für die Durchbildung der Schiene, der Schwelle, des Stoßes, der Schienenbefestigung sowie für die Wahl der Schienenstellung und die Vereinheitlichung und Verbesserung der Weichen maßgebend waren, weiter ein Überblick gegeben über den Stand der Vorbereitungen für Einführung des neuen Oberbaues und schließlich die Anforderungen an die wirtschaftliche Unterhaltung des Oberbaues erörtert. Die Untersuchungen hätten ergeben, daß die bisherige, sogenannte süddeutsche Schiene zweckmäßige Massenverteilung, günstige Standfestigkeiten und Güteziffern aufweist und ausreichenden Verschleiß der Kopfflächen zuläßt, sich auch gut bewährt hat. Sie sei deshalb der neuen Reichsschiene für 10 t zugrunde gelegt, und aus ihr sei die 12,5 t-Schiene entwickelt worden derart, daß die Schienenbefestigungsmittel und Laschen für beide Formen gleich sind. Die Höhen der Profile betragen 135 bzw. 148 mm bei 45,3 bzw. 48,9 kg Gewicht für den lfd. Meter. Besonders hervorgehoben wurde, daß auch die sorgfältigste Durchbildung des Oberbaues nicht allen Anforderungen genüge, wenn nicht eine sachverständige und sorgfältige Behandlung gesichert sei, und zwar durch planmäßige Gleispflege, Überwachung der Arbeitsausführung, Einführung des Gedingeverfahrens, zweckentsprechende Arbeitsgeräte und Maschinen.

Auf die sonst das Bauingenieurwesen noch näher berührenden Vorträge kann an dieser Stelle leider nicht näher eingegangen werden. Sie seien nur eben genannt: Gen.-Dir. Schwab. (Düsseldorf); der Güter- und Zubringerverkehr auf den Straßen- und Kleinbahnen; Sektionschef P. Dittes, die Elektrisierung der Österreichischen Bundesbahnen; Thormann (Bern), die Elektrisierung der Schweizer Bundesbahnen; Wechmann, Betrieb auf elektrischen Hauptbahnen, Direktor d. AEG, Baurat Pforr, Aussichten des elektrischen Betriebes auf den Eisenbahnen; Ober-Reg.-Rat Laubenheimer, die Organisation des Gütermassenverkehrs unter Verwendung von Großgüterwagen; Minist.-Rat Tecklenborg, Selbstkosten des Eisenbahnbetriebes und Maßnahmen zur Besserung des Wirkungsgrades.

Die Ausstellung in der Technischen Hochschule brachte eine Anzahl Modelle, darunter das eines Industriefabrikums mit Ausrüstung der Demag, einer selbsttätigen Ablaufanlage für Rangierbahnhöfe, bei der das Umstellen der Weichen durch den abgelaufenen Wagen bewirkt wird, von Siemens & Halske A.-G. (Berlin), im Betrieb einer zwangsläufigen Ablaufanlage, Bauart Baseler von Vögele, Mannheim, einer Untertunnelung der Spree der Berliner U-Bahn von der Siemens-Bau-Union, eine Gliederdrehscheibe (Bauart Kämpf) von Vögele, Mannheim, eine Portalschiebebühne der M.A.N., ein Drehscheibenmodell mit unterteiltem Hauptträger der Bamag-Meguina A.-G., Berlin u. a. m. zeigten. Von den ausgetesteten Plänen sind zu erwähnen, die Darstellung von Bauwerken für elektrische Stadtschnellbahnen von Geh. Baurat Wittig, Berlin, die einer neuen Eisenbahn- und Straßenbahnbrücke in Königsberg der Reichsbahndirektion Königsberg i. Pr., eine Reihe von Plänen die neuzeitliche Brückenformen von Dr. Ing. Georg Müller, Berlin, zeigten²⁾, ferner Darstellung der Wagenbeschleunigungsanlage für Ablaufanlagen (Bauart Pösentrup) von Vögele, Mannheim, und der Fröhlich-Thyssenschen Gleisbremse.

Etwas mehr aus dem Bauingenieurwesen bot die Ausstellung in Seddin. Zunächst der Verschiebebahnhof Seddin selbst, auf dessen noch ungebautem Gelände die Ausstellung Platz gefunden hatte, der zwar nur zur Hälfte erst vollendet und im Betrieb, doch ein reiches Beispiel einer modernen Anlage dieser Art bietet. Von besonderem Interesse ist außer der Gesamtanlage der Wasserturm, die Ablaufanlagen, die große Dreigelenkdrehscheibe von Vögele, der große Lokomotivschuppen mit hölzerner Dachkonstruktion nach System Tuchscherer und darin die neuartige nicht versenkte Schiebebühne für die schwersten Lokomotiven mit beweglichen Auffahrtsträgern und einem kombinierten Windwerk für Verfahren der Bühne und Aufziehen der Lokomotiven. Bei der großen wirtschaftlichen Bedeutung möglicher Beschleunigung des Rangiergeschäftes, kommt innerhalb der Bahnhofsanlage den Ablaufbergen und den Vorrichtungen zur Regelung der Geschwindigkeiten der ablaufenden Wagen erhöhte Bedeutung zu, sie erfordern daher auch die besondere Aufmerksamkeit der Bauingenieure. In Seddin hat die Reichsbahn drei Vorrichtungen versuchsweise eingebaut, die diesem Zweck dienen: eine Beschleunigungsanlage (Bauart Pösentrup) und zwei Gleisbremsen. Bei ersterer wird den Wagen mit geringer Ablaufgeschwindigkeit (bei schwachgeneigtem Ablaufberg) durch motorische Kraft eine Zusatzbeschleunigung gegeben, bei letzteren werden Wagen mit zu großer Ablaufgeschwindigkeit (starkgeneigter Ablaufberg) abgebremst. Die Thyssensche Gleisbremse (System Dr. Fröhlich) benutzt Druckwasser, die Jordansche (Dr. Jordan) Druckluft. Bei beiden werden beiderseits Schienen gegen die Laufräder gepreßt. Beide zeigen sie ausreichende Kraftwirkung; die Bauart Jordan fällt durch Einfachheit der Anlage und Stabilität der Konstruktion im Betrieb auf.

Für die praktische Bauausführung Wertvolles zeigten eine Gleisverlegemaschine nach Mohr und Federhoff, die mit Pflug und Dampfkran unbrauchbaren Oberbau auswechselt, eine Gleisrückmaschine von Jacobi (Arbenz-Kammerer) für Braunkohlentagebau, die mit an langem Fachwerkträger befestigten Rollensystemen die Schienen unklammert, das Gleis mit Spindeltrieb anhebt und

¹⁾ Baunormung vom 15. 3. 24 und „Der Bauingenieur“ 1924, S. 150.

²⁾ Vergl. auch „Der Bauingenieur“ 24, Heft 19.

im Fahren beiseite rückt, eine Schwellenbohrmaschine, die entsprechend einstellbar, die gesamte Lochung der Holzschwelle mit einem Male herstellt, eine von 2 Mann tragbare, profilfreie Gleisstopfmaschine von Krupp, die nicht durch Preßluft, sondern durch ventillose Zweitakt-Verbrennungsmotoren angetrieben wird, eine tragbare Maschine zum Eindrehen von Schwellenschrauben mit Motorentrieb, ferner eine ganze Reihe von Förderwagen, Mulden- und Kastenkippern sowie Selbstladern.

Aus dem Gebiete des Oberbaues sind zu nennen: die vom Eisenbahnzentralamt ausgestellten Stücke, unter anderem der künftige Einheitsoberbau, Oberbau mit durch den Betrieb ausgeschlagenen und mit wieder aufgefrischtem Befestigungsmitteln; Methoden zum Wiederbrauchbarmachen gebrauchter Holzschwellen, doppelte Kreuzungsweichen 1:9 mit neuer Drehstuhlordnung, Umstellvorrichtung und Zunge, sowie mit verschiedenen Herzstückkonstruktionen; Apparate zur Prüfung der Abnutzung, der Schienenquerschnitte und Schienenstöße, weiter von Krupp ein Zungendrehstuhl für starke Beanspruchungen und eine Weiche mit Zungen ohne Überschneidung und Bogenherzstück, die der Verkürzung der Weichenstraßen dienen soll, eine Gelenkweiche (Bauart Stierl) und Gleiskurve für 35 m Halbmesser von Vögele, Mannheim, eine verkürzte Kreuzungsweiche (Bauart Baseler) mit einer Neigung von 1:5,5 bei 180 m Halbmesser, die etwa 100 m² Gelände spart die Weichenstraße erheblich verkürzt und das Durchfahren auch steiler Weichenneigungen sichert, weil der Krümmungshalbmesser groß genug ist; ein regelspuriges Bogengleis der Maschinenfabrik Deutschland mit Bogengleisweiche, das dadurch, daß im Außenstrang der Spurkranz auf dem Schienenkopf läuft und der Spurkranz nur am Innenstrang geführt wird, Kurven bis 35 m Halbmesser herab zu durchfahren ermöglicht. Hier verdienen noch erwähnt zu werden die Eisenbahnschwellen aus Eisenbeton wie die Asbestonschwellen von Dyckerhoff und Widmann und die Eisenbetonschwellen Etabag, die über das Stadium der Versuchsstrecke noch nicht hinausgekommen zu sein scheinen.

Von Baukonstruktionen sind Leitungs- und andere Masten aus Eisenbeton von Kisse, nietlose eiserne Masten und Träger von Jucho; ferner von Dyckerhoff und Widmann Mastfüße und Leitungskanal mit Abdeckung, beides aus Eisenbeton; und ein aus hochwertigem Portlandzement von Dyckerhoff, Amöneburg, hergestelltes Betonhaus mit Glasoberlicht zwischen Eisenbetonsprossen ausgestellt.

Die übrigen Gebiete des Eisenbahnwesens, auf denen die Tagung besonders Mannigfaltiges und Wertvolles in reicher Fülle brachte, auch nur zu streifen, ist an dieser Stelle nicht möglich. Es mag auf die für die einzelnen Gebiete in Frage kommenden besonderen Fachzeitschriften verwiesen werden, außerdem auf das vom VDI-Verlag für die nächste Zeit angekündigte, das gesamte Material umfassende Sonderwerk. Festgestellt mag nur noch werden, daß die Tagung außerordentlich gelungen war und daß dem VDI, der Dank aller an Eisenbahningen interessierten Kreise für diese Veranstaltung gebührt.
Busch.

Aus den Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt und dem Kaiser-Wilhelm-Institut für Metallforschung zu Berlin-Dahlem.

(Einundvierzigster Jahrgang 1923. Verlag Julius Springer.)

a) Heft 5 u. 6. In den Abschnitten über Maschinen- und Eisenbau wird zunächst über die Prüfung von Stoßdeckungen berichtet. Untersucht wurden die 3 aus der Abb. 1a—c ersichtlichen Stoßanord-

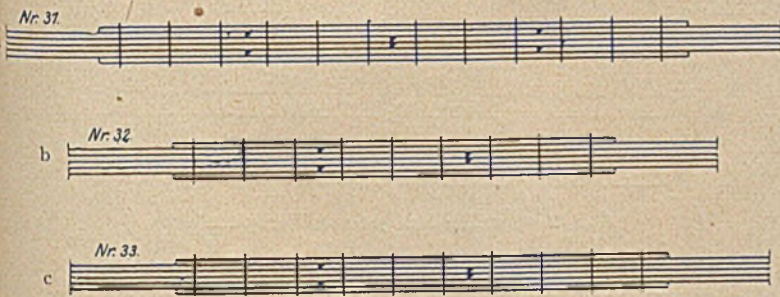


Abb. 1a—c.

nungen von 4 Blechen. Ausführung a zeigt den direkten symmetrischen Stoß, länger als die Verbindung in Abb. 1b und c und mehr Niete dementsprechend erfordernd. Letztere Abbildungen weisen versetzte Stöße auf; hier sind die Stöße der äußeren Bleche direkt, die der inneren indirekt gedeckt. Da unter der Annahme einer Abscherung der Niete bei Abb. 1b und 1c die rechts von der Stoßstelle der inneren Bleche angeordneten Niete vierschnittig beansprucht sind, so wurde gegenüber Abb. 1a ihre Anzahl hier um ein Drittel erhöht. Die Abmessungen der Bleche betragen 23 × 1,2 cm; Nietdurchmesser 2,3 cm. Der Nietanzahlberechnung lag ein Verhältnis Zugfestigkeit : Scherfestigkeit = 1:0,9 zugrunde. Das Ergebnis der Versuche war, daß hinsichtlich der Kraftübertragung in den Stoßstellen die 3 Ausführungs-

arten gleichwertig sind. Sowohl in der Stoßstelle der inneren wie der äußeren Bleche sind die jeweilig durchlaufenden Bleche und die Stoßlaschen ziemlich gleichmäßig an der Kraftübertragung beteiligt. Innerhalb des einzelnen Nietungsanschlusses änderte sich die gemessene Spannung ziemlich gleichmäßig von Nietreihe zu Nietreihe entsprechend der theoretischen Vorstellung. Ein starkes Gleiten mit bleibenden Verschiebungen setzte bei allen Proben bei etwa 8 t Zugkraft ein. Der Bruch erfolgte durchweg durch Abscheren der Niete.

In der Abteilung für Baugewerbe wird zunächst über neuere Versuche betr. Traß als Ersatz für Zement und als Zusatz zu Zementmörtel berichtet. Die Ersatzmischungen erstreckten sich auf Einführung von Traß im Verhältnis von 10, 20 und 25 vH des Zementes, der Zusatz an Traß in Hinzufügung von 10, 25, 50 und 75 vH des Zementes. Zudem wurden noch untersucht Mischungen von 0,8 Zement + 0,2 Traß + 0,2 Kalk bzw. 0,75 : 0,25 bei Portlandzement, zudem bei Eisenportlandzement noch Kalkzusätze von 30 und 40 vH, bei Hochofenzement von 40 und 45 vH. Es ergab sich, daß der Ersatz von Zement durch Traß die Festigkeit des Mörtels verringert; nur beim Portlandzement und den wenig gemagerten Mischungen des Eisenportlandzementes bewirkte der Traß eine gewisse Zugfestigkeitszunahme. Die Druckfestigkeit erleidet — wie allbekannt — einen stärkeren Rückgang als die Zugfestigkeit.

Durch Zusatz von Traß zum Zementmörtel wird dessen Festigkeit zunächst gesteigert, erreicht bei einer gewissen Höhe einen Größtwert und nimmt darüber hinaus wieder ab. Die Erhöhung der Zugfestigkeit ist bedeutender als die der Druckfestigkeit. Namentlich ist der Traßzusatz bei mageren Mischungen günstig. Als günstigstes Mischungsverhältnis hat sich 1 Zement : 0,5 Traß herausgestellt.

Bei Ersatz von Zement durch Traß ist die Druckfestigkeits-einbuße bei 0,1 Traß bei allen drei Zementarten annähernd gleich (13 vH), steigt aber bei größerer Traßmenge bei den aus Hochofenschlacke gewonnenen Zementen in erheblich höherem Maße als wie beim Portlandzement.

Die Vermehrung der Druckfestigkeit beim Zusatz von Traß ist am größten beim Portlandzement und am geringsten beim Hochofenzement. Bei letzterem ist auch die Zunahme der Zugfestigkeit nur sehr gering. (Naturgemäß findet diese bekannte Erscheinung ihre Erklärung in der verschiedenen großen Menge des freien Kalkes bei den einzelnen Zementarten, auf der die aktive Kieselsäure des Trasses einwirkt.)

Durch Ersatz von Zement durch Kalk wird im allgemeinen die Zugfestigkeit vermehrt, die Druckfestigkeit verringert. Hingegen wirkt ein Zusatz von Kalk günstig, und zwar am stärksten bei Hochofenzement, weniger stark bei Eisenportlandzement, am schwächsten bei Portlandzement. (Näheres auch in der Originalarbeit von Prof. H. Buchartz in Zement 1923, S. 38—45.) —

Weiter wird über den Einsturz einer Ziegelmauer von 100 m Länge und 2 m Höhe während eines Gewitters berichtet. Als Grund ergab sich aus der Untersuchung, daß der Sand, mit dem der verlängerte Zementmörtel angemacht war, sich als ungewöhnlich feinkörnig erwies; rd 96 vH gingen durch das 900-, 5 vH sogar durch das 5000-Maschen-Sieb! Der Gehalt an abschlämmbaren Bestandteilen (Lehm und Staubsand) betrug nahezu 4 vH. Hierdurch war ein schlechtes Haften des Mörtels am Stein und eine Minderwertigkeit des Mörtels bedingt. Vielleicht ist das geringere Haften auch durch ungenügende Nässung der Steine und allzustiefes Anmachen des Mörtels bedingt.

Endlich wird in diesem Hefte noch über die Ergebnisse der Prüfung von Eisenbahnbettungsstoffen berichtet. Hier ist beachtenswert, daß die 6 zur Prüfung herangezogenen, ihrem Ursprung nach nicht bekanntgegebenen Hochofenschlackenstücke fast alle die geforderte Druckfestigkeit von 1250 kg/cm² annähernd erreichten ($\sigma_d = 1188 - 1450$, i. M. 1276 kg/cm²), daß nach achttägiger Lagerung des Schotters im Wasser kein Zerfallen eintrat, daß die zu höchstens 5 vH an Gewichtsteilen gestattete Wasseraufnahme sich nur zwischen 0,4 und 2,0 bewegte, im Mittel 1,6 betrug, daß die Abnutzung in der Trommel (bis 20 vH Gewichtsteilen erlaubt) zwischen 7,4 und 10,8 lag, i. M. sich auf rd 10 stellte, und endlich die Frostprobe bestens bestanden wurde.

b) In Heft 7 bis 8 wird von der Abteilung für Baugewerbe u. a. über den Einfluß von Zucker und anderen Stoffen auf das Abbinden und Erhärten von Zement und Zementmörtel berichtet (vgl. auch Zement 1924, Heft 2, vom 10. I., S. 11 ff.). Es zeigte sich, daß bei einem Gehalte von 0,1 bis höchstens 0,25 vH Zucker im Anmachewasser der Zementmörtel in seinem Verfestigungsvorgang nicht erheblich geschädigt, darüber hinaus aber im Abbinden und Erhärten sehr nachteilig beeinflusst wurde. Jedoch trat eine erhebliche Volumenvergrößerung (schon von 0,03 vH Rohrzucker an) ein, beruhend wahrscheinlich auf einer Quellung des Zementes.

Weiter berichtet dieses Hefte über Normenkalkpulver als Ersatz für Normalkalkteig von Traßnormenmörtel. Anlässlich der Revision der Traßnormen sind Versuche im obigen Sinne in Dahlem ausgeführt worden. Sie lassen in ihrer Gesamtheit eindeutig erkennen, daß die Prüfung von Kalktraßmörtel bei Verwendung von Kalkteig zu durchaus unzuverlässigen Ergebnissen führt und der Kalkteig durch Kalkpulver ersetzt werden muß.
M. F.

Weitere Versuche und praktische Bauausführungen mit hochwertigem Portlandzement.

Von Prof. Dipl.-Ing. G. R ü t h, Biebrich a. Rh., Technische Hochschule Darmstadt.

In Heft 7 der Zeitschrift „Der Bauingenieur“ 1924 sowie in Heft 6 und Heft 8 der Zeitschrift „Beton und Eisen“ 1924 sind von dem Verfasser „Versuche über die Verwertung hochwertigen Portlandzementes in der Praxis“ veröffentlicht worden. Über die Notwendigkeit und Zweckmäßigkeit der Verwendung hochwertiger Zemente hat Herr Dr.-Ing. Petry bei der diesjährigen Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins eingehend Bericht erstattet, an den sich eine lebhafte Diskussion anschloß. Bei dieser Gelegenheit hat der Verfasser darauf hingewiesen, daß zu den bereits veröffentlichten Versuchen noch Ergänzungsversuche mit dem gleichen hochwertigen Portlandzement Marke „Dyckerhoff Doppel“ im Gange sind, durch die der Einfluß des Mischungsverhältnisses und des Wasserzusatzes auf die Festigkeiten und die Erhärtungszeit weiter untersucht und ferner das bis damals vorliegende Ergebnis der Schwindversuche durch weitere Messungen nachgeprüft werden soll.

Da mit zunehmendem Wasserzusatz allgemein die Festigkeiten des Betons abnehmen, so ist entsprechend dem höheren Wasserzusatz der Zementgehalt der Mischung zu erhöhen, wenn die gleiche Festigkeit bei gleicher Erhärtungszeit erreicht werden soll. Andererseits kann auch ein Ausgleich des höheren Wasserzusatzes innerhalb gewisser Grenzen durch eine entsprechende Verlängerung der Erhärtungszeit ermöglicht werden. Die Frage des Ausgleiches eines höheren Wasserzusatzes ist also nicht nur eine Frage von technischer, sondern auch von wirtschaftlicher Bedeutung.

Bei Verwendung von hochwertigem Zement mit rascher Anfangserhärtung gewinnt diese Frage eine besondere Bedeutung. Aus diesem Grunde wurden von dem Verfasser in Verbindung mit der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. Biebrich a. Rh. mit dem vorliegenden hochwertigen Zement Marke „Dyckerhoff-Doppel“ die nachstehenden Festigkeitsprüfungen von baumäßig verarbeitetem Beton durchgeführt, und zwar an Kontrollbalken, wie sie in Abb. 15 des eingangs erwähnten Aufsatzes des Verfassers dargestellt sind. Für diese Untersuchungen wurden besonders die Mischungsverhältnisse 1 Zement : 5 Rheinkies und 1 Zement : 6 Rheinkies (Raumteile) gewählt, da diese beiden Mischungen für die Eisenbetonbaupraxis am häufigsten zur Verwendung kommen. Diese Mischungsverhältnisse in Raumteilen beziehen sich auf ein Litergewicht des Zementes von 1,4 kg wie bei gewöhnlichem Zement. Tatsächlich ist „Dyckerhoff-Doppel“ etwa 10 vH leichter. Die eigentlichen Raumteilverhältnisse wären also um etwa 10 vH fetter als bei der gleichen Gewichtsmenge gewöhnlichem Zement.

Um bei den verschiedenen Vergleichsproben auf einfachste Art die Herstellung gleichartiger Konsistenzen zu gewährleisten, wurde zwecks Nachprüfung des Wasserzusatzes ein Verfahren gewählt, das in Amerika häufig angewandt wird. Dieses Verfahren besteht darin, daß auf einem Brett von ca. 70 cm Seitenlänge oder 70 cm Durchmesser zentrisch ein Kegelstumpf aus Eisenblech mit 30 cm unterem und 22,5 cm oberem Durchmesser sowie 15 cm Höhe aufgesetzt, diese Blechform mit fertig gemischtem Beton ausgefüllt und oben abgestrichen wird. Nach dem Hochziehen der Blechform wird das Brett 10mal etwa 3 cm horizontal hochgehoben und auf den Boden niedergefallen gelassen. Hierbei breitet sich der Beton entsprechend seiner Konsistenz aus. Als Kriterium für die Beurteilung der Konsistenz wird der mittlere Durchmesser D der ausgebreiteten Betonmasse bestimmt und als Konsistenzziffer der Wert $K = \frac{100 D}{30}$ ermittelt. Obgleich dieses Verfahren einen etwas rohen

Eindruck macht, hat sich doch bei einheitlicher Durchführung eine sehr gute Übereinstimmung in der Feststellung der Konsistenzen ergeben. Für die verschiedenen wesentlichen Wasserzusätze konnten etwa folgende Konsistenzfiguren ermittelt werden:

- für steif weichen Beton (plastisch) . . . K = 110 bis 120
- „ normal weichen Beton K = 140 bis 150
- „ stark weichen Beton (zähflüssig) K = 210 bis 220.

Die für die Vergleichsversuche gewählten Serien von Kontrollbalken hatten die nachstehend angegebenen Mischungsverhältnisse und Konsistenzen:

- Serie IV A: M. V. 1 : 5, Kons. weich (K = 148)
- Serie IV B: M. V. 1 : 5, Kons. zähflüssig (K = 217)
- Serie III A: M. V. 1 : 6, Kons. weich (K = 148)
- Serie III B: M. V. 1 : 6, Kons. zähflüssig (K = 217).

Die Prüfung der Serien von je 8 gleichartig hergestellten Balken erfolgte unter der Presse von Amsler-Laffon mit gleichzeitiger Messung der Durchbiegungen, und zwar durch stufenweise Belastung von jeweils 2 Balken im Alter von 3, 5, 7 und 14 Tagen.

In Abb. 1 und 2 sind die Ergebnisse dieser Prüfungen mit Belastungsschema dargestellt, und zwar in Abb. 1 die aus je 2 Belastungsversuchen gemittelten Belastungswerte beim Auftreten der ersten Risse (Rißlasten) und in Abb. 2 die Mittelwerte der erreichten Höchstbelastungen (Bruchlasten). Der Vergleich der kurvenmäßigen Auftragungen gestattet ein sehr übersichtliches Urteil über den Einfluß des Mischungsverhältnisses und des Wasserzusatzes sowie über die Erhärtungszeiten für verschiedene Mischungs- und Wasserverhältnisse. Ferner sind in den Abb. 1 und 2 als horizontale Linien die Belastungen P eingetragen, die rechnerisch einer zulässigen

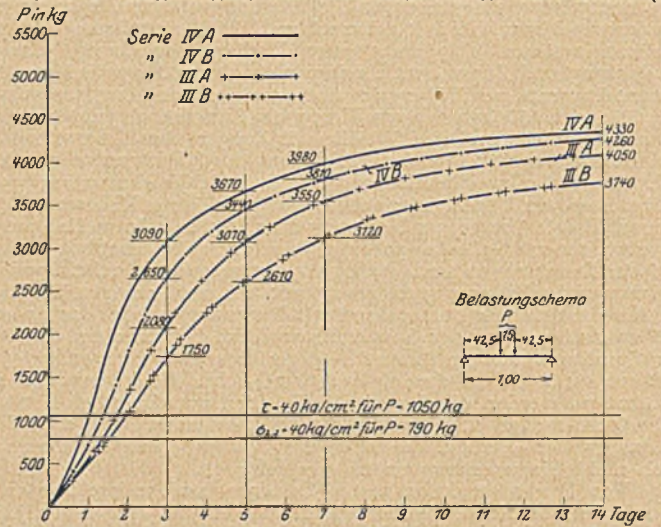


Abb. 1. Rißbelastungen von Kontrollbalken.

Schubspannung $\tau = 4,0 \text{ kg/cm}^2$ bzw. einer zulässigen Biegedruckspannung $\sigma_{bd} = 40 \text{ kg/cm}^2$ entsprechen. Aus dem Verhältnis der Riß- bzw. Bruchlasten zu diesen Berechnungslasten ergeben sich die jeweiligen Sicherheitsgrade für die verschiedenen Serien bei verschiedenen Erhärtungszeiten, woraus zu erkennen ist, daß je nach Mischungsverhältnis und Wasserzusatz

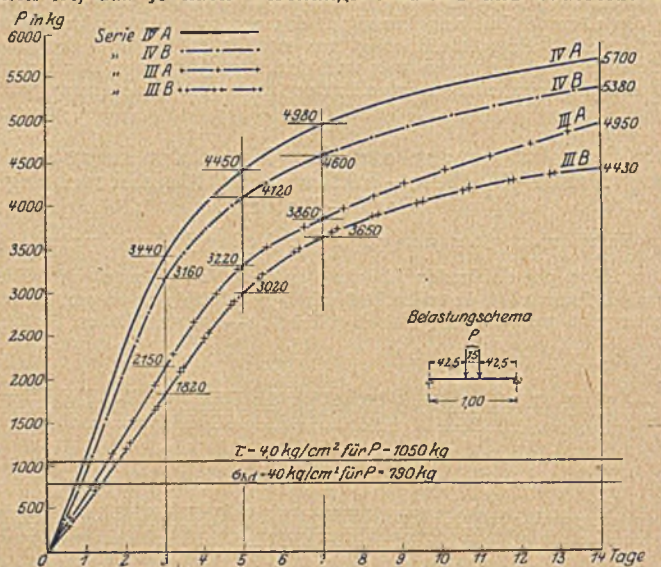


Abb. 2. Bruchbelastungen von Kontrollbalken.

bereits im Alter von 3 bis 5 Tagen eine reichliche Sicherheit gegenüber den rechnerischmässigen Belastungen vorhanden ist.

Um weiter festzustellen, wie sich die Festigkeiten steigern bei besonders guten Mischungsverhältnissen für hochbeanspruchte Konstruktionen, wurde noch ein Beton im Mischungsverhältnis 1 Dyckerhoff-Doppel : 2 1/2 Kies und 1 1/2 Basaltspalt bis 25 mm Korngröße untersucht. Die Ergebnisse der Kontrollbalken bei weicher Verarbeitung (K = 148) sind in Abb. 3 dargestellt. Wegen der höheren Belastung dieser Balken wurden sie mit drei geraden Eisen Dmr. 14 mm, und zwei aufgebogenen Dmr. 12 mm, im übrigen wie die früheren Balken ausgebildet und bewehrt. Es ergibt sich hieraus eine sehr starke Steigerung der Festigkeiten und somit bereits am dritten Tage ein hoher Sicherheitsgrad sowohl auf Schub- als auf Biegezugfestigkeit.

Interessant ist es noch, die Würfelstärken dieser Betonmischung, die in nachstehender Tabelle angegeben sind.

der Balkenfestigkeit gegenüberzustellen, und zwar für Würfel von 10 und 30 cm Kantenlänge bei erdfeuchter und weicher Verarbeitung.

Würfelfestigkeiten für Beton 1:2½:1½.

Würfel	Konsistenz	Festigkeit in kg cm ² nach:			
		3 Tagen	5 Tagen	7 Tagen	14 Tagen
10/10/10	erdfeucht	385	445	492	607
30/30/30		290		380	485
10/10/10	weich	195		310	390
30/30/30		160		250	305

Die Schwindmessungen, wovon in dem eingangs erwähnten Aufsatz des Verfassers bereits die Ergebnisse bis

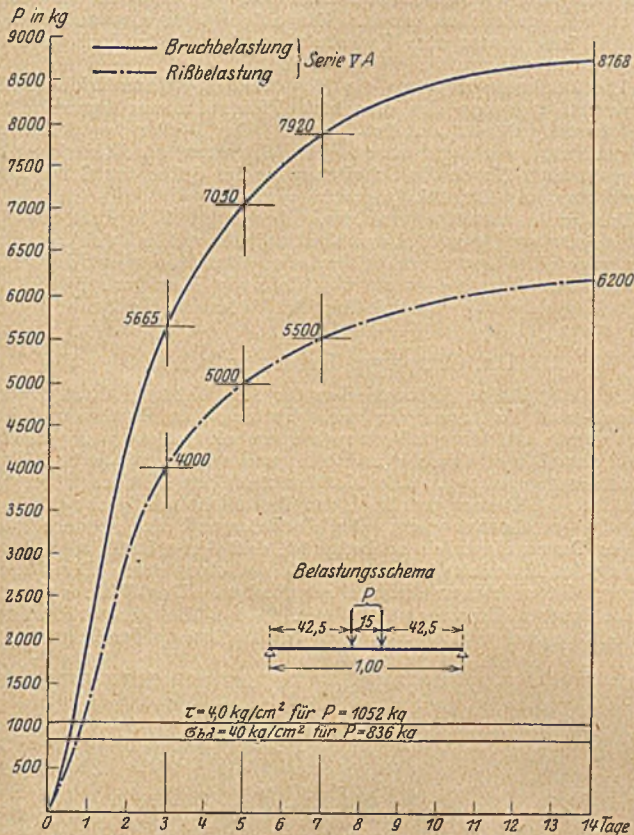


Abb. 3. Reiß- und Bruchbelastungen im Kontrollbalken im Mischungsverhältnis 1:2½:1½.

zu einem Alter von 42 Tagen mitgeteilt worden sind, wurden durch die Materialprüfungsanstalt Darmstadt weiter durchgeführt, und zwar an 3 Serien von Schwindkörpern im Mischungsverhältnis der damaligen Hauptversuche (1:5,5 in Raumteilen). Die ohne Eiseneinlagen ausgeführten Schwindkörper mit Abmessungen 7×7×70 cm wurden in dem gleichen Raum, in welchem die Messungen stattfanden, gelagert, und bei jeder Messung der Längenänderung der Körper auch die Gewichtsveränderung derselben sowie Temperatur und Feuchtigkeit des Raumes festgestellt. Bei kurvenmäßiger Auftragung der gesamten Messungen ist zu ersehen, daß bereits nach ungefähr zwei Wochen mehr als die Hälfte der gesamten Schwindung eingetreten ist, und daß schon im Alter von 28 Tagen das Gesamtmaß der Schwindung nahezu erreicht wird. Im Alter von etwa sechs Wochen liegt bereits das Maximum der gesamten Schwindung vor. Der weitere Verlauf der Schwindkurven sowie die Gewichtsveränderung der Körper sind dann lediglich abhängig von dem Feuchtigkeitsgehalt der Luft, so daß die Längen und Gewichte der Körper mit Erhöhung der Feuchtigkeit zunehmen und mit Verringerung der Feuchtigkeit abnehmen. Die wirklichen Vergleichsmaße der Schwindung ergeben sich am besten durch Ausmittelung der Werte vom Eintritt des Schwindmaximums bis zum Schluß der Messungen bezogen auf den Mittelwert der zugehörigen Feuchtigkeitsgrade. Hiernach entspricht einem gemittelten Feuchtigkeitsgrad von 70% etwa ein gemitteltes Schwindmaximum von 0,32‰, d. h. 0,32 mm auf 1 m Länge.

Als wesentliches Ergebnis der bei Luftlagerung durchgeführten Schwindmessungen kann hervorgehoben werden, daß bei dem untersuchten Beton aus hochwertigem Portlandzement „Dyckerhoff Doppel“ bereits nach etwa 3—4 Wochen das Schwin-

den im wesentlichen als erledigt betrachtet werden kann, und daß das Maximalmaß der Schwindung bereits nach 6—8 Wochen vorliegt, während bei gewöhnlichem Beton von gleicher Mischung und gleichem Wasserzusatz sich das hauptsächlichste Schwinden auf mehrere Monate erstreckt und das Schwindmaximum annähernd erst nach 6—12 Monaten erreicht wird. Da ferner das gesamte Schwindmaß bei diesem hochwertigen Beton nicht größer ist, sondern eher geringer bleibt als bei gewöhnlichem Beton gleicher Zusammensetzung und gleicher Verarbeitungsweise, so ist auch hierin ein bedeutender Vorteil dieses hochwertigen Portlandzements gegenüber gewöhnlichem Portlandzement zu verzeichnen, der sich in besonderen Fällen als recht wertvoll erweisen dürfte.

Von praktischen Bauausführungen mit hochwertigem Zement, Marke „Dyckerhoff Doppel“, seien nachstehend noch einige charakteristische Beispiele erwähnt, die teils durch die Zentrale, teils durch verschiedene Niederlassungen der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. zur Durchführung gekommen sind.

Für ein Fabrikgebäude in Viernheim, Hessen, wurde ein Eisenbetondach mit Rippen von 7,5 m Spannweite i. M. V. von 1 Zement zu 5½ gemischten Rheinkiessand und Splitt in normaler Weise ausgeführt und im Alter von 4 Tagen ausgeschalt. Unmittelbar nach dem Ausschalen wurden zwei benachbarte Deckenfelder zunächst mit der 1,5fachen Nutzlast belastet und ½ Stunde später die Nutzlast auf den zweifachen Wert gesteigert. Gleichzeitig wurden zwei Kontrollbalken geprüft, die während der Betonierung der Decke aus einer Baumischung hergestellt worden sind und die, ähnlich wie die oben erwähnten Versuchsbalken, eine reichliche Sicherheit aufwiesen. Sowohl die Ausführung als auch die Ausschaltung und Belastung dieser Decke mit Prüfung der Probekörper erfolgte unter Anwesenheit von Vertretern der Baupolizeibehörden Darmstadt und Worms.

Bei der Stauwehrranlage in der Isar bei Oberföhring sind die Zwischendecken in den Wehrröffnungen ebenfalls aus hochwertigem Portlandzement im Mischungsverhältnis 1:5 Isarkiessand hergestellt und bei gleichzeitiger Nachprüfung von Kontrollbalken teils nach fünf Tagen ausgeschalt worden. Die Kontrollbalken, die jeweils den Baumischungen entnommen wurden, haben mehr als das Fünffache der Rechnungslast als Bruchlast getragen und hierdurch den Beweis der vollen Tragfähigkeit der gleichzeitig ausgeführten Bauteile unter Anwesenheit der Vertretung von Behörden bewiesen.

Als besonders interessantes Bauwerk sei der für die Firma Schott & Genossen, Jena, ausgeführte Kuppelbau von 40 m Spannweite und etwa 8 m Stichhöhe erwähnt, der in Freimontage mittels eines freitragenden Netzwerkes der Eiseneinlagen nach System „Zeib“ ausgeführt, und bei dem die Kuppelwandung durch Torkretierung etwa 6 cm stark hergestellt ist. Diese Torkretierung erfolgte auf beweglichen, angehängten Innenschalungstafeln, die mit Rücksicht auf die Verwendung von hochwertigem Zement bereits nach etwa 24 Stunden umgestellt werden konnten. Abb. 4 zeigt ein Bild der aus freitragendem Eisengerippe bestehenden Kuppel, wobei ein Teil der Kuppelschale bereits torkretiert ist.

Den Vorteil der Verwendung von hochwertigem Zement zeigt auch noch das Beispiel einer Fundamenterneuerung für eine Kugelmühle der Trafindustrie Koblenz. Das alte Fundament bestand aus Stampfbeton und war durch die Erschütte-

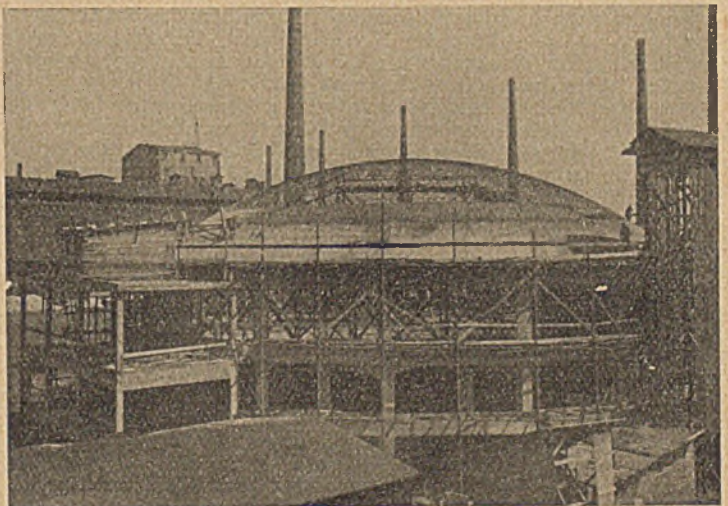


Abb. 4. Kuppelbau von 40 m Spannweite.

runge auf etwa 2 m Tiefe zerstört worden. Zwecks Wiederherstellung wurde das alte Fundament auf etwa 2,10 m Tiefe abgebrochen und in Eisenbeton mit hochwertigem Zement i. M. V.

1 Dyckerhoff Doppel : 3 Kiessand : 2 Splitt im unteren Teil bzw. 1 : 2½ : 1½ im oberen Teil neu ausgeführt. Die Betonierung (ca. 38 m³) erfolgte in weichem Zustande ohne Unterbrechung. Die Kugelmühle konnte bereits am vierten Tage nach der Betonierung wieder aufmontiert und nach weiteren zwei Tagen, also insgesamt sechs Tagen nach der Betonierung wieder in Betrieb genommen werden.

Für eine Ufermauer in Hamburg wurden Eisenbetonpfähle mit einem Querschnitt 34/34 cm und Eisenbetonspundbohlen mit einem Querschnitt 32/50 cm, sämtlich bei einer Länge von 13 m unter Verwendung von „Dyckerhoff-Doppel“ hergestellt und etwa nach acht Tagen eingerammt. Trotz der ungünstigen Untergrundverhältnisse haben sich die Pfähle und Bohlen sehr gut bewährt, und zwar besser als solche aus normalem Portlandzement, die teilweise bereits ein Alter von mehr als sechs bis acht Wochen hatten.

Bei einem Straßenbrückenbau über den Neckarkanal, dessen Stämpfbetongewölbe als Dreigelenkbogen von 44,5 m Spannweite

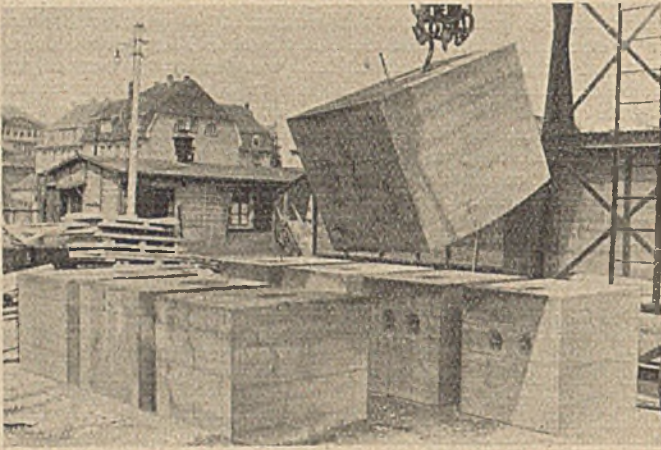


Abb. 5. Verladung von Scheitelgelenkquadern im Alter von zwei Tagen.

ausgebildet ist, ist sowohl für die Herstellung der Wälzgelenke aus Eisenbeton, als auch für den Stämpfbetongewölbe hochwertiger Zement „Dyckerhoff-Doppel“ verwendet worden, um eine rasche Umstellung des Leckergerüsts zu ermöglichen. Die größte Betonpressung der Wälzgelenke beträgt nach der Hertzschen Theorie in den Kämpfergelenkfugen 200 kg/cm². Die Gelenkquader wurden in der Zementwarenfabrik Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich a. Rh., hergestellt, nach 20–24 Stunden entformt und nach 40–48 Stunden, also im Alter von zwei Tagen verladen. Abb. 5 zeigt ein Lichtbild von der Verladung der Scheitelgelenkquader, die je ein Gewicht von 2,8 t hatten. Bei der Herstellung dieser Quader wurden im Innern von zwei Quadern Messungen der Erhärtungstemperaturen durchgeführt, wobei Temperatursteigerungen um 28 bzw. 30° C festgestellt wurden, die etwa zwei Stunden nach beendeter Betonierung der betreffenden Quader begannen und nach etwa 20 Stunden das Maximum erreichten. Nach 3–5stündiger Konstanz der Maximaltemperaturen, also etwa 24 Stunden nach der Betonierung, setzte, wieder allmählich verlaufend, die Abkühlung ein.

Bei dieser Gelegenheit sei auf eine Veröffentlichung in dem Protokoll des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten vom Jahre 1896, Seite 113, hingewiesen, an welcher Stelle ähnliche Temperaturmessungen der Firma Dyckerhoff & Widmann bei Stämpfbetongelenkquadern für die Elbbrücke in Dresden beschrieben sind. Damals wurde bei einer sehr fetten Stämpfbetonmischung und bei einer Ausgangstemperatur von 18° eine Maximaltemperatur von 35°, also eine Temperaturzunahme von 17° C festgestellt. Die bei den Quadern mit hochwertigem Zement ermittelten größeren Temperatursteigerungen sind naturgemäß auf den energischeren Erhärtungsvorgang zurückzuführen, da gerade in der ersten Erhärtungszeit das Material hochwertig arbeitet.

Diese verschiedenen Beispiele von Bauausführungen zeigen in Verbindung mit den durchgeführten Versuchen eine hohe Verwendungs- und Auswertungsmöglichkeit des untersuchten hochwertigen Portlandzements. Als Schlussergebnis kann zweifellos gesagt werden, daß die Verwendung eines solchen hochwertigen Materials nicht nur ihre technischen Vorteile hat, sondern daß auch die wirtschaftliche Seite hierdurch einschneidend berührt wird. Es ist also nur zu empfehlen, daß die Bauinteressenten und die Bauindustrie der sachgemäßen Verwendung eines solchen Materials großes Interesse entgegenbringen, wozu die Versuche und die Veröffentlichungen des Verfassers eine Anregung geben sollten.

Zerstörung einer alten Holzbrücke durch Feuer.

Nach Engineering News-Record vom 15. VIII. 1922.

In der Nacht vom 22. Juli 1923 zerstörte ein Feuer eine sehr alte Holzbrücke über den Delaware-Fluß bei Stockton in New Jersey. Das Feuer war durch Blitzeinschlag entstanden. Nach alten Urkunden ist die Brücke in den Jahren 1812 und 1813 gebaut worden. Somit wäre das Bauwerk 110 Jahre alt gewesen, vorausgesetzt, daß es nicht später etwa erneuert worden ist.

Seit Jahren waren lediglich die dringendsten Unterhaltungsarbeiten vorgenommen worden. Die höchste Verkehrslast war auf 1 t festgesetzt. Im vorigen Jahre versuchte ein Lastfuhrwerk mit einer Nutzlast von 3¼ t von der Pennsylvaniaseite aus über die Brücke zu fahren. Es kam bis in den zweiten Bogen; da brach es durch die Fahrbahn durch und stürzte in den Fluß. Es stellte sich nachher heraus, daß viele der hölzernen Fahrbahnträger, über die der Wagen gefahren war, gebrochen waren. Die Schäden wurden ausgebessert und die Brücke wieder dem Verkehr übergeben. Die Höchstlast von 1 t wurde beibehalten.

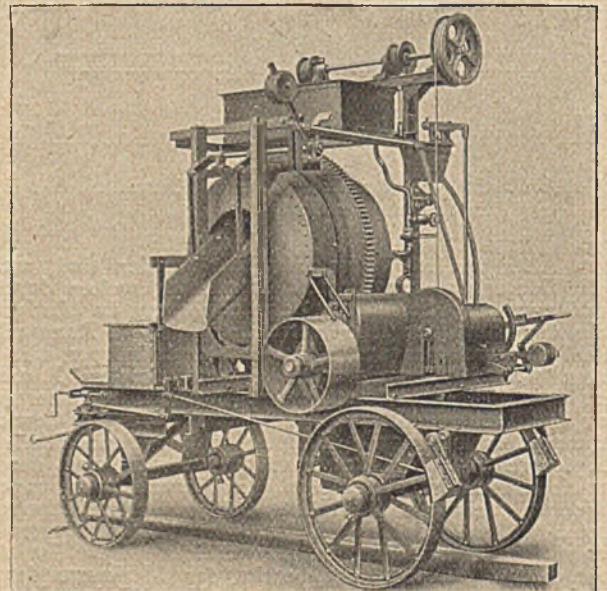
Die Zeichnungen geben die Konstruktion skizzenhaft an. Die Spannweiten zwischen den einzelnen Pfeilern waren unregelmäßig. Das Holzmaterial war zumeist Tanne. Die Pfeiler bestanden aus Bruchsteinmauerwerk und waren auf Pfahlrosten, die Widerlager auf Fels gegründet. Durch die Schnittpunkte der Stäbe der Gitterträger waren Bolzen aus Eichenholz geschlagen.

Das Feuer zerstörte 5 Felder. Das letzte Feld auf der New Jersey Seite wurde infolge der Kontinuität der Konstruktion durch den Sturz des Nachbarträgers mitgerissen. Das Mauerwerk der Pfeiler wies nach dem Brand 3–5 cm tief klaffende Risse auf.

Dipl.-Ing. A. Mehmel, Karlsruhe i. B.

Dr. Gasparys Brillantmischer

ist ein leistungsfähiger Betonmischer für Straßenbau und alle Zwecke des Hoch- und Tiefbaues, der nach den neuesten Erfahrungen konstruiert wurde und je nach Verwendungszweck stationär oder fahrbar, mit und ohne Materialaufzug und ohne und mit Bauwinde und Motor zur Ausführung gelangt. Die Konstruktion der Mischer ist einfach und kräftig, die Bauart gedrängt, das Trommelinnere leicht zugänglich, bei sichtbarem Mischvorgang. Die Mischelemente sind an der inneren Seite des Trommelmantels so befestigt, daß die gründlichste Durcharbeitung des Materiales in kürzester Zeit erfolgen muß. Die Wasserzuführung ist selbstverständlich regulierbar. Das Wasser benetzt auch die inneren Trommelwände mit, so daß die leichte Reinigung der Mischtrommel gewährt ist. Alle zur Bedienung der Maschine er-



forderlichen Handgriffe können von einem Arbeiter ohne großen Platzwechsel vorgenommen werden. Während des Füllens und Entleerens der Trommel läuft diese ruhig weiter. Bei den normalen Ausführungen erfolgt die Materialaufgabe in abgemessenen Mengen in den Füllkasten der Aufzugvorrichtung, also zu ebener Erde. Eine sicher wirkende Bremsvorrichtung hält den Kasten gefüllt oder ungefüllt in jeder Lage. Das Material gelangt über die Einlaufschurre in das Trommelinnere und wird hier durch ständiges Heben und Fallen in kürzester Zeit erst trocken und dann angefeuchtet gründlich durcheinander gearbeitet. Der Wasservorratsbehälter läßt sich leicht an eine Wasserleitung anschließen. Die schnelle Entleerung der Trommel erfolgt durch eine schwenkbare Auslaufschurre eventl. in untergefahrenen Transportwagen oder in entsprechende Gefäße zum Hochtransport auf die Baugerüste.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Deutsche Bauindustrie im Auslande.

Daß auch die deutsche Bauindustrie im Auslande wieder im erfolgreichen Wettbewerb steht, beweist die Nachricht, daß die Siemens-Bauunion, G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin, folgende drei Auslandsaufträge erhalten hat:

1. Die Ausführung der Arbeiten des von der spanischen Regierung ausgeschriebenen Ausbaues des Hafens von Sta. Cruz auf Teneriffa,
2. die Herstellung einer vollständigen Flußwasserversorgungsanlage für die Stadt Concepcion del Uruguay in Argentinien,
3. die Ausführung der Arbeiten für den Ausbau eines neuen Hafenbeckens für die Stadt Trelleborg in Schweden. Bei der Ausschreibung der Entwurfsarbeiten für diesen Hafen erhielt die Siemens-Bauunion seinerzeit den ersten Preis.

Unlauterer Wettbewerb durch Verkauf von Maschinen unter einer irreführenden Bezeichnung.

(Reichsger. II. 305/22.)

(Nachdruck verboten.) Der Inhaber einer kleinen, in das Handelsregister nicht eingetragenen Firma brachte Maschinen in den Handel, die er „AWA-Zentrifugen“ nannte. Ein Konkurrent, dessen Firma bereits lange Zeit besteht, und der Maschinen unter einem ganz ähnlichen geschützten Warenzeichen vertreibt, strengte nun gegen den erstgenannten Firmeninhaber die Klage an, mit der er forderte, daß jenem die Benutzung der obenerwähnten Bezeichnung verboten würde.

Der Beklagte wandte ein, er habe nichts Ungesetzliches getan. Nach § 13 des Gesetzes zum Schutze der Warenbezeichnungen sei es niemand verwehrt, auch wenn einem anderen ein Zeichen geschützt wurde, an seinen Waren Angaben über Ort, Zeit und Art der Herstellung seiner Waren, auch in abgekürzter Gestalt, anzubringen und diese Angaben im Geschäftsverkehr zu gebrauchen. So sei er verfahren; denn die Buchstaben AWA bedeuteten lediglich die Anfangsbuchstaben seiner Firma und ihres Sitzes.

Indessen hat das Reichsgericht, ebenso wie die Vorinstanz, dem Antrage des Klägers entsprechend, die Handlungsweise des Beklagten für unstatthaft erachtet. Die Bezeichnung „AWA“ stelle keine verständliche, noch gebräuchliche Abkürzung der Firma des Beklagten dar; sonach stehe dem Beklagten auch nicht der Schutz des § 13 des Warenzeichengesetzes zur Seite. Derartige Zusammenstellungen von Anfangsbuchstaben der einzelnen Firmenbestandteile könnten als von selbst erkennbare Firmenkürzungen bei ganz allgemein bekannten großen Unternehmungen in Betracht kommen, aber nimmermehr bei so kleinen, nicht einmal in das Handelsregister eingetragenen Firmen, wie es die hier in Frage kommende ist. Überdies kann der § 13 des Warenzeichenges. nur dann zur Anwendung gelangen, wenn die in Frage kommende Abkürzung die wirkliche Firma noch erkennen läßt. Um eine solche Abkürzung handelt es sich jedoch hier nicht. — Hinzu kommt ferner, daß die von dem Beklagten gewählte Abkürzung „AWA“ gar nicht erkennen läßt, ob dies nicht etwa eine Waren- oder eine Reklamebezeichnung ist, so daß es sich hier also um einen warenzeichenmäßigen Gebrauch des Wortes „AWA“ durch den Beklagten handelt, der nicht gestattet werden kann. rd.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 15. Januar 1924, S. 19.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 4. Sept. 1924.

- Kl. 20 g, Gr. 3. V 19 276. Joseph Vögele Akt.-Ges., Mannheim. Laufräderanordnung bei Drehscheiben und Schiebebühnen. 21. VI. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 11. O 14 336. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Sicherheitsschaltung für elektromagnetische Fernsteuerung. 28. VI. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 38. W 65 069. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Schienensignalapparat für Eisenbahnen. 15. XII. 23. V. St. A. 8. I. 23.
- Kl. 35 b, Gr. 1. H 83 367. Norman Taylor Harrington, Cleveland, V. St. A.; Vertr.: Meffert u. Dr. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Kippturmkabelkran. 4. XII. 20. Amerika 18. II. 19.
- Kl. 80 b, Gr. 21. W 64 258. Josef Weibel, Gloten-Sirnach, Thurgau, Schweiz; Vertr.: Dr. H. Hederich, Pat.-Anw., Cassel. Verfahren zur Herstellung von Bauelementen. 16. VII. 23.
- Kl. 85 c, Gr. 2. C 31 415. Chemische Fabrik Pott & Co., Dresden. Vorrichtung zum Klären von enthärtetem Wasser. 19. XI. 21.
- Kl. 85 c, Gr. 3. I 23 965. Dr.-Ing. Karl Imhoff, Essen, Zweigertstraße 57. Vorrichtung zur Reinigung von Abwasser mit belebtem Schlamm, bestehend aus einem Lüftungsraum und einem unmittelbar angebauten Nachklärbecken. 20. VIII. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 11. Sept. 1924.

- Kl. 37 b, Gr. 3. S 63 318. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Mast. 10. VII. 23.
- Kl. 65 a, Gr. 53. M 81 898. Arth. H. Müller, Blankenese. Mechanische Treidelanlage. 2. VII. 23.
- Kl. 65 a, Gr. 53. M 83 076. Arth. H. Müller, Blankenese. Mechanische Treidelanlage; Zus. z. Anm. M 81 898. 16. XI. 23.
- Kl. 80 a, Gr. 7. Sch 68 130. Walter Schindler, Bern, Schweiz; Vertr.: Dr. W. Haußknecht u. Dipl.-Ing. M. Morin, Pat.-Anwälte, Berlin W 57. Mischtrommel. 2. VII. 23. Schweiz 27. VI. 23.
- Kl. 80 b, Gr. 5. K 87 374. Heinrich Klein, Essen, Ruhr, Hammacher Str. 6. Verfahren zur Herstellung eines Mörtelstoffes aus Hochofenschlacke. 23. IX. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 18. Sept. 1924.

- Kl. 5 a, Gr. 2. L 58 509. Karl Prinz zu Löwenstein, Berlin, Lützowufer 11. Vorrichtung zum Bohren oder Wegmeißeln von Gestein. 23. VIII. 23.
- Kl. 5 c, Gr. 4. B 107 210. Adolf Baron, Beuthen O.-Schl., Moltkeplatz 8. Nachgiebiger Ausbau; Zus. z. Anm. B 103 623. 18. XI. 22.
- Kl. 20 g, Gr. 1. K 87 726. Walter Kaempf, Mannheim, Collinistr. 21. Drehscheibe und Schiebebühne mit unterteilten Hauptträgern. 26. XI. 23.

- Kl. 20 g, Gr. 8. J 24 321. Karl Jaeger, Brandenburg, Havel, Gr. Gartenstr. 11. Gleitender Prellbock. 16. I. 24.
- Kl. 65 a, Gr. 53. M 83 554. Arth. H. Müller, Blankenese, Bismarckstraße 9. Anlage zum Schleppen von Schiffen; Zus. z. Anm. M 81 898. 16. I. 24.
- Kl. 80 a, Gr. 13. K 84 226. Willem Klein, Hoogkerk, Groningen, Holl.; Vertr.: R. Brede u. Dipl.-Ing. Hammersen, Pat.-Anwälte, Köln. Stampfmaschine, besonders zur Herstellung von Betonröhren. 9. XII. 22. Holland 13. II. 22.
- Kl. 84 c, Gr. 2. H 91 502. Ernest Horne, Huy, Belgien; Vertr.: B. Bomborn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Durchbohrte Vortreibspitze. 21. X. 22.
- Kl. 84 c, Gr. 2. W 62 216. August Wolfsholz Preßzementbau Act.-Ges., Berlin. Verfahren zur Herstellung von Ortpfählen in moorsäurehaltigem Boden. 7. X. 22.
- Kl. 85 d, Gr. 6. J 24 460. Walter Jost, Barendorf b. Iserlohn. Vorrichtung zum Auffangen bzw. Abdrosseln des Rückstoßes in Wasser- und sonstigen Druckleitungen. 22. II. 24.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 25. Sept. 1924.

- Kl. 19 a, Gr. 2. R 60 172. Max Rüping, Gut Sonnenburg b. Freienwalde a. d. Oder. Einschlagdübel für Eisenbahnschwellen. 25. I. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 4. V 19 034. Dr.-Ing. Rudolf Vogel, Butzbach, Oberhessen. Herzstück mit sanften Einläufen. 19. III. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 38. W 66 212. The Westinghouse Brake and Saxby Signal Company Limited, London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Eisenbahnverkehrs-Überwachungsapparat. 21. V. 24. V. St. Amerika 26. VII. 23.
- Kl. 35 b, Gr. 1. M 84 690. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Fahrbare Verladebrücke. 19. IV. 24.
- Kl. 84 c, Gr. 4. A 33 598. Richard Henry Annison, London E. C.; Vertr.: Dr.-Ing. R. Geißler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Steuerung für Dampfkränen. 18. VI. 20. England 22. III. 19.
- Kl. 85 c, Gr. 3. B 111 678. Dr. Hermann Bach, Essen, Annastr. 35. Vorrichtung zur Belüftung, insbesondere für Abwasserreinigung. 5. XI. 23.
- Kl. 85 c, Gr. 6. B 112 799. Dr. Hermann Bach, Annastr. 35, und Franz Fries, Ursulastr. 136, Essen. Einrichtung zum Reinigen von Abwässern in einem mit Absetzgerinne versehenen Behälter. 18. II. 24.
- Kl. 85 c, Gr. 6. I 23 886. Dr.-Ing. Karl Imhoff, Essen, Zweigertstraße 57. Verfahren zur Reinigung von Abwasser mit belebtem Schlamm und zur Ausfällung dieses Schlammes. 16. VII. 23.
- Kl. 85 d, Gr. 1. S 63 802. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin. Einrichtung zum Schutz von eisernen mit Kupfertresse überspannten Filterrohren gegen elektrolytische Zerstörungen und Verkrustungen. 8. IX. 2.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 4. Sept. 1924.

- Kl. 19 a, Gr. 31. 402 306. The Woods-Gilbert Rail Remodelling Company Ltd., London; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Gelenkhebedrehvorrichtung für dreirädrige Schienenschleifmaschinen. 17. III. 23. W 63396.
- Kl. 20 h, Gr. 7. 402 533. Krefelder Eisen- und Maschinenbau, Siebert & Möller, Crefeld-Linn. Wagenschieber. 23. I. 23. K 84624.
- Kl. 35 b, Gr. 1. 402 184. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großschocher, u. Karl Dittelbach, Leipzig-Lindenau, Lützner Str. 196. Reiterabsetzvorrichtung für Kabelkrane. 18. III. 23. A 39 603.
- Kl. 35 b, Gr. 4. 402 318. Fried. Krupp Akt.-Ges., Grusonwerk, Magdeburg-Buckau. Eisenbahndrehkran. 7. VII. 23. K 86 475.
- Kl. 35 b, Gr. 4. 402 319. Robert Arthur Smith, London, u. Thomas Meacock, Southend-on-Sea, Engl.; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Fahrbarer Drehkran mit Wippausleger. 9. X. 23. S 64 011. England 31. X. 22.
- Kl. 37 b, Gr. 5. 402 185. Karl Kübler, Unternehmung für Hoch- und Tiefbau, Stuttgart-Göppingen. Verbindungsdübel; Zus. z. Pat. 398 600. 25. XI. 19. K 71 074.
- Kl. 37 e, Gr. 9. 402 323. Robert Neumann-Hofer, Schüttorf. Ankerhülse zur Einstellung und Sicherung der Lage der Verschaltungsplatten. 20. VII. 19. N 18 032.
- Kl. 37 e, Gr. 13. 402 555. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großschocher, u. Karl Dittelbach, Leipzig-Lindenau, Lützowstr. 196. Vorrichtung zum Fördern von Gemengen, insbesondere von Betonmischen. 10. XI. 22. A 38 787.
- Kl. 80 a, Gr. 33. 402 134. Georg Radlmaier, Bayer. Cement-Kunststeinwerke, Nürnberg. Vorrichtung zur Herstellung von Betonmasten mit Eisenbewehrung. 15. II. 21. R 52 297.
- Kl. 80 a, Gr. 46. 402 229. Ambi-Arthur Müller Bauten und Industriewerke, Berlin. Reihenform zur Herstellung von Beton-Bauwerkstücken. 27. IV. 23. A 39 837.
- Kl. 85 c, Gr. 6. 402 496. Dr.-Ing. Max Kusch, Berlin-Friedenau, Fregestr. 26. Verfahren zur mechanischen Klärung von Abwasser. 3. II. 21. K 76 159.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 11. Sept. 1924.

- Kl. 19 a, Gr. 11. 402 715. Richard Schrader, Weststr. 2, u. Carl Bach, Langestr. 2, Hagen i. W. Kopfhalter für die Schraubenbolzen von Eisenbahnschienen auf eisernen Schwellen. 25. VI. 22. B 105 403.
- Kl. 19 a, Gr. 31. 402 716. Harry Potts Stokes, Plymouth, u. Joseph William Eunson, London; Vertr.: Dr. L. Gottscho, Pat.-Anw., Berlin W 8. Maschine zum Schleifen eingebauter Gleise. 24. X. 22. St 36 260.
- Kl. 20 k, Gr. 9. 403 058. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Aufhängung von Fahrleitungen elektrischer Bahnen mit Hilfe von in einer Kettenlinie durchhängenden Querseilen. 15. IX. 23. S 63 847.
- Kl. 35 b, Gr. 4. 402 651. Hermann Lohmann Maschinenfabrik, Duisburg. Drehkran mit wagerecht verschiebbarem Ausleger. 28. II. 22. L 55 038.
- Kl. 37 e, Gr. 8. 402 749. Gustav Gresse, Koehel. Schalungshalter zum Festlegen der Schalungsbretter an den Kantholzstielen. 28. XI. 22. G 58 011.
- Kl. 37 e, Gr. 8. 402 750. Kaspar Vontobel, Dietikon, u. Jacques Knabenhans, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Mehrrastiges Zwischenstück für an Masten anhängbare Gerüstkräger. 14. I. 22. V 17 128.
- Kl. 65 a, Gr. 58. 402 985. Signal Gesellschaft m. b. H., Kiel. Signaleinrichtung für durch Wechselstrom führende Kabel kenntlich gemachte Wasserstraßen; Zus. z. Pat. 348 258. 22. XII. 21. S 58 432.
- Kl. 84 d, Gr. 2. 402 705. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Löffelbagger mit rinnenartigem Löffelstiel. 31. I. 23. K 84 685.
- Kl. 84 d, Gr. 2. 402 783. Menck & Hambrock, G. m. b. H., Altona-Ottensen. Bremsvorrichtung für Baggerlöffelklappen. 5. I. 24. M 83 466.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 18. Sept. 1924.

- Kl. 19 a, Gr. 24. 403 125. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf, Wannseebahn, Sophie-Charlottenstr. 11. Schienenbefestigung für Baggergleise; Zus. z. Pat. 302 041. 21. VII. 23. K 86657.
- Kl. 20 g, Gr. 1. 403 331. Johannes Feuerlein, Zehlendorf, Wannseebahn, Hermannstr. 5. Vorrichtung zur Verteilung von Eisenbahnfahrzeugen von einem Stammgleis in eine Gleisgruppe. 12. III. 24. F 55 651.
- Kl. 20 g, Gr. 8. 403 332. Albert Renninger, Ulm a. D., Wilhelmstr. 29. Lokomotiv-Bremsschlitten für die Stumpfgleise in Lokomotivschuppen. 17. IV. 24. R 60 932.

- Kl. 20 i, Gr. 8. 403 320. Rombacher Hüttenwerke Abt. Westfälische Stahlwerke Bochum, Bochum. Straßenbahnweichenstück für Rillenschienen. 25. IV. 23. R 58 360.
- Kl. 20 i, Gr. 33. 403 383. Eduard Jackl, Aussig-Schönpriesen, u. Karl Fröhlich, Aussig a. E., Tschechoslowakei; Vertr.: Th. Hauske, Berlin, Fürbringerstr. 19. Anhalte- und Meldevorrichtung für Eisenbahnzüge beim Überfahren eines Haltsignals. 18. X. 23. J 24 091.
- Kl. 20 i, Gr. 34. 403 384. Jules Joseph Henri Morel-Revoil, Paris; Vertr.: Dr. G. Lotterhos, Pat.-Anw., Frankfurt a. M. Selbsttätige Vorrichtung zur Regelung der Geschwindigkeit eines Zuges auf bestimmter Strecke. 30. I. 24. M 83 689. Frankreich 5. X. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 39. 403 385. Gotthold Drechsler, Leipzig-Lindenau, Lützener Str. 32. Streckensignallvorrichtung. 23. IV. 24. D 45 374.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 403 140. Otto Scheller, Berlin-Lichterfelde, Albrechtstraße 12. Mastabspannung. 22. VI. 23. Sch 68 016.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 403 345. Marcel Lucien Vaultier, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. C. Landeskreiner, Dresden, Waisenhausstraße 29. Versteifung eiserner I-Träger. 29. V. 23. V 18 375. Frankreich 16. XII. 22.
- Kl. 37 e, Gr. 9. 403 401. Deutsche Zollbau-Lizenzgesellschaft m. b. H., Berlin-Lichterfelde. Einrichtung zur Herstellung von Öffnungen für die Türen und Fenster in den Wandungen von Gußhäusern. 25. I. 23. Z 13 589.
- Kl. 37 f, Gr. 7. 403 427. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großschocher. Stütze für Luftseilbahnen. 2. V. 23. A 39 893.
- Kl. 80 a, Gr. 46. 403 174. Ambi-Arthur Müller Bauten und Industriewerke, Berlin. Reihenform zur Herstellung von Beton-Bauwerkstücken u. dgl. 21. VIII. 23. A 40 535.
- Kl. 81 e, Gr. 31. 403 422. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großschocher. Stützwerk für Abraumförderbrücken. 22. II. 24. A 41 648.
- Kl. 81 e, Gr. 32. 403 317. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Verfahren zum Aufschütten von Halden durch Kabelkrane. 19. I. 24. B 112 362.
- Kl. 84 c, Gr. 2. 403 318. William Carl Grieser, Pittsburgh, V. St. A.; Vertr.: F. Meffert u. Dr. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren zum Gründen von Bauwerken in Wasser. 30. VII. 21. G 54 445.
- Kl. 85 a, Gr. 7. 403 263. Dr. Valerius Kobelt, München, Hohenzollernstr. 128. Verfahren zur Herstellung basenaustauschender Stoffe zur Enteisung, Entmanganung und Enthärtung von Trink- und Gebrauchswasser. 5. III. 15. K 60 386.
- Kl. 85 c, Gr. 6. 403 176. E. Posseyer Abwasser- und Wasserreinigungsg.-G. m. b. H., Essen-Bredeneu, Waldstr. 40. Einrichtung zur Entfernung von Klärschlamm aus Klärbehältern mittels zweier um eine gemeinsame Achse sich drehender Saugrüssel. 1. IV. 23. P 46 025.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 25. Sept. 1924.

- Kl. 5 c, Gr. 4. 403 853. Julius Szasz, Budapest; Vertr.: K. Hallbauer u. Dipl.-Ing. A. Bohr, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Stollenausbau aus Eisenbeton. 18. II. 23. S 62 174.
- Kl. 20 i, Gr. 4. 403 534. Joseph Vögele Akt.-Ges., Mannheim. Drehpunktweiche. 18. IX. 23. V 18 603.
- Kl. 20 i, Gr. 18. 403 535. Piero Gambarotta, Quinto al Mare b. Genua, Ital.; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Clemente, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Zufahrt zu Bahnübergängen. 11. VIII. 23. G 59 680.
- Kl. 20 i, Gr. 19. 403 536. Dr. Gerardo de Agostini, Campolattaro, Ital.; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. H. Fried, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Selbsttätige Schranke für Eisenbahnübergänge. 5. IV. 24. A 41 951.
- Kl. 35 b, Gr. 1. 403 800. Aktiengesellschaft für Eisenindustrie und Brückenbau vormals Johann Caspar Harkort und Ernst Jaeger, Friedrich-Wilhelm-Str. 72, Duisburg. Hebezeug für Bauausführungen u. dgl. 22. II. 24. A 41 621.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 403 740. Paul Kühnöl, Jauer, Bez. Liegnitz. Befestigung von Auslegern an Leitungsmasten. 2. VIII. 23. K 86 817.
- Kl. 65 a, Gr. 58. 403 698. Signal Gesellschaft m. b. H., Kiel. Anordnung von unter Wasser verlegten Kabeln zur elektrischen Kennzeichnung von Schiffahrtstraßen. 27. VI. 21. S 56 737.
- Kl. 84 a, Gr. 3. 403 635. August Seboldt, Halle a. d. Saale, Ludwig-Wucherer-Str. 28. Tor für Wasserläufe zu Schiffahrts- und Stauzwecken. 11. X. 22. S 61 106.
- Kl. 84 a, Gr. 3. 403 636. Techn. Projektierungs- und Baubureau J. Pflöschinger & Komp. G. m. b. H. u. Dr.-Ing. A. Läufer, Wien; Vertr.: O. Siedentopf, Dipl.-Ing. W. Fritze u. Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Einrichtung zur Verhinderung der Versandung des Einlaufs von Oberwassergräben u. dgl. 17. X. 22. T 27 029. Österreich 19. X. 21.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Eisenbetontabellen. Von Ing. Ciril Juvan, Doz. a. d. Techn. Hochschule in Lemberg. Selbstverlag.

Die Tabellen dienen der Berechnung von auf reine Biegung belasteten rechteckigen und Plattenbalkenquerschnitten. Sie sind für $n = 15$ berechnet, können jedoch mit einfacher Umrechnung auch für jedes andere n angewendet werden. Die Tabellen bieten den Vorteil, daß sie für jede übliche Spannung, jede Breite und Höhe gebraucht werden können und somit die Arbeit einmal der Querschnittbestimmung, zum anderen der Nachrechnung auf ein Mindestmaß herabmindern. Der Tabelle ist eine Aufgabensammlung mit Lösungen (74 Aufgaben) angefügt, die erkennen läßt, wie außerordentlich bequem und sicher die Tabellen zur Lösung führen und wie wohl jede in der Praxis im Arbeitsgebiet der Tabellen vorkommende Aufgabe mit Hilfe dieser schnell gelöst werden kann. Deshalb sei die obengenannte Arbeit allen Fachgenossen und namentlich den Eisenbetonbüros bestens empfohlen. M. F.

Moderne Holzbauweisen. Von Dr.-Ing. August Nanning, Reg.-Baurat. Mit einem Anhang: Statische Berechnungen. Zweite erweiterte Auflage mit 26 Bildtafeln. München 1924. Joh. Albert Mahr-Verlag. Preis G.M. 2.—.

Die erste Auflage des uns vorliegenden, erweiterten Leitfadens (74 S. Text) stammt aus dem Jahre 1921. Ihr gegenüber weist die Neuauflage recht erhebliche Erweiterungen auf, bedingt in erster Linie durch die Neuerungen auf dem Gebiete der räumlichen Holzbauten, im besonderen in der Anwendung der „Rautennetzwerke“ (Zollinger- und Meltzer-Bauweise). Behandelt werden alle bekannteren neuen Bauarten in Holz und durch Beispiele belegt. Besonders wertvoll sind die kritischen Vergleiche zwischen ihnen und auch gegenüber älteren Bauweisen und Ausführungen in anderem Material. Gerade diese Hinweise und Untersuchungen verleihen in Verbindung mit den im Anhang gegebenen statischen Berechnungen (Stephanbinder, Dachstuhl nach System Hetzer, Meltzer, Kübler und Ambi) dem Leitfaden einen besonderen Wert für die Praxis der Holzbauten wie für ein Studium der Neuschaffungen auf diesem Gebiete. Letzteres wird unterstützt durch den zum Gebotenen sehr geringen Preis des Leitfadens und durch die an und für sich einfach gehaltenen, aber grundsätzlich klaren Abbildungen im Text und auf den ihm eingefügten Tafeln. M. F.

Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis. Von Dr.-Ing. Joachim Schultze, Privatdozent a. d. Techn. Hochschule zu Berlin, mit 76 Textabbildungen. Berlin; Verlag von Julius Springer, 1924. Preis Goldmk. 6.—, gebunden Goldmk. 7.—.

Das soeben erschienene Buch stellt gewissermaßen eine Zusammenfassung und einen Abschluß der wissenschaftlichen Arbeiten des Verfassers aus den letzten Jahren dar. Die seit dem Erscheinen des bekannten Buches von Kyrieleis „Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten“, Berlin, Verlag von Julius Springer 1913, in der seither vergangenen Zeitspanne von 11 Jahren gemachten neueren Erfahrungen sind in zusammenhängender Form der Allgemeinheit zugänglich gemacht. Vor allem — und darin liegt der Hauptwert des Buches — hat es der Verfasser unternommen, eine Neubearbeitung der theoretischen Grundlagen, der Ableitung der Formeln und ihrer Anwendung auf praktische Fälle zu bringen, wobei er mit Erfolg bestrebt ist, bisher noch bestehende Unklarheiten und Lücken zu beseitigen. Hervorzuheben ist die Behandlung der bisher in der Literatur zu kurz gekommenen Reichweite, der Brunnenergiebigkeit, der Zeitdauer der Absenkung und der Absenkung unter Gewässern und neben Flußläufen. Schultze war mehrfach gezwungen, vereinfachende Annahmen einzuführen, um eine rechnerische Erfassung der behandelten Vorgänge zu ermöglichen. Wenn somit auch manche Ergebnisse noch einer praktischen Nachprüfung bedürfen, so wird Schultzes Verdienst, neue Wege gewiesen zu haben, hierdurch nicht geschmälert. Bemerkenswert sind auch die am Schluß des Buches gebrachten Rechnungsbeispiele.

Das Buch, das in der bekannten, gediegenen Weise durch den Verlag ausgestattet ist, füllt eine sich in den letzten Jahren fühlbar machende Lücke in der Fachliteratur aus und wird allen, die sich eingehender mit dem Grundwasserabsenkungsverfahren beschäftigen, ein willkommenes Hilfsmittel sein. S i c h a r d t.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. 5. Teil. Eisenbahnbau 3. Bd. Gleisverbindungen. 2. vermehrte Auflage. 2. Lieferung: Bogen 20 bis 29. Bearbeitet von Prof. Dr.-Ing. Hermann Heumann. Verlag von W. Engelmann, Leipzig 1923. Preis geh. M. 8.

Mit dem vorliegenden Band erscheint der zweite Teil des II. Kapitels: Drehscheiben, 14 Jahre nach der Drucklegung des ersten Teiles.

Der neue Verfasser setzt mit ihm in sehr eingehender Weise unter Berücksichtigung der inzwischen zu verzeichnenden, teilweise umwälzenden Fortschritte die Erörterungen über die konstruktiven Einzelheiten der Drehscheiben fort und behandelt hierbei ausführlich die verschiedenen Ausführungen und Berechnungsweisen der Rollen- und Kugellager für die Mittelstütze sowie die Laufräder als Rand- und Seitenstützen. Einer kritischen Betrachtung werden die heute nur noch selten eingebauten Entlastungsvorrichtungen unterzogen und die verschiedenen Ausführungsmöglichkeiten erörtert. In den folgenden Kapiteln bespricht der Verfasser die bauliche Ausgestaltung der Drehscheibengruben und die nötigen Sicherheitsvorrichtungen für den Betrieb, die Feststell- und Signallvorrichtungen. Eingehende theoretische, durch zahlreiche Beispiele erläuterte Erörterungen über die Bewegungswiderstände der Scheiben leiten über zu den Antriebsvorrichtungen. Am Schluß des Werkes werden in einem besonderen Kapitel die Drehscheiben ungewöhnlicher Bauart behandelt, wobei hauptsächlich auf die neuen schweren Lokomotiv-Drehscheiben in Gestalt der Gelenkdrehscheiben eingegangen wird.

Das vom Verlag vorzüglich ausgestattete Werk zeichnet sich vor allem durch überaus klare Darstellungsweise aus. In der gegenüber der ersten Auflage bedeutend erweiterten und zeitgemäß umgestalteten Neubearbeitung bildet es einen wertvollen Teil des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften. Lucas.

Howard Carter und A. C. Mace, Tut-ench-Amun, Ein ägyptisches Königsgrab. Mit einem Beitrag von Georg Steindorff. Leipzig, F. A. Brockhaus, 1924.

Tut-ench-Amun und kein Ende! Nachdem seit der großartigen Entdeckung Lord Carnarvons und H. Carters der Name eines bis dahin fast unbekannt Pharaonen mit einer ungeheuerlichen Reklame in die Welt hinausposaunt worden war, nachdem wir einen Tut-ench-Amun-Shimmy, ein ebensolches Zahnpulver und ich weiß nicht, was sonst noch vorgesetzt bekommen hatten, wurden uns Deutschen die wichtigsten Ergebnisse der Entdeckung durch dies Brockhausche Buch zugänglich gemacht. In guten Lichtbildern werden die schönsten und belangvollsten Stücke im Fundzustand wiedergegeben und ein lebendig, fast spannend geschriebener Text läßt den Leser die Entdeckerfreude miterleben, führt ihn aber nebenbei in die verfeinerten Methoden des modernen Ausgräbers ein. Vor einem halben Jahrhundert arbeiteten die Franzosen in Didyma mit Sprengpatronen, um die ihnen hinderlichen Quadern des Apollontempels beiseite zu schaffen und sahen zu spät, daß sie wertvolle Reliefblöcke zerstört hatten. Heute arbeitet man mit unendlicher Vorsicht, hält jede wichtige Phase der Ausgrabung zeichnerisch, photographisch oder gar kinematographisch fest, präpariert die gefundenen Gegenstände, ehe man sie anzufassen wagt und anderes mehr. Auch andere Fragen technischer Art gilt es zu erwägen und zu lösen, um die sich der Ausgräber früherer Zeit zum Leidwesen seines Nachfolgers meist gar nicht gekümmert hat. Manches Grabungsunternehmen mußte deshalb aufgegeben werden, weil man die weggeräumten Schuttmassen, oft viele Tausende von Kubikmetern, gerade an dem Ort aufgeschüttet hatte, der sich später als der wichtigste herausstellte. Auch Carnarvon und Carter mußten sich bei ihrer Grabung im „Tal der Könige“ durch beträchtliche Schuttmassen früherer Ausgrabungen durcharbeiten. So gibt das Buch einen guten Einblick in die Arbeit um das Pharaonengrab und ist geeignet, auch dem Fernerstehenden Interesse für diese Dinge beizubringen. Ob das ohne die Reklame möglich gewesen wäre, möchte ich bezweifeln, und eines muß ich noch sagen: wer als deutscher Ausgräber sieht, welch außerordentliches Interesse gerade das deutsche Publikum der Entdeckung der Engländer entgegenbringt, einer Entdeckung, die unser Wissen um das Königsgrab des Neuen Reiches zwar sehr bereichert hat, aber doch nur wenig gebracht hat, was nicht schon bekannt gewesen wäre, weniger vollständig zwar, weniger gut erhalten, aber als Kunstwerk oft wertvoller, der fragt sich beschämt und erstaunt, ob die vielen Deutschen, die jetzt Tut-ench-Amun täglich im Munde führen, etwas davon wissen, daß ihre Landsleute in Tell el Amarna eine ganze Stadt mit ihren Villen und Palästen, Gärten, gemalten Fußböden, Bädern und anderem ausgegraben haben, daß die köstlichsten, künstlerisch wertvollsten Plastiken der Zeit Tut-ench-Amuns und seiner Vorgänger im Berliner Museum von Heinrich Schäfer in der feinsinnigsten Weise aufgestellt wurden, Dinge, denen nichts aus Tut-ench-Amuns Grab an die Seite zu stellen ist. Wer von den Tut-ench-Amun-Schwärmern weiß etwas davon, daß Deutsche zwanzig Jahre die Ruinen des alten Babylon durchforscht, daß Deutsche Milet mit seinen Straßen, Tempeln, Märkten, Häusern und Häfen freigelegt haben? Wenn früher von Ausgrabungsdingen die Rede war, so nannte jeder Deutsche, der zeigen wollte, daß er auch etwas davon wußte, den Namen Schliemann, vielleicht noch Dörpfeld. In Zukunft wird er Lord Carnarvon nennen. Die Namen eines Kolde- wey, Borchardt, Wiegand, Andrae, Kawerau und vieler anderer sind ihm unbekannt. Reuther.

R. Rothe, Elementarmathematik und Technik. Eine Sammlung elementarmathematischer Aufgaben mit Beziehungen zur Technik. Band 54 der Mathematisch-Physikalischen Bibliothek. Herausgegeben von W. Lietzmann und A. Witting. B. G. Teubner 1924. 52 S., 70 Abb. Preis 0,80 M.

An 70 einfachen Beispielen, von denen nur vereinzelte die Anwendung der Differentialrechnung erfordern, wird die mathematische Behandlung technischer Aufgaben gezeigt. Nach kurzer Erläuterung der technischen Bedeutung der Beispiele werden Ansatz und Lösung in leicht verständlicher Weise vorgeführt. Der Stoff ist allen Gebieten der Technik entnommen; dem Bauwesen wird z. B. mit Aufgaben über die Berechnung von Brückenparabeln, Gleisführung eines Kabelkranes, Absteckung einer Tunnelachse u. ä. Rechnung getragen. Da die mathematische Formulierung technischer Probleme unseren angehenden Ingenieuren erfahrungsgemäß viel Schwierigkeiten bereitet, dürfte das Büchlein jungen Studierenden willkommenen Übungsstoff bieten. Seine Bedeutung liegt vor allem darin, daß es geeignet ist, die Aufmerksamkeit unserer Mittelschullehrer auf das bedeutsamste Anwendungsgebiet der Mathematik zu wenden, so daß die heranwachsende Generation schon vor dem Beginn ihres Hochschulstudiums mit dem Gedankenkreis der Technik in engere Berührung kommt.

Sievers.

Der Hafen. Herausgegeben von der Deutschen Maschinenfabrik, A.-G., Duisburg.

Obwohl das vorliegende Buch — als gediegener Katalog — zunächst den verständlichen Zweck verfolgt, vor dem großen Kreise der „Interessenten“, der Ingenieure und, im weitesten Sinne, schließlich auch vor der Allgemeinheit Zeugnis abzulegen von dem vielgestaltigen Schaffen und Können des einen Unternehmens, so darf auch gleichzeitig gesagt werden, daß das Buch dem Ingenieur als wertvoller Führer durch ein umfangreiches Sondergebiet aus der Reihe der dem Bauingenieur zukommenden, einzelnen Hauptgebiete, als Berater für den entwerfenden Ingenieur sowie für den Konstrukteur zahlreiche Anregungen gibt. Dem Lernenden bietet es in geschickter Folge eine Fülle von auserlesenem Material großzügiger Hafenanlagen und Hafenausrüstungen und fördert durch die übersichtliche Anschauung zu einem guten Teil den kritischen Blick.

Die drei Hauptteile behandeln einmal den Bau von Wasserstraßen und Hafenbecken; nicht nur Baustelleneinrichtungen, sondern auch die für die Ausführung genannter Anlagen erforderlichen maschinellen Einrichtungen, einige besondere Hilfsmittel, wie Bohrmaschinen, Preßluftstamper und -niethammer, Rammen, Pfahlzieher; dann Hebe- und Förderanlagen bei Ausführung von Erdarbeiten u. a. m. Zum anderen werden verschiedene Konstruktionen beweglicher Brücken über Kanäle oder Hafeneinfahrten, Eisenkonstruktionen bei Errichtung von Werftanlagen und Baukrane der verschiedenen Arten aufgeführt. Der zweite Hauptteil behandelt Verlade- und Transportvorrichtungen für die schnelle Abwicklung des Güterverkehrs; im besonderen werden die zur Verladung von Massen- und Stückgütern erforderlichen bzw. zweckmäßigen Vorrichtungen unterschieden; Krane aller Art und Verladebrücken für See- und Binnenschiffahrtshäfen, unter besonderer Berücksichtigung der Verwendungsart sowie Transportgeräte, Spills zur Bewegung von Eisenbahnwagen und Schiffen, Drehscheiben und Schiebepöhlen sind in umfangreicher, übersichtlicher Form aneinandergereiht. Der Schlußteil umfaßt schließlich die verschiedensten, der Instandhaltung von Häfen und Schiffen dienenden Einrichtungen; er führt den Leser in die Werkstatt, in Schiffswerften und Docks, in deren Zusammenhang die Beschreibung der großen Panama-Schwimmkrane den würdigen Schluß bildet. Die vorzügliche Ausstattung des Buches erhöht seinen Wert, sodaß es auch in dieser Hinsicht Anspruch auf Anerkennung erheben kann.

G. E.

Abendroth. Praxis des Vermessungsingenieurs. 2. Auflage. 2. Band. Verlag von Paul Parey in Berlin.

Mit dem Erscheinen des zweiten (Schluß-) Bandes ist die 2. Auflage eines Buches zum Abschluß gelangt, das durch die Fülle des Stoffes und ganz besonders durch seine wertvollen Ergänzungen ein alle Zweige des Vermessungswesens umfassendes Nachschlagewerk geworden ist. Restlos muß anerkannt werden, daß der Verfasser die gestellte Aufgabe in bewundernswerter Weise zu lösen verstanden hat. Auch der 2. Band läßt eine gründliche Durchsicht der 1. Auflage erkennen und zeigt große Sorgfalt in der Beseitigung der wenigen fachwissenschaftlichen Unklarheiten sowie die Beharrlichkeit, mit welcher der Verfasser Fremdwörter zu umgehen sich bemüht hat.

Leider muß aber auch festgestellt werden, daß im 2. Bande wiederum hauptsächlich nur die preußischen Einrichtungen, Vorschriften usw. für das Vermessungswesen in seinen verschiedenen Anwendungsgebieten behandelt werden, und die übrigen Bundesstaaten teils zu kurz kommen, teils gar keine Erwähnung finden.

Freilich ist zuzugeben, daß gerade in Preußen dem Landmesser bzw. Vermessungsingenieur ein viel größeres Betätigungsfeld eingeräumt ist als in den kleineren Bundesstaaten, in denen beispielsweise der Bauingenieur und Forstmann noch viel zu viel mit Vermessungsaufgaben belastet werden.

Der Abschnitt für Landwirtschaft, Siedlungs- und Forstwesen behandelt die Grundstücke-Zusammenlegung in Preußen mit Erwähnung der in Süddeutschland üblichen Abweichungen, streift kurz die Urbarmachung und den landwirtschaftlichen Wasserbau, bespricht die Rentengüter und Ansiedlungen im Rahmen der preußischen Ansiedlungsgesetzgebung und erläutert schließlich, vielleicht etwas zu ausführlich, die Forsteinrichtung, deren theoretische Grundlagen und praktische Einrichtungen nebst Forstvermessung und Holzmeßkunde.

Im folgenden 3. Hauptteil über die Vermessungen im Ingenieurwesen ist es dem Verfasser gelungen, eine zusammenhängende, sachverständige Darstellung der bautechnischen Vermessungen zu geben, wie sie bis jetzt wohl kaum in einem technischen Werke zu finden ist, und ich wünsche nur, daß seinen Anregungen für die Herstellung einer Wirtschaftskarte 1 : 5000 als wertvolle Unterlage für technische Vorarbeiten recht bald Erfolg beschieden ist.

Neu sind in diesem Abschnitt die sehr beachtlichen Erfahrungen im Kraftwagenschnellverkehr aus den Kriegsjahren 1914/18 und die daraus gefolgerten Leitsätze für die Anlage von Straßen mit großem Durchgangsverkehr. Auch hat der anschließende Teil „Vermessungsarbeiten beim Wasserbau“ eine Erweiterung durch die Ausführungen über das preußische Wassergesetz vom 7. April 1913 nebst Einrichtung des Wasserbuches und über dessen Einwirkung auf den Flußbau sowie Unterhaltung erfahren.

Mit ganz besonderer Gründlichkeit ergeht sich der Verfasser über die Praxis und Technik der Stadtvermessungen im Dienste des Städtebaues und über letzteren selbst. Hier hat der Verfasser alles Wertvolle aus der ergangenen Literatur zusammengefaßt und erläutert unter Hinweis auf die diesbezügliche preußische und Reichsgesetzgebung eingehend die Hauptgrundsätze bei Stadterweiterungen sowie Anforderung an Bebauungspläne, deren Grundlagen durch planmäßig geordnete Stadtvermessungen zu beschaffen sind. Von Belang ist auch der Abschnitt „Plankammerbetrieb“, der die große Bedeutung einer guteingerichteten Plankammer in der städtischen Verwaltung hervorhebt.

Im VI. Teil des Werkes über „Vermessungen im Bergbau“ hat der Verfasser es verstanden, ein anschauliches Bild über die Arbeiten des Markscheiders zu geben und alle die Arbeitseinrichtungen und Beobachtungsarten erschöpfend zu behandeln, wo charakteristische Unterschiede zwischen den Arbeiten des Vermessungsingenieurs über Tage und den Grubenmessungen des Markscheiders unter Tage sich zeigen.

Neu ist die am Schlusse eingefügte Besprechung der Intensitätsbestimmung zur Auffindung von Lagerstätten wertvoller Mineralien und die Beschreibung der hierzu verwendeten Instrumente wie das Schmidt-Bambergsche Lokalvariometer und die Eötvösche Drehwage von Schweydar, Bamberg.

Im VII. Teil „Verschiedenes“ bringt der Verfasser als wertvolle Ergänzung ein Beispiel aus Deutsch-Südwestafrika dafür, wie durch Verwendung und Zusammenstellung von Farmaufnahmen mit stereophotogrammetrischen Aufnahmen eine gute topographische Karte geschaffen werden kann. Dann behandelt er die Aufgaben der geologischen Landesaufnahme und gibt im Abschnitt C eine recht gute, wenn auch kurze Darstellung der „Küstenvermessungen“ sowie der Beschaffenheit und Bedeutung der Seekarten für den Seefahrer.

Eine nahezu vollständige Umarbeitung und Erweiterung hat der Abschnitt D: „Die aeronautischen oder Luftbildaufnahmen“ erfahren. Hier hat der Weltkrieg bahnbrechend gewirkt und der Luftphotogrammetrie eine ungeahnte Entwicklung gegeben, deren Einfluß auf die Kartographie nicht annähernd übersehen werden kann.

Der Verfasser gibt einen Überblick über den gegenwärtigen Stand der Luftbildaufnahmen und deren Auswertung sowie Verwendung für kartographische Zwecke und erleichtert das Verständnis durch viele und sorgfältig ausgewählte Abbildungen.

Im Abschnitt E werden noch verschiedene Arbeitsgebiete des gewerbetreibenden Vermessungsingenieurs erwähnt, und der Verfasser macht im VIII. (Schluß-) Teil seines Werkes in treffender Weise beachtliche Vorschläge über die Organisation des gesamten Vermessungsdienstes und über die Ausbildung hierzu.

Am Schlusse meiner Ausführung kann ich nicht umhin, die Fülle der eingeflochtenen Beispiele und die zahlreichen Abbildungen als besonderen Vorzug des Werkes hervorzuheben.

Kgl. Baurat M. Ehnert.

Berichtigungen.

Im Aufsatz Marcus „Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten“ (Heft 20 und 21), Seite 663, Formel 13 unter dem Bruchstrich ist $1_x^4 + 1_y^4$ statt $1_x^4 1_y^4$ zu setzen. Seite 706 in den beiden Formeln 33 für das Mittelfeld M ist in dem zweiten Glied der Klammer die Beizahl v_a hinzuzufügen.

Im Aufsatz Graf „Weitere Untersuchungen über die zweckmäßige Kornzusammensetzung des Zementmörtels im Beton“, Heft 22, Seite 736, Fußnote 2, muß es heißen: $7^2 w$ statt 7210.