

ARMIERTER BETON.

1909. SEPTEMBER.

INHALT:

- Gruß an den fünften internationalen Materialprüfungskongreß, Kopenhagen. S. 335.
- Zur Frage der Haftfähigkeit zwischen Beton und Eisen. Von Dr. Ing. E. Preuß (Darmstadt). S. 336.
- Der von der Königl. Eisenbahndirektion Berlin ausgeführte Dauerversuch an einem Versuchs balken aus Eisenbeton. Von Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor Homann (Berlin). S. 337.
- Zur Theorie der Verbundkörper. Von Dr. Alfons Leon (Wien). S. 343.
- Versuche über die Längenänderung des Betons bei Wasser- und bei Luftlagerung, sowie über die Zugfestigkeit von Mörtelkörpern mit verschiedener Querschnittsgröße bei feuchter und bei trockener Lagerung. Von C. Bach unter Mitwirkung von O. Graf (Stuttgart). S. 352.
- Straßenbrücke aus Eisenbeton in Rheineck (Kanton St. Gallen). Mitgeteilt von Dipl.-Ing. W. Obrist (St. Gallen). S. 358.
- Neue Versuche amerikanischer Forscher. Besprochen von Dr. Ing. E. Probst (Berlin). S. 362.
- Der Einsturz der Peoriabrücke in Nordamerika. S. 368.
- Literaturschau. Von Dr. Ing. F. Kögler (Dresden). S. 369.
- Portlandzement und die Schlackenmischfrage. S. 375.
- Das Recht der Arbeitgeber und der Arbeitnehmer an Erfindungen. Mitgeteilt vom Patentbüro J. Bett & Co. (Berlin SW.). S. 376.
- Mitteilungen über Patente. S. 377. — Verschiedene Mitteilungen. S. 379. — Bücherbesprechungen. S. 381. — Neue Bücher. S. 382.

DEM FÜNFTEN INTERNATIONALEN MATERIALPRÜFUNGSKONGRESSE,

der in den Tagen vom 7. bis 11. September in Kopenhagen tagt, entbietet der „Armierte Beton“ seinen Gruß! Verbindet ihn doch mit den Vertretern des Materialprüfungswesens das gemeinsame Bestreben, der technischen Wissenschaft und experimentellen Forschung wie der Praxis des schaffenden Ingenieurs dienstbar zu sein. Besonders herzlich ist dieser Gruß diesmal; gehören doch zu den Beratungsgegenständen der diesjährigen Tagung eine Anzahl von Fragen auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues, denen auch diese Zeitschrift das größte Interesse entgegenbringt.

Wie auch sie bemüht ist, in gleichem Sinne zur Klärung der so überaus wichtigen Materialfragen im Gebiete der Verbundbauweise mitzuwirken, bitten wir aus den Aufsätzen des vorliegenden Heftes zu entnehmen, von denen namentlich der erste sich mit einer der wichtigsten Eigenschaften des Verbundes befaßt und eine bisher vielumstrittene Frage zu klären berufen sein dürfte.

Es gibt wohl kein Gebiet des baulichen Schaffens, das gleich dem Eisenbetonbau von vornherein so innig mit der Materialprüfung verwachsen ist und durch sie in gleich hervorragender und vorbildlicher Weise gefördert und befruchtet wurde.

Möge dieses gesunde und wechselseitige Ineinandergreifen von Theorie, Experiment und praktischer Erfahrung auch in Zukunft dem Verbunde treu bleiben, die Erkenntnis seiner Eigenschaften und Vorzüge fördern und dem Verbundbau die ihm gebührende Stellung im baulichen Schaffen der Gegenwart und Zukunft sichern!

Die Schriftleitung von „Armierte Beton“.

ZUR FRAGE DER HAFTFÄHIGKEIT ZWISCHEN BETON UND EISEN.

Von Dr. Ing. E. Preuss,

I. Assistent und Stellvertreter des Vorstandes der Grossherzoglich Hessischen Materialprüfungsanstalt zu Darmstadt.

Die Haftfähigkeit zwischen Beton und Eisen wurde früher durch Herausziehen oder Herausdrücken von Eisenstäben aus Beton festgestellt. Auf die mit dieser Versuchsanordnung verbundenen Mängel braucht hier nicht besonders hingewiesen zu werden. In neuerer Zeit wurden zur Feststellung dieser Werte Biegungsversuche mit bewehrten Balken angestellt und vor einigen Wochen hat Grübler*) Schubfestigkeitsversuche mit Zementmörtel an einer Versuchseinrichtung angestellt, bei der der Probekörper auf Verdrehung beansprucht wird. Diese Versuchseinrichtung gestattet nach einem Hinweis des Verfassers in einfachster Weise die Bestimmung der Haftfestigkeit zwischen Beton und Eisen durch Verdrehungsversuche.

Der Begriff „Haftfestigkeit“ oder „Haftfähigkeit“, welch letzterer von E. Probst gewählt wurde, erscheint nicht genügend erklärt. Auf anderen Gebieten versteht man unter diesen Begriffen allgemein ein nur durch Adhäsion und allenfalls noch durch die mechanische Oberflächenbeschaffenheit der einander berührenden Teile bedingtes Zusammenhalten. Da die Bewehrung des Betons allseitig von diesem umgeben wird, so tritt in diesem Falle neben der etwa vorhandenen reinen Adhäsion und dem durch die Oberflächenbeschaffenheit bedingten Zusammenhaften noch eine Klemmwirkung oder ein Reibungswiderstand hinzu, sei es durch Zusammenziehen des abbindenden Betons, sei es dadurch, daß bei dem Versuche, die Lage der Bewehrung im Beton zu ändern, Sandkörner in der Bewegungsrichtung mitgerissen werden und sich wie Sperrkeile zwischen Beton und Bewehrung klemmen. Auf diese Verhältnisse ist insbesondere von E. Probst**) hingewiesen worden.

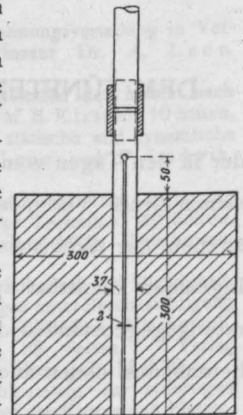
Nachstehende Versuche sind aus Anlaß dieser Frage angestellt. Sie sollen zeigen, welchen Einfluß die Klemmwirkung oder der Reibungswiderstand auf die Größe der „Haftfestigkeit“ hat. Zu diesem Zwecke wurden eiserne Siederohre von 37 mm äußerem Durchmesser in normale Betonwürfel einbetoniert und herausgezogen. Das Raumteilmischungsverhältnis betrug 1:3:3

*) Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure 1909, 20. März, Seite 449.

**) Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons Heft 6 und Mitteilungen aus dem Kgl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde 1907, Ergänzungsheft.

(Heidelberger Zement : Basaltsand : Basaltsteinerschlag). Der Beton wurde erdfeucht angemacht und soweit als möglich normal eingestampft. Die Prüfung erfolgte im Alter von 28 Tagen. Sämtliche Würfel wurden nach der Entschalung zunächst 5 Tage unter feuchtem Sand, Würfel I, III und IV darnach bis zur Prüfung an der Luft, Würfel II unter Wasser aufbewahrt. Die Rohre wurden mit blanker Oberfläche angeliefert und zur Erzeugung einer Rostschicht vor dem Einbetonieren zunächst 14 Tage unter nassem Sand gelagert.

Die Rohre in den Würfeln I und II wurden ohne weitere Vorkehrungen einbetoniert. In die Rohre der Würfel III und IV wurden 4 achsiale Längsschlitzte von 350 mm Länge eingesägt. Hierdurch sollte erzielt werden, daß die einzelnen Rohrquadranten federn konnten und so eine Klemmwirkung oder ein Reibungswiderstand beim Herausziehen der Rohre verhindert wurde. Damit jedoch während des Abbindens die Rohrquadranten mit genügendem Druck am Beton anlagen, wurde in das untere Ende des Rohrinneren



zunächst ein gut passender Eisendorn von 100 mm Länge eingesetzt und in den dann noch freibleibenden Teil des Rohrinneren ein gut passender Holzdorn hineingesteckt. Letzterer wurde kurz vor dem Versuche, zum größten Teil ausgebohrt und der noch verbleibende Rest mit dem Eisendorn durch leichte Hammerschläge herausgetrieben. Es wird noch später darauf hingewiesen werden, daß durch die damit verbundene Erschütterung die Haftung zwischen Beton und Eisen nicht beeinträchtigt worden ist. Die Längsschlitzte, welche eine Breite von 2 mm besaßen, waren mit einer plastischen Masse ausgeschmiert, die vor dem Versuche mit Haken herausgekratzt wurde.

Die Versuchsergebnisse sind in nachstehender Tabelle wiedergegeben:

Würfel Nr.	Rohr	Lagerung vom 6. bis 28. Tage	Haftfläche F qcm	Höchstkraft für das Herausziehen P kg	Haftfestigkeit P : F kg/qcm
I	ungeschlitzt	Luft	348	6342	18,2
II	ungeschlitzt	Wasser	348	5800	16,7
III	geschlitzt	Luft	324	385	1,19
IV	geschlitzt	Luft	324	320	0,99

Sie zeigen klar den außerordentlichen Unterschied in den Werten für die sogenannte „Haftfestigkeit“.

Es sei hierzu noch bemerkt, daß während des Versuches die gegenseitige Verschiebung zwischen Beton und Eisen durch ein mit einer Lupe versehenes Mikrometer bis auf $\frac{1}{100}$ mm genau gemessen wurde.

Bei den geschlitzten Rohren erfolgte die Trennung zwischen Beton und Eisen plötzlich, ohne daß zuvor die geringste Verschiebung zwischen beiden wahrgenommen wurde. Dieser Umstand spricht auch dafür, daß das Hinaustreiben des Holz- und Eisendornes aus dem Rohrinernen durch Hammerschläge nicht die Haftung zwischen Beton und Eisen beeinträchtigt hat.

Ganz anders verhalten sich die nicht geschlitzten Rohre. Hier trat bereits bei einer Belastung, welche nur einen geringen Bruchteil der Höchstbelastung betrug, eine erhebliche Verschiebung zwischen Beton und Eisen ein, wie nachstehende Tabelle zeigt. Diese Verschiebung bei der Höchstbelastung betrug zwischen 1 und 4 mm.

Von einer Haftung zwischen Beton und Eisen kann naturgemäß nur dann noch gesprochen werden, wenn zwischen beiden noch nicht die ge-

ringste Verschiebung eingetreten ist. Die Tabelle läßt erkennen, daß nur bis zu sehr geringen Belastungen eine derartige Haftung vorhanden ist

Würfel Nr.	Lagerung vom 6. bis 28. Tage	Belastung kg	Verschiebung zwischen Eisen u. Beton mm
I	Luft	360	0,47
		1090	0,92
		4090	1,47
		6342	4,20
II	Wasser	710	0,00
		950	0,03
		1850	0,12
		3020	0,21
		5180	0,41
		5800	1,04

und daß nach Überschreitung dieser Belastung die einzige Kraft, welche Beton und Eisen zusammenhält, in dem Reibungswiderstand zu suchen ist.

DER VON DER KÖNIGL. EISENBAHDIREKTION BERLIN AUSGEFÜHRTE DAUERVERSUCH AN EINEM VERSUCHSBALKEN AUS EISENBETON.

Von Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor Homann (Berlin).

Zu dem von der Königlichen Eisenbahndirektion Berlin ausgeführten Dauerversuch an einem Versuchsbalken aus Eisenbeton ist folgende Äußerung des Deutschen Beton-Vereins eingegangen:

In Nr. 4 u. 5 dieser Zeitschrift sind die Ergebnisse eines bemerkenswerten Dauerversuches veröffentlicht worden, welcher von der Königlichen Eisenbahndirektion Berlin ausgeführt wurde und als erster verdienstvoller Schritt angesehen

werden kann, um die Frage nach der etwaigen zerstörenden Wirkung wiederholter Belastung bei gleichzeitigem Einfluß des Klimawechsels zu lösen. Zwar wird einerseits die Bedeutung der Schlußfolgerungen aus diesen Beobachtungen vom Verfasser selbst durch den Hinweis auf „die Mängel des Versuches“ und die „bei der Herstellung der Versuchskörper vorgekommenen Versehen“ wesentlich eingeschränkt; gleichzeitig werden aber andererseits aus diesen nicht ein-

wandfreien Ergebnissen bestimmt ausgesprochene Schlüsse über die Festigkeit und Dauerhaftigkeit des Eisenbetons gezogen, deren Anerkennung von schwerwiegender Bedeutung für die Bau Praxis sein würde*). Da es sich hier um einen Dauerversuch handelt, der sich über einen Zeitraum von mehr als einem Jahre ausdehnt, wird die beabsichtigte Durchführung solcher Versuche unter Vermeidung der gefundenen Mängel immerhin erst nach geraumer Zeit zu einem Ergebnis führen. Um jedoch der Übertragung etwaiger verfrühter und nicht zutreffender Schlußfolgerungen auf den Entwurf und die Ausführung unserer Eisenbetonbauten vorzubeugen, sieht sich der „Deutsche Beton-Verein“ veranlaßt, auf die hauptsächlichsten Bedenken hinzuweisen, die seines Erachtens hier erhoben werden müssen.

Als wesentliches Bedenken ist zunächst anzuführen, daß der Hauptversuch ausschließlich an demjenigen Balken vorgenommen wurde, der sich bei dem Vorversuche als der minderwertigere der beiden Versuchskörper ergeben hatte. Die Begründung für dieses ungebräuchliche Vorgehen lautet: „Für die Praxis des Betonbaues kann natürlich nur das ungünstigere Ergebnis maßgebend sein, wenn der Beweis geliefert werden kann, daß die entstandenen statischen Risse die Ausgangspunkte einer weiteren Zerstörung werden können.“ Es ist vor allem überhaupt wohl unzulässig, derartige folgenschwere Ergebnisse von einem einzigen Versuchskörper herleiten zu wollen.

Hierzu kommt noch, daß hinsichtlich der Herstellung oder Behandlung der Körper begründete Bedenken erhoben werden können. Die beiden einzigen Probewürfel aus dem gleichen Material wie die Versuchsbalken ergaben nämlich nach 285 bzw. 280 Tagen eine Druckfestigkeit von 296 kg/qcm und 177 kg/qcm. Die große Verschiedenheit dieser beiden Werte ist ein Beweis dafür, daß hier eine einwandfreie Herstellung oder Behandlung der Probekörper nicht angenommen werden kann. Schon bei der Feststellung dieses einen äußerst niedrigen Wertes für die Würfelfestigkeit, der von den sonst üblichen Festigkeitszahlen nach 28 Tagen, also dem zehnten Teile des hier vorliegenden Alters, erheblich abweicht, hätte man am besten von einer weiteren Prüfung der Versuchskörper Abstand genommen.

Diese Bedenken betreffs der Sorgfalt der Her-

*) Von welcher großen wirtschaftlichen Tragweite diese Frage für den Eisenbetonbau ist, geht aus folgendem Beispiel hervor. Für die Fahrtafel ein und derselben Balkenbrücke aus Eisenbeton ergab sich unter Zugrundelegung der „ministeriellen Hochbaubestimmungen“ oder der „vorläufigen Leitsätze des Deutschen Beton-Vereins“ ein Kostenbetrag von 15 500 M, nach den „vorläufigen Bestimmungen der Eisenbahndirektion Berlin“ unter sonst völlig gleichen Bedingungen dagegen der Kostenbetrag von 23 600 M, also ein Mehraufwand von 13 100 M oder rund 85%.

stellung der Versuchskörper werden noch dadurch verstärkt, daß die Eiseneinlagen nicht die nach dem Versuchsplane vorgesehene Stärke von 13 mm hatten, sondern irrtümlicherweise für dieselben beim Versuchskörper Nr. 1 nur 10 mm und beim Versuchskörper Nr. 2 nur 12 mm bei gleicher Anzahl der Stäbe genommen worden war. Das Bestreben, den minderwertigen der beiden Versuchskörper weiter zu erproben, führte nun dazu, daß der Dauerversuch nur an dem Versuchskörper Nr. 1 vorgenommen wurde, welcher mit 10 mm Eisenstärke fast nur die Hälfte des nach den „Hochbauvorschriften“ erforderlichen Eisenquerschnittes besaß. Dieser zu schwach bewehrte Versuchskörper erhielt daher beim Dauerversuch, nach den „Hochbauvorschriften“ berechnet, die außerordentlich hohe Beanspruchung von 1900 kg/qcm statt der üblichen von 1000 kg/qcm bei vorschriftsmäßiger Bemessung.

Aus dem Ergebnis, daß der bewehrte Versuchskörper Nr. 1 eine rechnerische Betonzugspannung von nur 35,6 kg/qcm aufwies im Vergleich zu 37 kg/qcm für den unbewehrten Balken, schließt der Verfasser, daß „die Dehnungsfähigkeit des Betons durch die Eisenbewehrung nicht erhöht worden ist“. Dieser Schluß erscheint jedoch deswegen unberechtigt, weil der Versuchskörper Nr. 2 eine rechnerische Betonzugbeanspruchung von $\sigma_b = 58,2$ kg/qcm, also eine wesentliche Erhöhung der Dehnungsfähigkeit des Betons ergab.

Infolge eines versehentlich zu frühen Einstellens der Maschine wurden übrigens während der Dauer von 4 Tagen durch 20 000 wechselnde Belastungen Druckbeanspruchungen zwischen den Grenzen von 48,0 und 74,3 kg/qcm und Eisen Spannungen zwischen 1805 und 2800 kg/qcm hervorgerufen. Obwohl die wirklich eingetretenen Beanspruchungen wahrscheinlich sehr nahe den oberen Grenzwerten lagen und somit die Elastizitätsgrenze des Eisens überschritten wurde, hat der Verfasser dennoch angenommen, daß dieselben für das Versuchsergebnis ohne Einfluß waren. Da diese Spannungswerte weit über die zulässigen und üblichen Beanspruchungen hinausgehen, ist es nicht zulässig, aus den natürlicherweise ungünstigen Versuchsergebnissen irgendwelche Schlüsse für die praktischen Ausführungen zu ziehen.

Nach diesen Darlegungen kann man aus dem vorliegenden Versuche keinesfalls folgern, daß für unsere bisher nach den „Hochbauvorschriften“ sorgfältig berechneten und ausgeführten Eisenbetonbauten bei wechselnder Belastung Risse zu befürchten wären, welche unter dem Einfluß des Klimawechsels den Bestand des Bauwerkes gefährden könnten.

Der Vorstand
des Deutschen Beton-Vereins.

Der Dauerversuch an einem Eisenbetonbalken, welcher von der Eisenbahndirektion Berlin ausgeführt und vom Bauinspektor Homann im Armierten Beton (1909 Seite 153) beschrieben wurde, hatte den Zweck, die Berechnungsweise des Baurates Labes, welche in den „vorläufigen Bestimmungen für das Entwerfen und die Ausführung von Ingenieurbauten in Eisenbeton“ angewendet wurde, auf ihre Zweckmäßigkeit zu prüfen. Bauinspektor Homann gibt zwar zu, daß dieser Versuch ein abschließendes Urteil nicht gestattet, glaubt aber in dessen Ergebnissen eine Bestätigung der Anschauung zu erblicken, daß es sich bei Ingenieurbauten, namentlich bei Eisenbahnbrücken empfiehlt, auf die Zugfestigkeit des Betons Rücksicht zu nehmen und statische Risse zu verhindern.

Nun stehen diesem einen Versuche die Ergebnisse der zahlreichen Versuche des Königl. Materialprüfungsamtes, veröffentlicht von E. Probst*) und diejenigen von Van Ornum**) einigermaßen entgegen. Es wäre daher noch zu untersuchen, welche Schlüsse aus dem Dauerversuche zu ziehen sind und ob dieser Versuch als eine Bestätigung der Berechnungsweise Labes' betrachtet werden kann.

Es waren hierbei zwei Fragen zu beantworten:

- a) Treten statische Risse im Betonzuggurt von eisenbewehrten Tragwerken auf, wenn diese namentlich bei wiederholten Belastungen innerhalb der nachden „Hochbauvorschriften“ zulässigen Grenzen für σ_b und σ_c liegen?
- b) Wird ein solcher Riß an der Eisenbahnbrücke zugleich die weitere Zerstörung des Verbundkörpers einleiten?

In den Vorversuchen wurden die Balken belastet, um die ersten Risse zu erhalten. Nun wurden nur zwei Versuchsbalken angefertigt, welche sich beim Versuche nicht gleichartig verhalten haben. Wie groß hierbei der Unterschied war, sehen wir schon aus den Probewürfeln, von denen einer bei $\sigma_{bd} = 296$, der zweite bei $\sigma_{bd} = 177 \text{ kg/cm}^2$ zerstört wurde. Wir sehen daher, den von mir mehrmals ausgesprochenen Satz neuerdings bestätigt, daß bei einem so ungleichmäßigen Material, wie Beton, verlässliche Resultate nur bei größerer Anzahl von Parallelversuchen gewonnen werden können.

Dieselbe Ungleichmäßigkeit sehen wir bei den Versuchsbalken. Beim Balken I wurde der erste Riß bei $\sigma_{bz} = 35,6$ beobachtet, der zweite Balken zeigte bei $\sigma_{bz} = 58,2 \text{ kg/cm}^2$ noch keine Risse. War vielleicht beim Balken I das Material an einer Stelle schlechter? Dies wissen wir nicht,

aber aus zwei Versuchen können wir nicht entnehmen, ob Balken I vielleicht nicht ein Ausnahmefall war.

Bauinspektor Homann meint, daß der erste Riß im Balken I bei einer Spannung eingetreten ist, die unterhalb σ_{bz} des unbewehrten Probekalkens lag. Nun können diese zwei Balken nicht miteinander verglichen werden, weil die Spannung in diesem Falle auch von der Querschnittsform abhängt, welche in beiden Fällen verschieden ist. Denn nur bei geradliniger Deformationslinie (ϵ konstant) sind die Spannungen den Abständen von der neutralen Achse proportional und die

Spannung nur von $\frac{J}{e}$ abhängig. Wenn ϵ sich ändert, wie dies beim Beton der Fall ist, so ist die Spannung nicht nur von J_1 und J_2 (den Trägheitsmomenten der gezogenen und gedrückten Querschnittsflächen), sondern auch von deren statischen Momenten S_1 und S_2 abhängig. Ich verweise hiermit auf meine Abhandlung im Wochenblatt für Baukunde (1887 Nr. 3), wo ich zunächst für einen Stahlstab nach der Überschreitung der Elastizitätsgrenze folgende Gleichungen entwickelte:

$$\sigma_0 (F_1 - F_2) + (\sigma - \sigma_0) \left(S_1 - \frac{c}{c_1} S_2 \right) = 0,$$

$$M = \sigma_0 (S_1 + S_2) + \frac{\sigma - \sigma_0}{e} \left(J_1 + \frac{c}{c_1} J_2 \right)$$

Hierbei bedeutet σ_0 die Spannung an der Elastizitätsgrenze, c und c_1 sind vom Material abhängige Konstanten.

Deshalb fanden auch Bach und Bauschinger, daß die Biegezugfestigkeit des Eisens größer als die Zugfestigkeit und je nach der Querschnittsform verschieden ist.

Ähnliche Verhältnisse sind auch beim Beton und Eisenbetonbalken vorhanden, daher kann man bei verschiedenen Querschnittsformen die nach der Gleichung $\sigma = \frac{M_e}{J}$ berechneten Spannungen nicht vergleichen. Die Spannung σ erhalten wir dann um so größer, je kleiner das Verhältnis der Höhe des Querschnittes zu dessen Fläche ist.

Die erste Frage wurde auch durch den Versuch nicht gelöst, denn die Eisenspannungen sind in diesem Falle weit größer als nach den Hochbauvorschriften. Dieselben betragen 1391 und 1705 kg/cm^2 statt 1000 kg/cm^2 . Es kann indessen auch ohne Versuch nicht gelehrt werden, daß die Rippenträger, bei welchen dünne Rippen in großer Entfernung angebracht sind, auch bei den nach den Hochbauvorschriften zulässigen Spannungen feine Risse erhalten können. Es ist nun die Frage, ob solche feinen Risse bei wiederholter Belastung und durch den Einfluß der

*) Mitteilungen aus dem Königl. Materialprüfungsamt. Einfluß der Armatur und der Risse im Beton auf die Tragsicherheit. Ergänzungsheft 1, 1907.

**) Proceedings of American Society of Civ. Eng. 1906.

Atmosphären die Zerstörung der Träger verursachen können.

Was die wiederholten Belastungen anbelangt, so hat Van Ornum sehr umfangreiche Versuche hierüber an vielen Säulen und Balken durchgeführt und gefunden, daß je näher die Belastung der Bruchlast liegt, desto kleinere Anzahl der Belastungen den Bruch herbeiführt. Wenn aber die Belastung unterhalb der Hälfte der Bruchlast liegt, so erfolgt auch bei unendlich großer Anzahl der Belastungen kein Bruch.

Der vorliegende Dauerversuch bestätigt die Resultate der Versuche Van Ornums, denn auch hier wurde nach 1286 000 Belastungen nicht nur kein Bruch herbeigeführt, sondern blieben auch die Durchbiegungen von 400 000 Belastungen angefangen fast gleich.

Bezüglich des Rostens der Eiseneinlagen hat Probst bei 34 Versuchen gefunden, daß die Risse keine Gefahr für ein Rosten der Armaturen bringen, solange sie nicht so groß sind, daß die rostbildenden Substanzen (Sauerstoff, Kohlensäure und Wasserdampf) bis zum Eisen vordringen können. Dieses Stadium tritt erst dann ein, wenn die Streckgrenze des Eisens bereits überwunden ist.

Nun wurde beim vorliegenden Versuche die Streckgrenze des Eisens vielleicht nicht überwunden, dennoch ist das Rosten eingetreten. Wir können nun fragen, warum diese Resultate nicht übereinstimmen. Probst hat nur 3 Tage, in einem Falle 12 Tage, die rostbildenden Substanzen auf den Balken wirken lassen, Homann aber 1½ Jahre. Es kann also sein, daß die Dauer der Einwirkung bei ersteren zu kurz gewesen ist. Andererseits wurde bei den Versuchen der Berl. Eisenbahndirektion die Luft durch die Gummiluftpumpe zu den Rissen geleitet, was vielleicht auch eine dynamische Wirkung hatte und die Ursache des Herausrieselns des feinen Zementstaubes war, wodurch die Risse breiter geworden sind. Durch die Verbreiterung der Risse wurde natürlich das Rosten befördert. Vielleicht ist meine Vermutung nicht richtig, weitere Versuche sollen dies aber unzweideutig nachweisen.

Durch ein Versehen des Wärters wurde übrigens der Versuchsbalken überanstrengt, so daß das Eisen bis 2800 kg/cm² beansprucht wurde. Vielleicht wurde hierbei schon die Fließgrenze des Eisens erreicht, es erschienen neue Risse (6, 7, 8 und VI) und wahrscheinlich wurden auch die alten erweitert. Durch dieses Versehen kann der Versuch nicht als ein solcher betrachtet werden, bei welchem die Spannungen noch nach den Hochbauvorschriften zulässig waren. Wahrscheinlich geschah dies bei beiden Balken, obwohl der Verfasser vom zweiten Balken und dessen Rissen später gar nichts berichtet.

Deshalb scheint mir die Schlußfolgerung, daß bei Ingenieurbauten, namentlich bei Eisenbahnbrücken, sich empfiehlt, statische Risse zu verhindern, noch nicht genügend begründet, und es wäre wünschenswert, noch weitere Versuche dieser Art durchzuführen, die diese für die Praxis so wichtige Frage unzweideutig klären würden.

Aber wenn wir auch bei Eisenbahnbrücken die Rücksichtnahme auf die Zugfestigkeit des Betons empfehlen würden, so wäre noch die Frage zu lösen, wie die Zugspannungen zu berechnen sind, ob man nach Labes für die Phase I mit $n = 10$ dieselben berechnen soll, wobei die Zugspannungen von 30 bis 40 kg/cm² noch zulässig wären, oder ob man vielleicht nach Melan, wie nach der österreichischen Verordnung, rechnen soll. In beiden Fällen sind die rechnermäßigen Spannungen von den wirklichen verschieden, bei Melan aber ist der Unterschied geringer.

Trotzdem die Resultate des Dauerversuches die Lösung der Frage der Dimensionierung der betoneisernen Eisenbahnbrücken nicht herbeiführten, so ist dieser Versuch als ein gewichtiger Beitrag hierzu zu betrachten und bleibt ein großes Verdienst des Baurates Labes und des Bauinspektors Homann, welches jedermann anerkennen muß.

Lemberg.

Prof. Dr. M. R. von Thullie.

Die Versuche wurden offenbar in der Absicht ausgeführt, den Labesschen Vorschriften und damit der Theorie Neumann als Beweis zu dienen. Bei dem einen Eisenbetonbalken trat der erste Riß bei einer kleineren Spannung (32,5 kg/qcm) als bei den unbewehrten (37 kg/qcm) auf, während der zweite Verbundbalken bei einer Beanspruchung von 56 kg/qcm noch keine Risse zeigte. Jedenfalls wäre es von Interesse gewesen, den zweiten weiter zu belasten, um einen Vergleich mit den geprobten Gefährten zu erhalten. Bei den bisher bekannten Parallelversuchen ergab sich, daß die Zugfestigkeit der armierten Balken immer größer ist als die der unbewehrten. Man kann daher vielleicht der Meinung Ausdruck geben, daß der versuchte Eisenbetonbalken eine Ausnahme bildet und bei der vorzeitigen Rißbildung vielleicht noch andere Gründe mitgewirkt haben.

Wie in dem Aufsatz angeführt, ist der eine unbewehrte Balken auf dem Transport sehr schwer beschädigt worden, so daß von einem Belastungsversuch abgesehen wurde. Es könnte vielleicht auch dieser Balken vor dem Versuch eine Überbeanspruchung erlitten haben.

Die von Herrn Homann am Schluß seines Aufsatzes ausgesprochenen Befürchtungen bezüglich der Eisenbetonbauwerke scheinen in der Praxis auch nicht ganz erfüllt zu sein. Wie Herr Professor

Klaudy mitteilt, haben 13 Jahre alte Moniergewölbe keine praktische Entwertung erfahren, trotzdem sie täglich dem Einfluß der Lokomotivgase ausgesetzt waren.*) Dieses Resultat wäre bei Eisen z. B. undenkbar, wie die zeretzten Weillblechdächer der Perronhallen beweisen.

Aus eben diesem Grunde könnte man bezüglich Berechnung von Eisenbetonbauten, die Stößen ausgesetzt sind, sehr gut mit den Vorschlägen des Herrn Professor Melan einig gehen, da hierbei immer noch ein großer Sicherheitskoeffizient gegen Risse vorhanden ist.

Weiterhin hat aber auch dieser amtliche Versuch gezeigt, daß die den alten ministeriellen Bedingungen zugrunde liegenden Belastungsangaben für die Abnahme von Eisenbetonhochbauten Risse im Gefolge haben mußten, da hier Eisenspannungen bis über 2000 kg/cm² vorkommen. Daß diese sich trotzdem nicht in dem Umfange gezeigt haben, ist nur auf die Monolität des Eisenbetonbaues zurückzuführen, weil durch Nichtberücksichtigung von Nebenspannungen günstigere Resultate, als wie angenommen, sich ergaben.

Frankfurt a. M.

Ob.-Ing. Nast.

Die Ausführungen des Herrn Professor Dr. Thullie veranlassen mich zu folgenden Ergänzungen meiner Mitteilungen:

1. Die verwendete Gummiluftpumpe hatte einen dünnwandigen Gummiball, wie man sie zu Blumenspritzen oder bei Brennarbeiten verwendet. Von ihm führte ein langer dünner Schlauch in mehrfachen Krümmungen zu den Rissen. Der Ball wurde nur um das Maß des Spielraums zwischen den Belastungsschienen und dem Versuchskörper, vermehrt um die federnde Zusammensetzung der Filzplatten, also um etwa 8 mm, zusammengedrückt. Infolgedessen trat die Luft nur in schwachem Strahle oder in leichten Perlen aus, auch machte sie sich an der Oberfläche des Wassers kaum bemerkbar.

Hiernach scheint es mir, daß die von uns beobachtete Bildung von Zementstaub anders erklärt werden muß, als durch eine dynamische Wirkung der austretenden Luft. Es ist natürlich zuzugeben, daß diese letztere Erklärung ohne Kenntnis der eben geschilderten näheren Umstände nahe lag.

2. Herr Professor Dr. Thullie bedauert, daß über den Versuchskörper Nr. 2 nichts berichtet wird.

Dieser Körper ist, wie ich in meinen Mitteilungen (unter dem Absatz „Befund nach Freilegung der Eiseneinlagen“) kurz erwähnt habe,

nur dem Vorversuche unterworfen worden. Die Versuchsvorrichtung erlaubte leider nicht, beide Körper gleichzeitig zu belasten.

Die Untersuchung auch dieses Körpers hätte deshalb den Abschluß der Versuche sehr in die Länge gezogen. Daneben erschien es aber auch wertvoll, an einem nicht belasteten Zwillingsbalken den Zustand der Eiseneinlagen vergleichen zu können. Wie ich mitgeteilt habe, waren die Eiseneinlagen dieses Körpers bei der Freilegung vollkommen rostfrei, ebenso wie die Eisen des Versuchskörpers Nr. 1 außerhalb der Rissezone — ein Beweis, daß der festgestellte Rost nicht ursprünglich vorhanden gewesen war, sondern sich als Folgeerscheinung der Risse gebildet hat.

Wie hervorgehoben wird, bestätigt der Dauerversuch die Ergebnisse von Ornums insofern, als durch 1286 000 Belastungen kein Bruch herbeigeführt worden ist.

Zur Vermeidung etwaiger Mißverständnisse, sei darauf hingewiesen, daß der Dauerversuch natürlich von vornherein nicht als Bruchversuch angelegt war. Vielmehr sollte der Versuchskörper eine unbegrenzte Zahl von Belastungen aushalten, damit festgestellt werden könnte, ob der Beton auch in jahrelangem Betriebe seine Fähigkeit, das Eisen zu schützen, bewahrt.

Von dem von Herrn Dr.-Ing. Probst veröffentlichten Versuche mit rostbildenden Substanzen unterscheidet sich der Dauerversuch neben seiner zeitlichen Ausdehnung auch durch den Einfluß des Wechsels der Belastungen auf die Rostbildung. Letztere ist wohl sicher durch eine gewissermaßen pumpende oder saugende Wirkung der unter dem Wechsel der Belastung sich öffnenden und schließenden Risse beschleunigt worden.

Dem Wunsche nach weiteren Versuchen ähnlicher Art schließe ich mich an. Herr Regierungs- und Baurat Labes ermächtigt mich, hierzu mitzuteilen, daß er zurzeit an der Aufstellung eines Planes für umfangreichere einschlägige Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton beteiligt ist. Es soll eine größere Anzahl von Balken, bei denen σ_e tunlichst nicht größer als 1000 kg/qcm ist, in ähnlicher Weise wie beim Dauerversuch geprüft werden.

Homann.

Herr Oberingenieur Nast meint, daß die „vorzeitige“ Reißbildung am Versuchskörper Nr. 1 vielleicht ihren Grund in einer vor der Belastung vorgekommenen Überbeanspruchung haben könne, da ja auch einer der unbewehrten Probekörper beschädigt worden sei. Dazu muß ich bemerken, daß stets eine gewissenhafte Beaufsichtigung stattgefunden hat, und daß mir von einer unsachgemäßen Behandlung der Versuchskörper nichts be-

*) Armierter Beton 1908 Nr. 9.

kannt geworden ist. Ich würde sonst nicht unterlassen haben, darauf — ebenso, wie auf die Beschädigung des einen Probekörpers — hinzuweisen, denn ich bin bemüht gewesen, alles für die Beurteilung wichtige Tatsachenmaterial vollständig zu geben, gleichgültig, ob es für oder gegen meine Schlußfolgerungen sprechen konnte.

Aber auch eine der unmittelbaren Beaufsichtigung etwa entgangene Beschädigung dürfte nach Lage der Dinge ausgeschlossen sein. Eine solche hätte sich unbedingt äußerlich bemerkbar machen müssen und wäre unfehlbar entdeckt worden, da der Versuchskörper wiederholt aufs genaueste, unter anderm mit Lupen, abgesucht worden ist. Und weiter: man sehe sich die in Fig. 5 meiner Mitteilungen dargestellten Rißbildungen an:

Es sind 13 Hauptrisse vorhanden, die sich in gleichen Abständen über den gleich stark beansprucht gewesenen mittleren Teil des Versuchskörpers verteilen. Bei einem so gleichmäßigen Verhalten muß ich es für ausgeschlossen halten, daß die Ursache der „vorzeitigen“ Rißbildung in äußeren, unsichtbar gebliebenen Beschädigungen gesucht werden könne.

Homann.

Es bleibt nur noch einiges zu bemerken, was in der Diskussion nicht hervorgehoben wurde. Vorerst ließe sich die Frage vorlegen, ob man derartige Versuche so durchführen soll, daß man sie genau auf die Verhältnisse in der Praxis übertragen kann, oder ob man sie unter Einwirkung aller ungünstigsten Verhältnisse ausführen soll. Beide Wege sind schon eingeschlagen worden und haben brauchbare Ergebnisse geliefert. In dem vorliegenden Fall handelte es sich aber in erster Linie darum, bestehende Vorschriften auf ihre Richtigkeit zu prüfen, und in diesem Falle hätte der Versuch genau nach den Vorschriften ausgeführt werden sollen. Mit andern Worten, man hätte den Probekörper derart beanspruchen sollen, daß er bei den vorgeschriebenen zulässigen Spannungen (welche, nach den Vorschriften gerechnet, größere Werte ergeben als in Wirklichkeit) sowohl der Dauerbelastung als auch dem Rostversuche hätte ausgesetzt werden sollen.

Die Bemerkung Homanns (auf Seite 202 Heft 5 der Zeitschrift) daß die Risse fast durchwegs den Bügeln folgten, eine Erscheinung wie sie schon vor einigen Jahren Schüle bei Versuchen fest-

stellte, zeigen wohl, daß die Bügel nicht genau an die Längseisen anschlossen, und daß zwischen den Bügeln und den Längseisen Beton vorhanden war. In einem solchen Falle können die Bügel nicht die Wirkung ausüben, die ihnen zugeschrieben wird, wie aus den von Luft veröffentlichten Versuchen über den Einfluß der Bügel in einwandfreier Weise gezeigt wird. Sobald die Bügel nicht eng an die Längseisen anliegen, schwächen sie nur den Zugquerschnitt des Betons, und es ist daher auch garnicht zu verwundern, wenn an diesen Stellen die ersten Risse auftreten.

In Punkt 3 seiner Schlußfolgerungen sagt Homann: „Die Betonumhüllung hat darauf bei wechselnder Belastung und Entlastung das Eisen in diesem Zustande nicht mehr gegen Rost zu schützen vermocht.“ Daß diese Betonumhüllung zu schwach war, läßt sich in Fig. 13 (Seite 203 der Zeitschrift) leicht erklären. Wie dort zu sehen ist, ist der Abstand der Achse der Armierung vom unteren Rande in der Mitte nur 2 cm. Zieht man die 6 m/m starken Bügel auch noch in Betracht, so bleibt für die Betonumhüllung eine Stärke von nur 0,8 cm. Daß eine derart schwache Betonumhüllung das Eisen nicht zu schützen vermag, ist wohl ohne weiteres einzusehen. In der Praxis dürfte es wohl kaum einen Fall geben, wo die Betonschicht, die zum Schutz der Eisen bestimmt ist, so gering ist, geschweige denn in einem Fall, bei welchem so erschwerende Umstände vorliegen, wie in dem Falle des Versuches. Es wäre daher angezeigt, wenn man in die Vorschriften für die Stärke der Betonumhüllungen ein gewisses Minimum einführte, welches durch Versuche festgestellt werden könnte.

Es hat Fachleute gegeben, die die Meinung ausgesprochen haben, die Veröffentlichung derartiger Versuche könnte dem Eisenbeton schaden. Dem muß ich widersprechen. Der Eisenbeton ist heute so weit, daß man auch die ungünstigsten Veröffentlichungen nicht zu fürchten braucht; diese haben zweifellos den großen Vorteil, daß man auch gewisse Schwächen besprechen kann, und die Mittel, wie man diese Schwächen beseitigen kann. Die Veröffentlichung der Labesschen Versuche ist daher mit Genugtuung zu begrüßen, weil sie dazu führen, daß auf Grund dieser durchaus nicht einwandfreien Ergebnisse Versuche in größerem Maßstab durchgeführt werden, welche geeignet sein werden, richtige Schlußfolgerungen zu ziehen.

Dr.-Ing. E. Probst.

ZUR THEORIE DER VERBUNDKÖRPER.

Von Dr. Alfons Leon,

Privatdozent an der technischen Hochschule in Wien.

In der Theorie der Verbundkörper werden der Hauptsache nach nur Biegungsaufgaben behandelt und dabei von Voraussetzungen Gebrauch gemacht, die aus der Lehre der Balkenbiegung stammen. Diese Voraussetzungen sind bekanntlich nicht erfüllt und man kann daher diesem Rechenverfahren nur eine relative Bedeutung beimessen. Es mag daher für die Gewinnung qualitativer Kenntnisse nicht unberechtigt sein zu versuchen, die Spannungsverteilung in Verbundkörpern auf Grund der Ansätze der Elastizitätstheorie im engeren Sinne, nämlich auf Grund der linearen Beziehungen zwischen Dehnungen und Spannungen und unter Berücksichtigung der Gleichgewichts- und Oberflächenbedingungen zu studieren. Daß das verallgemeinerte Hookesche Gesetz nicht erfüllt ist, soll insofern berücksichtigt werden, als die gewonnenen Koeffizienten nur Höchstwerte darstellen, die mit den Versuchsergebnissen zu vergleichen sind; uns im übrigen nicht mehr stören als die unleugbare Tatsache, daß auch die Grundlagen der gebräuchlichen Theorien des Eisenbetonbaues der Wirklichkeit nicht entsprechen. Es soll aber hier durchaus nicht darauf ankommen, eine neue Biegungstheorie für Verbundkörper zu entwickeln, als vielmehr die Wirkung von Inhomogenitäten in einer elastischen Grundmasse zu betrachten, Fragen, über welche die Biegungstheorie keine Auskunft gibt.

I.

Gehen wir zunächst von einem einfachen Fall aus: von den Formeln für einen Verbundkörper, der aus zwei gleichachsigen Zylindern besteht und achsial durch äußere Kräfte beansprucht sei. Die Länge der Zylinder sei genügend groß, um einen ebenen Verzerrungszustand zuzulassen. Wir betrachten also nur den mittleren Teil dieses Zylinders (nicht die Enden, wo sich die Haftspannungen geltend machen), so daß die Querschnitte beinahe eben bleiben. Es seien einfachste Verhältnisse angenommen, also vollkommene Haftung und linearer Zusammenhang von Spannungen und Dehnungen (Fig. 1).

Bezeichnet σ_r die radiale, σ_t die tangentielle (periphere) und σ_z die achsiale Spannung, so gelten, wie uns aus der Theorie der dickwandigen Gefäße bekannt ist, folgende Formeln:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{E m}{(m+1)(m-2)} \left[m C' - (m-2) \frac{C''}{r^2} + k \right], \\ \sigma_t &= \frac{E m}{(m+1)(m-2)} \left[m C' + (m-2) \frac{C''}{r^2} + k \right], \\ \sigma_z &= \frac{E m}{(m+1)(m-2)} [2 C' + (m-1) k]. \end{aligned} \right\} (1)$$

E ist der Elastizitätsmodul, m das die Poissonsche Konstante genannte Verhältnis von Längsdehnung und Querverkürzung, k die über den ganzen Querschnitt konstante achsiale Dehnung. C' und C'' sind Konstanten, welche sich aus den Oberflächenbedingungen ergeben. Die radiale Verrückung

$$\rho = C' r + \frac{C''}{r} \dots \dots \dots (2)$$

Die Einlagerung habe den Elastizitätsmodul E_1 und die Poissonsche Konstante m_1 ; die Elastizitätskoeffizienten des äußeren Zylinders seien E_2 und m_2 , wie überhaupt die auf den Kern sich beziehenden Koeffizienten mit dem Index 1, die auf die Grundmasse sich beziehenden mit dem Index 2 versehen werden mögen. Zur Ermittlung der Konstanten C_1 , C_2 und k dienen die Bedingungen, daß der äußere Mantel spannungsfrei sei und daß die beiden Zylinder fest aneinander haften, so daß die radiale Spannung σ_r (eine Schubspannung fehlt bei unseren Annahmen) und die radiale Verrückung ρ am gemeinsamen Mantel für beide Zylinder denselben Wert annehmen. Es muß daher, wenn a den Halbmesser der Einlage, b den des Gesamtkörpers bezeichnet,

$$\left. \begin{aligned} \rho_1 &= \rho_2 \text{ für } r = a, \\ \sigma_{r_1} &= \sigma_{r_2} \text{ für } r = a, \\ \sigma_{r_2} &= 0 \text{ für } r = b. \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (3)$$

Nimmt man noch darauf Rücksicht, daß σ_{r_1} und σ_{t_1} nicht unstetig werden und die gesamte achsiale Kraft den Wert P habe, so gelten noch die Bedingungen:

$$\left. \begin{aligned} C_1'' &= 0 \\ 2\pi \int_0^a \sigma_{z_1} \cdot r \, dr + 2\pi \int_a^b \sigma_{z_2} \cdot r \, dr &= P \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} (4)$$

Es ist daher

$$\left. \begin{aligned} C_1' &= C_2' + \frac{C_2''}{a^2} \\ \frac{E_1 m_1}{(m_1+1)(m_1-2)} [m_1 C_1' + k] &= \frac{E_2 m_2}{(m_2+1)(m_2-2)} [m_2 C_2' + k - (m_2-2) \frac{C_2''}{a^2}] \\ m_2 C_2' + k - (m_2-2) \frac{C_2''}{b^2} &= 0 \\ C_1'' &= 0 \\ a^2 (\sigma_{z_1} - \sigma_{z_2}) + b^2 \sigma_{z_2} &= \frac{P}{\pi} \end{aligned} \right\} (5)$$

und daraus

$$C_1' = -\frac{P}{\pi} \times$$

$$G'' = 0 \quad \frac{E_1 m_1 (m_2 + 1) [(m_2 - 2) a^2 + m_2^2 b^2] + E_2 m_2 (m_1 + 1) (m_1 - 2) (b^2 - a^2)}{E_1^2 m_1^2 (m_2 + 1) [(m_2 - 2) a^4 + m_2 a^2 b^2] + E_1 E_2 m_1 m_2 [(-2m_1 m_2 + m_1 + m_2 + 4) a^4 + (m_1 m_2 - 2m_1 - m_2 - 4) a^2 b^2 + m_1 (m_2 + 1) b^4] + E_2^2 m_2^2 (m_1 + 1) (m_1 - 2) (b^2 - a^2)^2}$$

$$C_2' = -\frac{P}{\pi} \times$$

$$C_2'' = -\frac{P}{\pi} \times \quad \frac{E_1 m_1 (m_2 + 1) [(m_2 - 2) a^2 + m_1 b^2] + E_2 m_2 (m_1 + 1) (m_1 - 2) (b^2 - a^2)}{E_1^2 m_1^2 (m_2 + 1) [(m_2 - 2) a^4 + m_2 a^2 b^2] + E_1 E_2 m_1 m_2 [(-2m_1 m_2 + m_1 + m_2 + 4) a^4 + (m_1 m_2 - 2m_1 - m_2 - 4) a^2 b^2 + m_1 (m_2 + 1) b^4] + E_2^2 m_2^2 (m_1 + 1) (m_1 - 2) (b^2 - a^2)^2}$$

$$k = \frac{P}{\pi} \times$$

$$\frac{E_1 m_1 (m_2 + 1) (m_2 - m_1) a^2 b^2}{E_1^2 m_1^2 (m_2 + 1) [(m_2 - 2) a^4 + m_2 a^2 b^2] + E_1 E_2 m_1 m_2 [(-2m_1 m_2 + m_1 + m_2 + 4) a^4 + (m_1 m_2 - 2m_1 - m_2 - 4) a^2 b^2 + m_1 (m_2 + 1) b^4] + E_2^2 m_2^2 (m_1 + 1) (m_1 - 2) (b^2 - a^2)^2}$$

$$\frac{E_1 m_1^2 (m_2 + 1) [(m_2 - 2) a^2 + m_2^2 b^2] + E_2 m_2^2 (m_1 + 1) (m_1 - 2) (b^2 - a^2)}{E_1^2 m_1^2 (m_2 + 1) [(m_2 - 2) a^4 + m_2 a^2 b^2] + E_1 E_2 m_1 m_2 [(-2m_1 m_2 + m_1 + m_2 + 4) a^4 + (m_1 m_2 - 2m_1 - m_2 - 4) a^2 b^2 + m_1 (m_2 + 1) b^4] + E_2^2 m_2^2 (m_1 + 1) (m_1 - 2) (b^2 - a^2)^2}$$

Man erhält somit für den Einschuß folgende Formeln:

$$\sigma_{r_1} = \sigma_{t_1} = \frac{P}{\pi} \times$$

$$\sigma_{z_1} = E_1 m_1 \frac{P}{\pi} \times \quad \frac{E_1 E_2 m_1 m_2 (m_2 - m_1) (b^2 - a^2)}{E_1^2 m_1^2 (m_2 + 1) [(m_2 - 2) a^4 + m_2 a^2 b^2] + E_1 E_2 m_1 m_2 [(-2m_1 m_2 + m_1 + m_2 + 4) a^4 + (m_1 m_2 - 2m_1 - m_2 - 4) a^2 b^2 + m_1 (m_2 + 1) b^4] + E_2^2 m_2^2 (m_1 + 1) (m_1 - 2) (b^2 - a^2)^2}$$

$$\frac{E_1 m_1 (m_2 + 1) [(m_2 - 2) a^2 + m_2 b^2] + E_2 m_2 (m_1 m_2 - m_2 - 2) (b^2 - a^2)}{E_1^2 m_1^2 (m_2 + 1) [(m_2 - 2) a^4 + m_2 a^2 b^2] + E_1 E_2 m_1 m_2 [(-2m_1 m_2 + m_1 + m_2 + 4) a^4 + (m_1 m_2 - 2m_1 - m_2 - 4) a^2 b^2 + m_1 (m_2 + 1) b^4] + E_2^2 m_2^2 (m_1 + 1) (m_1 - 2) (b^2 - a^2)^2}$$

Für den äußeren Zylinder gilt hingegen:

$$\sigma_{r_2} = \frac{P}{\pi} \times$$

$$\sigma_{t_2} = \frac{P}{\pi} \times \quad \frac{E_1 E_2 m_1 m_2 (m_2 - m_1) \left[-a^2 + \frac{a^2 b^2}{r_2^2} \right]}{E_1^2 m_1^2 (m_2 + 1) [(m_2 - 2) a^4 + m_2 a^2 b^2] + E_1 E_2 m_1 m_2 [(-2m_1 m_2 + m_1 + m_2 + 4) a^4 + (m_1 m_2 - 2m_1 - m_2 - 4) a^2 b^2 + m_1 (m_2 + 1) b^4] + E_2^2 m_2^2 (m_1 + 1) (m_1 - 2) (b^2 - a^2)^2}$$

$$\sigma_{z_2} = E_2 m_2 \frac{P}{\pi} \times \quad \frac{E_1 E_2 m_1 m_2 (m_2 - m_1) \left[-a^2 - \frac{a^2 b^2}{r_2^2} \right]}{E_1^2 m_1^2 (m_2 + 1) [(m_2 - 2) a^4 + m_2 a^2 b^2] + E_1 E_2 m_1 m_2 [(-2m_1 m_2 + m_1 + m_2 + 4) a^4 + (m_1 m_2 - 2m_1 - m_2 - 4) a^2 b^2 + m_1 (m_2 + 1) b^4] + E_2^2 m_2^2 (m_1 + 1) (m_1 - 2) (b^2 - a^2)^2}$$

$$\frac{E_1 m_1 [(m_1 m_2 - m_1 - 2) a^2 + m_1 (m_2 + 1) b^2] + E_2 m_2 (m_1 + 1) (m_1 - 2) (b^2 - a^2)}{E_1^2 m_1^2 (m_2 + 1) [(m_2 - 2) a^4 + m_2 a^2 b^2] + E_1 E_2 m_1 m_2 [(-2m_1 m_2 + m_1 + m_2 + 4) a^4 + (m_1 m_2 - 2m_1 - m_2 - 4) a^2 b^2 + m_1 (m_2 + 1) b^4] + E_2^2 m_2^2 (m_1 + 1) (m_1 - 2) (b^2 - a^2)^2}$$

Die Formeln für die Spannungsverteilung sind also selbst für diesen einfachen Fall ziemlich langwierig. Im Einschluss sind die radialen und tangentialen (peripheren) Spannungen einander gleich und im (innern) Querschnitt konstant; ebenso sind σ_{z_1} und σ_{z_2} konstant. Für

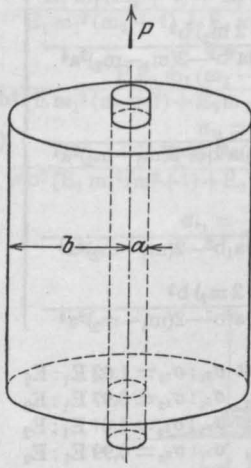


Fig. 1.

$E_1 : E_2 = 10, \quad b : a = 10,$

$m_1 = 3, \quad m_2 = 4.$

ist

$\sigma_{z_1} : \sigma_{z_2} = 10,05$

$\sigma_{r_1} (= 6r_1) : \sigma_{z_1} = 0,0063$

$\sigma_{r_2 \max} : \sigma_{z_2} = 0,063^*).$

Die Spannungen σ_r und σ_t sind also ziemlich klein. $\sigma_{r_2 \max}$ ist hier nur 6,3 v. H. von σ_{z_2} und σ_{r_1} nur 0,6 v. H. von σ_{z_1} . Die achsialen Spannungen σ_{z_1} und σ_{z_2} verhalten sich beinahe genau wie die Elastizitätsmoduli.

1. Sonderfall.

Es sei $m_1 = m_2 = m.$

Man erhält

$\sigma_{r_1} = 0$

$\sigma_{t_1} = 0$

$\sigma_{z_1} = \frac{E_1 P}{\pi [E_1 a^2 + E_2 (b^2 - a^2)]}$

$\sigma_{r_2} = 0$

$\sigma_{t_2} = 0$

$\sigma_{z_2} = \frac{E_2 P}{\pi [E_1 a^2 + E_2 (b^2 - a^2)]}$

und

$\sigma_{z_1} : \sigma_{z_2} = E_1 : E_2.$

... (9)

Sind die Poissonschen Konstanten für Kern und Grundmasse einander gleich, so erscheinen keine radialen und peripheren Spannungen; die achsialen verteilen sich im Verhältnis der Elastizitätsmoduli. Nur die Verschiedenheit der Konstanten m_1 und m_2 bedingt die Spannungen σ_r und σ_t .

*) max bedeutet hier keinen stationären, sondern den größten in Betracht kommenden Wert.

Wenn $E_1 : E_2 = 10$ und $b = 10$ ist, so wird für

$a : b = 0, \quad \sigma_{z_1} = 0,1 \frac{P}{\pi} = 10 \sigma_{z_2}$

$a : b = 0,1, \quad \sigma_{z_1} = 0,092 \frac{P}{\pi} = 10 \sigma_{z_2}$

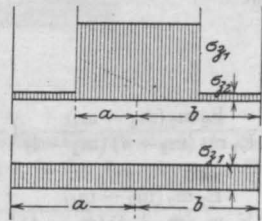
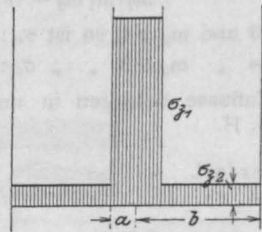
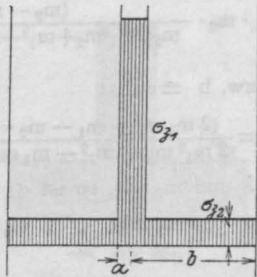
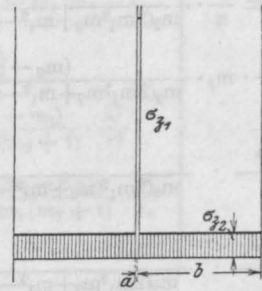


Fig. 2.

$a : b = 0,2, \quad \sigma_{z_1} = 0,074 \frac{P}{\pi} = 10 \sigma_{z_2}$

$a : b = 0,5, \quad \sigma_{z_1} = 0,031 \frac{P}{\pi} = 10 \sigma_{z_2}$

$a : b = 1, \quad \sigma_{z_1} = 0,01 \frac{P}{\pi} = 10 \sigma_{z_2}$

Ist außerdem noch $E_1 = E_2$, so ist $\sigma_{z_1} = \sigma_{z_2}$, $\sigma_{r_2} = \sigma_{t_2} = 0$ und $\sigma_{z_1} = \sigma_{z_2} = \frac{P}{\pi b^2}$ (Fig. 2).

2. Sonderfall.

Es sei

$$E_1 = E_2.$$

Man erhält

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{r_1} = \sigma_{t_1} &= \frac{P}{\pi} \cdot \frac{m_1 m_2 (m_2 - m_1) (b^2 - a^2)}{m_2(2m_1^2 m_2 + m_1^2 - m_1 m_2 - 2m_2) b^4 + m_2(-m_1^2 + m_1 m_2 - 4m_1 + 4m_2) a^2 b^2 - 2(m_1 - m_2)^2 a^4} \\ \sigma_{z_1} &= \frac{P}{\pi} \cdot m_1 \cdot \frac{(m_2 - m_1) (m_2 + 2) a^2 + (2 m_1 m_2^2 + m_1 m_2 - m_2^2 - 2 m_2) b^2}{m_2(2m_1^2 m_2 + m_1^2 - m_1 m_2 - 2m_2) b^4 + m_2(-m_1^2 + m_1 m_2 - 4m_1 + 4m_2) a^2 b^2 - 2(m_1 - m_2)^2 a^4} \\ \sigma_{r_2} &= \frac{P}{\pi} \cdot \frac{m_1 m_2 (m_2 - m_1) \left[-a^2 + \frac{a^2 b^2}{r^2} \right]}{m_2(2m_1^2(m_2 + m_1^2 - m_1 m_2 - 2m_2) b^4 + m_2(-m_1^2 + m_1 m_2 - 4m_1 + 4m_2) a^2 b^2 - 2(m_1 - m_2)^2 a^4)} \\ \sigma_{t_2} &= \frac{P}{\pi} \cdot \frac{m_1 m_2 (m_2 - m_1) \left[-a^2 - \frac{a^2 b^2}{r^2} \right]}{m_2(2m_1^2 m_2 + m_1^2 - m_1 m_2 - 2m_2) b^4 + m_2(-m_1^2 + m_1 m_2 - 4m_1 + 4m_2) a^2 b^2 - 2(m_1 - m_2)^2 a^4} \\ \sigma_{z_2} &= \frac{P}{\pi} \cdot m_2 \cdot \frac{(m_2 - m_1) (m_1 + 2) a^2 + (2m_1^2 m_2 + m_1^2 - m_1 m_2 - 2 m_2) b^2}{m_2(2m_1^2 m_2 + m_1^2 - m_1 m_2 - 2m_2) b^4 + m_2(-m_1^2 + m_1 m_2 - 4m_1 + 4m_2) a^2 b^2 - 2(m_1 - m_2)^2 a^4} \end{aligned} \right\} (10)$$

für $a = 0$, bzw. $b = \infty$ ist

$$\sigma_{z_1} : \sigma_{z_2} = \frac{(2 m_1 m_2 + m_1 - m_2 - 2) m_1}{2 m_1^2 m_2 + m_1^2 - m_1 m_2 - 2 m_2}.$$

Ist $m_1 = 3$ und $m_2 = 4$, so ist $\sigma_{z_1} : \sigma_{z_2} = 1,03$

„ $m_1 = 4$ „ $m_2 = 3$, „ „ $\sigma_{z_1} : \sigma_{z_2} = 0,98$

für $a = b$ ist

$$\sigma_{z_1} : \sigma_{z_2} = \frac{m_1 (m_2^2 - 1)}{m_2 (m_1 m_2 - 1)}.$$

Ist $m_1 = 3$ und $m_2 = 4$, so ist $\sigma_{z_1} : \sigma_{z_2} = 1,02$

„ $m_1 = 4$ „ $m_2 = 3$, „ „ $\sigma_{z_1} : \sigma_{z_2} = 0,97$.

Diese Einflüsse betragen in unseren Fällen nur 2 bis 3 v. H.

3. Sonderfall.

Es sei

$$a = b.$$

Man erhält

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{r_1} = \sigma_{t_1} &= 0 \\ \sigma_{z_1} &= \frac{P}{\pi a^2} \\ \sigma_{r_2} &= \frac{P}{\pi a^2} \cdot \frac{E_2 m_2 (m_2 - m_1)}{2 E_1 m_1 (m_2 + 1) (m_2 - 1)} \left(-1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \\ &= 0 \\ \sigma_{t_2} &= \frac{P}{\pi a^2} \cdot \frac{E_2 m_2 (m_2 - m_1)}{2 E_1 m_1 (m_2 + 1) (m_2 - 1)} \left(-1 - \frac{a^2}{r^2} \right) \\ &= 0 \\ \sigma_{z_2} &= \frac{P}{\pi a^2} \cdot \frac{E_2 m_2 (m_1 m_2 - 1)}{E_1 m_1 (m_2 + 1) (m_2 - 1)} \\ \sigma_{z_1} : \sigma_{z_2} &= \frac{E_1 m_1 (m_2 + 1) (m_2 - 1)}{E_2 m_2 (m_1 m_2 - 1)} \end{aligned} \right\} (11)$$

Hier kommt σ_{z_2} freilich nur als Grenzwert in Betracht, wenn b immer mehr abnimmt und sich so a nähert, wobei die zu σ_{z_2} gehörige Fläche $\pi (b^2 - a^2)$ verschwindet.

Für $m_1 = 3, m_2 = 4$ ist $\sigma_{z_1} : \sigma_{z_2} = 1,02 E_1 : E_2$

„ $m_1 = 4, m_2 = 3$ „ $\sigma_{z_1} : \sigma_{z_2} = 0,97 E_1 : E_2$

„ $m_1 = 4, m_2 = 5$ „ $\sigma_{z_1} : \sigma_{z_2} = 1,01 E_1 : E_2$

„ $m_1 = 5, m_2 = 4$ „ $\sigma_{z_1} : \sigma_{z_2} = 0,99 E_1 : E_2$

Auch diese Störungen sind unbedeutend.

4. Sonderfall.

Es sei

$$E_1 : E_2 = \infty,$$

d. h. der Kern beinahe starr. Man bekommt

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{r_1} = \sigma_{t_1} &= 0 \\ \sigma_{z_1} &= \frac{P}{\pi a^2} \\ \sigma_{r_2} = \sigma_{t_2} &= 0 \\ \sigma_{z_2} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (12)$$

Ist der Kern starr, so nimmt er (sofern P endlich ist) die Gesamtkraft P auf.

5. Sonderfall.

Es sei

$$E_1 : E_2 = 0,$$

d. h. der Kern unfähig, Spannungen aufzunehmen. Der Raum mit dem Halbmesser a sei ohne elastische Substanz. Es ist dann

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{r_1} = \sigma_{t_1} &= 0 \\ \sigma_{z_1} &= 0 \\ \sigma_{r_2} = \sigma_{t_2} &= 0 \\ \sigma_{z_2} &= \frac{P}{\pi (b^2 - a^2)} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (13)$$

Das sind die Formeln für einen achsial beanspruchten Zylinder vom Halbmesser b, der eine achsiale Bohrung vom Halbmesser a aufweist.

6. Sonderfall.

Es sei

$$b : a = \infty$$

d. h. $b = \infty$ oder $a = 0$.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{z_1} = \sigma_{t_1} = & \frac{P E_1 m_1 (m_2 - m_1)}{\pi b^2 [E_1 m_1^2 (m_2 + 1) + E_2 m_2 (m_1 + 1) (m_1 - 2)]} \\ \sigma_{z_1} = \frac{E_1 m_1 P}{E_2 \pi b^2} \times & \frac{E_1 m_1 (m_2 + 1) + E_2 (m_1 m_2 - m_2 - 2)}{E_1 m_1^2 (m_2 + 1) + E_2 m_2 (m_1 + 1) (m_1 - 2)} \\ \sigma_{z_2} = & \frac{P E_1 m_1 (m_2 - m_1)}{\pi b^2 [E_1 m_1^2 (m_2 + 1) + E_2 m_2 (m_1 + 1) (m_1 - 2)]} \cdot \frac{a^2}{r_2} \\ \sigma_{t_2} = & \frac{P E_1 m_1 (m_2 - m_1)}{\pi b^2 [E_1 m_1^2 (m_2 + 1) + E_2 m_2 (m_1 + 1) (m_1 - 2)]} \cdot \frac{a^2}{r_2} \\ \sigma_{z_2} = \frac{P}{\pi b^2} \cdot & \end{aligned} \right\} (14)$$

Ist außerdem noch $E_1 : E_2 = \infty$, der Einschluss also starr, so findet man

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{r_1} = \sigma_{t_1} = & \frac{P (m_2 - m_1)}{\pi b^2 m_1 (m_2 + 1)} \\ \sigma_{z_1} = \frac{P}{\pi b^2} \cdot \frac{E_1}{E_2} & \\ \sigma_{r_2} = \frac{P (m_2 - m_1)}{\pi b^2 m_1 (m_2 + 1)} \cdot \frac{a^2}{r^2} & \dots \dots \dots 16 \\ \sigma_{t_2} = - \frac{P (m_2 - m_1)}{\pi b^2 m_1 (m_2 + 1)} \cdot \frac{a^2}{r_2} & \\ \sigma_{z_2} = \frac{P}{\pi b^2} & \end{aligned} \right\}$$

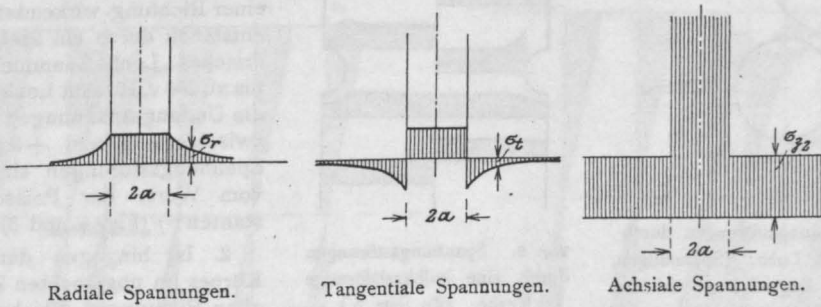


Fig. 3.

Ist $b = \infty$, so verteilt sich die Kraft P über eine unendlich große Fläche, so daß sämtliche Spannungen Null werden. Sollen die Spannungen endlich bleiben, so müßte man annehmen, daß P mit b^2 ins Unendliche wächst.

Aus (14) folgt

$$\frac{\sigma_{z_1}}{\sigma_{z_2}} = \frac{E_1 m_1}{E_2} \cdot \frac{E_1 m_1 (m_2 + 1) + E_2 (m_1 m_2 - m_2 - 2)}{E_1 m_1^2 (m_2 + 1) + E_2 m_2 (m_1 + 1) (m_1 - 2)} \quad (15)$$

Setzt man $E_1 : E_2 = 10$, so ist für

- $m_1 = 3, m_2 = 4 \quad \sigma_{z_1} = 10,04 \sigma_{z_2}$,
- $m_1 = 4, m_2 = 3 \quad \sigma_{z_1} = 9,97 \sigma_{z_2}$,
- $m_1 = 4, m_2 = 5 \quad \sigma_{z_1} = 10,02 \sigma_{z_2}$,
- $m_1 = 5, m_2 = 4 \quad \sigma_{z_1} = 9,98 \sigma_{z_2}$.

Die vorstehenden Koeffizienten weichen also von 10 kaum merklich ab. *)

*) Nimmt man aber an $m_1 = \infty, m_2 = 2$, so ist

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{r_1} = \sigma_{t_1} = - \frac{E_1}{3 E_1 + 2 E_2} \cdot \frac{P}{\pi b^2} = - \frac{E_1}{3 E_1 + 2 E_2} p \\ \sigma_{z_1} = \frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{P}{\pi b^2} = \frac{E_1}{E_2} p \\ \sigma_{z_2} = \frac{P}{\pi b^2} = p \end{aligned} \right\} 14a$$

Die achsialen Spannungen σ_{z_1} und σ_{z_2} verhalten sich wie die Elastizitätsmoduli. Trotzdem sind radiale und periphere Spannungen vorhanden. Für $E_1 = E_2$ ist $\sigma_{r_1} = -0,20 p$, für $E_1 : E_2 = \infty$ ist $\sigma_{r_1} = -0,33 p$.

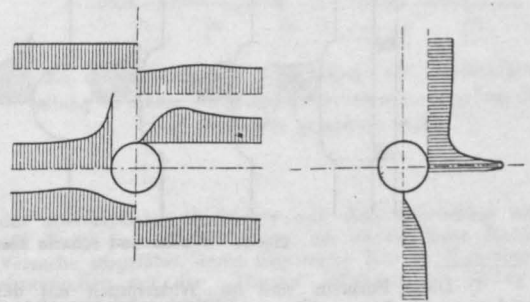


Fig. 4. Spannungsstörungen durch ein kreisrundes Loch. (Spannungen in der Zugrichtung.) (Zu Satz 1.)

Ist $m_1 = 2, m_2 = \infty$, so ist

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{r_1} = \sigma_{t_1} = \frac{E_1}{2 (E_1 + E_2)} \cdot \frac{P}{\pi b^2} = \frac{E_1}{2 (E_1 + E_2)} p \\ \sigma_{z_1} = \frac{E_1 (2 E_1 + E_2)}{2 E_2 (E_1 + E_2)} \cdot \frac{P}{\pi b^2} = \frac{E_1 (2 E_1 + E_2)}{2 E_2 (E_1 + E_2)} p \\ \sigma_{z_2} = \frac{P}{\pi b^2} = p \end{aligned} \right\} 14b$$

Für $E_1 = E_2$ ist $\sigma_{z_1} = 0,75 p, \sigma_{r_1} = 0,25 p$,
 „ $E_1 = 1,28 E_2$ ist $\sigma_{z_1} = p = \sigma_{z_2}, \sigma_{r_1} = 0,28 p$,
 „ $E_1 = \infty E_2$ ist $\sigma_{z_1} = \infty p, \sigma_{r_1} = 0,50 p$.
 Hier betragen also die radialen Spannungen bis 50 v. H. der Spannung p in der Grundmasse. (Fig. 3.)

Setzt man noch $\frac{P}{\pi b^2} = p$, so ist

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{r_1} &= \sigma_{t_1} = \frac{m_2 - m_1}{m_1(m_2 + 1)} p \\ \sigma_{z_1} &= p \cdot \frac{E_1}{E_2} = \infty \\ \sigma_{r_2} &= \frac{m_2 - m_1}{m_1(m_2 + 1)} \cdot \frac{a^2}{r^2} p \\ \sigma_{t_2} &= - \frac{m_2 - m_1}{m_1(m_2 + 1)} \cdot \frac{a^2}{r^2} p \\ \sigma_{z_2} &= p \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (17^*)$$

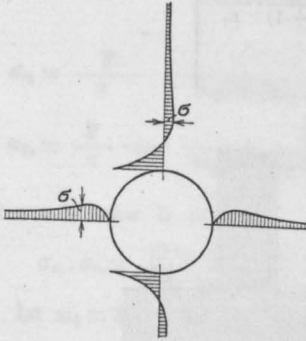


Fig. 5. Spannungsstörungen durch ein kreisrundes Loch. (Spannungen, senkrecht zur Zugrichtung wirksam. (Zu Satz 1.)

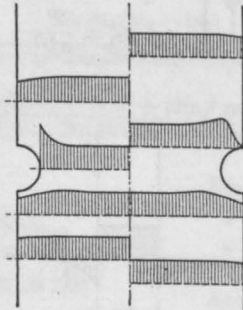


Fig. 6. Spannungsstörungen durch eine halbkreisförmige Kerbe. (Zu Satz 5.)

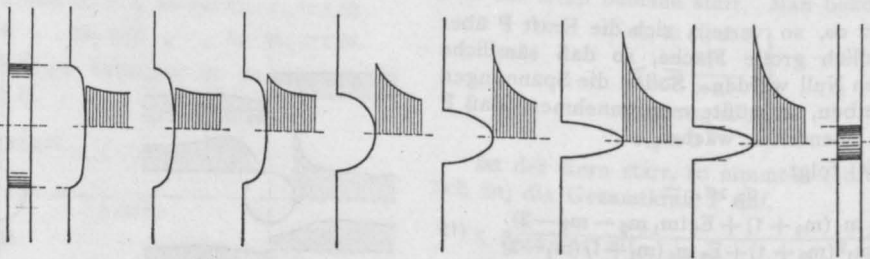


Fig. 7. Flache und scharfe Kerben in ihrer Wirkung. (Zu Satz 5.)

*) Diese Formeln sind im Widerspruch mit den anderorts (A. Leon. Über die Spannungsverteilung in Verbundkörpern. Mitteilungen a. d. mech. techn. Lab. Wien. 1904. 4. Heft. S. 33) für $b : a = E_1 : E_2 = \infty$ abgeleiteten

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{z_1} &= \infty \\ \sigma_{r_1} &= \sigma_{t_1} = \frac{m_2 - 2}{m_2(m_2 + 1)} p \\ \sigma_{z_2} &= p \\ \sigma_{r_2} &= \frac{m_2 - 2}{m_2(m_2 + 1)} \cdot \frac{a^2}{r^2} p \\ \sigma_{t_2} &= - \frac{m_2 - 2}{m_2(m_2 + 1)} \cdot \frac{a^2}{r^2} p \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (17 a)$$

Der Widerspruch ist im Folgenden bedingt: in den Formeln (17) ist die Anschauung enthalten, daß der unendlichen Spannung σ_{z_1} , trotz der Starrheit, eine endliche Dehnung k entspreche, so daß $\sigma_{z_1} : E_1$ endlich sei; die radiale Verrückung ρ hat dann einen endlichen Wert. In den Gleichungen (17a) ist hingegen von Anfang an angenommen, daß $\rho_1 = 0$ für alle Werte von r , die zwischen 0 und a liegen.

II.

Aus dieser Diskussion über die Spannungsverteilung in einem aus zwei koachsialen Zylindern bestehendem Verbundkörper geht hervor, daß die Formeln für den starren Einschluß (Sonderfall 4) und für die zylindrische Höhlung (Sonderfall 5) sich als spezielle Fälle der Betrachtung einer elastischen Einlagerung ergeben. In dieser Erwägung sind im Folgenden gelochte Körper als spezielle Fälle von Verbundkörpern betrachtet. Bei der Untersuchung kugelig und zylindrischer Einlagerungen und Höhlungen ergeben sich folgende Sätze*):

1. In einem unendlich ausgedehnten, flächenhaften Körper von ursprünglich gleichmäßiger linearer (d. h. nur in einer Richtung wirkender) Spannung p entstehen durch ein kreisrundes zylindrisches Loch Spannungserhöhungen bis zu 200 v. H. Am Lochrande nehmen die Umfangsspannungen Werte an, die zwischen $-p$ und $+3p$ liegen. Die Spannungsstörungen sind unabhängig vom Werte der Poissonschen Konstanten**) (Fig. 4 und 5).

2. Ist hingegen der flächenhafte Körper im ungelochten Zustande nach allen Richtungen gleichmäßig mit der

Spannung p behaftet, so bewirkt ein Loch Umfangsspannungen von der Größe $2p$. Die Spannungserhöhungen betragen also 100 v. H. und

*) A. Leon, Über die Störungen der Spannungsverteilung, die in elastischen Körpern durch Bohrungen und Bläschen entstehen (Österr. Wochenschrift f. d. öffentlichen Baudienst 1908, Heft 9). A. Leon, Über die Spannungsverteilung in der Umgebung einer halbkreisförmigen Kerbe und einer viertelkreisförmigen Hohlkehle. (Mitteilungen aus dem mech.-techn. Laboratorium der k. k. Technischen Hochschule in Wien 1908, Heft 1.) A. Leon, Über die Spannungsstörungen durch Kerben und Tellen. (Ebenda 1908, Heft 3.) A. Leon, Über die Spannungsverteilung in Verbundkörpern. (Ebenda 1909, Heft 4.) A. Leon, Zur Architektur der Bau- und Maschinenkonstruktionen. Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architektenvereins 1909.

**) Siehe auch G. Kirsch, Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre (Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure 1898, S. 798).

sind wieder unabhängig von den Elastizitätskoeffizienten*).

3. In Körpern, die nicht flächenhaft, sondern nach allen Richtungen im Raume unendlich ausgedehnt sind, bewirkt eine durchgehende, zylindrische Bohrung in den Richtungen der zur Zylinderachse senkrechten Querschnitten Spannungsstörungen gleicher Größe: bei linearer Beanspruchung steigen die Spannungen im Maximum bis $3p$, bei allseitiger bis $2p$; im letzteren Falle treten keine elastischen Kräfte in Richtung der Zylinderachse auf; im ersteren hingegen ja und ihre Größe schwankt im Zylindermantel zwischen $\pm \frac{2p}{m}$ (wenn

m die Poissonsche Konstante bedeutet); sie betragen für $m=2$, $1,00p$; für $m=3$, $0,67p$; für $m=4$, $0,50p$; für $m=5$, $0,4p$ und für $m=\infty$, $0,00p$; nehmen also dem Absolutwerte nach mit wachsendem m ab.

4. Sind die Lochungen nicht kreisförmig, sondern gestreckt in der zur wirkenden Spannung normalen Richtung, so können die Spannungserhöhungen auch Mehrfache der hier angegebenen Werte annehmen. Ist die ursprüngliche Spannung linear, so stören scharfe Schnitte in der Kraftrichtung beinahe gar nicht**).

5. In flächenhaften Körpern, deren geradliniger Rand durch eine halbkreisförmige Kerbe unter-

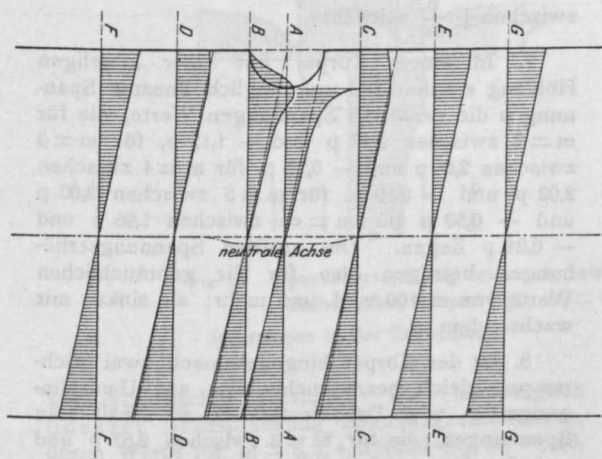


Fig. 8. Schematische Darstellung der Spannungsverteilung in einem auf Biegung beanspruchten, rechteckigen gekerbten Stabe.

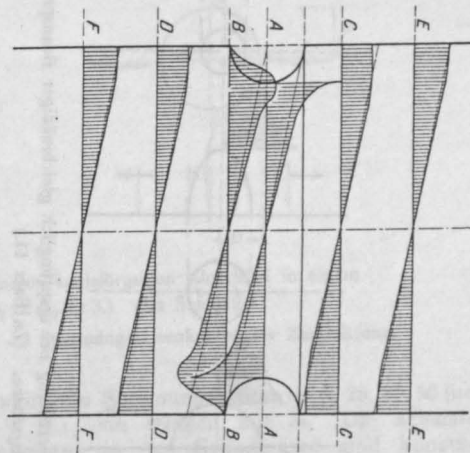


Fig. 9. Schematische Darstellung der Spannungsverteilung in einem auf Biegung beanspruchten, an der Ober- und Unterseite gekerbten Stabe.

*) Siehe auch M. Grübler, Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure 1897.

**) Siehe auch die Abhandlung von K. Wieghardt „Über das Spalten und Zerreißen elastischer Körper“ (Zeitschrift für Mathematik und Physik 1907, Heft 1 u. 2, S. 60—103), in welcher das ebene Problem behandelt wird, die elastischen Spannungen, die durch am Rande eines beliebigen Winkelraumes angreifenden Kräfte bedingt werden, zu bestimmen. Zur Lösung dieser Aufgabe reicht die Kenntnis der Spannungsverteilung für eine konzentrierte Randkraft aus, welche, wie später gezeigt wird, als Normalkraft vorausgesetzt werden darf. Für den Fall der Halbebene ist dieses Problem von Boussinesq gelöst. Mit Hilfe dieser Lösung und der Airyschen Spannungsfunktion behandelt Wieghardt die allgemeinere und schwierigere Aufgabe. Zunächst löst der Ansatz von Sommerfeld, der durch Verallgemeinerung der Boussinesqschen Lösung erhalten wurde, das Spannungsproblem für diejenigen Winkelräume, deren Öffnungen ganzzahlige Vielfache von π sind. Von diesen Fällen beansprucht der einfache Schlitz in der unendlichen Ebene größeres Interesse. Die Spannungen werden nämlich in der Ecke unendlich groß. — Der zweite Teil der Abhandlung enthält die Lösung des allgemeinen Problems mit Hilfe

des alternierenden Verfahrens und eine Anwendung auf den Bruch von Lagerkörpern; mit diesen hatte Bach Versuche ausgeführt, deren Ergebnisse ihm in Nichtübereinstimmung mit der „Theorie“ schienen, was Wieghardt eingehend aufklärt.

Befinden sich an Rundstäben, die auf Torsion beansprucht werden, scharfe Querschnittsübergänge, so erscheinen auch hier unendlich große rechnermäßige Spannungen. (Föppls Vorlesungen.) Zwischen dem Torsionsproblem und hydrodynamischen Aufgaben bestehen Beziehungen, welche dazu benützt wurden, um ersteres der Lösung näher zu führen. Nach Larmor bewirkt eine kugelige Höhlung in einer tordierten Welle eine Spannungserhöhung von 67, 87, 96, 100 und 114 v. H. entsprechend $m=2, 3, 4, 5$ und ∞ . In ähnlicher Weise auf 100 v. H., die Spannungen steigernd, wirkt eine halbkreisförmige Rundkerbe in einem tordierten Stab; ferner eine kleine zylindrische Bohrung in Richtung der Wellenachse. (Larmor, The influence of flaws and air-cavities on the strength of materials. Phil. mag. Vol. XXXIII. Ser. 5. 1892. Love, Lehrbuch der Elastizität. Deutsche Ausgabe von Timpe, Leipzig 1907. Basch, Über den Einfluß lokaler Inhomogenitäten, insbesondere starrer Einschlüsse. Zeitschrift für Architektur- und Ingenieurwesen. 1909. Heft 2, S. 114—132.)

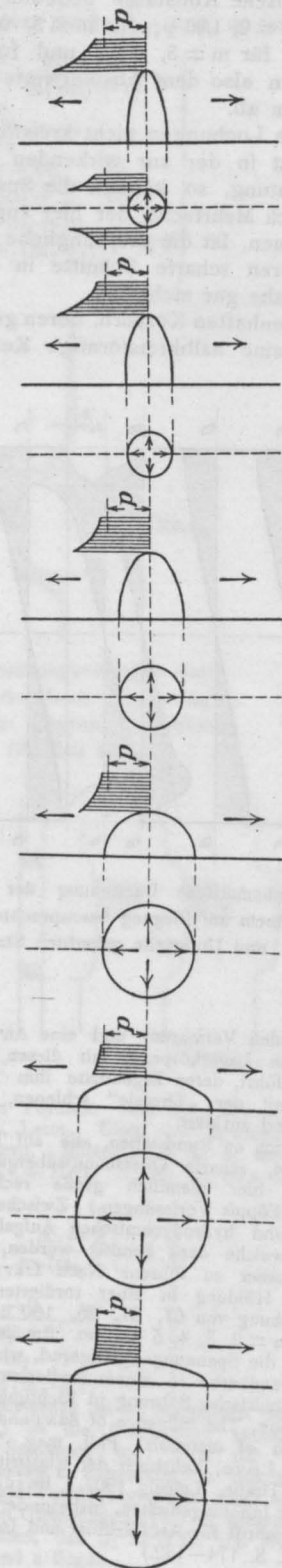


Fig. 10. Verschiedene Tellerformen in ihrer Wirkung auf die Spannungsverteilung bei ursprünglich gleichmäßiger Beanspruchung nach allen Richtungen parallel zur Begrenzungsebene. (Zu Satz 11.)

brochen ist, ändern sich die Spannungen am Kerbenrande zwischen 0 und $2p$, wenn p die im ungestörten Zustand auf den Körper in Richtung des Randes wirkende Spannung bedeutet. Sind die Kerben nicht halbkreisförmig, sondern gestreckt in der zur wirkenden Spannung normalen Richtung, so können die Spannungen $2p$ weit übersteigen (Fig. 6, 7, 8 u. 9).

6. Ist der Körper nicht flächenhaft, sondern von großer (unendlicher) Dicke, so ändert dies wenig an der Kraftausbreitung in den Kerbenquerschnitten. Senkrecht zu den Querschnitten treten aber noch in Richtung der Kerbenachse Spannungen hinzu, deren Größe im Mantel des die Kerbe begrenzenden Halbzylinders ungefähr zwischen $\pm \frac{p}{m}$ schwankt.

7. In einem Körper mit einer kugeligen Höhlung erhalten bei ursprünglich linearer Spannung p die gestörten Spannungen Werte, die für $m=2$ zwischen $2,17p$ und $-1,17p$, für $m=3$ zwischen $2,06p$ und $-0,75p$, für $m=4$ zwischen $2,02p$ und $-0,59p$, für $m=5$ zwischen $2,00p$ und $-0,50p$ für $m=\infty$ zwischen $1,96p$ und $-0,21p$ liegen. Die größten Spannungserhöhungen betragen also für die gebräuchlichen Werte von m 100 v. H. und mehr; sie sinken mit wachsendem m .

8. Ist der Körper hingegen nach zwei Richtungen gleich beansprucht (also auf Umschlingungszug- oder Druckfestigkeit), so erhält man Spannungen, die für $m=2$ zwischen $2,67p$ und $-0,67p$, für $m=3$ zwischen $2,25p$ und $-0,56p$, für $m=4$ zwischen $2,09p$ und $-0,52p$, für $m=5$ zwischen $2,00p$ und $-0,50p$, für $m=\infty$ zwischen $1,72p$ und $0,43p$ liegen. Die Spannungen ändern sich mit m in gleichem Sinne.

9. Bei nach allen Richtungen im Raume wirkender Spannung p entstehen durch eine kugelige Blase nach den Richtungen der Tangentialebenen Spannungen von der Größe $1,50p$. Die Poisson'sche Konstante ist hier nicht von Einfluß.

10. Eine halbkugelige Telle in der Wand eines von einer Ebene begrenzten elastischen Körpers bewirkt bei ursprünglich linearer Beanspruchung p Spannungserhöhungen von ungefähr 40 v. H.

11. Bei allseitiger Beanspruchung nach allen Richtungen der Begrenzungsebene betragen die Spannungserhöhungen 50 v. H. und darüber (Fig. 10).

12. In einem unendlich ausgedehnten, flächenhaften Körper von ursprünglich linearer Beanspruchung p entstehen durch einen kreisförmigen, beinahe starren Einschluß Spannungserhöhungen, die für $m=2$, 47 v. H., für $m=3$, 50 v. H., für $m=4$, 53 v. H., für $m=5$, 55 v. H. (und für

$m = \infty$, 67 v. H.) betragen; sie steigen mit m (Fig. 11)*).

13. Ist die ursprüngliche Beanspruchung gleichmäßig nach allen Richtungen der Mittelebene, so betragen die Spannungserhöhungen für $m = 2, 3, 4, 5$ (und ∞) 33, 50, 60, 67 (und 100) v. H.; sie steigen mit m **).

14. In Körpern, die nicht flächenhaft, sondern nach allen Richtungen unendlich ausgedehnt sind, bewirkt ein durchgehender, beinahe starrer,

Werte. In achsialer Richtung treten Normalspannungen hinzu von der Größe $p, 0,4 p, 0,25 p, 0,18 p$ (und 0) entsprechend $m = 2, 3, 4, 5$ (und ∞ ***).

15. Ist die Beanspruchung nicht linear, sondern gleichmäßig nach allen Richtungen der Querschnittsebenen, so betragen die Spannungserhöhungen 0, 33, 50, 60 (und 100) v. H., entsprechend den Werten $m = 2, 3, 4, 5$ (und ∞); sie steigen mit m . Achsiale Spannungen fehlen.

16. Bei allseitiger Beanspruchung im Raume

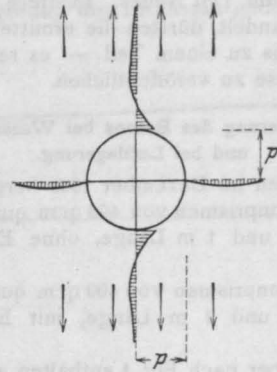
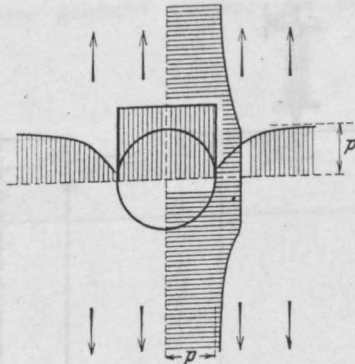


FIG. 11. Spannungsverteilung bei einem beinahe starren kreisförmigen Einschluss in einem flächenhaften Körper. ($E_1 : E_2 = \infty, m_1 = m_2 = 3$). (Zu Satz 12.)

Spannungen in der Zugrichtung.

Spannungen senkrecht zur Zugrichtung.

kreisförmiger Einschluss bei ursprünglich linearer Beanspruchung Spannungserhöhungen, deren Werte für $m = 2, 3, 4, 5$ (und ∞) 50, 47, 50, 53 (und 67) v. H. betragen. Die Spannungserhöhungen ändern sich nicht mit m in gleichem Sinne. Für $m = 2$ und $m = 4$ bekommt man gleiche

betragen die Spannungstörnungen 0, 25, 40, 50 (und 100 v. H.); sie steigen mit m . Die achsialen Spannungen in der Grundmasse sind konstant gleich p , die im starren, zylindrischen Einschluss sehr (unendlich) groß †).

(Fortsetzung folgt.)

*) Die Dehnungen werden durch den Einschluss verdoppelt (unabhängig von m). Es ist nicht ganz richtig, die Spannungen 1,47 $p, 1,50 p, 1,53 p, 1,55 p$ (und 1,67 p) als größte Spannungserhöhungen zu bezeichnen. Die Spannungen erreichen nämlich in der Grundmasse analytische Extremwerte gleich 1,52 $p, 1,52 p, 1,54 p, 1,55 p$ (entsprechend $m = 2, 3, 4, 5$), die bei $r = 1,15 a, 1,10 a, 1,06 a$ und $1,04 a$ stattfinden. Doch ist der Unterschied 1,06 a und $1,04 a$ voneinander für $m = 3, 4$ und der entsprechenden Ziffern voneinander für $m = 3, 4$ und 5 kaum 1 v. H. Über $m = 8,12$ hinaus sind die analytischen Extremwerte nicht mehr realisierbar. Wenn die Haftfestigkeit größer ist als die Festigkeit der Grundmasse (was in praxi wohl kaum vorkommen wird), so wäre auf diese Extremwerte zu achten und als größte Spannungen für $m = 2, 3, 4, 5$ die stationären Werte 1,52 $p, 1,52 p, 1,54 p, 1,55 p$, hingegen für $m = \infty$ der Größtwert 1,67 p anzusprechen.

(A. Leon, Über die Spannungsverteilung durch Kerben und Tellen. Mitteilungen des mech.-techn. Laboratoriums der k. k. Technischen Hochschule in Wien. 1908. Heft 3. S. 35).

Auch hier ergeben sich stationäre Werte für die gestörten Spannungen und zwar gleich 1,67 $p, 1,52 p, 1,52 p, 1,53 p$ (und 1,68 p) entsprechend $m = 2, 3, 4, 5$ (und ∞), welchen $r = 1,22 a, 1,15 a, 1,10 a$ und $0,93 a$ zukommt; realisierbar sind jedoch nur die ersten vier Maxima, weil bei $m = \infty$ der stationäre Wert bei $r < a$ stattfindet. Somit betragen hier die größten Spannungserhöhungen 67, 52, 52, 53 und 67 v. H.

Die vorliegende Aufgabe ist übrigens nicht eindeutig: Die Starrheit des Einschlusses würde hier vorschreiben, daß die achsiale Dehnung überall gleich Null ist, wodurch aber, da die lineare Dehnung in einer zur Achse senkrechten Richtung, sofern m nicht unendlich groß ist, Querkontraktionen zur Folge hat, auch im Unendlichen achsiale Spannungen entstehen. Nimmt man hingegen an, daß die achsialen Spannungen mit wachsendem Abstand von der Störungsstelle gegen Null konvergieren, so ergibt sich ein endlicher Wert für die achsiale Dehnung, so daß im Einschluss unendlich große Spannungen anzunehmen wären.

†) Hier treten keine stationären Werte auf.

**) Hier treten keine stationären Werte auf.
 ***) In den „Mitteilungen“ soll die Formel heißen:

$$\sigma_r = \frac{\lambda + 2\mu}{2(\lambda + \mu)} p + \frac{\lambda + 2\mu}{\lambda + 3\mu} p = \frac{(m-1)(5m-4)}{m(3m-4)} p$$

Es ist ferner

$$\sigma_z = \frac{2}{3m-4} \cdot \frac{a^2}{r^2} \cdot \cos 2\varphi$$

VERSUCHE ÜBER DIE LÄNGENÄNDERUNG DES BETONS BEI WASSER- UND BEI LUFTLAGERUNG, SOWIE ÜBER DIE ZUGFESTIGKEIT VON MÖRTELKÖRPERN MIT VERSCHIEDENER QUERSCHNITTSGRÖSSE BEI FEUCHTER UND BEI TROCKENER LAGERUNG*).

Von C. Bach unter Mitwirkung von O. Graf.

Die Ergebnisse der Versuche, über die im Nachstehenden berichtet ist, enthalten zum Teil Bekanntes, zum Teil Neues. Insofern es sich um Bekanntes handelt, dürften die ermittelten Zahlen — wenigstens zu einem Teil — es rechtfertigen, die Ergebnisse zu veröffentlichen.

auf einer bestimmten Temperatur zu halten war. Es wurde mit der Messung so lange gewartet,

Längenänderung des Betons bei Wasserlagerung und bei Luftlagerung.

Es wurden im Dezember 1906 hergestellt

a) 4 Betonprismen von 400 qcm quadratischem Querschnitt und 1 m Länge, ohne Eiseneinlage, nach Fig. 1,

b) 4 Betonprismen von 400 qcm quadratischem Querschnitt und 1 m Länge, mit Eiseneinlage, nach Fig. 2.

Die Körper nach Fig. 1 enthalten an den Stirnflächen Eisenstifte, bei denjenigen nach Fig. 2 reicht die Eiseneinlage über die Endflächen der Prismen um 15 mm hinaus.

Die Zusammensetzung des Betons der Prismen ist

- 1 Raumteil Portlandzement,
- 4 Raumteile Rheinsand und Rheinkies (aus der Nähe von Speyer), in dem Mischungsverhältnis von 3 Raumteilen Sand (0 bis 5 mm Korngröße) und 2 Raumteilen Kies (5 bis 15 mm Korngröße),

7,9 Gewichtsprocente Wasser.

Der Beton ist derselbe, wie er zu den Versuchen verwendet wurde, über welche in Heft 39 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten, herausgegeben vom Verein Deutscher Ingenieure, Berlin 1907 berichtet ist. Dasselbst befinden sich in Anlage 1 und 2, Seite 44 u. f. die näheren Angaben über die Ergebnisse der Zementprüfung usf.

Zur Herstellung der Körper wurden wagrecht liegende Holzformen verwendet.

Die Prismen waren bis zum Entformen mit nassen Säcken bedeckt.

Nach dem Entformen sind die ersten Messungen in dem Alter von rd. 3 Tagen vorgenommen worden. Die Körper ruhten dabei auf den unteren Zapfen, Fig. 1, in senkrechter Lage. Den Versuchskörper umschloß ein hohles, gußeisernes Gestell, das von stetig durchlaufendem Wasser

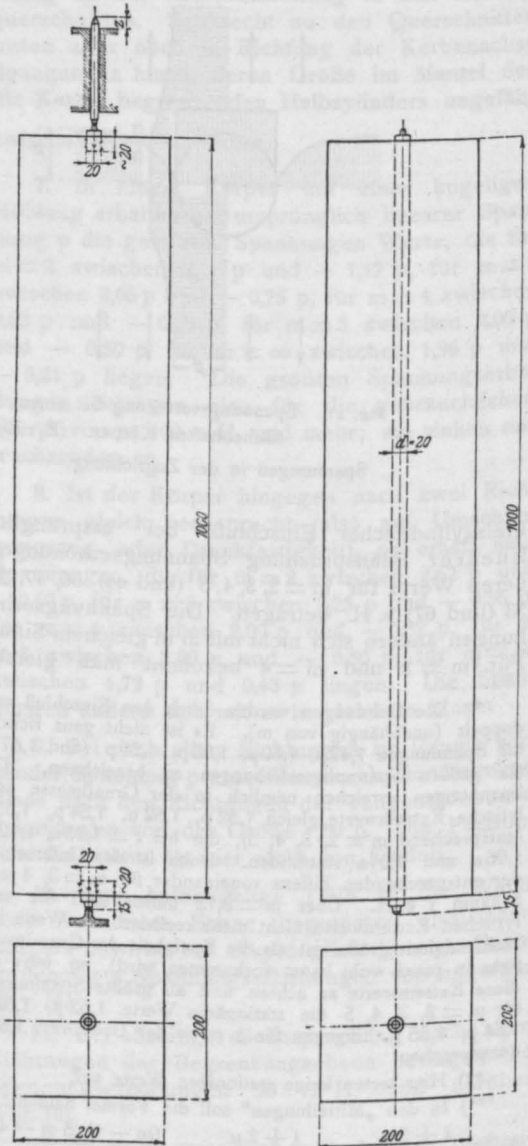


Fig. 1.

Fig. 2.

* Ein Bericht über diese Versuche gelangte in Heft 72 bis 74 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten, herausgegeben vom Verein Deutscher Ingenieure, Berlin 1909, Seite 99 u. f. zur Veröffentlichung.

bis die Temperatur des Körpers (festgestellt durch Einsetzen von Thermometern in das Innere des Körpers) und der Luft gleich derjenigen des be-

zeichneten Gestelles geworden war; Unterschiede bis zu $0,2^\circ$ C. mußten in den Kauf genommen werden schon mit Rücksicht auf die senkrechte Lage der ganzen Versuchseinrichtung.

Auf dem oberen Zapfen der Prismen saß bei der Messung ein das Gestell durchdringender Stift, wie aus Fig. 1 ersichtlich. Die Strecke z des Stiftes wurde mit einer Mikrometerschraube bestimmt.

Nach der ersten Messung sind 2 Körper Fig. 1 (Nr. 104, 108) und 2 Körper Fig. 2 (Nr. 105, 109) unter Wasser gebracht worden, die übrigen

worden sind, gibt die Fig. 3 für die Körper nach Fig. 1 Auskunft, und zwar lassen die beiden Linienzüge oberhalb der Abszissenachse die Verlängerungen (bei Wasserlagerung), die beiden Linienzüge unterhalb der Abszissenachse die Verkürzungen (bei Luftlagerung) erkennen.

In Fig. 4 wurden die Längenänderungen des einbetonierten Stabes der Körper nach Fig. 2 dargestellt.

Die Verlängerungen (Körper 105 und 109) sind dadurch veranlaßt worden, daß der Beton bei Wasserlagerung den Eisenstab gedehnt, also Zug-

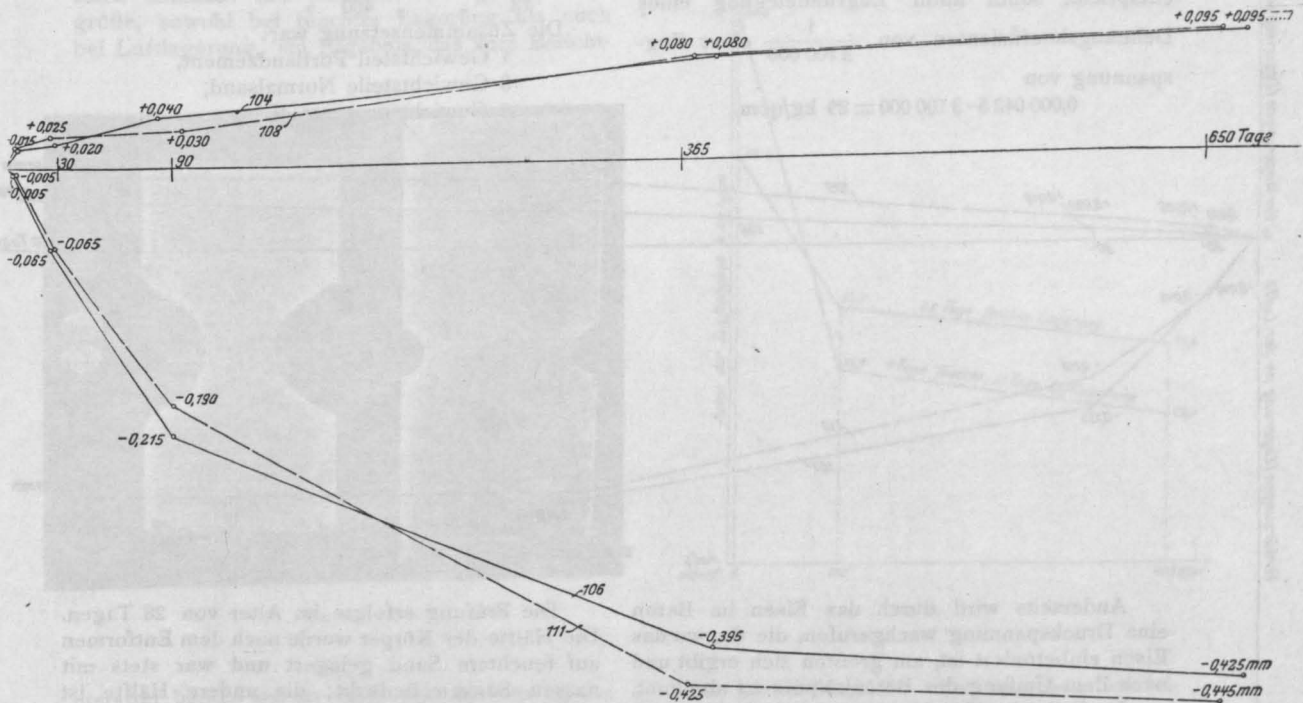


Fig. 3.

4 Prismen (Nr. 106 und 111 nach Fig. 1, Nr. 107 und 110 nach Fig. 2) lagerten an der Luft, deren Temperatur zwischen 15 und 22° C (im Sommer) schwankte.

Im Alter von rund 7 Tagen, 4 Wochen, 3 Monaten, 1 Jahr und 2 Jahren wurden die Messungen wiederholt und dabei festgestellt — wie bereits bekannt und auch in früheren Berichten*) bemerkt worden ist — daß der Beton bei Wasserlagerung sein Volumen vergrößert, bei Luftlagerung dagegen vermindert.

Über die Längenänderungen des Betons, welche gegenüber der ersten Messung festgestellt

spannungen in ihm wachgerufen hat, während der einbetonierte Eisenstab, der durch den Beton an der vollen Ausdehnung gehindert wurde, in diesem Druckspannungen wachgerufen hat. Natürlich sind die Verlängerungen des Eisenstabes in den Körpern Fig. 2 kleiner ausgefallen als die Verlängerungen des Betons in den Körpern Fig. 1.

Die unterhalb der Abszissenachse gelegenen Linienzüge geben die Verkürzung des Eisenstabes der Körper 107 und 110 an, die er dadurch erfährt, daß der Beton bei Luftlagerung sich zusammenzieht. Dabei werden im Eisenstab Druckspannungen entstehen müssen. Auch hier zeigt sich, daß die Verkürzungen des Eisens kleiner sind als diejenigen des Betons in Fig. 3.

*) Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Heft 39, Seite 25 (Fußbemerkung 1), sowie Heft 45 bis 47, S. 160.

Vergleicht man die in Fig. 3 und 4 eingetragenen Werte beispielsweise für ein Alter von rund 1 Jahr, so ergibt sich, daß beim Beton ohne Eiseneinlage die Verlängerung (bei Wasserlagerung) im Mittel $(0,080 + 0,080) : 2 = 0,080$ mm betragen hat, während beim Vorhandensein von Eiseneinlagen die Verlängerung nur noch durchschnittlich $(0,030 + 0,055) : 2 = 0,0425$ mm ergibt. Hiernach hat sich also das Eisen ausdehnen müssen um $0,0425$ mm, was bei einer Länge von 1000 mm einer spezifischen Dehnung von

$$\frac{0,0425}{1000} = 0,000425$$

entspricht, somit unter Zugrundelegung eines Dehnungskoeffizienten von $\frac{1}{2100000}$ einer Zugspannung von

$$0,000425 \cdot 2100000 = 89 \text{ kg/qcm.}$$

Querschnitt. Die Körper von 5 qcm Querschnitt sind die gewöhnlichen Normalkörper. Die beiden größeren Körper von 10 bzw. 20 cm Querschnittsseite sind so ausgebildet, daß die Prüfung in der früher (Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Heft 45 bis 47, S. 103) dargestellten Einrichtung erfolgen konnte. Die Formen zu den letzteren Körpern waren Holzformen, während zu den kleinen Normalkörpern die üblichen Eisenformen verwendet wurden.

Es sind hergestellt worden:

20 Körper mit 5 qcm Querschnitt

12 " " 100 " "

12 " " 400 " "

Die Zusammensetzung war:

1 Gewichtsteil Portlandzement,

3 Gewichtsteile Normalsand,

9 Gewichtsprocente Wasser.

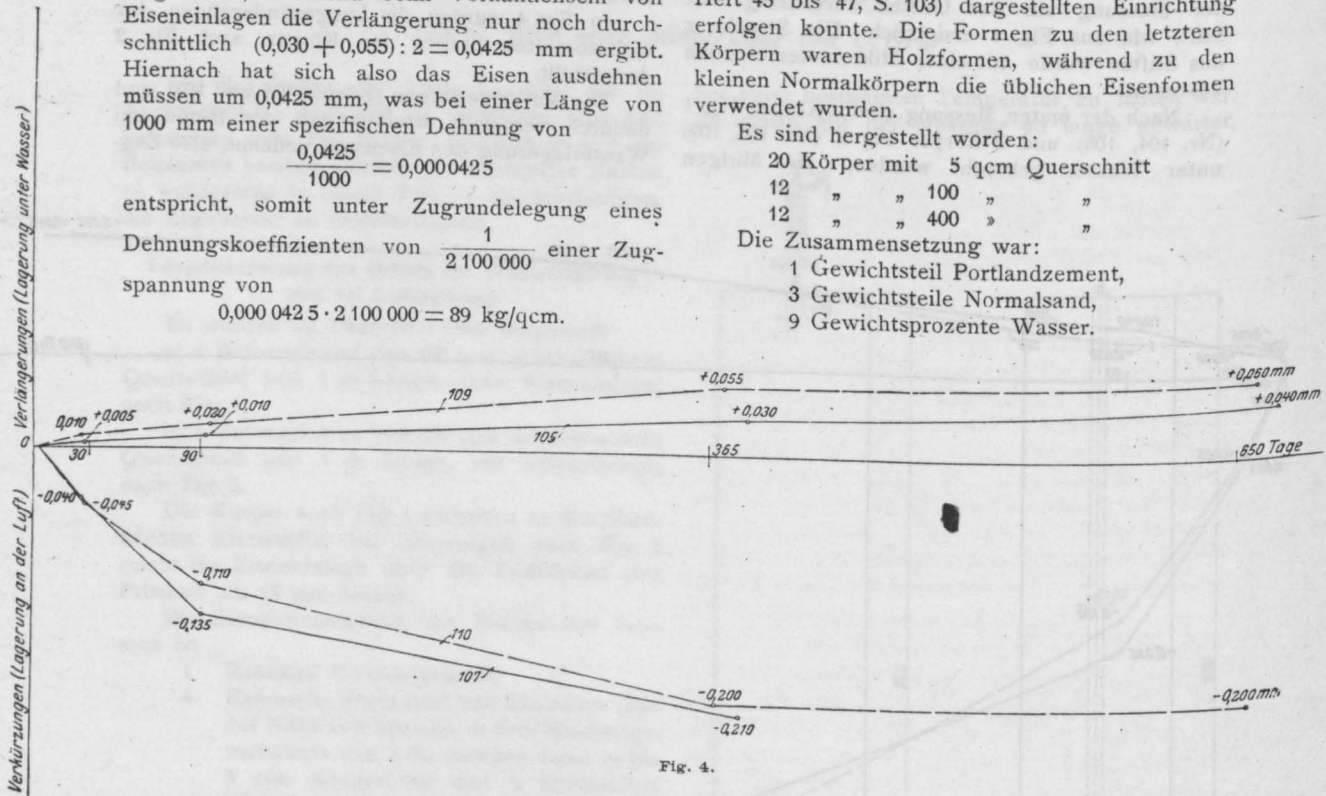


Fig. 4.

Andererseits wird durch das Eisen im Beton eine Druckspannung wachgerufen, die da, wo das Eisen einbetoniert ist, am größten sich ergibt und nach dem Umfang des Betonkörpers zu abnimmt.

Im Falle der Trockenlagerung findet sich für ungefähr das gleiche Alter bei den Körpern ohne Eiseneinlage eine Verkürzung von $(0,395 + 0,425) : 2 = 0,41$ mm, die bei Vorhandensein der Eiseneinlage auf $(0,200 + 0,210) : 2 = 0,205$ mm zurückgeht. Somit erfährt das Eisen eine Druckbeanspruchung von

$$\frac{0,205}{1000} \cdot 2100000 = 430 \text{ kg/qcm.}$$

Diese Druckbeanspruchung ruft im Beton eine Zugbeanspruchung wach, welche ihren größten Wert an der Stelle besitzt, wo das Eisen einbetoniert ist, und die nach dem Umfang des Körpers zu abnimmt.

Zugfestigkeit von Körpern mit verschiedener Querschnittsgröße bei feuchter und bei trockener Lagerung.

Aus Fig. 5 ist die Bauart der Versuchskörper zu erkennen: Körper mit 5 , 100 und 400 qcm

Die Prüfung erfolgte im Alter von 28 Tagen. Die Hälfte der Körper wurde nach dem Entformen auf feuchtem Sand gelagert und war stets mit nassen Säcken bedeckt; die andere Hälfte ist 7 Tage feucht und dann bis zur Prüfung an der Luft aufbewahrt worden.

Die Zugfestigkeit wurde ermittelt

bei 5 qcm Querschnitt nach feuchter Lagerung zu

$$(31,0 + 31,5 + 32,5 + 35,0 + 36,0 + 31,5 + 36,0 + 36,5 + 31,0 + 33,0) : 10 = 33,4 \text{ kg/qcm,}$$

bei 5 qcm Querschnitt nach Luftlagerung zu

$$(43,5 + 47,5 + 45,5 + 51,5 + 41,5 + 39,0 + 49,0 + 38,5 + 45,5 + 46,0) : 10 = 44,8 \text{ kg/qcm,}$$

Verhältniszahl $1 : 1,34$,

bei 100 qcm Querschnitt nach feuchter Lagerung zu

$$(22,4 + 22,3 + 21,2 + 21,8 + 19,1 + 19,5) : 6 = 21,0 \text{ kg/qcm,}$$

bei 100 qcm Querschnitt nach Luftlagerung zu

$$(16,9 + 15,4 + 14,6 + 16,0 + 14,9 + 17,4) : 6 = 15,9 \text{ kg/qcm,}$$

Verhältniszahl $1 : 0,76$,

bei 400 qcm Querschnitt nach feuchter Lagerung zu

$$(19,3 + 18,3 + 18,8 + 15,9 + 17,5 + 16,1) : 6 = 17,6 \text{ kg/qcm,}$$

bei 400 qcm Querschnitt nach Luftlagerung zu

$$(12,2 + 12,2 + 12,0 + 10,5 + 13,7 + 11,4) : 6 = 12,0 \text{ kg/qcm,}$$

Verhältniszahl 1 : 0,68.

Die Ergebnisse sind in Fig. 6 dargestellt.

Man erkennt, daß die Größe der Zugfestigkeit stark abnimmt mit Zunahme der Querschnittsgröße, sowohl bei feuchter Lagerung als auch bei Luftlagerung, ein Ergebnis, das vom Bericht-

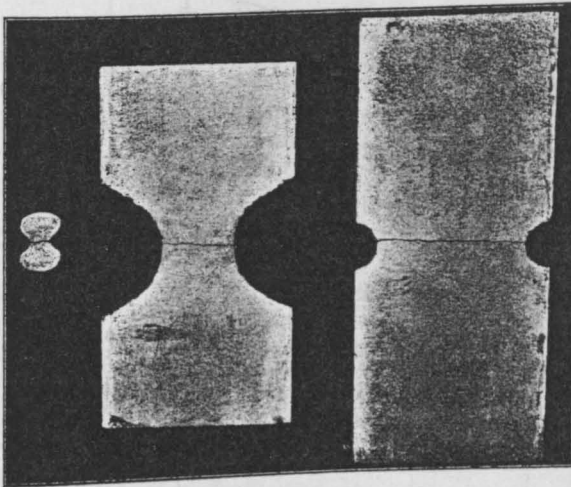


Fig. 5.

erstatter bereits bei im Jahre 1897 durchgeführten Versuchen sowohl bei Zug- als auch bei Druckkörpern in ähnlicher Weise erlangt worden ist*).

Wird die Zugfestigkeit der Normkörper bei feuchter Lagerung gleich 1 gesetzt, so findet sich für das Verhältnis der Zugfestigkeit der drei Querschnittsgrößen.

bei feuchter Lagerung

$$33,4 : 21,0 : 17,6 = 1 : 0,63 : 0,53,$$

bei Luftlagerung

$$33,4 : 44,8 : 15,9 : 12,0 = 1 : 1,34 : 0,48 : 0,36.$$

Die Ergebnisse zeigen außerdem, daß bei 5 qcm Querschnitt die Zugfestigkeit nach Luftlagerung um $44,8 - 33,4 = 11,4 \text{ kg/qcm}$, d. i.

$$\frac{11,4}{33,4} \cdot 100 = 34 \text{ v. H. höher ist als die Festigkeit}$$

*) Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, 1898, S. 238 u. f.

nach feuchter Lagerung; bei 100 qcm Querschnitt und bei 400 qcm Querschnitt haben dagegen die trocken gelagerten Körper eine bedeutend geringere Festigkeit geliefert als die feucht aufbewahrten Körper; der Unterschied beträgt bei 100 qcm Querschnitt

$$21,0 - 15,9 = 5,1 \text{ kg/qcm, d. i. } \frac{5,1}{21,0} \cdot 100 = 24 \text{ v. H.,}$$

bei 400 qcm Querschnitt ist dieser Unterschied noch größer, nämlich

$$17,6 - 12,0 = 5,6 \text{ kg/qcm, d. i. } \frac{5,6}{17,6} \cdot 100 = 32 \text{ v. H.}$$

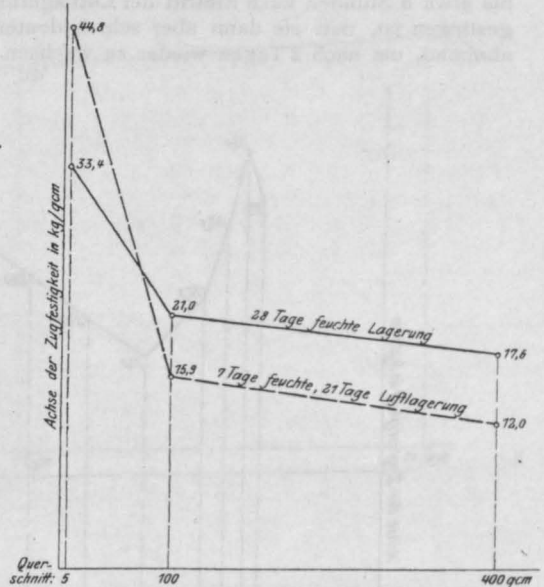


Fig. 6.

Zur Klarstellung der eigentümlichen Erscheinung, daß derselbe Zementmörtel bei 5 qcm Querschnitt nach Luftlagerung eine erheblich größere Zugfestigkeit aufweist als nach feuchter Lagerung, bei 100 und 400 qcm großem Querschnitt aber das Umgekehrte eintritt, sind folgende Versuche durchgeführt worden.

45 Zugkörper mit 5 qcm Querschnitt lagerten in der üblichen Weise bis zum Alter von 28 Tagen unter Wasser. Dann wurden 5 Körper geprüft; sie lieferten

$$(33,5 + 36,0 + 33,0 + 34,5 + 35,5) : 5 = 34,5 \text{ kg/qcm Zugfestigkeit.}$$

Die übrigen 40 Körper wurden sodann an der Luft aufbewahrt und je 5 Stück in den aus dem Folgenden ersichtlichen Zeitabständen der Zugprobe unterworfen.

Das Ergebnis war

nach 6 Stunden Luftlagerung	(37,0 + 35,5 + 39,0 + 42,0 + 38,5) : 5 = 38,4 kg/qcm
" 14 "	" (30,0 + 33,5 + 32,5 + 32,5 + 32,0) : 5 = 32,1 "
" 24 "	" (24,0 + 30,5 + 25,5 + 25,0 + 26,5) : 5 = 26,3 "
" 2 Tagen	" (19,0 + 22,0 + 23,0 + 21,0 + 22,5) : 5 = 21,5 "
" 3 "	" (27,0 + 25,5 + 22,0 + 23,0 + 25,0) : 5 = 24,5 "
" 4 "	" (29,0 + 27,5 + 30,0 + 28,5 + 25,0) : 5 = 28,0 "
" 6 "	" (35,0 + 32,5 + 37,5 + 35,5 + 31,5) : 5 = 34,4 "
" 12 "	" (43,0 + 44,0 + 44,0 + 43,5 + 41,5) : 5 = 43,2 "

In Fig. 7 sind diese überaus lehrreichen Ergebnisse zeichnerisch dargestellt.

Der Linienzug zeigt, daß die Zugfestigkeit bis etwa 6 Stunden nach Eintritt der Luftlagerung gestiegen ist, daß sie dann aber sehr bedeutend abnimmt, um nach 2 Tagen wieder zu wachsen.

Kern zu hindern sucht. Infolgedessen müssen Zugspannungen im trockenen Mörtel und Druckspannungen im feuchten Kern auftreten. Diese Zugspannungen müssen bei der Zugprobe des Körpers notwendigerweise zunächst zu einer Verminderung der Zugfestigkeit führen.

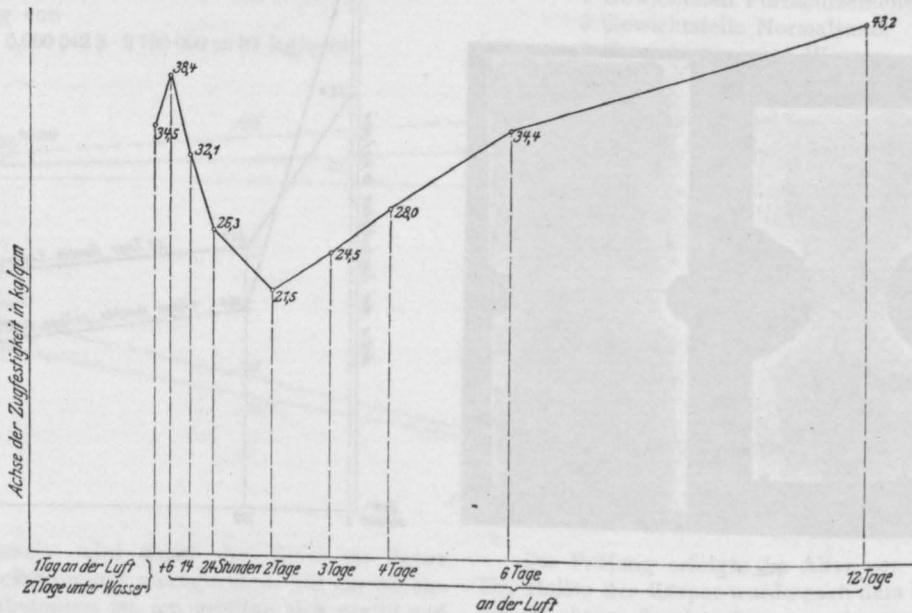


Fig. 7.

Nach 6 Stunden Luftlagerung erschien der Bruchquerschnitt noch durchweg feucht, nach 14 Stunden waren die Ränder des Bruchquerschnitts auf mehrere Millimeter hell ausgetrocknet, der Kern war noch dunkel feucht. Mit weiterer Dauer der Luftlagerung wanderten die hellen Bänder im Bruchquerschnitt gegen den Kern, nach 2 Tagen war der als deutlich feucht anzusprechende Kern auf etwa 1 qcm zurückgegangen.

Aus den Ergebnissen geht somit hervor, daß mit dem Austrocknen des Mörtels die Zugfestigkeit des Körpers zunächst sinkt und dann wieder allmählich steigt.

Hierfür läßt sich folgende Erklärung geben. Das Austrocknen beginnt an der Oberfläche des Körpers; der hier gelegene Portlandzementmörtel hat nun mit dem Austrocknen das Bestreben, sich zu verkürzen (vgl. oben), woran ihn der feuchte

Mit Abnahme des Feuchtigkeitsunterschiedes, d. h. mit dem fortschreitenden Austrocknen werden die bezeichneten Spannungen wieder geringer und können mehr oder minder vollständig verschwinden. Dann erlangt die höhere Festigkeit des trockenen Zementmörtels das Übergewicht und die Zugfestigkeit des Körpers beginnt wieder zu steigen*).

* Für Körper mit größerem Querschnitt wird noch zu beachten sein, daß sich die beim Austrocknen entstehenden gesamten Formänderungen in federnde und bleibende Formänderungen zerlegen, und daß die letzteren Veranlassung zu Spannungen geben können, die in der Richtung wirken müssen, daß Körper mit großem Querschnitt eine geringere Festigkeit zeigen.

(Zu dem eben hervorgehobenen Festigkeitsunterschied trägt noch die geringere Dichtigkeit des größeren Körpers bei.)

Denselben Einfluß, den das Austrocknen auf die Zugfestigkeit eines Körpers ausübt, muß folgerichtig auch das Durchfeuchten eines Körpers nach vorhergegangener Luftlagerung haben. Versuche solcher Art sind mit Normalkörpern von 5 qcm Querschnitt durchgeführt worden. Sie lagerten den 1. Tag an feuchter Luft,

schnittswert ermittelt worden. Von da an hebt sich die Festigkeit wieder, erreicht jedoch nach 14 Tagen die frühere Höhe noch nicht.

Ein weiterer Versuch gibt ein deutliches Bild der Größe der beim Austrocknen entstehenden Spannungen und über die vorübergehende Wirkung derselben.

Ein Zementkuchen in der Form und Abmessung, wie sie für die Prüfung auf Volumenbeständigkeit der Portlandzemente verwendet werden, lagerte mehrere Monate im Wasser; Risse

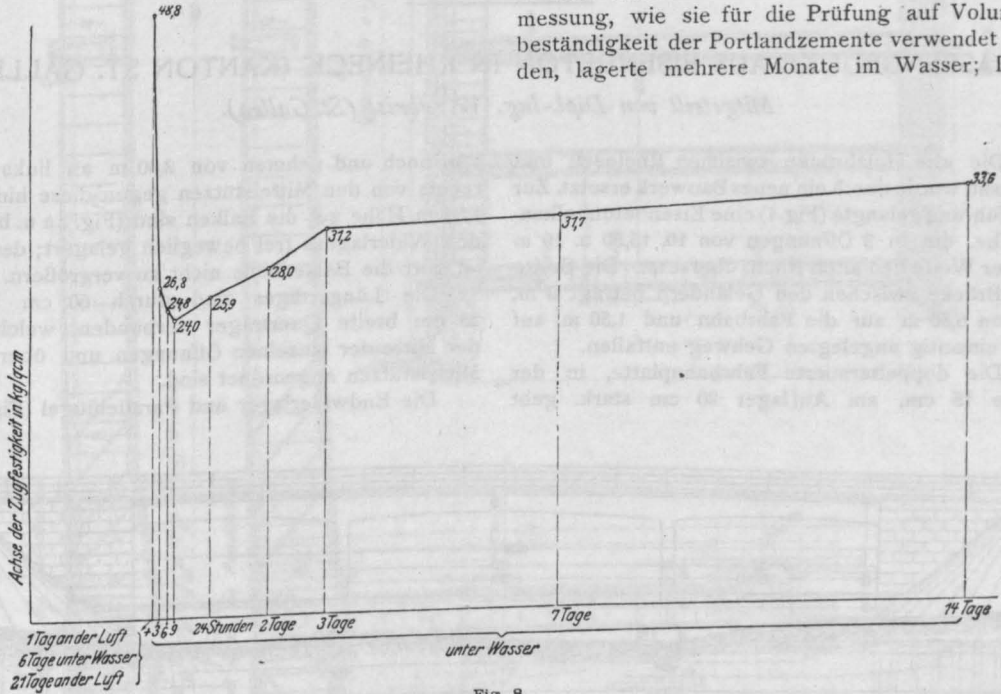


Fig. 8.

bis zum 7. Tag unter Wasser, dann bis zum 28. Tag an der Luft. Am 28. Tag sind 5 Körper untersucht worden, sie lieferten

$(50,0 + 51,0 + 51,0 + 49,0 + 43,0) : 5 = 48,8$ kg/qcm Zugfestigkeit. Die übrigen Körper wurden nun unter Wasser aufbewahrt und in den aus dem Folgenden ersichtlichen Zeitabständen geprüft. Die ermittelte Zugfestigkeit beträgt

nach 3 Stunden Wasserlagerung	$(28,0 + 26,0 + 27,5 + 25,0 + 27,5) : 5 = 26,8$ kg qcm
" 6 "	$(25,0 + 22,5 + 26,0 + 24,0 + 26,5) : 5 = 24,8$ "
" 9 "	$(23,5 + 24,5 + 24,0 + 24,5 + 23,5) : 5 = 24,0$ "
" 12 "	$(24,0 + 26,5 + 27,5 + 23,0 + 28,5) : 5 = 25,9$ "
" 2 Tagen	$(26,5 + 26,5 + 29,0 + 28,5 + 29,5) : 5 = 28,0$ "
" 3 "	$(33,5 + 30,0 + 28,5 + 32,5 + 31,5) : 5 = 31,2$ "
" 7 "	$(31,0 + 32,0 + 31,5 + 32,5 + 31,5) : 5 = 31,7$ "
" 14 "	$(30,0 + 32,0 + 37,0 + 35,5) : 4 = 33,6$ "

Die Ergebnisse sind in Fig. 8 zeichnerisch dargestellt.

Ein sehr bedeutender Abfall hat sich demnach in den ersten 3 Stunden der Wasserlagerung vollzogen, nach 9 Stunden ist der kleinste Durch-

oder Verkrümmungen sind während dieser Zeit nicht eingetreten. Nach dieser Zeit erfolgte die Aufbewahrung an der Luft. Bei Besichtigung nach 24 Stunden sind 3 etwa 2 bis 2 1/2 cm lange Kantenrisse beobachtet worden. Am Rande der Proben ist deren Breite zu 1/20 bis 1/30 mm gemessen worden. 5 Tage später sind diese Risse wieder gemessen worden, ihre Breite war auf 1/40,

bei einem Riß sogar auf 1/100 mm zurückgegangen. Nach Verfluß von weiteren 7 Tagen konnten die Rißränder kaum mehr festgestellt werden.

Daraus folgt, daß das Austrocknen der Probe an den Rändern solche Spannungen erzeugte, daß

die Zugfestigkeit des Zements überschritten worden ist und Risse eingetreten sind. Mit fortschreitendem Austrocknen sind die Kräfte, welche die Rißränder auseinander hielten, kleiner geworden, die Risse schlossen sich wieder.

Diesem wechselnden Spannungszustand des Zementmörtels und des Betons, eine Folge der Schwankungen des Feuchtigkeitszustandes, wird neben dem Einflusse wechselnder Temperatur bei Beantwortung gewisser Fragen volle Beachtung zu schenken sein.

STRASSENBRÜCKE AUS EISENBETON IN RHEINECK (KANTON ST. GALLEN).

Mitgeteilt von Dipl.-Ing. W. Obrist (St. Gallen).

Die alte Holzbrücke zwischen Rheineck und Gaissau wurde durch ein neues Bauwerk ersetzt. Zur Ausführung gelangte (Fig. 1) eine Eisenbetonbalkenbrücke, die in 3 Öffnungen von 10, 15,50 u. 10 m lichter Weite den alten Rhein übersetzt. Die Breite der Brücke zwischen den Geländern beträgt 8 m, wovon 6,50 m auf die Fahrbahn und 1,50 m auf den einseitig angelegten Gehweg entfallen.

Die doppeltarmierte Fahrbahnplatte, in der Mitte 15 cm, am Auflager 20 cm stark, geht

1 m hoch und nehmen von 2,30 m an links und rechts von den Mittelstützen gegen diese hin auf 1,30 m Höhe zu; die Balken sind (Fig. 3a u. b) auf den Widerlagern frei beweglich gelagert; deshalb ist dort die Balkenhöhe nicht zu vergrößern.

Die Längsträger sind durch 60 cm hohe, 25 cm breite Querträger verbunden, welche in der Mitte der einzelnen Öffnungen und über den Mittelstützen angeordnet sind.

Die Endwiderlager und Parallelfügel (Fig. 3a)

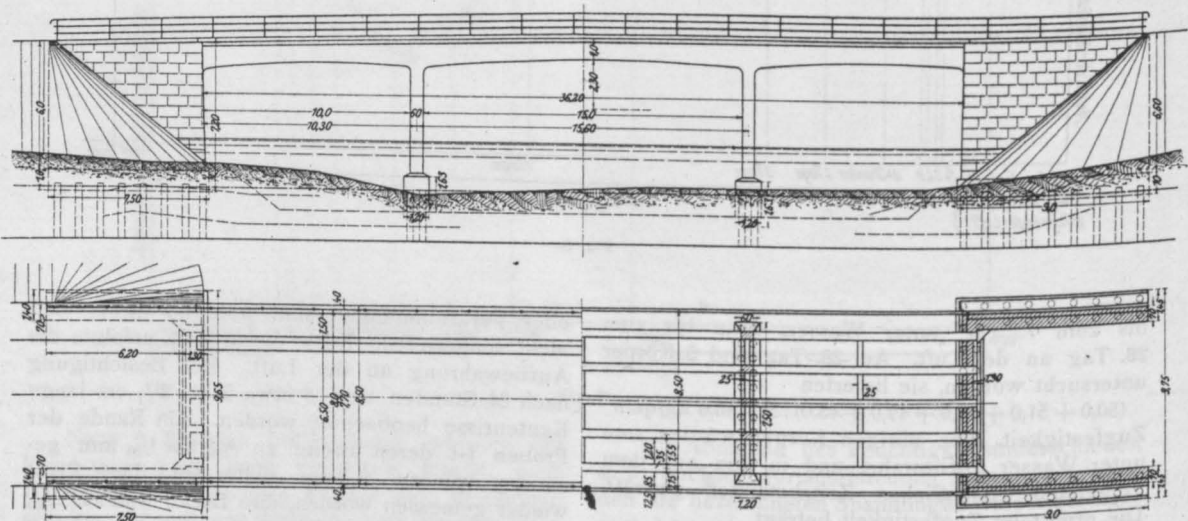


Fig. 1.

kontinuierlich über die Hauptträger, die im Abstand von 1,55 m von Mitte zu Mitte angeordnet, alle drei Öffnungen kontinuierlich überspannen. Beiderseits krägt die Platte rund 1 m über die Achse des Randträgers heraus.

Die Hauptträger sind (Fig. 2) durchgehend 35 cm breit und entsprechend den Biegemomenten in der Höhe verschieden bemessen; die Randbalken sind mit Rücksicht auf ein besseres Aussehen mit gekrümmtem Untergurt ausgeführt, der durch Vouten in die Pfeiler und Endauflager übergeht. Die Innenbalken sind im mittleren Teile

sind in Stampfbeton ausgeführt, während die Mittelstützen (Abb. 4 u. 5) aus Eisenbetonsäulen bestehen, deren Querschnitt entsprechend den Hauptträgern 35 cm breit und 60 cm lang ist. Die Armierung besteht aus 4 \varnothing 24 mm und 7 mm Rundeisenbügel in 40 cm Entfernung. Die Kanten der etwa 5 m hohen Säulen sind durch Winkleisen geschützt. Die Säulen sind in einer Fundamentplatte von 1,78 m Höhe und 1,50 m Breite verankert, welche, gleich den Endwiderlagern, auf einer doppelten Pfahlreihe aufruhet. Die Pfähle stehen im Querschnitt in Ent-

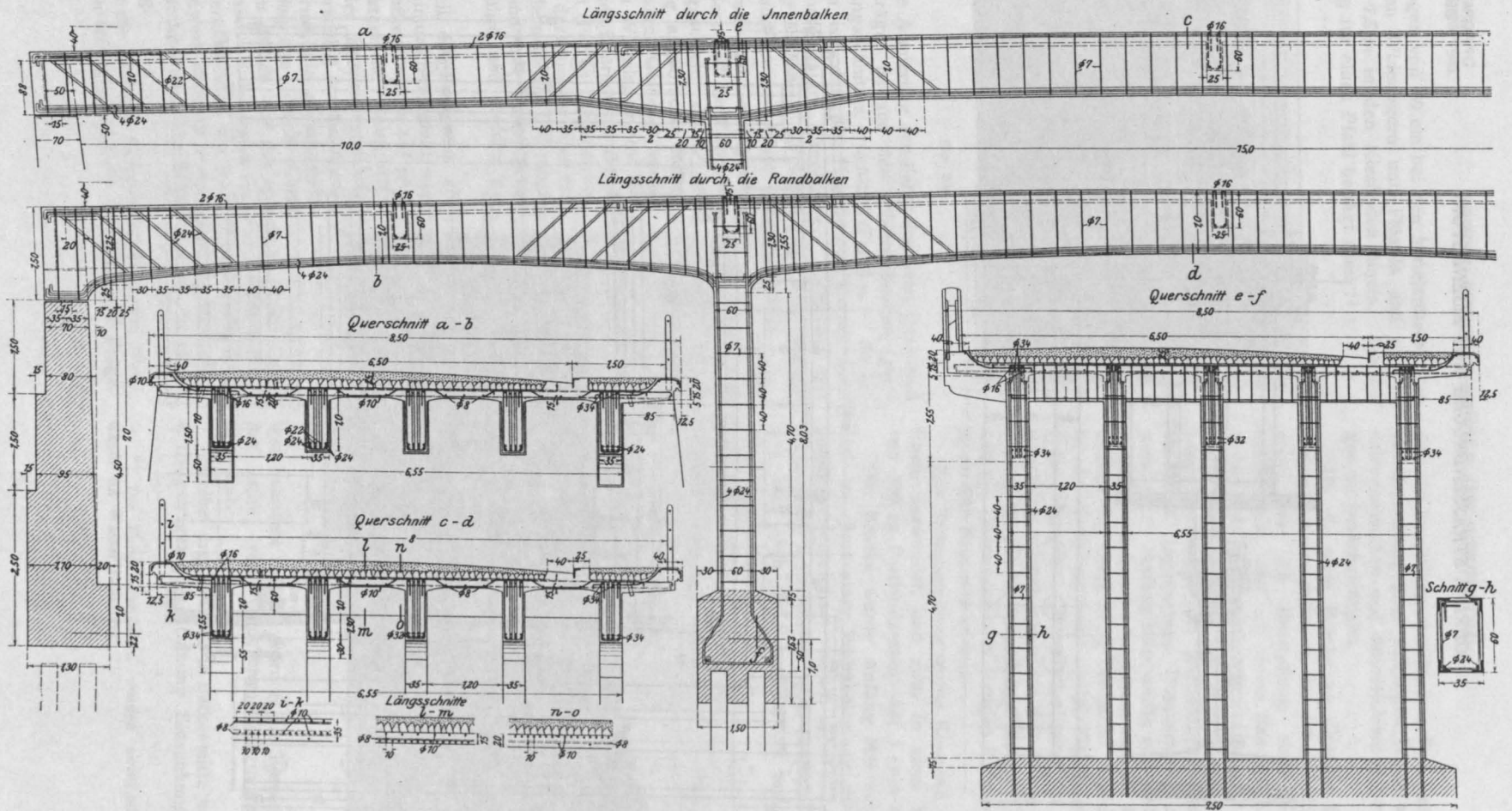


Fig. 2.

Fig. 5.

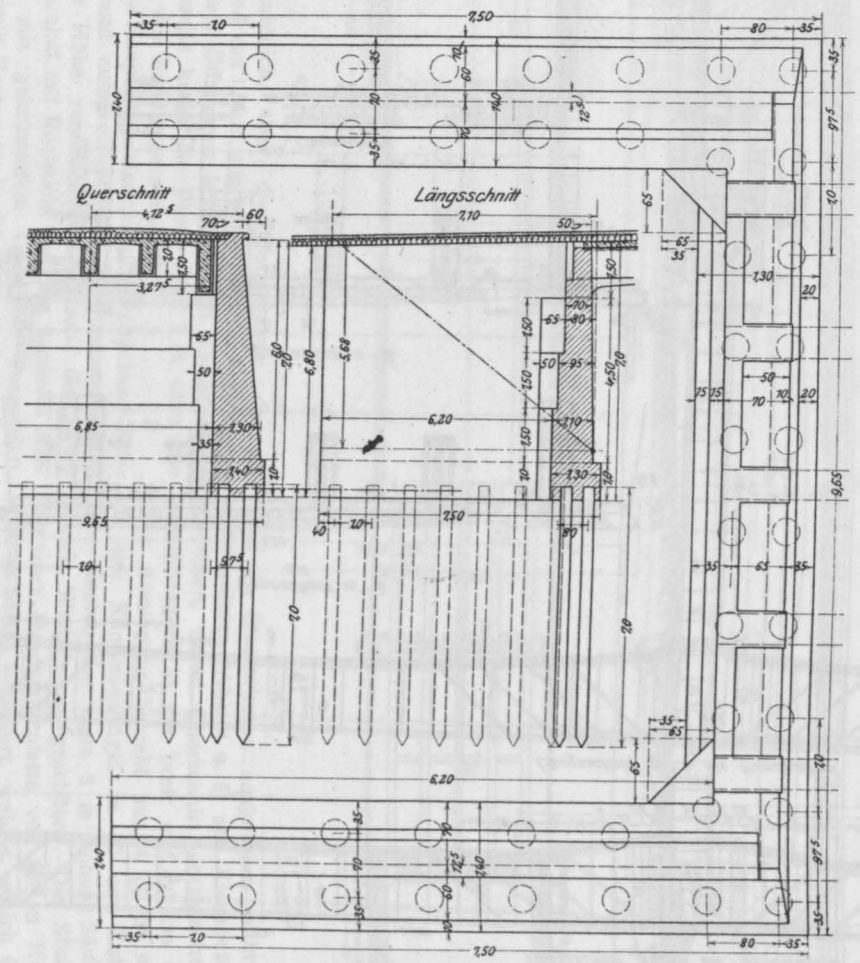


Fig. 3 a.

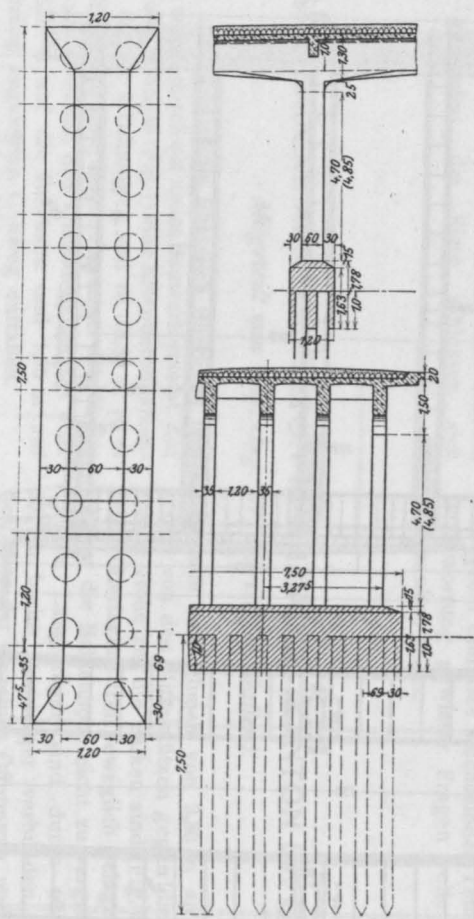


Fig. 4.

fernungen von 69 cm bei den Mittelstützen, 1 m bei den Widerlagern und Flügeln und reichen 7 bis 7,5 m in den Kiesboden hinein. Die Belastung für einen Pfahl beträgt rund 11 t.

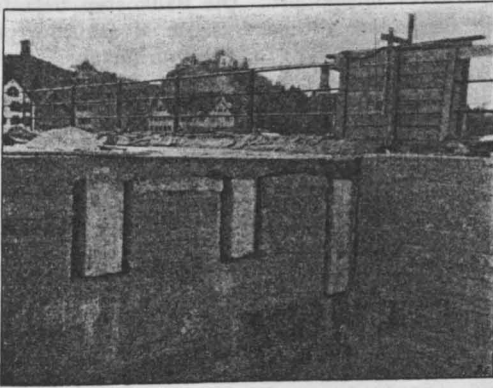


Fig. 3 b.

Die Armierung der Fahrbahnplatte, Quer- und Längsträger ist aus den nebenstehenden Quer- und Längsschnitten ersichtlich (Fig. 2 u. 5). Zu bemerken ist, daß die Hauptträger durchgehend obere und untere Eiseneinlagen aufweisen und daß zur Aufnahme der Schubkräfte aufgebogene Eisen und vertikale Bügel angeordnet sind.

Straße und Gehweg sind chaussiert und die Entwässerung geschieht durch eine einseitig angebrachte Rönne. Das eiserne Geländer endigt auf den Widerlagern und Mittelstützen in armierten Betonpfeilern (Fig. 6). Die Ansichtsflächen der Brücke werden verputzt; die massiven Brüstungsteile sind mit Vorsatzbeton ausgeführt und werden gestockt.

Weil die Baukosten auf ein Minimum beschränkt werden mußten, wurde auf jede architektonische Ausgestaltung der Brücke verzichtet. Der Vorschlag der ausführenden Firma, die auskragende Fahrbahnplatte durch Konsolen zu stützen und das eiserne Geländer durch eine massive Brüstung zu ersetzen, konnte deshalb nicht berücksichtigt werden. Ohne Zweifel hätte das Bauwerk dadurch besser gewirkt, denn ohne jeden architektonischen Schmuck wirkt es etwas eintönig.

Für die statische Berechnung kam eine Nutzlast von 460 kg/m² und ein 12 t-Wagen in Frage.

Für die Ermittlung der inneren Spannungen und die Bemessung ihrer zulässigen Werte waren die schweizerischen und österreichischen Bestimmungen zu berücksichtigen.

Da die neue Brücke an dieselbe Stelle zu liegen kommen sollte, an der die alte Holzbrücke stand, war die Herstellung einer Notbrücke erforderlich, und mit ihrem Bau wurde in der ersten Hälfte Dezember begonnen. Im Februar wurde die Gründung der Widerlager und Pfeiler ausgeführt. Für die Rammarbeiten kam eine elektrisch angetriebene Doppelramme zur Verwendung.*) Anfang März wurde mit der Schalung der Tragkonstruktion begonnen und bis Ende des Monats war diese fertig betoniert. Die Schalung ist durch Sprengwerke (vergl. Fig. 6) auf Pfahljoche abgestützt. Dazwischen sind die für das Ausrüsten nötigen Sandtöpfe gelagert.

Bezüglich der Armierung sei noch bemerkt, daß die Eiseneinlagen in fertigen Längen (bis zu 20 m) zur Baustelle kamen.

Zur Betonbereitung wurde Kiessand aus dem Rhein verwendet, und zwar in einer Mischung von 300 kg Portlandzement auf 1 cbm Kiessand.

Die Brücke wurde Anfang Mai ausgeschalt und im Juni einer Probelastung mit gleichmäßig verteilter Last von 460 kg/m² (26 cm hohe Kiesschicht) unterworfen. Die Belastung wurde von links nach rechts aufgebracht und für die

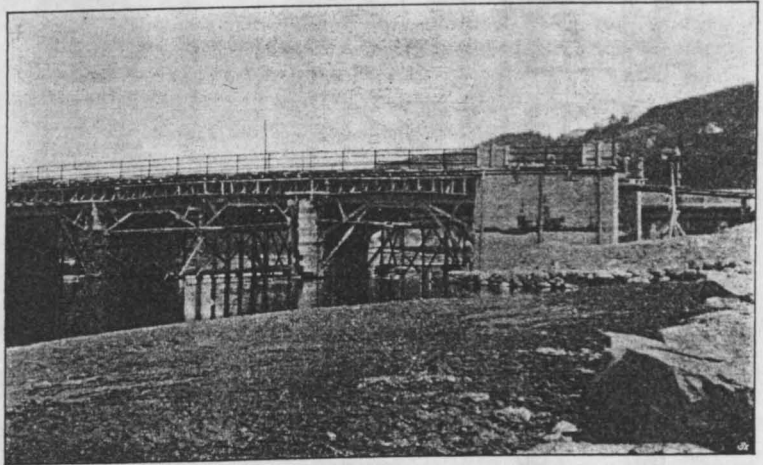


Fig. 6.

voll belastete Brücke wurden die Einsenkungen mit Hilfe von Griot'schen Biegunsmessern bestimmt.

Hierbei ergaben sich in Balkenmitte am 2 und 4. Längsträger jeder Öffnung Einsenkungen von

*) Die Fundamentplatten wurden zwischen Spundwände im Wasser betoniert.

1,9 m/m in der Mittelöffnung
1,1 m/m in den Seitenöffnungen.

Nach Entfernen der Auflast zeigten sich noch Durchbiegungen von

1,0 und 0,9 m/m in der Mittel- bzw. Seitenöffnung.

Die Probelastung mit rollenden Lasten soll

später ausgeführt werden, die Brücke ist indessen dem Verkehr übergeben worden.

Der ganze Bau wurde nach Plänen der Firma J. Jäger & Cie. in Zürich von dem Baugeschäft Wwe. Jacob Merz & Cie. in St. Gallen ausgeführt. Die Baukosten belaufen sich insgesamt auf rund 34 000 M (42 000 Fracs.), d. h. rund 117 M für 1 qm Grundrißfläche.

NEUE VERSUCHE AMERIKANISCHER FORSCHER.

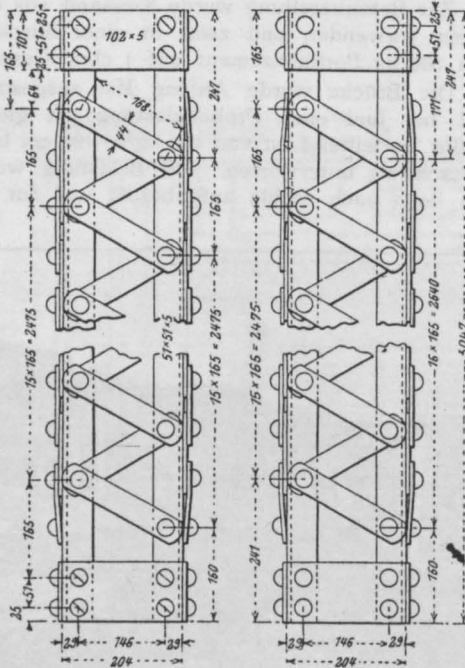
Besprochen von Dr. Ing. E. Probst.

I. Witheys Versuche mit armierten und nicht armierten Säulen.

Auf dem amerikanischen Kongreß für Materialprüfungen wurden eine Anzahl von Versuchsergebnissen mit Eisenbeton vorgelegt, welche

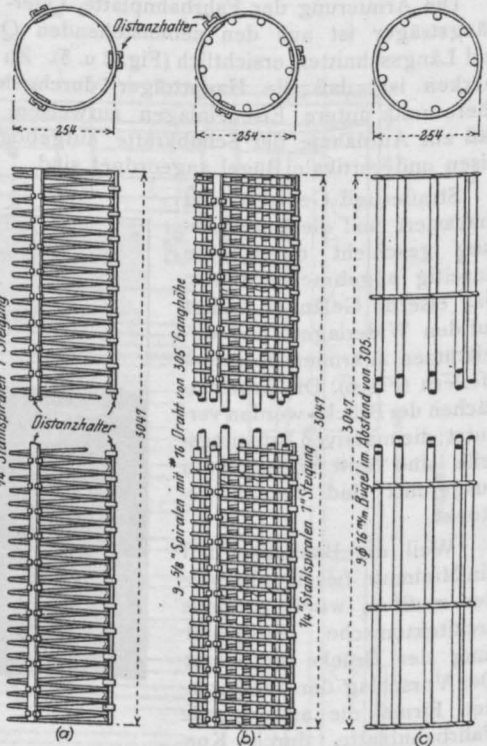
und nicht armierten Eisenbetonsäulen beachtenswert.

Die Versuche Witheys umfassen insgesamt 52 Säulen; von diesen sind 20 Säulen 3 m, die übrigen sind 2,4 m lang. Die Armierung ist nach verschiedenen Gruppen geordnet und in Fig. 1 und 2*) dargestellt. Als Armatur wurde



Die Maße sind in m/m eingetragen.

Fig. 1.



Die Maße sind in m/m eingetragen.

Fig. 2.

wertvolle Beiträge zur Erforschung und zur Lösung wichtiger Fragen liefern. Unter diesen sind in erster Linie die von M. O. Withey mit Hilfe von Assistenten und Studenten an der Universität in Wisconsin durchgeführten Versuche mit armierten

verwendet die in Fig. 1 ersichtliche, auch bei reinen Eisenkonstruktionen verwendete Form, ferner Säulen mit Spiralarmierung, mit Längs-

*) Die Figuren sind dem Eng. Record entnommen.

armierung und Spiralarmierung und mit Längsarmierung und Bügeln, wie sie in Fig. 2a—b ersichtlich sind. Außer diesen verschiedenen Armierungsarten verwendet Withey auch verschiedene Armierungsprozente und verschiedene Betonmischungen.

Wie daraus zu entnehmen ist, hat Withey ein ziemlich großes Versuchsprogramm durchgeführt und es sollen an dieser Stelle mit Zuhilfenahme der in den Tabellen 1—3 zusammengestellten Versuchsergebnisse die wichtigsten Vorgänge bei der Versuchsdurchführung besprochen werden.

Tabelle 1. Eigenschaften der Probesäulen.
Alter 2 Monate.

Säule Nr.	Armierung	Armierungsprozent		Beton Mischung	Querschnittsform	Querschnittsfläche in cm ²
		vertikal	quer			
1	2	3	4	5	6	7
A 1		0	0	1—2—4	quadr.	929
A 2		0	0	"	"	923
A 3	keine	0	0	"	"	916
A 4		0	0	"	"	910
B 1		4,5	"	"	413
B 4		4,5	"	"	413
B 2	siehe Fig. 1	2,0	"	"	274
B 3		2,0	"	"	923
C 1		0	1,33	"	achteckig	761
C 2	6 mm Spiralen mit 2,5 cm	0	1,33	"	"	761
C 3	Steigung	0	2,00	"	kreisrund	506
C 4		0	1,33	"	achteckig	761
D 1		2,35	1,33	"	"	761
D 2	9 Ø 16 mm und Spirale	2,35	1,33	"	"	761
D 3	wie bei C	2,35	1,33	"	"	761
D 4		2,35	1,33	"	"	761
E 1		2,35	0,11	"	"	761
E 2	9 Ø 16 mm mit 6 mm Bügel	2,35	0,11	"	"	761
E 3	im Abst. v. 30 cm	2,35	0,11	"	"	761
F 1	keine	0	0	"	quadr.	761
H 1	Spirale 5 cm Steigung	0	0,46	1—2—3 ¹ / ₂	kreisrund	506
H 2		0	0,46	"	"	506
G 1	8 Ø 13 mm und Spirale	2,00	0,46	"	"	506
G 2	wie bei H	2,00	0,46	"	"	506
I 1	8 Ø 17 mm,	3,78	0,46	"	"	506
I 2	Spirale wie bei H	3,78	0,46	"	"	506
J 1	8 Ø 21 mm,	3,78	0,46	"	"	506
J 2	Spirale wie bei H	3,78	0,46	"	"	506
L 1	Spirale wie bei H	0	0,92	"	"	506
L 2	mit 2,5 cm Steigung	0	0,92	"	"	506
K 1	8 Ø 13 mm,	2,00	0,92	"	"	506
K 2	Spirale wie bei L	2,00	0,92	"	"	506
N 1	8 Ø 17 mm,	3,78	0,92	"	"	506
N 2	Spirale wie bei L	3,78	0,92	"	"	506
M 1	8 Ø 21 mm,	6,11	0,92	"	"	506
M 2	Spirale wie bei L	6,11	0,92	"	"	506
P 1	8 Ø 25 mm,	8,00	0,92	1—2—4	"	506
P 2	Spirale wie bei L	8,00	0,92	"	"	506

Säule Nr.	Armierung	Armierungsprozent		Beton Mischung	Quer- schnitts- form	Quer- schnitts- fläche in cm ²
		vertikal	quer			
1	2	3	4	5	6	7
O 1	8 Ø 21 mm, 6 mm Spirale mit 2,5 cm Steigung	6,11	1,96	1-2-4	kreisrund	506
O 2		6,11	1,96			506
R 1	8 Ø 25 mm, Spirale wie bei O	8,00	1,96	"	"	506
R 2		8,00	1,96			506
Q 1	8 Ø 28 mm, Spirale wie bei O	10,12	1,96	"	"	506
Q 2		10,12	1,96			506
S 1	wie L	0	0,92	1-1-2	"	506
S 2		0	0,92			506
T 1	8 Ø 21 mm, Spirale wie bei L	6,11	0,92	"	"	506
T 2		6,11	0,92			506
V 1	wie L	0	0,92	1-1 ¹ / ₃	"	506
V 2		0	0,92			506
U 1	wie T	6,11	0,92	"	"	506
U 2		6,11	0,92			506
W 1	keine	0	0	1-2-4	"	558
W 2		0	0			558
W 3		0	0			558

Zuerst wurden eingehende Voruntersuchungen zur Feststellung der Elastizitäts- und Festigkeitsverhältnisse des Eisens und der verschiedenen Betonmischungen durchgeführt. Die Herstellung der Versuchskörper geschah sehr sorgfältig; die in den Tabellen mit den gleichen Buchstaben bezeichneten wurden an demselben Tage hergestellt. Die Querschnitte der Probensäulen waren quadratisch mit einer Seitenlänge von 30 cm, achteckig bei einem Innendurchmesser von 20 und 30 cm; eine andere Gruppe hatte kreisrunden Querschnitt mit einem Durchmesser von 26 cm. Die außerhalb der Armierung befindliche Betonschale war $2\frac{1}{2}$ bis 5 cm stark; um ihren Einfluß festzustellen, wurde sie an einigen der Versuchssäulen vor dem Versuche entfernt. Die Herstellung der ersten 20 Probekörper geschah in hölzernen Formen, die der letzterwähnten 32 Probekörper in Eisenformen, welche auf gußeisernen Fußplatten aufgestellt wurden. Die Untersuchungen der Materialeigenschaften des Betons wurden an 46 cm langen Zylindern mit einem Durchmesser von 15 cm vorgenommen. Vor der Durchführung der Versuche wurden alle Probekörper mit einer Mörtelschicht von 1:1 abgeglichen. Die Ausschalung der Probekörper erfolgte nach sechs Tagen; sie wurden dann zweimal täglich durch eine Woche hindurch befeuchtet und nachher bis zur Durchführung der Versuche einmal wöchentlich besprengt. Das Alter der Versuchskörper betrug 50-65 Tage.

Tabelle 2. Tragfähigkeit der Säulen und Festigkeit der Betonzylinder.

Säule Nr.	Armierungs- prozent		Bruch- last in t	Maxi- male Bean- spru- chung in kg/cm ²	Druck- fest. der Beton- zylinder in kg/cm ²
	vertikal	quer			
1	2	3	4	5	6
A 1	0	0	133,3	143	171
A 2	0	0	137,4	148	169
A 3	0	0	132,4	145	157
A 4	0	0	133,3	146	166
B 1	4,5	—	107,5	260	159
B 4	4,5	—	109,8	266	151
B 2	2,0	—	137,4	150	186
B 3	2,0	—	128,3	142	155
C 1	0	1,33	166,0	328	160
C 2	0	1,33	156,5	308	154
C 3	0	2,00	128,3	258	153
C 4	0	1,33	121,6	240	151
D 1	2,35	1,33	159,2	314	151
D 2	2,35	1,33	149,7	296	149
D 3	2,35	1,33	177,4	350	167
D 4	2,35	1,33	191,0	377	165

Säule Nr.	Armierungs- prozent		Bruch- last in t	Maxi- male Beans- spru- chung in kg/cm ²	Druck- fest. der Beton- zylin- der in kg/cm ²
	vertikal	quer			
1	2	3	4	5	6
E 1	2,35	0,11	123,8	162	171
E 2	2,35	0,11	123,8	162	171
E 3	2,35	0,11	144,2	190	143
F 1	0	0	54,4	132	156
H 1	0	0,46	83,0	163	143
H 2	0	0,46	76,2	150	103
G 1	2,00	0,46	118,4	232	148
G 2	2,00	0,46	117,0	230	100
I 1	3,78	0,46	151,1	298	157
I 2	3,78	0,46	145,6	287	149
J 1	6,11	0,46	185,1	365	148
J 2	6,11	0,46	180,3	355	141
L 1	0	0,92	95,7	188	125
L 2	0	0,92	92,5	183	124
K 1	2,00	0,92	144,2	284	148
K 2	2,00	0,92	134,0	264	133
N 1	3,78	0,92	144,2	284	132
N 2	3,78	0,92	154,4	305	121
M 1	6,11	0,92	170,5	337	117
M 2	6,11	0,92	163,3	322	120
P 1	8,00	0,92	241,0	475	164
P 2	8,00	0,92	252,1	496	165
O 1	6,11	1,96	232,0	458	160
O 2	6,11	1,96	236,8	467	189
R 1	8,00	1,96	258,6	509	162
R 2	8,00	1,96	238,1	469	173
Q 1	10,12	1,96	220,5	434	160
Q 2	10,12	1,96	284,4	560	163
S 1	0	0,92	212,3	418	286
S 2	0	0,92	205,5	405	287
T 1	6,11	0,92	266,7	525	332
T 2	6,11	0,92	253,1	499	287
V 1	0	0,92	205,5	405	339
V 2	0	0,92	175,5	345	346
U 1	6,11	0,92	287,1	565	345
U 2	6,11	0,92	293,9	580	295
W 1	0	0	104,8	187	183
W 2	0	0	104,8	187	169
W 3	0	0	97,29	174	158

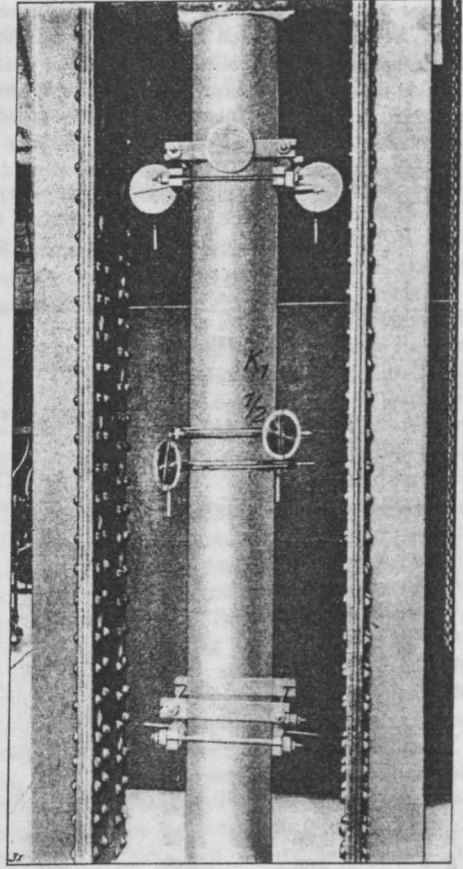


Fig. 3.

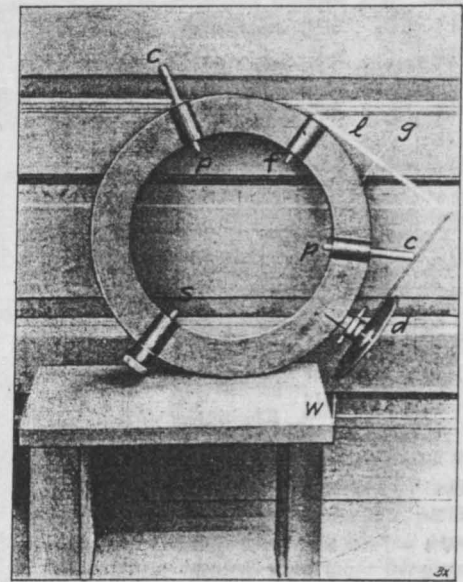


Fig. 4.

Die Säulen wurden in einer 200-t-Maschine geprüft. Die Belastungsphasen betragen 1000 kg. Gemessen wurden die achsialen Verkürzungen an vier Stellen, wie dies in Fig. 3 ersichtlich ist,

bei einer Meßlänge von 168 cm bei den kürzeren, 200 cm bei den längeren Säulen. Die seitlichen Deformationen in der Mitte der Säulen wurden mit Hilfe des in Fig. 4 ersichtlichen ringförmigen Apparates gemessen. Dieser Apparat bestand im wesentlichen aus einem Stahlring, welcher die Säule umgab und mit Hilfe der Stifte p und der Schraube s festgehalten wurde. Die Stifte p

ruhten auf Stahlfedern c, welche mit Hilfe von Schrauben an die Stifte angedrückt wurden. Der Ring erhielt derartige Dimensionen, daß seine Deformation vernachlässigt werden konnte. Gemessen wurde mit Hilfe dieses Apparates die Deformation der Länge zwischen der Schraube s und dem Drehpunkt f, welcher durch den Hebelarm l auf den Zeiger d übertragen wurde mittelst

Tabelle 3. Elastische Eigenschaften der Säulen H₁—W₃.
Elastizitäts-Modul — Poissonsche Konstanten — Werte für n.

Säule Nr.	Armierungsproz.		Max. Drucksp. in kg/cm ²	Elastiz.-Modul bei einer Spannung gleich $\frac{1}{4}$ der max. Spannung E _b in kg/cm ²	Poissonsche Konst.	n = $\frac{E_c}{E_b}$	
	vertikal	quer				bei einer $\frac{1}{4}$ der max. Drucksp.	vor dem Bruch
1	2	3	4	5	6	7	8
H 1	0	0,46	163	175 800			
H 2	0	0,46	150	154 700	0,14	12,0	24,0
G 1	2,00	0,46	232	232 000	0,114	14,0	30,0
G 2	2,00	0,46	230	239 100	—	11,0	21,0
I 1	3,78	0,46	298	260 100	0,11	11,0	21,0
I 2	3,78	0,46	287	218 000	0,14	11,0	18,0
J 1	6,11	0,46	365	316 400	0,08	15,0	26,0
J 2	6,11	0,46	355	295 300	0,09	11,0	22,0
L 1	0	0,92	188	154 700	0,085	12,0	22,0
L 2	0	0,92	183	140 600	0,155	14,0	19,0
K 1	2,00	0,92	284	203 900	0,137	15,0	20,0
K 2	2,00	0,92	264	189 800	0,110	13,0	20,0
N 1	3,78	0,92	284	284 700	0,135	14,0	23,0
N 2	3,78	0,92	305	248 800	0,100	10,0	18,0
M 1	6,11	0,92	337	214 000	0,16	12,0	22,0
M 2	6,11	0,92	322	267 200	0,083	23,0	23,0
P 1	8,00	0,92	475	365 600	0,118	14,0	25,0
P 2	8,00	0,92	496	379 700	0,123	9,9	15,0
O 1	6,11	1,96	458	323 400	0,119	9,2	14,0
O 2	6,11	1,96	467	330 500	0,129	10,0	17,0
R 1	8,00	1,96	509	369 000	0,132	9,8	15,0
R 2	8,00	1,96	469	369 000	0,117	9,8	17,0
Q 1	10,12	1,96	434	365 600	0,138	9,8	15,0
Q 2	10,12	1,96	560	407 800	0,088	12,0	19,0
S 1	0	0,92	418	274 200	0,101	9,8	15,0
S 2	0	0,92	405	305 500	0,151	7,7	10,0
T 1	6,11	0,92	525	375 000	0,117	6,9	8,8
T 2	6,11	0,92	499	351 500	0,15	8,0	9,9
V 1	0	0,92	405	239 100	0,134	8,9	10,0
V 2	0	0,92	345	239 100	0,156	8,8	10,0
U 1	6,11	0,92	565	386 700	0,113	8,8	11,0
U 2	6,11	0,92	580	351 500	0,143	7,7	8,8
W 1	0	0	187	260 100	0,106	8,9	9,6
W 2	0	0	187	253 100	0,137	8,1	—
W 3	0	0	174	225 000	0,112	8,3	—
					0,095	9,4	—

3. Durch Vermehrung des Zementzusatzes in einer umschnürten Säule wird die Tragfähigkeit und die Steifigkeit erhöht. Eine Säule, welche aus einer fetten Betonmischung hergestellt ist und wenig Längs- und Querarmierungen aufweist, ist zweifellos ebenso steif und tragfähig und ökonomischer, als eine Säule mit einer mageren Mischung und einem größeren Eisengehalt. Bei den ausgeführten Versuchen wurde durch Verdopplung des Zementzusatzes die Tragfähigkeit der Säulen ohne vertikale Eiseneinlagen um 100% vermehrt und bei 6,1% vertikalen Eiseneinlagen wurde dieser Betrag um weitere 50% vermehrt.

4. Auf Grund der durchgeführten Versuche könnte als zulässige Belastung 35 bis 40% derjenigen, welche bei der Streckgrenze erreicht wird, vorgeschlagen werden.

5. Die Ergebnisse der Versuche mit eisenarmierten Säulen zeigen, daß diese eine bedeutende Tragfähigkeit und Zähigkeit besitzen, und daß der Betonkern und das Eisen bis zur Streckgrenze des letzteren gemeinsam wirken. Die Betonschale wird bis zur Erreichung der Streckgrenze des Eisens unversehrt bleiben.

Schließlich empfiehlt Withey zur Vermeidung von exzentrischen Wirkungen am Säulenfuß eine Grundplatte vorzusehen.

DER EINSTURZ DER PEORIABRÜCKE IN NORDAMERIKA.

Am 1. Mai dieses Jahres stürzte plötzlich die nach dem Melansystem über den Illinois erbaute Peoriabrücke ein. Die Ursache ist, wie von vornherein festgestellt werden soll, ganz einwandfrei in der schlechten Fundierung der Widerlagsfundamente zu suchen. Da sich manch

Am 1. Mai um 5 Uhr morgens bemerkte der zur Stelle anwesende Bauleiter, nachdem ein Wagen die Brücke passiert hatte, ein kleines Geräusch, und einige Augenblicke darauf war bei dem ersten Bogen eine kleine Aufwärtsbewegung ersichtlich, worauf der Bogen in der Mitte brach

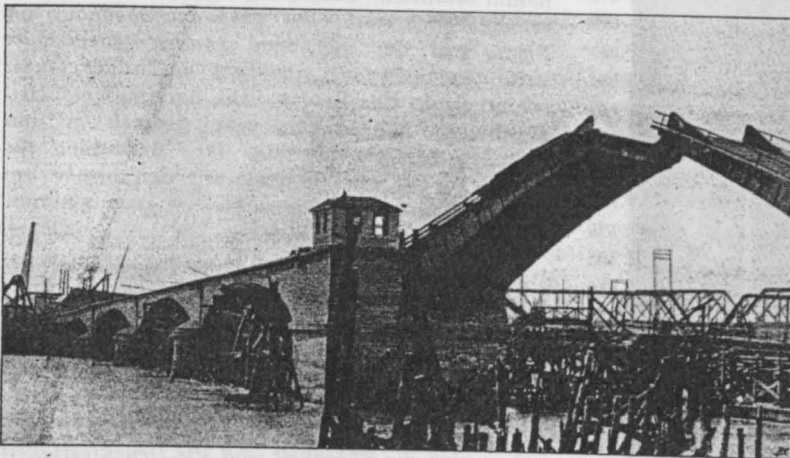


Fig. 1.

Die neue Brücke in Peoria zu Beginn des Einsturzes.

interessante Beobachtungen bei diesem Einsturz vorfinden, soll in folgendem kurz über dieses traurige Ereignis, welches nicht im geringsten auf die Eigenschaft des Eisenbetons zurückzuführen ist, und seine Ursachen mitgeteilt werden.

Die Brücke bestand aus 2 Widerlagern, 5 Pfeilern, 5 Bogen, welche nach dem System Melan erbaut waren und einer beweglichen Brücke, wie aus Fig. 1 ersichtlich ist.

Die größte Spannweite war gegen 40 m.

und in das Flußbett fiel. Gleich darauf folgten die andern Bogen, und in weniger als einer Minute lag die ganze Brücke, welche seit drei Wochen dem Verkehr übergeben war und nahezu 850,000 M gekostet hatte, im Flußbett. Ein einziger von den übrig gebliebenen Pfeilern blieb erhalten, die andern waren schwer beschädigt. Am Tage nach dem Einsturz zeigte sich, daß ein Pfeiler plötzlich 2 Fuß sank und die weiteren Untersuchungen ergaben, daß das ganze Fundament, von welchem vorausgesetzt wurde, daß es felsiger Boden war, eine dünne Stein Schichte war, welche auf Sand aufruhete, und nicht imstande war, die vom Pfeiler übertragene Pressung aufzunehmen.

Über die Ursachen des Einsturzes äußerten sich Ingenieur Maury, welcher im Auftrag der Engineering News über den Unfall zu berichten hatte, Ingenieur Woermann und der Erbauer der

*) Fig. 1 und 2 sind der Zeitschrift „Cement Age“ entnommen.

Brücke, der bekannte Ingenieur Thacher von der Concrete Steel Engineering Comp. Aus diesen Äußerungen geht hervor, daß bei dem Bau dieser Brücke mit einem außerordentlichen Leichtsinne vorgegangen wurde. Wie es heißt, sollen vor dem Bau der Brücke zur Untersuchung des Grundes nur zwei Bohrungen vorgenommen worden sein; nachträglich gemachte Bodenuntersuchungen ergaben, wie sehr die verschiedenen Bohrungen voneinander abweichen. Nach dem Projekt hätten die letzten gegen das Land zu befindlichen Reihen der zur Fundierung verwendeten Pfähle mit einer Neigung von 1:4 eingeschlagen werden sollen. In Wirklichkeit aber wurden alle Pfähle vertikal eingerammt. Das Projekt wies ferner Spundwände auf, welche um die Fundamente der beiden Widerlager und von 3 Pfeilern vorgesehen waren. Bei der Ausführung wurden zwar eiserne Spundwände eingerammt, aber nach der Herstellung wieder herausgezogen. Die Hinterfüllung bei den Widerlagern war eine sehr minderwertige und bestand im unteren Teile

hauptsächlich aus Asche und andern leichten Stoffen. Das Einrammen der Pfähle geschah ganz willkürlich, und alle sonst hierbei zu beach-

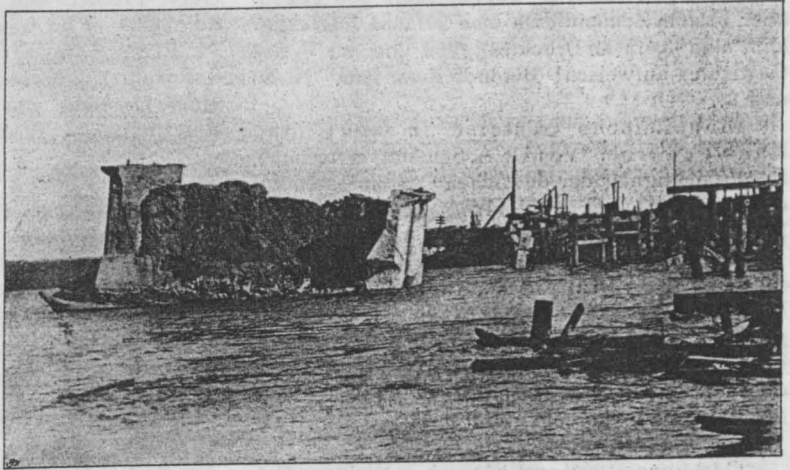


Fig. 2.

Spätere Aufnahme nach dem Einsturze.

tenden Vorsichtsmaßregeln wurden nicht berücksichtigt.

Wie aus diesen kurzen Mitteilungen zu ersehen ist, kann es nicht wundernehmen, daß bei einer derartigen Arbeitsweise der Einsturz erfolgt ist.

E. P.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Portlandzement und die Schlackemischfrage. Der Verein deutscher Portlandzementfabrikanten nimmt scharf Stellung gegen die vom preussischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten ausgesprochene Gleichstellung des Eisenportlandzementes mit dem Portlandzement. Zunächst entspricht Eisenportlandzement nicht der den Normen vorangestellten Begriffserklärung von Portlandzement. Bei der Herstellung von Eisenportlandzement handelt es sich nicht um ein neues Fabrikationsverfahren, sondern lediglich um ein Mischverfahren: Zusatz von 30 Teilen Hochofenschlacke zu 70 Teilen wirklichem Portlandzement. An Stelle der Hochofenschlacke könnte man ebensogut andere Stoffe, wie Traß, Sandmehl,

gemahlene Kalkstein usw., die dem Portlandzement in ihrem Wesen sogar noch ähnlicher sind, zusetzen und mit solchen Mischungen ähnliche Festigkeiten erreichen, wie mit Eisenportlandzement (Versuche des Kgl. Materialprüfungsamtes Groß-Lichterfelde). Die Zumischung kann ebensogut und mit dem gleichen Erfolge auch erst bei der Mörtelbereitung erfolgen. Mit Recht wird gefragt, warum es gerade den Eisenportlandzementfabriken gestattet sein soll, vermischten Portlandzement zu verkaufen. Tonindustrie-Ztg. 1909. Nr. 86. — s. L. Juni 1909. I, 1. S. 263 und Aug. 1909. I, S. 326.

Feinmahlung von Portlandzement. Berichtigung von R. Meade zu den Äußerungen von Riisager (Tonindustrie-Zeitung 1909, Nr. 27). Vergleich zwischen verschiedenen Mühlen. Ton-

industrie-Zeitung 1909. Nr. 86. — s. L. August 1909. I, 1. S. 324.

Etwas über den Sand. Seine Verwendung zu Mörtel und Beton. Beton-Zeitung 1909. Nr. 28.

Ein neuer Beton. Lapidit-Beton soll gegenüber bestem Zementbeton eine 50fache Zugfestigkeit, eine 13,4fache Druckfestigkeit und nur $\frac{2}{3}$ des Gewichtes aufweisen! Beton-Zeitung 1909. Nr. 30 und 31.

Einheimische Gesteine in Kunst und Kunstgewerbe. Von Dr. A. Schmidt, Wunsiedel. Berücksichtigung der deutschen Gesteinsarten vor den fremden wird empfohlen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1909. Nr. 61.

L'industrie de la chaux hydraulique et du ciment de grappiers dans la région de Beffes. Von H. Laborde. Geschichtliche und geologische Bemerkungen über die Fundorte von hydraulischem Kalk an der Loire im Departement du Cher. Mit ausführlichen Zahlenangaben. Revue des matériaux de constr. et de trav. publ. 1909. Juli.

Cemento Portland bianco. Weißer Portlandzement, zum Putzen von Tunneln und sonstigen dunklen Räumen, von der Berkshire White Portland Cement Co. in Clayton (Mass.). Zusammensetzung, Verwendung und Bewährung. Il Cemento 1909. Nr. 13.

Della grandissima influenza delle qualità fisiche sulle proprietà meccaniche del cemento Portland impiegato come agglomerante. Von Ing. G. Cenni und C. Parvopassu. Versuche im Laboratorium der R. Scuola degli Ingegneri di Roma haben das bekannte Ergebnis geliefert, daß ein Zement wesentlich höhere Zug- und Druckfestigkeit erlangt, wenn die groben Teilchen (durch ein Sieb von 4900 Maschen auf den qcm) ausgeschieden werden. Mitteilungen der Versuchsergebnisse. Annali della Società degli Ing. ed Arch. Italiani 1909. Nr. 13.

Fabrication du ciment Portland au moyen de matériaux riches en magnésie. Verfasser bespricht die Versuche von Campbell & White und von Dykerhoff, die nicht zu übereinstimmenden Ergebnissen geführt haben; er legt seine eigene Meinung dar und gibt Ratschläge. Revue des matériaux de constr. et de trav. publ. 1909. Juni. — s. L. Juli 1909. I, 1. S. 294.

Zum Betrieb der Drehrohröfen. Bemerkungen über einige Nachteile dieser Öfen und über ihre Beseitigung von einem Betriebsleiter. Geringe Betriebsdauer des Ofenfutters; die durch Ausstrahlung nach außen hin entweichende Wärme; Gleichmäßigkeit und Reinheit des Rohzementschlammes; gleichmäßige Speisung der Öfen; gleichmäßige Fortbewegung des Brenngutes im Ofen selbst; das Trocknen des Rohzementschlammes bei höherer Temperatur und der günstige Einfluß eines größeren Luftüber-

schusses. Von J. H. Schütt. Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 86.

Concasseur rotatif à grand rendement. Ausführliche Beschreibung einer Maschine der Gebr. Pfeiffer. Mit Abb. Revue des matériaux de constr. et de trav. publ. 1909. Juni.

Eine Zementfabrik im Kaukasus. Bei der Stadt Novorossiisk am Schwarzen Meere, mit einer Leistung von 750 000 Faß jährlich. Kurze Beschreibung. Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 83.

2. Prüfung und Untersuchung.

Zersetzung des Portlandzementes. Zu der oft behandelten Frage, ob beim Erhärten des Portlandzementes eine Quellung eintritt und ob die Erhärtung auf Kristall- oder Gelbildung beruht, liefert Dr. Muth einen interessanten und wertvollen Beitrag, der zur Klärung wesentlich beitragen dürfte. Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 80.

Quellung des Portlandzementes. Von Dr. Strebel und Dr. Cabolet. Bei zahlreichen Versuchen haben die Verfasser eine Quellung des Portlandzementes im Sinne von Dr. Michaëlis festgestellt. Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 86.

Quellung, Gelatinierung, Adsorption, Koagulation. Erklärung dieser Begriffe und der Quellungstheorie von Dr. W. Michaëlis. Tonindustrie-Ztg. 1909. Nr. 83. — s. L. August 1909. I, 2. S. 325.

The Setting of Portland Cement. Behandlung der chemischen Vorgänge beim Abbinden von Zement. Einfluß von Kalk, Gips usw. Concrete and Constr. Eng. 1909. Nr. 3. S. 193.

Kalkaluminat und Mörtel. Besprechung der Versuche von H. Spackman, aus denen hervorgeht, daß ein Zusatz von Kalziumaluminat einem Gemisch von Kalk und Ton zementähnliche Eigenschaften verleiht und auch die Eigenschaften natürlicher Zemente wesentlich verbessert. Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 92. — s. L. August 1909. I, 1. S. 325.

L'analisi del calcestruzzo. Il Cemento 1909. Nr. 12. — s. L. April 1909. I, 2. S. 190. Betonanalyse.

Les analyses de ciment et leurs erreurs. Von M. Pellet. Anlässlich eines Streites zwischen einem spanischen Bauunternehmer und einer deutschen Zementfabrik waren Zementproben in den Versuchsanstalten von Berlin, Wiesbaden, Paris, Madrid, Zürich und einer ungenannten Stadt untersucht worden. Die Ergebnisse weichen in ganz bedenklicher Weise voneinander ab. Verfasser erklärt dies mit der Verschiedenheit der Untersuchungsverfahren und fordert für diese eine internationale Übereinkunft. Revue des matériaux de constr. et de trav. publ. 1909. Juni.

Détermination du poids spécifique d'après le cahier des charges de l'Etat belge. Von M. Steffen. Das spezifische Gewicht

des Zementes wird mit dem Apparat von Schumann bei 15 bis 18° C bestimmt und soll nicht unter 3,1 betragen; dem erhaltenen Werte ist 0,035 für je 10% Glühverlust zuzuschlagen. Dieses Verfahren bemängelt der Verfasser als unzuverlässig und beweist dies in einer Reihe ausgeführter Versuche; er fordert, daß die Glühtemperatur und die Dauer des Glühens genau bestimmt werden. *Revue des matériaux de constr. et de trav. publ.* 1909. Juni.

Les inconvénients des bétons de mâchefer. Weitere Mitteilungen von Versuchsergebnissen über die schlechte Bewährung von Schlackenbeton. *Le Ciment* 1909. Nr. 6. — s. L. Juli 1909. I, 1. S. 294.

Dissociation ou décomposition des ciments sous l'action de l'eau pure. Von E. Maynard. Durch Versuche hat der Verfasser festgestellt, daß Zementmörtel sich auch in reinem Wasser zersetzt, indem er kalkärmer wird. Erklärung dafür. Beim Meerwasser wirken außerdem noch die verschiedenen Salze zersetzend mit. Besprechung der versuchten Gegenmaßregeln. *Revue des matériaux de constr. et de trav. publ.* 1909. Juli.

Die Fluats und der Portlandzement. Mitteilungen von Versuchen im Laboratorium von Prof. Dementjew beim Polytechnischen Institut in Kiew über die günstige Wirkung von Fluaten. „Ingenieur“ (russ.) 1909. XXVIII. 114. — Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 83.

Influence de la température sur la durée de prise du ciment. Zahlenmäßige Belege über die Abnahme der Zugfestigkeit mit der Temperatur während der Erhärtung. *Le Ciment* 1909. Nr. 7.

Martens-Pressen. Bemerkungen zu den Vorschlägen von Dr. Ing. Martens über Zement- und Betonprüfungspressen von Ing. A. Scharffenberg. *Zement und Beton* 1909. Nr. 29. — s. L. Juli 1909. I, 2. S. 295.

Einige Abnutzversuche mit Kunststeinen. Von H. Urbach. *Tonindustrie-Zeitung* 1909. Nr. 89.

3. Wirtschaftliches.

The Dangers of Belgian Natural Cement. Warnung vor den als „Portlandzement“ verkauften belgischen natürlichen Zementen. *Concrete and Constr. Engineering* 1909. Nr. 3. S. 155. — s. auch L. Juli 1909. I, 3. S. 296.

Statistische Mitteilungen über Grundbesitz und Gebäude in Berlin für die Jahre 1903 bis 1908. Von Dr. Kirschner. Interessante Betrachtungen. *Eisenbeton* 1909. Nr. 13. — Ebenda: Berliner Wohnungsstatistik.

Le commerce du ciment à San Francisco. Früher beherrschte Belgien und Deutschland den Markt; aber schon tritt die einheimische Zementindustrie in scharfen Wettbewerb und liefert

teilweise sogar billiger als die europäischen Werke, deren Erzeugnisse jedoch zurzeit noch besser sind als die kalifornischen. *Le Ciment* 1909. Nr. 6.

Production et commerce du ciment au Canada. Die einheimische Herstellung wächst, die Einfuhr nimmt ab; 1904 waren beide fast gleich, 1908 beträgt diese nur rund 1/6 von jener. *Le ciment* 1909. Nr. 7.

La produzione italiana dei forni. Mitteilungen über den Aufschwung in der Herstellung von Kalk, Zement, Gips, Tonwaren usw., getrennt nach Jahren und Fabriken. *Il Cemento* 1909. Nr. 12.

II. Theorie.

Rahmenkonstruktionen und deren Berechnung usw. Von Dipl.-Ing. Elwitz. Geschäftshausbau mit Zeichnungen und Abbildungen. Die Rahmenberechnung in gewöhnlicher Weise. *Beton und Eisen* 1909. Nr. 10.

Über Spannungsverteilungen im Innern der Mauern. Von Prof. Ramisch, Breslau. Eine kurze rechnerische Untersuchung für Stau Mauern rechteckigen Querschnittes. Einige Literaturangaben. *Zement und Beton* 1909. Nr. 28 und 29.

Méthode de calcul du béton armé de M. Nivet. Vérifications expérimentales. Berechnung des rechteckigen Querschnittes auf Biegung, unter Berücksichtigung verschiedener Dehnungsmaße für Zug u. Druck. Der Rechnungsgang gilt auch für Eisenbeton; die Rechnungsergebnisse stimmen mit den Versuchen gut überein. *Le ciment armé* 1909. Nr. 7.

Note sur le calcul des hourdis. Von H. Lossier. Beitrag zur Berechnung der Plattenbalken; die Platte ist ein durchgehender Träger, dessen Stützen die Rippen sind. Genaue Berechnung der Momente in Plattenmitte und am Übergang in die Rippe. *Le ciment armé* 1909. Nr. 6.

Graphische Bestimmung der Spannungsverteilung im Schaftquerschnitt von Eisenbetonschornsteinen. Von Ingenieur M. Stam. Berechnung wie bei homogenem Querschnitt. Ermittlung der notwendigen Eiseneinlagen. *Beton und Eisen* 1909. Nr. 10.

Formulaire du Ciment armé. Berechnung des Fachwerkträgers ohne Streben. *Le ciment armé* 1909. Nr. 7. — s. L. Juli 1909. II. S. 297.

Die Durchbiegung der Verbundkonstruktionen. Von A. Schleußner. Berechnung nach verschiedenen Verfahren ergibt gute Übereinstimmung, auch mit dem Versuch. *Eisenbeton* 1909. Nr. 14 und 15.

Berechnung der in Zementrohren auftretenden Spannungen. Von Reg.-Baumstr. K. Rößle. Ermittlung für kreisförmige Rohre nach der Arbeitsgleichung. *Eisenbeton* 1909. Nr. 13.

Zur Berechnung von Bogen u. Gewölben in Beton oder Eisenbeton ohne Gelenke.

Den versprochenen kürzesten und sichersten Weg kann man in den langen Formeln wohl kaum erblicken. Beton-Zeitung 1909. Nr. 30, 31 und 32.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Commission internationale du ciment armé. Programm:

1. Schwinden des Eisenbetons, je nach dem Mischungsverhältnis, dem Wasserzusatz, dem Eisengehalt, den Abmessungen der Füllstoffe und dem Feuchtigkeitsgrade während des Abbindens und der Erhärtung;
2. Zugfestigkeit und Dehnung des Betons in der Zugzone;
3. Scherfestigkeit des Betons im Verhältnis zu seiner Druck- und Zugfestigkeit;
4. Günstigste Bewehrung bei gedrückten Bauteilen; Längs- und Querarmierung, Umschnürung;
5. Verbiegungen der Balkenquerschnitte bei Biegung;
6. Lage der Nulllinie in Balken und Rippenplatten;
7. Wert der Querarmierungen in den Balken;
8. Haftung des Eisens am Beton bei Zug, Druck und Biegung; Form und Oberfläche der Eisens;
9. Risse im Beton; ihre Ursachen u. Wirkungen;
10. Wirksame Plattenbreite bei Plattenbalken;
11. Einfluß wiederholter Belastungen;
12. Gleichzeitige Beanspruchung des Betons in verschiedenen Richtungen;
13. Bauunfälle.

Die Ergebnisse der Untersuchungen sollen auf dem nächsten Kongreß in Amsterdam veröffentlicht werden. Le Ciment 1909. Nr. 7.

Feinmeßinstrumente. Zur Ermittlung von Dehnungen im Beton. Beschreibung mit Abbild. Zement und Beton 1909. Nr. 31.

Concrete Reinforced by Nails. Versuche mit Beton, der durch Eisennägel eine große Druckfestigkeit erhielt. Die etwas teure Bauweise wurde angewendet bei Ausfüllung von schwer zugänglichen Fundamenträumen. Bei 18% Eisengehalt rund 240 M/cbm. The Eng. Rec. 1909. Nr. 3. S. 65.

Tests on fullsized Reinforced Concrete Slabs. Versuche von Prof. Talbot werden eingehend mit Zahlenangaben besprochen; die Balken wurden einer Lieferung für Eisenbahnbauten entnommen, waren also Werkplatarbeit und zeigten gute Ergebnisse. Der Wert der Bügel und hochgezogenen Eisens am Auflager wird besonders hervorgehoben. Concrete and Constr. Eng. 1909. Nr. 3. S. 183.

Eisenkonstruktion und Feuersicherheit. Gegenüberstellung von Eisen- und Eisenbetonbauten. Mit Abbildgn. Eisenbeton 1909. Nr. 14.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

Tragwerke aus Eisenbeton bei Hochbauten. Abdruck der Vorschriften des Österr. Betonvereins. Zement und Beton 1909. Nr. 31/32.

V. Ausführungen.

1. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Allgemeines über Beton und Eisenbeton.

Abitazioni in blocchi cavi di calcestruzzo. Kleines Landhaus aus Betonhohlblöcken. Beschreibung mit Abbildungen und Kostenangabe. Il Cemento 1909. Nr. 12.

Il blocco cavo di calcestruzzo. Geschichtliches; allgemeines über Herstellung und Verwendung. Il Cemento 1909. Nr. 13. — Beton-Zeitung 1908. Nr. 8.

La pierre armée. G. Pauchot schlägt vor, für den Bau von Wohnhäusern usw. einen Eisenbeton zu verwenden, dessen Füllstoff aus ganz feinem (finement broyée) Steinschlag, Kies oder Grus besteht und so ein dem natürlichen Stein ähnliches Äußere erzeugt. Wir kennen ein solches Verfahren schon lange in der Verwendung von Vorsatzbeton. Mit Abbildgn. ausgeführter Bauten. Le Ciment 1909. Nr. 7.

Gradini in pietra artificiale. Preparazione dei tubi per fontane e per canalizzazione. Allgemeine Bemerkungen und Ratschläge für die Herstellung von Stufen u. Röhren aus Beton und Eisenbeton. Il Cemento 1909. Nr. 12. — Zement und Beton 1909. Nr. 29.

Impiego della lamiera stirata per armare la muratura ordinaria. Allgemeines über die Bewehrung von Mauern mit Streckmetall, im besonderen einer Gasbehälterumfassungsmauer in Rom. Mit Abbildungen. Annali della Società degli Ing. ed Arch. Italiani 1909. Nr. 13.

Heimatschutz. Einige Worte für die Zementplattendächer. Zement und Beton 1909. Nr. 28.

Zementdachsteine, Kalksandsteine, Heimatschutz. Beherrigenswerte Worte gegen Geschmacklosigkeiten im Kunststeinbau. Von Dr. Fiebelkorn. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 89. s. L. Juli 1909. V, 1. S. 297.

L'uso dell' apparecchio „Perfect“ per impedire le fioriture sulle piastrelle di cemento. Apparat von Carius zur Vermeidung von Flecken auf Zementplatten, durch Zuführung von genügend Feuchtigkeit. Beschreibung mit Abbildungen. Il Cemento 1909. Nr. 13.

Zementdielen-Walzmaschine. Beschreibung mit Abbildungen. Beton und Zement 1909. Nr. 32.

Der Betonpfahl. Von A. Speetz. Zusammenstellung einiger zurzeit gebräuchlicher Gründungsverfahren mit Betonpfählen. Beton-Ztg.

1909. Nr. 28. — Betonpfähle, System Strauß. Dingl. polyt. Journal 1909. Nr. 27. s. L. April 1909. V, 1. S. 192.

La durée du béton. Die Verwendung von Beton zu den Bauten der Römer. Le Ciment 1909. Nr. 7.

Befestigung von Gegenständen an Eisenbetondecken. Suspensions diverses aux planchers en ciment armé. Gute Skizzen für die Aufhängung von Transmissionen usw. an Eisenbetondecken. Zement und Beton 1909. Nr. 30. Le Ciment 1909 Nr. 7. s. L. Mai 1909. V, 2. S. 223.

2. Ausführungen im Hochbau.

Maschinenfundamente aus Eisenbeton. Die Zerstörung der Gründungen eines Elektrizitätswerkes wird auf Resonanz zurückgeführt, d. h. darauf, daß die Zahl der Eigenschwingungen des Gebäudes ein genaues Vielfaches von derjenigen der Maschinen ist, und daß das Gebäude somit in rhythmische Schwingungen versetzt wird. Mitteilung von Beispielen. Beton-Zeitung 1909. Nr. 28.

New General Post Office Buildings. Neue gute Abbildungen von dem bereits in L. März 1909, V, 2 erwähnten großen Postgebäude zu London. Concrete and Constr. Eng. 1909. Nr. 3. S. 159.

Maschinenhaus in Eisenbetonfachwerk. Mit eigenartigen Bindern; Kohlenraum im Obergeschoß, unter dem Dach. Länge 47 m, Breite 35 m. Mit Abbildungen. Zement und Beton 1909. Nr. 31.

Der neue Riesenstockwerkelevator aus Eisenbeton, errichtet von der Baltimore- und Ohio-Eisenbahngesellschaft in Baltimore. Beschreibung mit guten Abbildungen. Beton und Eisen 1909. Nr. 10. s. L. Juli 1909. V, 2. S. 298.

Kornspeicher in Eisenbeton. Von der Pennsylvania Eisenbahngesellschaft in Baltimore erbaut. Mit Abbildungen. Zement und Beton 1909. Nr. 29. s. L. April 1909. V, 2. S. 193.

Neubau der Schafwollwarenfabrik Weiß & Hannak in Brünn. Von Dr.-Ing. Heß, Prof. U. a. umschürte Säulen. Mit Abbildungen. Eisenbeton 1909. Nr. 13.

Wiederaufbau des Lagerhauses der Porzellanfabrik in Tettau. Gerippe in Eisenbeton, Wände aus Ziegeln, Berechnung. Mit Abbildungen. Eisenbeton 1909. Nr. 13.

Reinforced Concrete Laundry at Los Angeles. Decken mit Visintinirägern. Concrete and Constr. Eng. 1909. Nr. 3. S. 216.

La cathédrale de Poti. Interessante Kuppelbauten. Beschreibung mit guten Abbildungen der Rüstung und Schalung. Le Ciment 1909. Nr. 6. s. L. Juli 1909. V, 2. S. 298.

Dachbinder aus Eisenbeton. In Fachwerk, ohne Streben, Stützweite 13,36 m. Berechnung mit Abbildungen. Zement und Beton 1909. Nr. 28.

Neue Ausführungen nach der Bauweise Leschinsky. Herstellung von Eisenbetondecken auf freitragenden Schalungen, d. h. solchen, die nur auf die Pfeiler und Mauern abgestützt sind. Mit Abbildungen. Beton und Eisen 1909. Nr. 10.

Wasserturm bei Buhlbronn. Ringförmiger Hochbehälter in Eisenbeton von 160 cbm Inhalt. Einige Einzelheiten. Mit Abbildungen. Beton und Eisen 1909. Nr. 10.

Concrete Water Tower. Wasserbehälter von 10 m Durchmesser, etwa 11 m hoch, ruht auf 20 m hohem Eisenbetonfachwerk. Einlagen sind aus gedrehtem Vierkanteseisen. Concrete and Constr. Eng. 1909. Nr. 3. S. 214.

Concours de constructions pour régions sujettes aux tremblements de terre. Einige von französischen Ingenieuren zu diesem Wettbewerbe eingereichte Entwürfe werden ausführlich mitgeteilt und besprochen. Zunächst ein Entwurf von Ed. Coignet. Das Gebäude ist ganz aus Eisenbeton und in allen Richtungen durch Rahmen versteift, die aus den Deckenunterzügen und aus Pfeilern in den Zwischen- und Außenwänden gebildet werden. Mit Abbildungen. Le ciment armé 1909. Nr. 6. — Entwurf von A. Nivet. Versteifung des Gebäudes durch eine kreuzweise Bewehrung der Wände unter 45°. Mit Abbildungen und Befechnungen. Le ciment armé Nr. 7. — Mitteilung der Preisverteilung; Besprechung des Entwurfes von F. v. Emperger (s. L. August 1909. V, 2. S. 328 u. 329). — Allgemeine Bemerkungen über die Bauweise und die Bauvorschriften in Erdbebengebieten. Le Ciment 1909. Nr. 7.

Der Wettbewerb für erdbebensichere Häuser in Mailand. L'esito del concorso di costruzioni per regioni sismiche. Mitteilung der Entscheidung des Preisgerichts in dem Wettbewerb um Entwürfe für Erdbebengegenden. Il Cemento 1909. Nr. 12. — Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 89. — Beton und Eisen 1909. Nr. 10.

Norme edilizie per le regioni italiane colpite da terremoti del 28. dicembre 1908 od anteriori. Il Cemento 1909. Nr. 13. s. L. Aug. 1909. V, 2. S. 328/329.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Le pont de l'Institut. Entwurf von Hennebique für eine Straßenbrücke von rd. 45 m Breite über die Seine in Paris am Place de l'Institut. Die Baukosten werden auf 3 Millionen Francs beziffert. Mit Abbildungen. Le Ciment 1909. Nr. 7.

Balkenbrücke über die Lenne bei Husberg. Von Ingenieur Lorenz. Straßenbrücke mit 2 Öffnungen von je 27 m l. W. Billiger als

Voll- und als Kragkonstruktion. Breite 3,5 m, 2 durchgehende Balken von 1,8 m Höhe und 0,35 m Breite. Dampfwalze 20 t; für diese eine zulässige Beanspruchung von 60 kgcm² im Beton und 1500 kgcm² im Eisen. Lehrgerüst: in jeder Brückenöffnung ein Pfahljoch, dazwischen Sprengwerke, sieht sehr leicht und gefällig aus. Beschreibung mit Abbildungen. Eisenbeton 1909. Nr. 14.

Reinforced Concrete Bridge near Teufen. Beschreibung der Tobelbrücke mit Abbildungen. Concrete and Constr. Eng. 1909. Nr. 3. S. 190. — Viaduc en béton armé sur la Sitter à Gmündertobel, près Teufen. Ausführliche Beschreibung von Ingenieur E. Froté, Zürich. Mit Abbildungen. Le génie civil 1909. 13. März. — Il ponte di Tobel presso Teufen. Desgl.; Einzelheiten vom Lehrgerüst und von der Bewehrung der Fahrbahntafel. Mit Abbildungen. Il Cemento 1909. Nr. 11. — s. L. März 1909. V, 3.

Le viaduc Alphonse XIII. sur le ravin Hondo. Bogenbrücke für Straße zwischen Santa Cruz und Crotava auf Teneriffa, mit einem Hauptbogen von 30 m Spannweite. Die anschließenden Öffnungen sind durch Balken überbrückt. Gesamtbreite 5,5 m. Armierung des Bogens mit eisernen Trägern, die an Kabeln aufgehängt wurden und die Schalung trugen, also ein Gerüst überflüssig machten. Mit Abbildungen. Le ciment armé 1909. Nr. 6.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Eisenbetonkaimauern. Beschreibung dreier amerikanischer Ausführungen, mit Einzelheiten, Kostenangaben und Abbildungen. Zement und Beton 1909. Nr. 32.

Blocchi cilindrici per difesa dalle acque. Anwendung von zylindrischen Eisenbetonkörpern zur Uferbefestigung, insbesondere von Alpenbächen. Il Cemento 1909. Nr. 12.

Ferro Concrete Wharves at Dundee. Kurze Angaben über Kaianlagen in Meerwasser. Mit Abbildungen. The Eng. 1909. Juli. S. 93.

Die neuen Kaischuppen im Stettiner Freibezirk. Gründung auf Holzpfählen, die oben durch Betonkörper verbunden sind. Gebäude zum Teil in Eisenbeton mit Pohlmann-Trägern. Dach in Holzbau. Ausführliche Beschreibung mit Abbildungen und Zeichnungen. Beton und Eisen 1909. Nr. 10 und 11.

The Construction Plant for the Gatun Locks on the Panama Canal. Ausführliche Darstellung der Maschinenanlagen zum Mischen und Einbauen von rd. 1,5 Mill. cbm Beton, die für

den Schleusenbau benötigt werden. The Eng. Rec. 1909. Nr. 3. S. 60. Mit Abbildungen.

Water Intake. Eisenbetontunnel zur Wasserentnahme aus dem Ohiofluß. Einzelheiten der Bauausführung. The Eng. Rec. 1909. S. 67. Mit Abbildungen.

Ouvrages sous voies ferrées. Wagenschuppen für die Comp. générale française de Tramways. Unterbau der Gleise in Eisenbeton; unter jedem Gleise auf die ganze Länge eine Grube zur Reinigung und Besichtigung der Motoren und Gestelle, von 1,50 m Tiefe; zwischen den Gleisen Gangbahnen in Schienenhöhe. Beschreibung der Bauweise und der Einzelheiten, sowie der Probelastungen und ihrer Ergebnisse. Mit Abbildungen. Le ciment armé 1909. Nr. 6.

Die Bewässerung Ägyptens und die Stauanlagen im Nil. Von Regbmstr. Tholens, Cairo. Ausführliche Beschreibung mit Kostenangaben und Abbildungen. Zentralbl. d. Bauv. 1909. Nr. 59 und 61.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

The Use of Concrete for Mine Supports. Ausführliche Angaben über Eisenbeton bei Aussteifung von Stollen in Bergwerken, über die erforderliche Beschaffenheit von Zement, Sand, Schotter usw., über Kosten und Eiseneinlagen sowie über den Bauvorgang. Mit Abbildungen. Concrete and Constr. Eng. 1909. Nr. 3. S. 172.

Concrete Pipes in France. Rohre für Abwässeranlagen nach System Bonna. Bemerkenswerte Einsteigschächte und Rohrteilungen. Concrete and Constr. Eng. 1909. Nr. 3. S. 220. Mit Abbildungen.

Städtische Wasserreinigungsanlage. In Mc Keesport, Pa. Tagesleistung 38 000 cbm. Vorratshaus, Enthärtungs- und Filteranlage in Eisenbeton, nach dem Kreisringssystem. Angabe von Einzelheiten. Mit Abbildungen. Zement und Beton 1909. Nr. 29.

Reinforced Concrete Reservoirs in the United States. Ausführlicher Bericht über Ausführungsweisen und ausgeführte Beispiele von Wasserbehältern. Mit zahlreichen Abbildungen. Concr. and Constr. Eng. 1909. Nr. 3. S. 163.

Wasserbehälter aus Eisenbeton. 36,6 m lichte Breite, 61 m lichte Länge und 5,18 m Tiefe. Offen. Mit Abbildungen. Zement und Beton 1909. Nr. 28.

Reinforced Concrete Gasholder near Dresden. Nach Armiertes Beton 1909. Nr. 3. Concrete and Constr. Eng. 1909. Nr. 3. S. 211.

PORTLANDZEMENT UND DIE SCHLACKENMISCHFRAGE.

Zu dieser Frage äußert sich der Verein deutscher Portlandzement-Fabrikanten in einer Veröffentlichung, der wir in folgendem gerne Raum geben.

Der Herr Minister der öffentlichen Arbeiten in Berlin hat unter dem 6. März d. J. an die ihm untergeordneten Behörden eine Verfügung erlassen, wonach Eisenportlandzement künftig dem Portlandzement im allgemeinen als gleichwertig erachtet und ebenfalls nach den geltenden Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement beurteilt werden soll. Diese Verfügung gründet sich auf eine von dem Königl. Materialprüfungsamte in Groß-Lichterfelde ausgeführte Versuchsreihe, deren Ergebnisse nach den Beschlüssen der vom Herrn Minister für diese Prüfung eingesetzten Eisenportlandzementkommission veröffentlicht werden sollten, deren Veröffentlichung aber bis heute noch nicht erfolgt ist.

Der Verein deutscher Portlandzement-Fabrikanten hält es gegenüber der in obigem Erlaß des Herrn Ministers ausgesprochenen Gleichstellung des Eisenportlandzementes mit Portlandzement und den daraus für die Allgemeinheit zu erwartenden Folgen für seine Pflicht, nachstehende Aufklärung zu geben:

Eisenportlandzement entspricht nicht der den Normen vorangestellten Begriffserklärung von Portlandzement.

Wie von den Eisenportlandzement-Fabrikanten jetzt selbst zugegeben und auch in der angezogenen Verfügung des Herrn Ministers bestätigt wird, ist Eisenportlandzement nichts anderes als ein Mischprodukt von 70 v. H. wirklichem Portlandzement und 30 v. H. granulierter Hochofenschlacke.

Sofern dieses Mischprodukt zur Beurteilung nach den für Lieferung und Prüfung von reinem Portlandzement aufgestellten Normen zugelassen wird, kann das Gleiche mit demselben und noch größerem Rechte auch für andere gemischte Zemente wie: Portlandzement mit Traß, Sandmehl, gemahlenem Kalkstein usw., die auch noch die Normfestigkeit erreichen und in ihrem Wesen dem Portlandzement noch ähnlicher sind, als Eisenportlandzement, beansprucht werden.

Durch Versuche des Königlichen Materialprüfungsamtes Groß-Lichterfelde ist festgestellt, daß z. B. Portlandzemente, mit 30 v. H. Sandmehl vermischt, ähnliche Festigkeiten aufweisen können, wie Eisenportlandzemente. Da das Sandmehl den Charakter des Portlandzementes nicht verändert, so verhalten sich diese Zemente wie unvermischte Portlandzemente.

Andererseits wird die Schlacke als Abfallprodukt in ihrer chemischen Zusammensetzung niemals so gleichmäßig sein können, wie andere Zusatzstoffe, wie Traß, gemahlener Sand oder Kalkstein.

Wie aus vorstehendem erhellt, handelt es sich bei der Herstellung von Eisenportlandzement durchaus nicht um ein neues Fabrikationsverfahren, sondern lediglich um ein Mischverfahren, das ebenso gut wie von den Eisenportlandzementfabriken jederzeit auch von allen Portlandzementfabriken eingeführt werden könnte, wie ja auch nach den Beschlüssen der Ministerialkommission „keine Bedenken gegen Zusatz geeigneter Schlacken zu gewöhnlichem Portlandzement bestehen“. Tatsächlich haben auch in früheren Jahren bis zum Einschreiten des Vereins deutscher Portlandzement-Fabrikanten einzelne Fabriken schon Sand, Kalksteinmehl, Schlacke usw. ihren Fabrikaten zwecks Erhöhung ihres Verdienstes beigemischt.

Durch die Gleichstellung von Eisenportlandzement (also einer Mischung von Portlandzement mit nicht mehr als 30 v. H. granulierter Hochofenschlacke) mit reinem

Portlandzement würde daher lediglich das vom Verein deutscher Portlandzement-Fabrikanten von jeher mit Recht und unter Zustimmung aller Baukreise bekämpfte Mischverfahren gewissermaßen ohne offizielle Sanktionierung erhalten, und es bedarf wohl keines weiteren Nachweises, daß dadurch der wohlbegründete Ruf, den sich die deutsche Zementindustrie durch die Lieferung stets reiner unvermischter Ware im In- und Auslande erworben hat, auf schwerste gefährdet werden müßte, um so mehr, als nach deutschem Vorbild in allen mit Deutschland in Wettbewerb stehenden Kulturstaaten das Mischverfahren in der Zementindustrie bis jetzt durchaus verpönt ist.

Die Gleichstellung eines Mischproduktes wie Eisenportlandzement mit reinem Portlandzement ist ebenso wenig angängig, wie — um ein drastisches Beispiel zu gebrauchen — ein Gemisch von 70 v. H. Butter mit 30 v. H. Margarine jemals der reinen Butter gleichwertig erachtet werden kann, auch wenn der Fettgehalt und Geschmack ganz derselbe wäre.

Bei offizieller Zulassung des Mischverfahrens, das dadurch ohne Zweifel eine große Verbreitung erfahren müßte, würde die große Mehrheit der Zementverbraucher, die nicht in der Lage ist, die recht schwierigen Prüfungen selbst vorzunehmen, schließlich gar nicht mehr wissen, was ihr als Portlandzement geliefert wird und dadurch unter Umständen den größten Schädigungen ausgesetzt sein.

Eine Zulassung des Mischverfahrens in den Fabriken ist aber um so weniger am Platze, als alle diese Zusätze ebenso gut je nach Bedarf auch bei der Mörtelbereitung noch gegeben werden können und auch schon vielfach gegeben werden und zwar, wie die Versuche ergeben haben, mit dem gleichen Erfolge, als wenn die Mischung beim Mahlen der Zementklinker stattgefunden hätte, gleicher Feinheitsgrad der Zusatzstoffe natürlich vorausgesetzt. Keinesfalls ist einzusehen, warum den Eisenportlandzementfabriken allein gestattet sein soll, dem Portlandzement Beimischungen zu geben, während sie in der Lage sind, aus ihrem Material den Normen entsprechenden reinen Portlandzement herzustellen.

Während das seitherige Bestreben der Zementindustrie darauf gerichtet war, die Qualität des Portlandzementes immer mehr zu vervollkommen, und zu verbessern, daneben auch die Verarbeitung von Portlandzement immer rationeller zu gestalten und durch Empfehlung geeigneter Zusätze den verschiedenen Zwecken angepaßte möglichst billige und zuverlässige Mörtel zu erzielen, würde das Mischverfahren zur Folge haben, den Wettbewerb künftig nicht mehr in der Qualität, sondern lediglich im Preise und zwar auf Kosten der Qualität zu suchen. Daß letzteres weder im Interesse der Zementverbraucher noch im Interesse der Industrie selbst liegen würde, wird jedermann ohne weiteres zugeben.

Zum Schluß sei noch ausdrücklich darauf hingewiesen, daß der Verein deutscher Portlandzement-Fabrikanten weit davon entfernt ist, die Verwendbarkeit von Eisenportlandzement für manche Zwecke zu bestreiten. Aber wie der Verein es von jeher als eine seiner Hauptaufgaben betrachtet hat, das Mischverfahren in seiner Industrie nicht aufkommen zu lassen, so muß er auch jetzt gegen eine Gleichstellung des Eisenportlandzementes wie jedes anderen Mischproduktes mit reinem Portlandzement sowohl im Interesse einer gesunden Weiterentwicklung der Zementindustrie, als auch im Interesse der Aufrechterhaltung des realen Handels auf das nachdrücklichste Einspruch erheben, und er ist überzeugt, damit auch die Zustimmung der Mehrheit der Zementverbraucher zu finden.

DAS RECHT DER ARBEITGEBER UND DER ARBEITNEHMER AN ERFINDUNGEN.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW 48., Friedrichstr. 224.

Gelegentlich der am 21. April cr. stattgefundenen Reichstagsverhandlungen betr. „Reform des Patentgesetzes“ wurde die Notwendigkeit bezüglich Regelung der Verhältnisse zwischen Arbeitgebern und Arbeitnehmern, sofern letztere Erfindungen mit den Werkzeugen, Maschinen usw. usw. machten, als dringend notwendig bezeichnet.

Wir haben nun über diese aktuelle Frage an Hand von Entscheidungen des Reichsgerichtes einen Artikel zusammengestellt, woraus zu entnehmen ist, wie das höchste Gericht Deutschlands sich zu dieser brennenden Frage stellt.

Streitigkeiten und Prozesse zwischen Arbeitgebern und Arbeitnehmern um das Recht an Erfindungen gehören nicht zu den Seltenheiten. Während die Angestellten zurzeit energisch versuchen, die Gesetzgebung für ihre Lage zu interessieren und ihr Los durch etwaige Zugeständnisse zu verbessern, rührt sich auch die Industrie, wie eine jüngst erschienene Broschüre eines bekannten Berliner Großindustriellen beweist, um darzutun, daß in einem geordneten Betriebe mit guter Organisation es erforderlich sei, daß die Lösung der Aufgaben und die dabei gemachten Erfindungen dem Dienstherrn gehören müssen.

Nach § 3 des Deutschen Patentgesetzes hat derjenige Anspruch auf die Erteilung eines Patentes, welcher eine Erfindung nach Maßgabe des Gesetzes zuerst angemeldet hat. Der Anmelder braucht demnach keineswegs der Erfinder zu sein, es können vielmehr rechtliche Vereinbarungen vorliegen, laut welcher ein Erfinder seine Rechte einem Dritten abgetreten hat, so daß dieser nun das Recht der ersten Anmeldung erhält. Die Erfindung an sich selbst enthält noch kein Recht, sie wird erst gesetzmäßig durch die Anmeldung beim Patentamt zu einem Recht, wird aber durch die Erteilung eines Patentes zu einem Besitztum, also einem Wertobjekt, dessen Höhe sich nach dem Gegenstande, nach der Nachfrage, dem Absatzgebiete und nach vielen anderen bestimmten, meist wirtschaftlichen Umständen richtet.

Die Anmeldung braucht aber nicht ausschließlich auf eine einzelne Person zu lauten. Anmelder können vielmehr mehrere, z. B. eine Gesellschaft (A.-G.) sein. Die unangemeldete Erfindung wird aber auch in dem Falle zu einem Recht, wenn sie von einem Unbefugten beim Patentamt angemeldet ist.

Aus diesen Ausführungen ergeben sich widersprechende Ansichten, ferner verschiedene Konsequenzen in dem Verhältnis des Anmelders zum Erfinder bzw. zur Erfindung, von denen in diesen Zeilen Klarheit z. B. über das Recht des Auftraggebers, ferner seiner Beauftragten, Angestellten oder Beamten unter Bezugnahme auf die bisherige Rechtsprechung an einer Erfindung näher beleuchtet werden soll.

a) Das Recht der Arbeitgeber an Erfindungen.

Ein Angestellter kann unter bestimmten Verhältnissen Erfinder und Anmelder der Erfindung sein, doch ist er nicht unter allen Umständen der Inhaber der Erfindung, besonders dann nicht immer, wenn besondere Vereinbarungen nicht vorliegen.

Zweifellos liegt ein Anrecht des Dienstherrn auf Grund eines entsprechenden Dienstvertrages vor, wonach alle Erfindungen des Angestellten aus dem Bereiche seiner Tätigkeit bei dem Dienstherrn dem Letzteren gehören sollen. Aber auch ohne einen solchen Dienstvertrag kann der Dienstherr Rechte an Erfindungen seiner Angestellten geltend machen, wenn letzterer verpflichtet war, auf Erfindungen für den Dienstherrn bedacht zu sein (R. G. Entsch. I. Str.-Sen. v. 8. Juni 1899) und die zu diesem Zwecke angestellten Versuche zu einer Erfindung führten.

Liegt eine solche Verpflichtung des Angestellten aber nicht vor, so hat der Dienstherr kein Anrecht an Erfindungen des ersteren (R. G. Entsch. v. 22. April 1898). Ist die Erfindung des Angestellten während des Dienstverhältnisses beim Dienstherrn gemacht und fällt sie in den eigentlichen Tätigkeitsbereich des Angestellten, so gehört sie dem Dienstherrn (R. G. Entsch. I. Ziv.-Sen. v. 4. März 1903 und I. Civ.-Sen. v. 25. April 1904). Hat aber z. B. ein Kaufmann, selbst wenn er im Betriebe Aufsicht hat, ohne Aufforderung mit den Mitteln und Werkzeugen seines Dienstherrn eine Erfindung gemacht und ausprobiert, so gehört diese nicht dem Dienstherrn, der höchstens einen Entschädigungsanspruch für Benutzung seiner Werkzeuge hat (R. G. Entsch. I. Civ.-Sen. v. 22. April 1898).

Erachtet der Dienstherr seine Erfindungen als Betriebsgeheimnis, so hat auch der Angestellte sie als solche anzusehen und zu hüten (R. G. Entsch. III. Str.-Sen. v. 27. April 1899).

Eine Etablissementserfindung ist eine solche, die von den Angestellten innerhalb des Rahmens ihrer dienstlichen Tätigkeit, oder in Ausübung ihrer vertraglichen Verpflichtung gemacht ist, und gehört nach der bisherigen Rechtsprechung in allen Fällen dem Dienstherrn. Wenn der Angestellte eine Erfindung bei Gelegenheit seiner Arbeiten in der Fabrik des Dienstherrn gemacht hat, so ist dies noch kein Grund für Vorliegen einer Etablissementserfindung (R. G. Entsch. I. Civ.-Sen. v. 25. April 1904) und hat der Dienstherr kein Anrecht an der Erfindung seines Angestellten, wenn die vorgenannten Voraussetzungen nicht vorliegen.

So wird der Dienstherr bzw. Arbeitgeber auf Grund der Entscheidungen von Fall zu Fall erörtern können, ob eine Erfindung seines Angestellten oder Arbeitnehmers dem letzteren oder ihm zugesprochen ist. Es sind dabei zweckmäßig die Fragen zu stellen,

- a) War der Angestellte zu Erfindungen vertraglich angehalten?
- b) Ist die Erfindung als Erfüllung eines Auftrages und der dazu erforderlichen dienstlichen Verrichtungen anzusehen?
- c) Liegt die Erfindung im direkten Bereiche der Tätigkeit des Angestellten?
- d) Ist die Erfindung während der dienstlichen Tätigkeit des Angestellten und mit den Mitteln des Dienstherrn gemacht?

Die Beantwortung der vorstehenden Fragen wird die Stellung des Angestellten zum Dienstherrn klären und die Entscheidung über das Eigentumsrecht an der Erfindung erleichtern.

b) Das Recht der Arbeitnehmer.

Ist der Angestellte oder Arbeitnehmer auf Grund seines Dienstvertrages verpflichtet, auf Erfindungen in bestimmtem Gebiete für seinen Dienstherrn bedacht zu sein, und macht er Erfindungen auf anderem, dem erstgenannten fernstehenden Gebiete, so hat der Angestellte oder Arbeitnehmer ein Recht an seiner Erfindung (R. G. Entsch. I. Civ.-Sen. v. 22. April 1898, I. Civ.-Sen. v. 25. April 1904). Hat der Angestellte die Werkzeuge und Mittel des Dienstherrn zu seinen Versuchen mit der Erfindung benutzt, so macht er sich schadenersatzpflichtig, doch kann der Dienstherr dafür ein Anrecht an der Erfindung nicht geltend machen (R. G. Entsch. I. Civ.-Sen. v. 22. April 1898). Die Entscheidung darüber, unter welchen Voraussetzungen die Erfindungen der Angestellten, Bediensteten oder Arbeitnehmer dem Dienstherrn gehören, ist aus dem Wesen

des Dienstverhältnisses, des Auftrages, der Geschäftsführung abzuleiten (R. G. Entsch. I. Civ.-Sen. v. 25. April 1904).

Macht z. B. ein angestellter Chemiker eine Erfindung auf ein Präparat, das sich nicht auf die von seiner Fabrik hergestellten Präparate, deren Fabrikation und deren Verwendung bezieht, so gehört die Erfindung auf das Verfahren zur Herstellung des Präparates ihm und nicht seinem Dienstherrn (R. G. Entsch. I. Civ.-Sen. v. 25. April 1904). Hat ferner z. B. ein Meister in einer Bogenlampenfabrik, der die technisch richtige Fabrikation von Dauerbrandbogenlampen zu überwachen hatte, eine Erfindung auf eine neue Dauerbrandbogenlampe gemacht, so steht, da er nicht mit Lösung von gestellten Aufgaben und Erfindungen betraut war und im Anstellungsvertrage nichts von Erfindung und deren Rechten erwähnt ist, seinem Dienstherrn kein Anrecht an seiner Erfindung zu (R. G. Entsch. I. Civ.-Sen. v. 17. April 1907).

Wenn z. B. ein technischer Leiter und Direktor einer Fabrik ein Patent auf eine Teigformpresse erhält, deren Zeichnung in ihren Grundzügen einer in der Fabrik hergestellten Presse entnommen ist, so gehört das Patent dem Dienstherrn, auf Grund des Dienstverhältnisses als leitender Direktor (R. G. Entsch. I. Civ.-Sen. v. 25. April 1904). Einem technischen Leiter in einer neuen Sprengstofffabrik hat das Reichsgericht in seiner Entscheidung vom 5. Oktober 1903 bestätigt, daß ein Jahresgehalt von 5500 M viel zu niedrig erscheine, um Anspruch auf die Ergebnisse der erfinderischen Tätigkeit machen zu können, und eine Erfindung des Angestellten diesem als sein Eigentum zuerkann.

Dagegen hat die Beschwerdeabteilung II des Kaiserlichen Patentamtes in ihrer Entscheidung vom 17. Februar 1904 einem ersten Ingenieur mit 6000 M Jahresgehalt, der das technische Bureau und den Betrieb unter sich hatte und mit Kapital am Geschäfte beteiligt war, eine Erfindung an einem Gliedersessel aberkannt und als widerrechtliche Entnahme seiner Firma hingestellt, weil der in leitender Stellung stehende Ingenieur in Ausübung seines dienstes Gelegenheit und Veranlassung hatte, allen Erzeugnissen seiner Firma nahe zu treten.

Ist im Dienstvertrage vereinbart, daß die Erfindungen des Angestellten dem Dienstherrn gehören, so ist ein besonderer Aneignungsakt nicht erforderlich. Gibt der Dienstherr aber seinem Angestellten die Erfindung frei, so kann

er später ein Vorbenutzungsrecht auf Grund des § 5 für sich nicht in Anspruch nehmen (R. G. Entsch. I. Civ.-Sen. v. 14. Dez. 1903).

Je nachdem nun die Stellung des Angestellten zum Dienstherrn eine solche ist, daß aus der ganzen Art des Dienstverhältnisses geschlossen werden muß, es solle das Ergebnis etwaiger erfinderischer Tätigkeit des Angestellten dem Unternehmen, in dem er steht, zufließen, aber weder eine erfinderische Tätigkeit verlangt oder zugemutet wird, und daher im Dienstvertrage nichts darüber enthalten ist, auch die Tätigkeit des Angestellten eine solche ist, daß er zu Erfindungen Anregungen nicht erhalten hat, so wird ohne Schwierigkeit gefolgert werden können, wem das Eigentumsrecht an der Erfindung zusteht.

Eine Ausnahmestellung der Angestellten und Arbeitnehmer nehmen die angestellten Ingenieure ein und ist deren Tätigkeit besonders sorgsam zu prüfen, ob sie eine solche ist, die in den Bereich der Erfindertätigkeit fällt oder nicht. Meist wird man hier sagen können, daß stets dann nach der bisherigen Rechtsprechung eine Erfindung dem Dienstherrn gehört, wenn sie in das Gebiet der von dem Ingenieur zu lösenden Fragen fällt, vorausgesetzt, daß er mit Lösung dieser Aufgabe beauftragt war.

Um Sicherheit zu erlangen, lege man sich folgende Fragen vor.

1. War man durch Vertrag zur Abgabe von Erfindungen verpflichtet?
2. Ist die Erfindung in Verfolg eines Auftrages oder einer Anregung des Dienstherrn oder aus freiem Antriebe gemacht?
3. Fällt die Erfindung in den Bereich der dienstlichen Tätigkeit des Angestellten?
4. Wurde die Erfindung während der dienstlichen Beschäftigung oder in der freien Zeit vom Angestellten gemacht?

Nach Beantwortung der aufgeführten Fragen wird man meistens imstande sein, ein Urteil über das Anrecht an der Erfindung zu fällen und wird die dienstliche Tätigkeit des Angestellten auf Grund des Anstellungsvertrages oder sonstigen gegenseitigen Abkommens in allen Fällen wohl den Ausschlag geben. Aber auch die Art und Weise, wie die Erfindung zustande gekommen ist, wird eine große Rolle spielen.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48, Friedrichstraße 224.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Patent-Anmeldungen.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

- 80a. R. 28 263. Gerät zum Glätten von Betonformstücken oder Bauteilen. Joseph F. Roß, Ipswich, Mass., V. St. A.
19a. L. 24 219. Eisenbetonschwelle mit darin eingesetzten, durch Futterstücke gesicherten Holzblöcken zur Aufnahme der Schienenbefestigungsmittel. Gaston Liebeaux, Nantes, u. François Hennebique, Paris, Frankreich.
80a. L. 27 182. Verfahren zum Entfernen von sich im Preßkopf von Strangpressen festsetzenden Tonklumpen oder Steinen. Ernst Lüttmann, Kainzen b. Guhrau, Bez. Breslau. 5. 12. 08.

- 80a. Sch. 27 468. Vorrichtung zur Herstellung von Platten aus Faserstoffen (Asbest) und hydraulischen Bindemitteln (Zement). Viktor Schmidt, Berlin, Hafenpl. 4. 26. 3. 07.
80a. B. 50 313. Antriebsvorrichtung für die Stampfer von Betonstampfmaschinen. William George Bailey, Dublin.
80a. V. 7435. Vorrichtung zur gleichzeitigen Herstellung mehrerer Reihen handstrichähnlicher Steine aus weichem Ton; Zus. z. Pat. 200 413. Arthur Vobach, Köpenick. 18. 10. 07.
80b. C. 17 850. Verfahren zur Herstellung eines aus einer Mischung von Zementpulver und Zementklinkerkes mit Wasser gebildeten Zementbetons zur feuerbeständigen Auskleidung von Öfen. Georges Chapuis, Paris.
37b. K. 40 410. Einrichtung zur Verbindung und Abdichtung von Blecheinlagen in Eisenbeton. Kirschner & Merkel vormals H. Schacht & Co., Hannover. 5. 9. 08.
37a. R. 26 999. Eisenbetondecke mit Rippen und dazwischen eingebetteten, die ebene Untersicht bildenden, porigen röhrenförmigen Hohlziegeln. Hohl-Ton-Eisenbeton Vertriebsgesellschaft m. b. H. Düsseldorf, Düsseldorf. 10. 9. 08.

- 37b. Sch. 30 069. Aus mehreren Teilen bestehender armirter Betonsocbel, insbesondere für Leitungsmaste. Anton Schätz, München, Mittererstr. 1, und Leopold Fein, Solothurn.
- 80a. V. 8042. Vorrichtung zur Herstellung von profilierten Eisenbetonbalken. Florent Vergouts, Gheel, Belgien.
- 80b. K. 39 432. Verfahren zur Herstellung von Fußbodenbelägen, Straßenkörpern und dgl. aus Zementbeton und Eisenspänen. Gustav Kleim, Leutzsch bei Leipzig. 8. 12. 08.
- 80a. 212 922. Preßdorn für Hohlkörper zur Erzeugung abgerundeter Übergänge bei Querschnittsänderungen von Hähnen, Rohren, T-Stücken u. dgl. Hermann Stegmeyer, Charlottenburg, Sophie Charlottestr. 5. 18. 6. 07. St. 12 193.
- 80a. 212 923. Daumenscheibe für Schlagstempelpressen zur Herstellung von Kunststeinen Leipziger Zementindustrie Dr. Gaspary & Co. Markranstädt b. Leipzig. 14. 1. 09. L. 27 391.

Patent-Erteilungen.

- 80a. 211 789. Mischmaschine mit drehbarer Mischtrommel zur Herstellung von Beton u. dgl. Otto Kaiser. St. Ingbert. 30. 10. 07. K. 36 020
- 80b. 211 877. Verfahren zum Wasserdichtmachen von Mörteln und durch sie eingebundenen Kunststeinmassen mittels bituminöser Stoffe. Fa. Julius Kathe, Cöln. 5. 9. 06. K. 32 799.
- 37a. 212 478. Verfahren zur Herstellung von eisenbewehrten Decken aus Steinen und Beton. Theodor Lehmann, Halle a. S., Advokatenweg 7. 25. 3. 08. L. 25 826.
- 80a. 212 494. Zusammenziehbarer Formkern für Rohre aus Zement, Beton oder dgl. Esch & Stein, Duisburg-Hochfeld. 26. 1. 09. E. 14 306.
- 80b. 212 378. Verfahren zur Gewinnung zerkleinerter Schlacke aus Müllschlacken für die Herstellung von Kunststeinen. Heinrich Stein, Cöln, Kerpenstr. 23. 28. 2. 08. St. 12 819.
- 37a. 212 715. Verfahren zur Herstellung von Decken mit sich kreuzenden Eisenbetonrippen und dazwischen eingebetteten Hohlkörpern. Albert Schneider, Danzig, Steindamm 24. 26. 4. 07. Sch. 27 639.
- 37a. 212 716. Verfahren zur Herstellung von Decken mit sich kreuzenden Eisenbetonrippen und dazwischen eingebetteten Hohlkörpern; Zus. z. Pat. 212 715. Albert Schneider, Danzig, Steindamm 24. 25. 2. 08. Sch. 29 557.
- 80a. 212 650. Schlagpresse zur Herstellung von Zementziegeln. Paul Thomann, Ammendorf b. Halle a. S. 23. 1. 08. T. 12 732.
- 37b. 212 081. Unten hohler Betonbalken mit versteiften Querstreben Hermann Henersdorf, Dresden, Pfotenhauerstr. 103. 3. 7. 08. H. 44 039.
- 37e. 212 186. Schalungsstütze für Betondecken, bestehend aus einem ausziehbaren Ständer mit aufgelagerten, in der Länge einstellbaren Schalungsträgern. Max Dobkowitz, Düsseldorf, Herzogstr. 5. 17. 9. 08. D. 20 560.
- 80a. 212 249. Verfahren zur Herstellung von Hohlziegeln, deren Stirnöffnungen vor oder nach dem Brennen mit Tonplättchen verschlossen werden. Zus. z. Pat. 210 159. Bernhard Balg, Görlitz, Zittauerstr. 34. 9. 2. 07. B. 45 474.
- 80a. 212 250. Feinwalzwerk zur Zerkleinerung von Ton, Kies u. dgl. Franz Döhler, Zeulenroda i. Th. 19. 11. 07. D. 19 249.
- 80a. 212 251. Vorrichtung zur Ausführung des Verfahrens zur Herstellung von Hohlziegeln, deren Stirnöffnungen vor oder nach dem Brennen mit Tonplättchen verschlossen werden. Bernhard Balg, Görlitz, Zittauerstr. 34. 9. 2. 07. B. 46 429.
- 80a. 212 885. Verfahren zur Herstellung von Hohlkörpern, insbesondere als Einlage für Höhlungen bei Betonkonstruktionen; Zusatz zum Patent 186 568. Gustav Adolf Wayß sen., Wien.
- 80b. 212 886. Verfahren zur Herstellung von Kunststeinplatten aus Faserstoffen und hydraulischen Bindemitteln; Zus. z. Pat. 200 679. Adalbert Hermann, Wien.
- 37b. 212 877. Zusammengesetzter Eisenbetonbalken. Arthur D'Havé, Gent, Belgien.
- 80b. 212 875. Verfahren zum Loslösen erhärteter Zementplatten von der Glasunterlage. Fritz Müller, Solingen, Weyersbergerstraße 14. 17. 2. 09. M. 37 215.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

- 37a. 379 980. Geschränk aus Eisenbeton. Otto Faust, Oberhausen, Rhld., Düppelstr. 51, und Ferd. Panzner, Duisburg-Meiderich, Friedrichstr. 43. 21. 4. 09. F. 19 766.
- 37d. 379 621. Gekrümmter Betonpfosten für Einfriedigungen und ähnliche Zwecke. Carl Gräbner, Pankow, Brehmestr. 2. 24. 4. (9. G. 21 806.
- 80a. 380 147. Mundstück für Dachziegelpressen, mit daran befestigten Seifenstücken zur Vermeidung des Rissigwerdens des Tonstranges bei mageren Tonarten. August Müller, Duderstadt. 24. 4. 09. M. 30 293.
- 37a. 379 230. Abnehmbares Formstück für die die Rippen begrenzenden Rohrgewebe bei Eisenbeton-Rippendecken Alfred Petersen, Frankfurt a. M., Lützowstr. 10. 6. 3. 09. P. 15 135.
- 37a. 378 700. Profileisen mit daran befestigten Scherbügeln für Betonkonstruktion. Ernst Lorenz, Berlin, Bülowstr. 55. 23. 3. 09. L. 21 623.
- 37b. 381 318. Eisenbetonformstück mit schwalbenschwanzförmigen Nuten zur Herstellung von Stützen. Emil Dieckmann, U.-Barmen, Pauluskirchstr. 7. 19. 4. 09. D. 16 032.
- 37b. 381 319. Eisenbetonformstück mit Längsaussparungen zur Herstellung von Stützen. Emil Dieckmann, U.-Barmen, Pauluskirchstr. 7. 19. 4. 09. D. 16 263.
- 37b. 381 730. Papprohr für Eisenbetondecken. Allgemeine Hochbau-Gesellschaft m. b. H., Düsseldorf. 26. 4. 09. A. 12 862.
- 37b. 381 896. Eisenbetonbrett mit Verstärkungsleisten. Ad. Dietrich, München, Thalkirchnerstr. 190. 21. 5. 09. D. 16 203.
- 21c. 382 081. Sockel für Freileitungsmasten und dgl., bestehend aus einem eisenarmierten Betonkörper mit konischer Bohrung, Längsrillen und Befestigungskeile. August Bichlmair u. Georg Grünwald, Garching, Oberbayern. 9. 3. 08
- 37a. 382 320. Nachgiebig an der Balkenlage aufgehängte Betondecke. Ludwig Müller, Remscheid, Fischerstr. 17. 6. 5. 09. M. 30 459.
- 37d. 382 524. Zaun aus Eisenbeton. Herrmann Schuldis, Lahr i. B. 26. 5. 09. Sch. 32 312.
- 80a. 382 602. Aus mehreren Teilen bestehende, verschiedenartig zusammensetzbare Gesichtplatte zur Herstellung von gemusterten Kunststeinen. Gotthard Bermig, Halle a. S., Advokatenweg 40. 14. 5. 09. B. 42 872.
- 37a. 380 480. Als Zuggurt für Betondecken bestimmter, 1-förmiger Betonbalken mit zur Verbindung dienender Metalleinlage. Johann Gall, München, Herzog Wilhelmstr. 28. 26. 9. 08. G. 20 221.
- 37a. 380 934. Zweilagige Betonplattendecke, mit schwalbenschwanzförmigem Verband, hohlen Untersteinen mit keilförmigem Betoneinguß und Eiseneinlage. Christian Olbertz, Essen-Bredeneu, Essenerstr. 20. 27. 4. 09. O. 5226.
- 87a. 380 935. Zweilagige Betonplattenwand mit schwalbenschwanzförmigem Verband, einer hohlen Steinlage mit keilförmigem Betoneinguß und Eiseneinlage. Christian Olbertz, Essen-Bredeneu, Essenerstr. 20. 27. 4. 09. O. 5227.
- 37a. 384 232. Weinbergsfuttermauer aus Eisenbeton mit verankerten Verstärkungspfählern. Johann Dietz, Berncastel-Cues. 26. 5. 09. D. 16 229.

37b. 383 827. Hohlstein für kombinierte Beton- und Hohlsteindecken. Emil Grunwaldt, Fleethörn 65, u. Richard Hänicke, Mühlenbach 6, Kiel. 10. 5. 09. G. 21 940.

37b. 383 935. Fortlaufend geschlitztes Eisen für Beton-zwecke. Anton Brüggemann, Münster i. W., Waren-dorferstr. 87. 17. 6. 09. B. 43 291.

Englische Patente.

Nr. 400 263. System hohler, armierter Hordis zur Her-stellung von Fußböden aus armiertem Beton. Perret & Faraut.

Nr. 16 710. W. H. Percy, Verbesserungen an armierten Betonartikeln.

Nr. 16 711. W. H. Percy, Verbesserungen an armierten Betonartikeln.

Französische Patente.

Nr. 400 405. L. Pulvermann, Maschine zur Herstellung künstlicher Steine vermittels faseriger Materialien und hydraulischen Zements.

Nr. 400 421. P. Lecler, Armatur für armierten Zement.

Nr. 400 417. C. Cabrini, Konstruktionsblock aus Beton.

Nr. 400 936. U. A. V. „Levet“ Mast von gleicher Stärke in armiertem Beton hauptsächlich bestimmt für elektrische Luftleitungen.

Nr. 400 798. G. Poyet, Fußboden-Decke „Mixte“ in armiertem Beton usw.

Französische Patente.

Nr. 401 183. V. Kowollik, „Beringter Rahmen für Ver-kleidungen“.

Nr. 401 248. A. Gibb et T. G. Menzies, „Maschinerie für die Ausführung der Arbeiten in armiertem Beton.“

Neue in Österreich angemeldete Patente.

Fahrbare Misch- und Waschvorrichtung für Beton, Sand u. dgl., mit auf Rollen gelagerter Trommel: Die Lagerrollen sind gleichzeitig als Wagenräder für die Vorrichtung benutzbar. Ratzinger & Weidenkaff, Ma-schinenfabrik in München.

Verfahren zur Herstellung von Kunststeinplatten aus Faserstoffen und hydraulischen Bindemitteln: Der Masse-brei wird auf die Siebe durch Auf- und Abwärtsbewegen des Massebehälters oder durch Einsenken und Heben von Tauchkörpern in, bzw. aus der Masse gebracht. Adalbert Hermann, Kaufmann in Wien.

Neue in Ungarn angemeldete Patente.

„Verfahren zur Herstellung von Betonunterlagen von Asphaltwegen“. Ferencz Magy, Maschineningenieur in Ujpest.

„Hohle Eisenbetonwand“. Jan Kulhanek, Architekt in Prag.

„Verfahren zur Herstellung von Eisenbetonrippen-decken“. Friedrich Schiller, Ingenieur in Charlotten-burg.

Verfahren zur Herstellung eines Rohmaterials für Kunststeine. Sanfried Wilgott Berglund, Fabrikant in Stockholm.

Rohrverbindung für Betonkanäle. Desider Biro, Ingenieur in Budapest.

„Schienenbefestigung für Eisenbetonschwellen“. Pe-ter Melocco, Zementfabrikant in Budapest. 1617 M. 3337.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Getreidespeicher in Baltimore.

Der Getreideverkehr in Baltimore ist in den letzten Jahren ganz außerordentlich gewachsen. Es hat sich daher eine erhebliche Vergrößerung der Anlagen für diesen Ver-kehrszweig nötig gemacht. Sowohl die Baltimore and Ohio-Eisenbahngesellschaft als auch die Pennsylvania Railroad haben sich veranlaßt gesehen, ihre dortigen An-lagen zur Lagerung des Getreides wesentlich zu ver-gößern.

Die Baltimore and Ohio-Gesellschaft hat für ihren Bau, der 9100 cbm Getreide faßt, ein System von 130 rechteckigen Zellen gewählt, deren Fassungsraum zwischen 36 und 110 cbm schwankt.

Der Speicher der Pennsylvaniabahn dagegen, der auf dem Bahnhofe Canton, einem Vororte von Baltimore, er-richtet worden ist und auf den wir hier näher eingehen wollen, besteht aus 32 Rundzellen, die in 4 Reihen zu je 8 angeordnet sind, und aus 21 weiteren Zellen, die durch die Zwickel zwischen den Rundzellen gebildet werden. Die ersteren fassen je etwa 980 cbm, die letzteren je etwa 275 cbm. Die ganze Anlage hat einen Fassungs-raum von über 37 000 cbm, ist mithin etwa 4 mal so groß als die der Baltimore and Ohio-Bahn. Sie steht auf einer 33,9 × 68,8 m großen, 1,1 m starken Betonplatte, die auf Rumpfpfählen in 0,8 m Abstand ruht. Die Pfähle sind in Niederwasserhöhe abgeschnitten. Der lichte Durchmesser der Rundzellen beträgt 7,37 m, ihre Höhe 24,4 m, ihre Wandstärke 20 cm. Die Wände sind mit senkrechten Rundenisen von 13 mm Durchmesser in 91 cm Abstand und mit wagerechten, 9,5 mm starken Eisen in 30 cm Abstand bewehrt; die letzteren bestehen aus 9,15 m langen Stücken, die sich an den Stoßstellen um 1,2 m übergreifen. Ihre Breite nimmt von 2,5 cm am oberen auf 4,5 cm am unteren Ende zu. Sie liegen mitten in der Wand und sind mit den senkrechten Eisen durch Draht verbunden. An den Berührungslinien der Kreis-zellen sind die Einlagen des einen Zylinders in den anderen übergeführt, so daß alle Zellen zusammen ein ein-heitliches Bauwerk bilden. — Die Böden der Zellen sind trichterartig geformt und entleeren das Getreide in Tunnel, die unter den Zellen verlaufen; sie bestehen aus 5 cm starken Betonplatten mit 2,5 cm starkem Zementputz. Der Zwischenraum zwischen den geneigten Bodenplatten und den wagerechten Abdeckplatten des Tunnels ist mit Sand ausgefüllt, so daß die Bodenplatten durch das auf ihnen lagernde Getreide nur auf Druck und nicht auf Biegung beansprucht werden.

Die Tunnel unter den Zellen haben 2,15 m Höhe; die vier längsverlaufenden sind 2,15 m und die acht Quer-tunnel 1,1 m breit. Auf den Tunnelwänden und auf dar-über gelegten Betonträgern stehen die Silozellen. Auf den Zellen liegt eine überdachte Bühne aus Eisen, welche die Maschinenanlagen zur Förderung des Getreides trägt.

Die Anlage wurde in zwei Teilen von je 16 Zellen erbaut. Der Baufortschritt betrug bei jeder Gruppe etwa 1 m Höhe täglich. Die Schalung bestand aus gleich-achsigen, hölzernen Ringen von 1,2 m Höhe, die dem Baufortgang entsprechend gehoben wurden. Die beiden Ringe, der innere und der äußere, wurden durch eiserne Bügel in dem der Wandstärke entsprechenden Abstand gehalten. Bei diesen Bügeln, die 2,75 m voneinander entfernt waren, wurde statt des gewöhnlichen Ver-stärkungseisens ein Kundeisen von 2,5 cm Durchmesser angeordnet, das zur Führung der Schalung diente. Ein Gerüst war nicht erforderlich; über die Schalung wurde ein Belag als Arbeitsboden gelegt, der mit der Schalung in die Höhe geschraubt wurde. Das Hochziehen geschah durch Arbeiter, die auf Kommando gleichzeitig die Schrauben um ein gewisses Maß bewegten. In der Nacht blieben einige Arbeiter auf dem Bau, die von Zeit zu Zeit

die Schrauben anzogen, um zu verhindern, daß der Beton zu fest an der Schalung haftete. Die Oberfläche des Betons wurde mit Drahtbürsten abgebürstet und mit Zementmilch abgewaschen.

Die Stoßstelle in der Mitte, wo die zwei einzeln hergestellten Gruppen zusammenstoßen, wurde besonders kräftig bewehrt. In den Wandungen der zuerst gebauten Zellen wurden in 60 cm senkrechtem Abstand Löcher ausgespart, in die ein gebogener Bolzen eingelegt wurde. Dieser wurde in die Wand der zweiten Hälfte eingebunden. An dieser Stelle sind die Wände zusammen 45 cm stark.

Der Beton, etwa 10 000 cbm, wurde im Mischungsverhältnis 1:3:5 hergestellt, wobei der Sand und Kies durch Baggern in der Nähe der Baustelle gewonnen wurden. Die Mischmaschinen standen auf einer benachbarten Mole. Die Bestandteile des Betons wurden durch Kräne in Behälter befördert, die am Entleerungstrichter Meßvorrichtungen hatten. Von der Mischmaschine nach dem Silo wurde der Beton in Karren gefahren und dort in einem Aufzug gehoben. 200 Mann arbeiteten an dem Bau, der vom Oktober 1907 bis September 1908 dauerte.

Die Anlage ist vollständig feuersicher, da kein Holz verwendet ist. Sie wird elektrisch beleuchtet und ist mit umfangreichen Förderbändern und Aufzügen zur Bewegung des Getreides ausgerüstet. Die einzelnen Teile sind durch Fernsprecher und Signalanlagen miteinander verbunden.

Die Zellen sind nicht besteiher, es ist aber ein Aufzug vorhanden, der an die Dachbinde angehängt werden kann; er wird durch eine Handwinde betrieben. An ihm können Arbeiter in einem Stuhl oder Korb in die Zellen hinabgelassen werden, um die Innenflächen zu besichtigen und, wenn nötig, auszubessern. (Nach Engineering Record v. 20. II. 09 S. 200.)

Regierungsrat Wernecke.

Die Wirkung des Seewassers auf Zementbeton.

In der Zeitschrift der Society for Chemical Industry berichtet Potter über seine Untersuchungen mit Bezug auf die Einwirkung des Seewassers auf Zementbeton.

Nachdem Portlandzementbeton einige Jahre im Seewasser gestanden hat, zeigt sich bekanntlich eine Erweichung und Ausdehnung der Masse. Nach längeren Versuchen fand Potter, daß ein Zusatz von gebranntem roten Ziegelton zu den Klinkern während des Mahlens diesen Überstand behob. Sechs Teile Ton auf je zehn Teile Zement geben die besten Resultate. Die Bestandteile müssen sehr gut vermischt und fein gemahlen werden.

Die ersten Wochen nach der Zubereitung ist der rote Zementmörtel etwas schwächer als der reine Portlandzementmörtel, mit der Zeit geht die Festigkeit des letzteren in Seewasser aber auf 0 zurück, während die Festigkeit des ersteren stetig zunimmt.

Die Schwächung des Portlandzementes im Seewasser wird auf den Gehalt des letzteren an 0.25 v. H. Magnesiumsulphate zurückgeführt. In den Bruchstücken von Betonblöcken aus Portlandzement, die längere Zeit im Seewasser gelegen haben, findet sich auch ein solcher Magnesianieder-schlag. Setzt man dem Seewasser Magnesiumsulphat bis zu 10 v. H. zu, so wird die Zersetzung des Betons sehr beschleunigt. In einem solchen Wasser fällt die Festigkeit des Portlandzementes schon im Laufe eines Jahres auf 0.

Der rote Zementbeton hingegen nimmt im Seewasser ständig an Festigkeit zu, in gleicher Weise, wie Portlandzement im süßen Wasser. Je größer der Sandzusatz, desto schneller findet die Zersetzung, die Schwächung des Portlandzementmörtels statt, wahrscheinlich infolge der größeren Porosität und des leichteren Eindringens des Seewassers.

Die Festigkeitsproben mit rotem Zementmörtel ergaben bei denen, die im Salzwasser gelegen hatten, bessere Resultate, als bei denen, die im Süßwasser gelegen hatten.

Weitere Versuche haben ergeben, daß, wenn der Portlandzementmörtel von seiner Benetzung mit Seewasser einige Zeit lang der Einwirkung von CO_2 ausgesetzt wird, die Einwirkung des Seewassers nicht so groß und heftig ist, als wenn der Mörtel sofort nach seiner Zubereitung dem Seewasser ausgesetzt wird. Auch der rote Zementmörtel gewinnt an Festigkeit, wenn er vor seiner Verwendung unter Seewasser der Einwirkung von CO_2 ausgesetzt wird.

(Mitgeteilt von J. Bett & Co.)

Wasserdichtmachen des Betons.

Nach Untersuchungen des Herrn Gaine in New Yorker Wasserkunst wird Beton bedeutend fester und wasserdichter, wenn dem Portlandzement eine geringe Menge Alaun und Ton zugesetzt wird. Gaine behauptet, daß diese Dichtigkeit die ganze Betonmasse durchdringt, und hat sie bei den im Catskillgebiet im Bau befindlichen Wasserwerken angewendet.

Die amerikanische Materialprüfungsmaschine von 5000 Tonnen.

Von amerikanischer Seite wird als Grund für den Zusammenbruch der Quebec-Brücke angegeben, daß es infolge Mangels an großen Prüfungsmaschinen unmöglich war, die tatsächliche Stärke der berechneten Brückenträger festzustellen. Es wurde deshalb eine Bewegung eingeleitet, um eine derartige Prüfungsmaschine zu erbauen, die groß genug sein würde, um die größten Träger bis zum Bruch ausprobieren zu können, denn nur auf diese Weise würde es möglich sein, die angewandten Berechnungsformeln ohne Gefahr für die Menschheit auf ihre Richtigkeit zu prüfen. Es wurde im amerikanischen Kongreß eine Bill eingeführt, aber leider nicht genehmigt, wonach eine riesige Prüfungsmaschine gebaut werden sollte, welche in der Lage wäre, Träger von 33 m Länge unter einem Druck von 11 000 Tonnen und einem Zug von 5500 Tonnen zu prüfen. Die Länge dieser Maschine sollte 46 m bei 7 1/2 m Breite betragen. Ihr Gewicht war auf 3500 Tonnen berechnet und sie sollte an 7 Millionen Mark kosten.

Wenn auch von seiten der Regierung die Herstellung einer derartigen Maschine abgelehnt wurde, läßt die Vermessungsbehörde der Vereinigten Staaten zurzeit eine kleinere Prüfungsmaschine bauen, die einen Druck von 5000 Tonnen wird ausüben können. Diese Maschine wird von der Firma Olsen & Co. in Philadelphia erbaut und soll hauptsächlich dazu dienen, in der Anstalt zur Prüfung von Baumaterialien der Vermessungsbehörde vor allem die großen bei der Ausführung von Regierungsbauten verwendeten Steinquadern auf ihre Druckfestigkeit zu prüfen. Ursprünglich für Gegenstände von 7 1/2 m Länge bestimmt, wird diese Maschine jetzt für solche von 20 m Länge ausgeführt. Sie wird ein Gesamtgewicht von über 200 Tonnen haben und 24 m hoch über ihren Fundamenten stehen. Im Unterbau befindet sich ein hydraulischer Druckzylinder mit einem Querschnitt von 13 000 qcm. Von den 4 Ecken der Grundfläche aus streben 4 mächtige Schraubenspindeln empor, die einen Durchmesser von 340 mm haben und 22 m lang sind. — Am oberen Ende tragen sie den schweren massiven Querbalken und endigen in Muttern, die durch Zahnradgetriebe gleichzeitig in Bewegung gesetzt werden können. Der Abstand zwischen dem oberen und unteren Querstück, die je 1,8 im Quadrat haben, beträgt 20 m.

Das zu prüfende Werkstück wird zunächst auf das untere Querstück gestellt, worauf das obere Querstück bis zur Berührung auf das Prüfstück hinabgelassen wird, dann erst wird durch eine dreifachwirkende Plungerpumpe der Druck angesetzt. Die Messung des Druckes wird durch ein Hebelwerk mit 1/80 Übertragung abgelesen.

Das Fundament der Maschine wird aus Beton hergestellt, welches 2 1/2 m tief in die Erde hineinreicht.

Der hydraulische Zylinder hat einen Durchmesser von 1250 mm. Jede von den 4 Druckschrauben wiegt über 20 Tonnen. Für die Maschine ist eine Genauigkeit von $\frac{1}{3} \%$ bei jedem Druck von über 50 Tonnen bis zur vollen Leistung bis 5000 Tonnen vorgeschrieben.

Mit der goldenen Medaille wurden die Erzeugnisse der bekannten Spezialmaschinenfabrik Leipziger Zementindustrie Dr. Gasparly & Co., Markranstädt bei Leipzig auf der soeben geschlossenen Allgemeinen Bauartikelausstellung, Leipzig, ausgezeichnet.

Die Firma Robert Grastorf, G. m. b. H., Hannover, errichtet am 1. August in Danzig ein Zweiggeschäft. Die Leitung dieses Zweiggeschäftes ist dem langjährigen Oberingenieur genannter Firma Herrn Graff übertragen.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Eisenbeton. Formeln und Tabellen zum Gebrauch für die Berechnung von Eisenbeton-Bauausführungen. Von Erich Turley, Bauingenieur, Düsseldorf. Verlag der Tonindustriezeitung G. m. b. H. Berlin 1909.

In zweiter Auflage erscheinen nunmehr die Eisenbetontabellen des bekannten Verfassers. Sie weisen gegenüber der ersten Auflage eine Reihe von Verbesserungen und Ergänzungen auf und sind auf Grund der neuen ministeriellen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 umgerechnet. Der erste Abschnitt umfaßt die Ermittlung der Spannungen bei gegebenen Querschnitten für Platten und Plattenbalken mit einfacher und doppelter Armierung sowie für Stützen. Der zweite Teil enthält zunächst Tabellen für Plattenunterzüge und gibt für Momente von 83 333 cmkg bis 3 600 000 cmkg eine reichliche Auswahl von entsprechenden Querschnitten. Die folgenden Tabellen für Platten geben die erforderlichen Dimensionen für Momente von 15 000 bis 400 000 cmkg. Eine willkommene Ergänzung bildet ein einfaches Annäherungsverfahren zur Berechnung doppelt armierter Querschnitte und eine Rundeisentabelle. Das Büchlein unterscheidet sich von vielen ähnlichen Tabellen auch dadurch, daß es bloß für die Momente und nicht für einen bestimmten Belastungsfall und gegebene Stützweite die erforderlichen Abmessungen gibt.

Ing. Ernst Mautner, Düsseldorf.

Der Bürgersteigbelag. Bearbeitet auf Grund einer Rundfrage bei Baubehörden deutscher Städte vom Chemischen Laboratorium für Tonindustrie und Tonindustrie-Zeitung, Prof. Dr. H. Seger & E. Cramer, G. m. b. H., Berlin. 1909. Verlag der Tonindustrie-Zeitung. 130 S. 80. Preis geh. M 3.—

Das Buch ist auf Grund von Auskünften einer großen Reihe von deutschen Baubehörden zustande gekommen und wird nicht nur den Baubeamten, die häufig in die Lage kommen, ihre Wahl bei der Herstellung von Bürgersteigbelägen treffen zu müssen, sondern mindestens in gleichem Maße den Herstellern der verschiedenen Belagstoffe ein erwünschter Ratgeber sein.

Der erste Abschnitt befaßt sich mit der Abnutzung, ein zweiter mit der Frostbeständigkeit und der dritte mit dem Begehen der Bürgersteigbeläge. Nachdem sodann die Bruchgefahr der Plattenbeläge und die Ribbildung bei Stampfbetonbürgersteinen erörtert ist, befaßt sich ein weiteres Kapitel mit den Herstellungskosten und den Unterhaltungskosten der Bürgersteige, das durch die Beigabe einer Tabelle über die Lebensdauer der verschiedenen Be-

läge erhöhten Wert hat. Sämtliche Abschnitte erheischen darum besonderes Interesse, weil die Erfahrungen der verschiedenen städtischen Baubehörden zum Ausdruck kommen, und hieraus besonders auch der Hersteller der Belagstoffe anregende Schlüsse für Erzeugung und Vertrieb ziehen kann. Im siebenten Kapitel sind die Äußerungen der Behörden über die nach ihrer Ansicht vorteilhaftesten Bürgersteigbeläge zusammengestellt. Ein Sachregister erleichtert das Zurechtfinden in dem an und für sich schon übersichtlich angeordneten Buche. Es darf mit Fug und Recht erwartet werden, daß diese neue Gabe bald ein geschätzter Bestandteil mancher Bücherei sein wird.

Tabellen für die Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen von G. Funke, Ingenieur Leipzig, Verlag von Julius Springer-Berlin 1909. Preis M 0,60.

Die Tabellen enthalten die für die Dimensionierung von Eisenbetonplatten wirklich nötigen und gleichzeitig ausreichenden Werte. Sie zeichnen sich vor allen bisher bekannt gewordenen Tabellenwerken durch sehr gedrängte, übersichtliche Anordnung und daher sehr große Handlichkeit aus.

Die für die Berechnung von kontinuierlichen Platten und Plattenbalken gegebenen Hilfswerte, die den Winkelschen Tabellen entsprechend das Verhältnis von Nutzlast zu Eigengewicht genau berücksichtigen, sind neu und bieten eine sehr bemerkenswerte Erleichterung und Vereinfachung der Dimensionierung von Platten, die über mehrere Stützen durchlaufen.

Einige Beispiele erläutern die Anwendung der Hilfswerte.

Die Tabellen werden jedem Eisenbetonkonstrukteur gute Dienste leisten und können daher allgemein empfohlen werden. Dr. R. Müller.

Hydraulischer Kalk und Portlandzement, ihre Rohstoffe, physikalischen und chemischen Eigenschaften. Untersuchung und Fabrikation, mit besonderer Rücksicht auf den gegenwärtigen Stand der Zementindustrie von Dr. H. Zwick. Dritte umgearbeitete Auflage, bearbeitet von Dr. A. Moyer. Mit 50 Abbildungen. Wien und Leipzig, A. Hartlebens Verlag. Preis M 4,50.

Das vorliegende Werkchen ist eine Umarbeitung der älteren Auflage des gleich betitelten Buches von Dr. Zwick. Es behandelt auf 230 Druckseiten die Grundstoffe der Wassermörtel und deren Eigenschaften, die sogenannten hydraulischen Zuschläge und insbesondere den Portlandzement.

Verfasser gibt eine genaue Anleitung für die chemische Prüfung der Rohstoffe genannter Mörtelbildner und beschreibt das Verhalten der Bindemittel gegen chemische Einwirkungen und ihrer Verbindungen untereinander.

Den Hauptteil des Buches nimmt naturgemäß derjenige Abschnitt ein, der von den Rohstoffen für die Portlandzementherzeugung, von letzterer selbst und von der Prüfung des Portlandzementes und seinen technischen Eigenschaften handelt. Verfasser beschreibt ausführlich die z. Zt. im Gebrauch befindlichen Verfahren für Herstellung des Portlandzementes und die dafür erforderlichen modernen Einrichtungen.

Den Schluß des Werkchens bilden die Vorschriften für die Lieferung und Prüfung von Zement im Deutschen Reich, in Österreich und in der Schweiz, sowie einige Angaben über das Verarbeiten des Zementes im Baugewerbe.

Für angehende Zementtechniker und diejenigen, die sich schnell mit den Eigenschaften der hydraulischen Bindemittel im allgemeinen bekannt machen wollen, ist das Buch als brauchbarer Berater zu empfehlen. Btz.

Der Traß, seine Entstehung, Gewinnung und Bedeutung im Dienste der Technik. Von A. Hambloch mit 12 in den Text gedruckten Abbildungen. Verlag von Julius Springer, Berlin. Preis broschiert M 2, geb. M 2,80.

Ogleich der Traß ein seit altersher bekannter und mit großen Vorzügen ausgestatteter Mörtelbildner ist, ist seine Anwendung doch im wesentlichen, abgesehen von Holland und Belgien, auf die westlichen Provinzen Deutschlands beschränkt geblieben. Es ist daher ein besonderes Verdienst des Verfassers, daß er den Inhalt eines Vortrages, den er im Mittelrheinischen Bezirksverein des Vereins deutscher Ingenieure in Koblenz gehalten hat und der sich mit dem genannten Stoff eingehend befaßt, in Buchform gebracht und auf diese Weise weiteren Kreisen zugänglich gemacht hat.

Der Verfasser macht zunächst ausführliche Angaben über die Entstehung des Trasses oder richtiger des Tuffsteines, aus dem eigentlich erst der hydraulische Zuschlag „Traß“ durch Mahlen gewonnen wird. Auf Grund eigener Studien betrachtet der Verfasser den Traß als zu den Trachyt-Bimssteintuffen gehörig, die dadurch entstanden sind, daß vulkanische Aschen, die sich durch äolischen Transport auf den Niederungen des Rheins abgesetzt haben und allmählich unter Mitwirkung von Wasser durch Kondensation der bei den Explosionen aufgetretenen Wasserdämpfe zu Stein verfestigt wurde.

Der Verfasser gibt des weiteren eine Schilderung der Art und Weise, wie der Traß früher gewonnen wurde und wie er jetzt ausgebeutet wird, und kennzeichnet zum Schluß die Bedeutung des Mörtelbildners Traß im Dienste der Mörteltechnik. Der Traß, der bereits zur Römerzeit zu Brücken- und anderen Bauten vielfach verwendet wurde, ist in neuerer Zeit namentlich durch seine umfangreichen Anwendungen bei Talsperren- und Meerwasserbauten in die Reihe der wichtigsten Mörtelbildner gerückt. Worauf seine Eigenschaften als Bindemittel bzw. hydraulischer Zuschlag beruhen, wie er verarbeitet wird, in welchen Mischungen er für die verschiedenen Bauzwecke am besten verwendet wird, schildert der Verfasser in anschaulicher Weise.

Daß das Buch neben einigen Lichtbildern mit gutem Druck ausgestattet ist, ist ein Vorzug, den es mit den übrigen Veröffentlichungen des Verfassers teilt.

Btz.

Zahlentafeln zur sofortigen Ermittlung der Dimensionen oder Kosten von Platten, Balken und Plattenbalken in Eisenbeton. Nach der Berechnungsweise der Preußischen „Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“ vom 24. Mai 1907. Aufgestellt von Dipl. Ing. H. Nitzsche. Leipzig 1909. Verlag von Wilhelm Engelmann. Preis karton. M. 9,—.

Diese Zahlentafeln sollen als Hilfsmittel für die schnelle Veranschlagung von Hochbauten dienen. Der Verfasser hat diese Aufgabe gut gelöst. Der erste Teil der Tafeln dient zur Bestimmung der Abmessungen der Platten, Balken und Plattenbalken und der zweite Teil zur Veranschlagung der Bauteile.

Obwohl die Tafeln sehr übersichtlich angeordnet sind, dürfte ihre Benutzung doch noch nur einem recht erfahrenen Ingenieur möglich sein. Nur ein geschulter Techniker, der langjährige Erfahrung besitzt, vermag die Preise richtig, mit allen Zuschlägen für Schalungen, Rüstungen, Eisenverschleiß, Bau- und Geschäftskosten usw. sowohl in Bezug auf die Arbeit, wie auf Material, zu ermitteln. Am besten ist es, vor Abgabe der Angebote mit Hilfe dieser Tafeln die ordnungsmässig aufgestellten Kostenschläge zu prüfen, um auf diese Weise alle eventuell vorkommenden Fehler zu vermeiden. Ht.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Weder, Reinhard, Baumeister, „Leitfaden des Eisenbetonbaues“ für Baugewerk- und Tiefbauschulen sowie zum Gebrauch für den praktischen Techniker und Baugewerksmeister. 119 Seiten, 218 Abbildungen. 1 Rundeisentabelle. Verlag W. Engelmann, Leipzig 1909. Preis in Leinen geb. M 5,—.

Talbot, Arthur N. University of Illinois Bulletin Tests of Brick Columns and terra cotta block columns. 29. September 1908.

— — tests of three large reinforced concrete beams, 5. Oktober 1908.

— — tests of reinforced concrete beams, resistance to web stresses. Series of 1907 and 1908.

Dr.-Ing. K. Zimmermann, „Der Dreigelenkbogen aus Stein, Beton oder Eisenbeton“ rechnerische Verfahren und zeichnerische; Näherungsformeln und Tabellenwerte; Allgemeine Formeln zur Dimensionierung rechteckiger Fugen. 109 Seiten, Tabellen und Abbildungen. Verlag: Deutsche Verlags-Anstalt Stuttgart 1909. Preis geb. M 5,—.

Neue Kataloge.

F. L. Smidth & Co., Kopenhagen. „Der Kominor und die Dana-Rohrmühle.“ 1. Beschreibung und Abbildung des Kominors, 2. Beschreibung und Abbildung der Dana-Rohrmühle, 3. Abbildungen von Anlagen und Empfehlungsschreiben über Kominore und Dana-Rohrmühlen. 221 Seiten, 1909, gebunden.

— — „Über Fortschritte in der Technik der Zementindustrie.“ Vortrag gehalten bei der Versammlung des Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten im Februar 1908 in Berlin von Ing. Poul Larsen. 45 Seiten mit vielen Abbildungen. Martius Truelsens Buchdruckerei, Kopenhagen.

Kahn, Reinforced Concrete and some facts Concerning the Kahn trussed Bar. Trussed concrete steel Co. Ltd. Caxton House, Westminster. 2 Exemplare.

Kreuger & Toll, Stockholm. Armerad Betong.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.