

ARMIRTER BETON.

1910. APRIL.

INHALT:

Die Handhabung der preußischen ministeriellen Bestimmungen durch die Baupolizei unter Berücksichtigung der neueren Versuche. Von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). S. 145.

Gründung des größten Silos der Welt von 100 000 cbm Inhalt, Kohlensilo für das Gaswerk der Stadt Hamburg Grasbrook mit umschnürten Eisenbetonpfählen. Von Ingenieur Jos. Gaugusch (Kiel). S. 159.

Das mechanisch-technische Laboratorium der Firma Gerhard Herfeldt o. H. in Andernach am Rhein. Von Anton Hambloch (Andernach). S. 166.

Einige beachtenswerte Mitteilungen aus der amerikanischen Praxis. Von Dipl.-Ing. l'Allemand (Berlin). S. 170. Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 173.

Bericht über die XIII. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. Von E. Conrad (Berlin). S. 180.

Zuschriften an die Schriftleitung S. 181.

Geschäftliche Mitteilungen. S. 184. — Mitteilungen über Patente. S. 184. — Verschiedene Mitteilungen. S. 185.

— Bücherbesprechungen. S. 186. — Neue Bücher. S. 186.

DIE HANDHABUNG DER PREUSSISCHEN MINISTERIELLEN BESTIMMUNGEN DURCH DIE BAUPOLIZEI UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER NEUEREN VERSUCHE.

Von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin).

Vortrag, gehalten auf der Tagung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands am 23. Februar 1910.

Die ministeriellen Bestimmungen aus dem Jahre 1904 sind die ersten Vorschriften dieser Art für die Berechnung und die Ausführung von Eisenbetonbauten. Sie haben vielfach dazu beigetragen, das schon vorhandene Interesse der Öffentlichkeit für die Eisenbetonbauweise zu heben, sind auch außerhalb Deutschlands angewendet worden und galten als Richtschnur bei der Aufstellung neuer Vorschriften. Der Fortschritt in der wissenschaftlichen Forschung führte dahin, daß schon im Jahre 1907, also nach nicht ganz drei Jahren, neue Vorschriften herausgegeben wurden, die weit eingehender waren als die ersten und mit einer großen Anzahl von Berechnungsbeispielen versehen sind. Es kann wohl kein Zweifel bestehen, daß die Aufnahme von Rechnungsbeispielen in eine Vorschrift unzweckmäßig ist, weil der wissenschaftlich gebildete Ingenieur dadurch weniger Spielraum für eine freie Entwicklung erhält, während andererseits dem weniger geschulten Techniker die Möglichkeit geboten wird, Berechnungen durchzuführen, die er weder begründen noch verantworten kann. Aus diesem Grunde sind auch die Vorschriften, wie diejenigen von Frankreich und der Schweiz, vorzuziehen, welche sich darauf beschränken, Vorschläge für die Berechnungen zu machen, ohne den Weg für die Berechnungen genau festzulegen.

Wenn man von diesen allgemeinen Betrachtungen absieht und auf den Inhalt der Vorschriften selbst übergeht, so wird man in manchen Punkten die wünschenswerte Klarheit vermissen, die auch dahin geführt hat, daß zahlreiche Auslegungen und Ergänzungen notwendig wurden. Ich glaube wohl keinem Widerspruch zu begegnen, wenn ich behaupte, daß viele Punkte der preußischen ministeriellen Vorschriften ebenso milde als strenge Auslegungen vertragen. Werden aber diese Bestimmungen mehr dem Geiste als dem Wortlaut nach ausgelegt, so werden sie eine vollständig hinreichende Sicherheit bieten. Aber gestatten Sie mir die Frage: *Werden diese Vorschriften auch immer dem Geiste nach angewendet?* — Diese Frage kann nicht unbedingt bejaht werden. Manche Aufsichtsbehörden vertreten in manchen Punkten eine *eigene* Auffassung, die ja auch durch besondere Verfügungen festgelegt wird, wie z. B. in der Frage der Berücksichtigung der *Kontinuität*. Andererseits enthalten die ministeriellen Bestimmungen unklare und zum Teil unvollständige Vorschriften; ich erinnere nur an die beiden dunklen Punkte der Vorschriften, an die *Scherspannungen* und an die *Haftspannungen*, die zum Teil veraltet sind, zum Teil an Unklarheit nichts zu wünschen übrig lassen.

In meinen nun folgenden Ausführungen will

ich mich an diejenigen Kapitel der ministeriellen Bestimmungen halten, welche den Baupolizei-behörden manchmal Schwierigkeiten bereiten, in anderen Fällen zu zweifelhaften Auslegungen führen.

Im ersten Kapitel der ministeriellen Bestimmungen, Abschnitt C, Punkt 4, heißt es:

„Bei der Probelastung von Deckenplatten und Balken ist folgendermaßen zu verfahren: Bei Belastung eines ganzen Deckenfeldes soll, wenn mit g das Eigengewicht und mit p die gleichmäßig verteilte Nutzlast bezeichnet wird, die Auflast den Wert von $0,5 g + 1,5 p$ nicht übersteigen. Bei höheren Nutzlasten als 1000 kg/qm können Ermäßigungen bis zur einfachen Nutzlast eintreten. Soll nur ein Streifen des Deckenfeldes zur Probe belastet werden, so ist die Auflast in der Deckenmitte gleichmäßig auf einem Streifen zu verteilen, dessen Länge gleich der Spannweite und dessen Breite ein Drittel der Spannweite, mindestens aber 1 m ist. Die Auflast soll hierbei den Wert von $g + 2 p$ nicht übersteigen. Als Eigenlast gelten die sämtlichen zur Herstellung der Decken und Fußböden bestimmten Bauteile, als Nutzlasten die in § 16 Ziffer 3 aufgeführten erhöhten Werte.“

Diese Bestimmung wird von manchen Baupolizei-behörden derart aufgefaßt, daß bei der

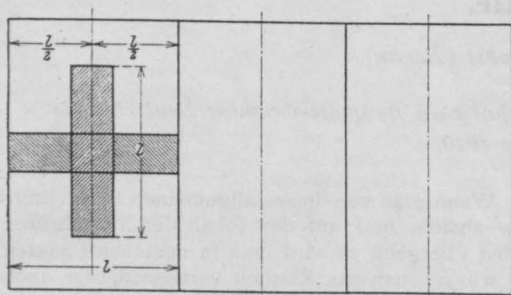


Fig. 1.

Probelastung von nur einem Deckenstreifen, wie dies in Figur 1 ersichtlich ist, die Belastung wohl in der Mitte des Deckenfeldes angeordnet wird, aber nach der längeren Spannweite. Ich glaube, daß diese Auslegung der Vorschriften nicht richtig ist, schon aus dem Grunde, weil durch die letztgenannte Belastungsweise keine gleichmäßig verteilte Belastung mehr, sondern eine Einzellast hervorgerufen wird, welche natürlich viel ungünstiger wirkt. Die Berechnung ist für gleichmäßig verteilte Belastung durchgeführt, und in diesem Sinne sollten auch die Probelastungen vorgenommen werden.

Bei der Ermittlung der äußeren Kräfte in den Leitsätzen für die statische Berechnung ist in erster Linie auf Punkt 3, 4 und 5 hinzuweisen, welche lauten:

„3. Bei Platten und Balken, die über mehrere Felder durchgehen, darf, falls die wirklich auftretenden Momente und Auflagerkräfte nicht rechnerisch nach den für durchgehende Balken geltenden Regeln unter Voraussetzung freier Auflagerung auf den Mittel- und Endstützen

oder durch Versuche nachgewiesen werden, das Biegemoment in den Feldmitten zu vier Fünfteln des Wertes angenommen werden, der bei einer auf zwei Stützen frei aufliegenden Platte vorhanden sein würde. Über den Stützen ist dann das negative Biegemoment so groß, wie das Feldmoment bei beiderseits freier Auflagerung anzunehmen. Als durchgehend dürfen nach dieser Regel Platten und Balken nur dann berechnet werden, wenn sie überall auf festen, in einer Ebene liegenden Stützen oder auf Eisenbetonbalken aufliegen. Bei Anordnung der Eiseneinlagen ist unter allen Umständen die Möglichkeit des Auftretens negativer Momente sorgfältig zu berücksichtigen.

4. Bei Balken darf ein Einspannungsmoment an den Enden nur dann in Rechnung gestellt werden, wenn besondere bauliche Vorkehrungen eine sichere Einspannung nachweislich gewährleisten.

5. Die rechnerische Annahme des Zusammenhanges darf nicht über mehr als drei Felder ausgedehnt werden. Bei Nutzlasten von mehr als 1000 kg/qm ist die Berechnung auch für die ungünstigste Lastverteilung anzustellen.“

Diese Fragen haben schon vielfach zu Auseinandersetzungen Anlaß gegeben und haben auch dahin geführt, daß bei den meisten Baupolizei-behörden eine möglichste Übereinstimmung erzielt wurde, abgesehen von einigen Unklarheiten, die ich noch später besprechen will. Nur wenige Behörden, wie z. B. die Baupolizeibehörde von Leipzig, stehen mit ihrer Anschauung über die Kontinuität noch vereinzelt da. Es handelt sich um die Frage, ob Eisenbetonplatten und -balken, die über mehrere Felder gehen, als kontinuierlich zu betrachten sind. Die ministeriellen Bestimmungen sprechen sich nach dieser Richtung ziemlich deutlich dafür aus, daß Platten, die auf Eisenbetonbalken aufliegen, als durchgehend angesehen werden dürfen. Die Leipziger Baupolizei schreibt aber folgendes vor: „Wird für Balken und Platten, die über mehrere Felder durchgehen, eine Berechnung auf Kontinuität mit wechselnder Belastung nicht durchgeführt, oder es fehlt wie bei elastischen Unterzügen an der erforderlichen Voraussetzung, so darf bei gleicher Feldweite und gleichförmig verteilter Last das Moment in der Feldmitte nicht kleiner als $\frac{p l^2}{10}$ angenommen werden.“

Die abgebogenen Eiseneinlagen in Platten-Neben- und Hauptbalken müssen dabei mindestens um $\frac{1}{6}$ der Spannweite in die Nachbarfelder übergreifen.“ Ein Beispiel in Fig. 2: die Eisenbetonplatten gelten nach dieser Vorschrift nicht für kontinuierlich, weil sie auf „elastisch senkbaren“ Nebenbalken aufliegen. Das gleiche gilt von den Nebenbalken I, I, weil sie sich auf „elastisch senkbaren“ Hauptbalken aufstützen. In beiden Fällen darf das Moment nur mit $\frac{p l^2}{10}$ gerechnet werden.

Dagegen müssen die Balken II, III unter der Voraussetzung ungünstigster Laststellung als kontinuierliche Balken gerechnet werden, weil die Innenstützen Mauerpfeiler oder Eisenbetonsäulen sind. Diese Vorschrift kann große wirtschaftliche

Nachteile mit sich bringen, abgesehen davon, daß sie gar nicht richtig ist, weil die bei der ungünstigsten Laststellung auftretenden negativen Momente in Feldmitte zu stark sind und die Stützenquerschnitte in der Regel gar nicht untersucht werden.

Aus diesem Grunde ist auch zu hoffen, daß die Baupolizeibehörden, welche noch diese Auffassung teilen, ihren Standpunkt ändern werden, um so mehr, als sich bei anderen Ausführungen, welche die Kontinuität berücksichtigen, nicht die geringsten Mängel eingestellt haben.

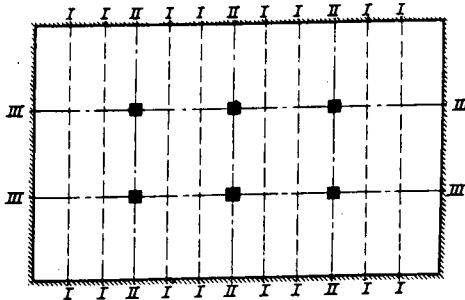


Fig. 2.

Ich möchte hier auf eine sehr interessante Diskussion in den baupolizeilichen Mitteilungen in Heft 5 und 6 des Jahres 1909 hinweisen, welche sich mit derselben Frage befaßt und die Antworten verschiedener Baupolizeibehörden auf die Anfrage des Deutschen Betonvereins enthält. Diese Frage lautet:

„Treffen für Platten, welche auf Eisenbetonbalken gestützt sind, die Voraussetzungen der Kontinuität zu?“

Die beachtenswertesten Antworten auf diese Rundfrage will ich hier vorbringen:

„Dresden.“

Das Wesen des Eisenbetons bedingt, daß die Deckenplatten, die aus konstruktiven Gründen von Eisenbetonbalken gestützt werden, über diese durchlaufend ausgeführt werden. Infolge der festen Verbindung der Deckenplatten mit den Unterzügen sind nun zwar die eigentlichen Voraussetzungen der Kontinuität (reibungslöse Lagerung in Schneiden auf — in der Regel — gleich hohen Stützen und konstanter Querschnitt der durchlaufenden Platten) in der Praxis streng genommen nie vorhanden. Die elastischen Senkungen und Verdrehungen der Stützen sind aber (wieder infolge ihrer festen Verbindung mit den durchlaufenden Platten) in der Regel nur sehr klein, auch sind die durchlaufenden Platten aus demselben Grunde gezwungen, alle Bewegungen der Balken mitzumachen, sodaß sie sich infolgedessen gegenseitig die freie Bewegung wesentlich

erschweren. Insbesondere ist aber durch mehrfache größere Versuche (Königl. Sächsische Staatsbahnen, Akt.-Ges. für Monierbau, Berlin, Wayß & Freytag Neustadt a. d. H. usw.) einwandfrei erwiesen, daß tatsächlich Lasteinflüsse eines Deckenfeldes — genau wie beim kontinuierlichen Balken — in die benachbarten Felder übertragen werden, daß also eine Einspannung der Platte im Balken in dem oft noch angenommenen Umfange tatsächlich nicht vorliegt. Infolgedessen liegt für die Berechnung der Eisenbetonplatten und Balken doch nichts näher, als daß man ihr — solange man nichts Besseres weiß — die Lehre des kontinuierlichen Balkens zugrunde legt, wie dies auch von Foerster, Mörsch und anderen empfohlen wird und auch in die „Eisenbetonbestimmungen“ des Königl. Preuß. Ministeriums der öffentl. Arbeiten vom 24. Mai 1907 aufgenommen worden ist. Wenn man dabei auch keine ganz strengen richtigen Ergebnisse erhalten wird, da sich der wirkliche Einfluß der Bewegungen der Stützen mangels geeigneter Versuche zurzeit zum Teil noch der genauen Berechnung entzieht, so wird man doch mit einer immerhin verhältnismäßig einfachen und übersichtlichen Berechnung einen Näherungswert erlangen, der zwar stets etwas zu reichlich ist, der aber dem vermutlich richtigen jedenfalls wesentlich näher kommt als der unter der nachweislich noch unzutreffenderen Annahme von „teilweiser“ oder „vollständiger“ Einspannung der Platten im Balken errechnete. Dazu kommt noch, daß bei der Berechnungsweise und der Annahme der Kontinuität bei graphischer Momentbestimmung und bei Berücksichtigung der jeweilig ungünstigsten Stellung der Verkehrslast dem Konstrukteur die Mittel in die Hand gegeben sind, die Eisenbetonbauteile überall den auftretenden Momenten bzw. Kräften mit Sicherheit anzupassen, und daß sich dies von prüfenden Sachverständigen leicht übersehen läßt.

Als Regel für die Durchführung der Eisenbetonberechnungen gilt daher zurzeit hier folgendes:

Die beiderseits auf Mauern oder Trägern frei aufliegenden Deckenplatten werden in der Regel als freiaufliegende „Balken auf 2 Stützen“ behandelt, Einspannung wird nur bei wirklichem Nachweise als vorhanden betrachtet.

Deckenplatten, die über mehrere Balken hinweglaufen, werden als kontinuierlich über mehrere Stützen angenommen und dementsprechend konstruiert.

Das gleiche gilt von den Balken.

Um die Grenzwerte zu erreichen, wird mit veränderlicher Verkehrslast gerechnet.

Die Momente für gleich breite oder annähernd gleich breite und gleichmäßig belastete Felder werden mit Hilfe der „Winklerschen Tabellen“, die Momente für alle anderen in graphischer Weise

(meist nach Ritter) ermittelt. Die Anordnung der Eiseneinlagen hat nach den graphischen Untersuchungen zu erfolgen. Im übrigen vergl. §§ 73, 94—97 und 99 der „Grundsätze für statische Berechnungen, Eisenbetonbauten und Ersatzbaustoffe“ vom 18. März 1907.

Düsseldorf.

Die Frage ist nicht verständlich, weil § 14 Ziff. 3 und 5 der ministeriellen Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 29. Mai 1907 genügenden Aufschluß darüber geben, wie die gedachten Platten zu behandeln sind.

Hannover.

Die Frage, ob für Platten, die auf Eisenbetonbalken gelagert sind, die Voraussetzungen der Kontinuität zutreffen, muß für Betonplatten mit oder ohne Eisenbewehrung bejaht werden.

Betrachtet man z. B. eine über mehrere Balken reichende Platte mit Eisenbewehrung in der Zugzone und ohne Eisenbewehrung in der oberen Zone über den Auflagern. Diese bildet selbst dann, wenn sie den Tagesleistungen entsprechend absatzweise hergestellt ist, mit den Balken und den angrenzenden Deckenfeldern stets ein zusammenhängendes Ganze. Die gleichmäßige Durchbiegung bis zur Auflagermitte, wie sie bei einem lose auf 2 Stützen gelagerten Balken stattfindet, wird bei dieser Platte infolge des innigen Zusammenhanges mit den Balken und angrenzenden Deckenfeldern verhindert, und es entstehen in der Platte am alten Auflager nicht unerhebliche negative Einspannungsmomente, die durch die Konstruktion des angrenzenden Deckenfeldes und auch durch den Verdrehungswiderstand des Balkenquerschnittes im Gleichgewicht gehalten werden. Es ist also bei Platten, die auf Eisenbetonbalken gelagert sind, an den Auflagern eine gewisse Einspannung und damit eine gewisse Kontinuität vorhanden. Würde man diese Kontinuität außer acht lassen, so wäre die Möglichkeit des Entstehens von Rissen an der oberen Seite der Platte dicht neben oder in geringer Entfernung von dem Balken möglich, sobald hier eine Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons stattfindet, was insbesondere bei Vollbelastung des einen und Nichtbelastung des anderen angrenzenden Deckenfeldes stattfinden kann. Derartige Risse können aber für den sicheren Bestand der Konstruktion äußerst gefährlich werden, da der Plattenquerschnitt hierdurch so geschwächt werden kann, daß der verbleibende zusammenhängende Teil des Querschnittes nicht mehr zur Übertragung der vertikalen Kräfte (Scherkräfte) genügt. Die Voraussetzungen der Kontinuität sind daher bei Platten, die auf Eisenbetonbalken gelagert sind, vorhanden, und zwar insbesondere erst recht dann, wenn

zwischen den Platten und den Balken Übergangsvouten hergestellt werden. Die Kontinuität muß bei der Berechnung dieser Platten, wenn schädliche Rißbildungen über den Auflagern oder in deren Nähe vermieden werden sollen, unbedingt berücksichtigt und die Eisenarmierung dementsprechend angeordnet werden. Seitens der hiesigen Baupolizei wird die Berücksichtigung der Kontinuität stets gefordert.

Barmen.

Für Platten, welche auf Eisenbetonbalken gestützt sind, treffen nach diesseitiger Ansicht die Voraussetzungen der Kontinuität im allgemeinen nicht zu. Bei Annahme gleichmäßig verteilter Belastung werden z. B. die Momente in den Mittelfeldern zu klein, und es ist nicht ausgeschlossen, daß bei späterer ungünstiger Aufstellung der Nutzlast in den Mittelfeldern negative Momente auftreten. Ferner ist die Bedingung, daß die über mehrere Felder hinweggehende Platte auf festen, in einer horizontalen Ebene liegenden Stützpunkten ruht, nur in den wenigsten Fällen erfüllt, denn es können die einzelnen Betonbalken, auf denen die Platten ruhen, ihrer Durchbiegung wegen als feste Stützungen von absolut gleichbleibender Höhenlage nicht angesehen werden, auch kann z. B. durch ungleichmäßiges Setzen der Stützpunkte diese Bedingung nicht erfüllt werden. Eine geringe Senkung der Stützpunkte würde bei großen Feldweiten unter Umständen eine Momentenänderung um das Doppelte veranlassen. Aus Zweckmäßigkeitsgründen dürfte der Wert für volle Einspannung $M = \frac{(g+p) \cdot l^2}{24}$ nicht überschritten werden, denn der Ersparnis an Baustoff steht eine Verminderung des Sicherheitsgrades gegenüber.

Aachen.

Die Voraussetzungen der Kontinuität treffen bei durchlaufenden Platten auf Eisenbetonbalken in Anbetracht der festen Auflagerung, bezw. Verbindung mit den Balken und der geringeren Elastizität des Betons in dem Maße nicht zu, wie bei reinen Eisenkonstruktionen, auch wenn die Platten unter Berücksichtigung ungünstigster Laststellungen und negativer Momente die Eisenarmierung erhalten. Bei vorgenommenen Probelastungen eines Deckenfeldes wurden an den benachbarten Feldern durch aufgestellte Meßapparate Beanspruchungen bezw. Biegungen wahrgenommen, die auf vorhandene Kontinuität in den durchlaufenden Platten schließen ließen.

Die Balken zeigten außer Senkungen, namentlich bei geringer Breite noch unliebsame Verdrehungen, wohl durch die feste Verbindung mit den Platten hervorgerufen.

Genauere Ermittlungen, wie weit die Kontinuität bei durchlaufenden Platten auf Balken vorhanden ist und berücksichtigt werden kann, müssen wissenschaftlich durchgeführten Versuchen vorbehalten bleiben.

München.

Die Voraussetzung der Kontinuität für durchlaufende Platten und Träger über 2 und mehr Öffnungen sind: gleiche Höhenlage der Stützen und ideale Auflagerung der Platten in einem Punkte. Erstere Bedingung ist meist gegeben. Hingegen ist bei Eisenbetonplatten oder -trägern, die auf Unterzügen oder Eisenbetonsäulen ruhen, die ideale Auflagerung in einem Punkte nicht vorhanden. Die Kontinuität ist durch die Breite der Stege der Unterzüge zum Teil unterbrochen. Solange jedoch die Stegbreite der Unterzüge nicht größer als 40–50 cm wird, könnte für Platten die Kontinuität als gegeben erachtet werden. Die auf Grund dieser Annahme durchgeführten Berechnungen der Platten sind als eine für die meisten Fälle der Praxis genügende Annäherung anzusehen, die um so mehr zulässig erscheint, als bei den Berechnungen die Entfernungen der Mitte der Unterzüge als Stützweite eingesetzt wird.

Breslau.

Die Frage dürfte einwandfrei nur durch wissenschaftlich durchgeführte Versuche zu beantworten sein. Hier werden allgemein die durchgehenden Decken und Unterzüge mit $M = \frac{Pl}{10}$ in Feldmitte und mit $\frac{Pl}{8}$ über den Auflagern berechnet. Erfolgt eine genaue Berechnung auf Grund der Theorie durchgehender Träger, so sind hierbei alle ungünstigen Einflüsse, namentlich auf Stützensenkungen, zu berücksichtigen.“

Aus diesen Antworten ist zu ersehen, daß sich die meisten Behörden auf einen Standpunkt stellen, der auch wissenschaftlich sehr wohl begründet werden kann, wie dies auch von Foepl und Mohr bei der Bestimmung des Einflusses von Stützensenkungen auf die Berechnung von kontinuierlichen Trägern geschieht. Andererseits darf man nicht vergessen, daß eben diese Senkungen bei Eisenbetonkonstruktionen innerhalb der zulässigen Spannungen so minimal sind, daß sie, ohne die Sicherheit zu gefährden, vernachlässigt werden können. Ich verweise auf die bereits bekannten Laboratoriumsversuche, welche dies bestätigen.

In mancher Hinsicht bemerkenswert sind die eingehenden Ergänzungen und die Handhabung dieses Teiles der Vorschriften durch die *Berliner Baupolizei* (vgl. Fig. 3). Schon im August 1907 stellt die Berliner Baupolizei auf eine Anfrage folgende Gesichtspunkte auf bei der Berechnung von kontinuierlichen Systemen. „Für die Bestimmung

der Biegemomente bei Nutzlasten unter 1000 kg/m für die Feldmomente volle Belastung des Feldes, angrenzende Felder nur Eigenlast. Bei Decken über mehr als 4 Stützen sind die Endfelder als Endfelder, die dazwischenliegenden Felder als Mittelfelder einer Platte auf 4 Stützen mit frei aufliegenden Enden zu berechnen. Bei einer Nutzlast über 1000 kg/m² sind die ungünstigsten Laststellungen anzunehmen. Die Stützendrücke sind, wie für den frei aufliegenden Balken zu berechnen, solange nicht durch die Kontinuität größere Stützendrücke ermittelt werden.

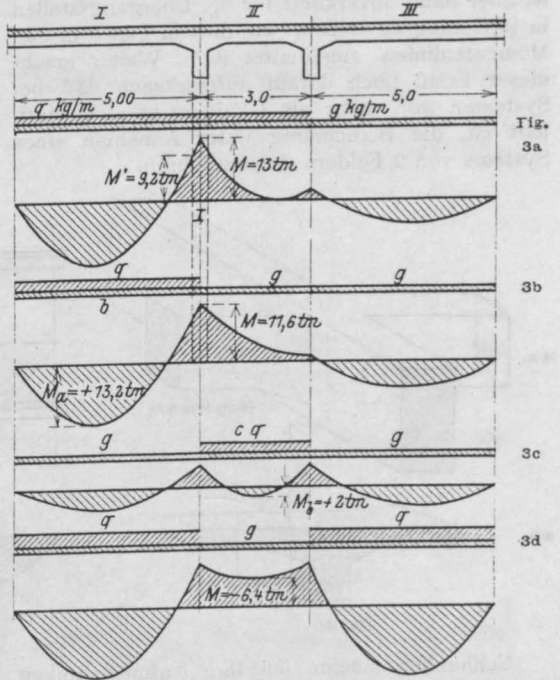


Fig. 3.

Kleinere Stützendrücke als die bei der Voraussetzung eines nicht kontinuierlichen Systems dürfen nicht berechnet werden. Bei einer Platte auf 3 Stützen mit gleichen Spannweiten und Nutzlasten, sind die Stützendrücke in der Mitte $1,25 \times (g + p) \cdot l$ an den Enden $0,5 (g + p) \cdot l$ anzunehmen.“

Diese Vorschrift wurde nun von manchen Baufirmen derart ausgelegt, daß bei Nutzlasten unter 1000 kg/m² mit einer über sämtliche Felder gleichmäßig verteilten Nutzlast zu rechnen wäre, weshalb sich die Baupolizei zu einem neuen Erlaß im Februar 1908 veranlaßt sieht, nach welchem nachdrücklichst darauf hingewiesen wird, daß die Nutzlast nur für das zu berechnende Feld gilt, während die anderen Felder unbelastet bleiben. Im April 1908 weist ein neuer Erlaß darauf hin, wie diese Vorschriften auszulegen sind, und be-

stimmt folgendes: „Für die Ermittlung der negativen Momente über den Auflagern gilt die Vollbelastung der beiden an die Auflager anschließenden Decken (s. Fig. 3a), welche immer anzuwenden ist bei Lasten über 1000 kg/m^2 ; bei Lasten unter 1000 kg/m^2 erübrigt sich der Nachweis dieser über den Auflagern auftretenden größten Momente, wenn die Übergangsstellen der Decken in die Balken und der Balken in die Unterzüge oder Stützen (s. Fig. 4a u. b) nach demjenigen Momente konstruiert werden, das in der Mitte des Auflagers bei Annahme von Nutzbelastung im Felde b oder c entsteht. Dieses größere Moment ist aber dann unverkürzt für die Übergangsstellen in Rechnung zu stellen, wie dies in Fig. 3 in den Momentenlinien angedeutet ist.“ Weiter macht dieser Erlaß noch darauf aufmerksam, daß bei Systemen von mehr als 3 Feldern es nicht statthaft ist, die Berechnung unter Annahme eines Systems von 2 Feldern durchzuführen.

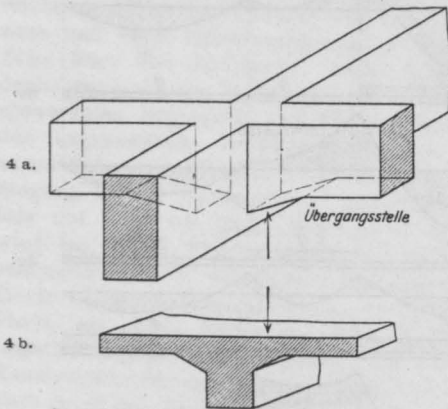


Fig. 4.

Schließlich möchte ich Ihre Aufmerksamkeit noch auf eine andere Auslegung der Berliner Baupolizei lenken. Es handelt sich um die Behandlung der Kontinuität der Balken über Stützen. Nach dieser Richtung vertritt die Berliner Baupolizei folgenden Standpunkt. Bezüglich der Kontinuität der Balken gilt die Anschauung, daß die Voraussetzung der freien Auflagerung, die der Berechnung zugrunde liegt, bei der Ausführung möglichst erfüllt bleiben muß. Demnach können Balken über Unterzügen und auch noch über *endigenden Stützen* als *kontinuierlich* gelten, nicht aber Balken, die gegen einen oben durchlaufenden Stützenszug anschließen (s. Fig. 5). Ich frage mich nun, ob diese Einschränkung der Kontinuität bei sogenannten nicht endigenden Stützen berechtigt ist, und ob es nicht gestattet wäre, auch in diesem Falle die Kontinuität anzunehmen. Denn nach meiner Meinung ist die etwaige hervorgerufene Senkung durch die obere Stütze innerhalb der zulässigen Spannungen ebenso ge-

ring, als z. B. diejenige eines in einer Feldmitte befindlichen Unterzuges unter einer Belastung.

Wenn auch durch die Versuche der Monier-Gesellschaft und der Firma Wayß & Freytag allgemein das Bestehen einer Kontinuität in speziellen Fällen nachgewiesen wurde, so kann man doch nur darauf hinweisen, daß die ganze Frage so lange ungeklärt bleiben wird, als sie nicht durch eingehende Untersuchungen geklärt werden wird.

Noch mehr tritt der Mangel an wissenschaftlichen Untersuchungen bei der Berechnung der ringsum aufliegenden Platten hervor. In diesem Punkte heißt es Punkt 7 der Vorschriften:

„7. Ringsum aufliegende, mit sich kreuzenden Eisen-einlagen versehene Platten können bei gleichmäßig verteilter Belastung, wenn ihre Länge a weniger als das Ein- und Einhalbfache ihrer Breite b beträgt, nach der Formel $M = \frac{pb^2}{12}$ berechnet werden. Gegen negative Angriffsmomente an den Auflagern sind Vorkehrungen durch Form und Lage der Eisenstäbe zu treffen.“

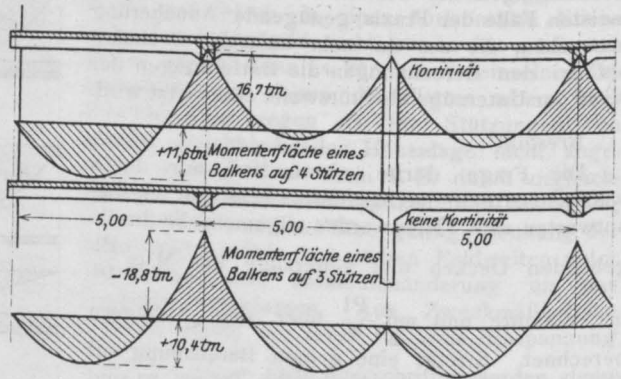


Fig. 5.

Ich lasse in Tabelle 1 eine Zusammenstellung der verschiedenen Berechnungen für Platten folgen welche zeigen, daß die ministeriellen Vorschriften in dieser Beziehung die strengsten sind unter allen Vorschriften, insbesondere aus dem Grunde, weil sie keine besondere Rücksicht auf eine Einspannung nehmen.

Ich gehe nun auf die Besprechung der beiden wichtigsten Abschnitte der Vorschriften, auf die Ermittlung der *inneren Kräfte* und auf die *zulässigen Spannungen*, Punkt 1 und 2, § 15, über, diese lauten:

1. Das Elastizitätsmaß des Eisens ist zu dem Fünffachen von dem des Betons anzunehmen, wenn nicht ein anderes Elastizitätsmaß nachgewiesen wird.

2. Die Spannungen im Querschnitt des auf Biegung beanspruchten Körpers sind unter der Annahme zu berechnen, daß sich die Ausdehnungen wie die Abstände von der Nulllinie verhalten und daß die Eiseneinlagen sämtliche Zugkräfte aufzunehmen vermögen.“

Wie sieht es nun damit aus nach den Ergebnissen der wissenschaftlichen Forschung? — An-

Tabelle 1.

Kreuzweis-armierte Platten.

Lfd. Nr.	Staaten	Momente für			Querschnittsbestimmung einer rechteckigen Platte				
		quadratische Platten kgm	rechteckige Platten		h cm	f _e Rtg. a cm ²	f _e Rtg. b cm ²	σ _b a bzw. b kg/cm ²	σ _e Rtg. b kg/cm ²
			Rtg. a kgm	Rtg. b kgm					
1.	Preußische Vorschriften $M_a = M_b = \frac{p b^2}{12}$	1330	1330	1330	16	10,6	10,6	40	1000
2.	Schweizerische Vorschriften $M_a = \frac{p_a \cdot a^2}{8};$ $p_a = \frac{b^2}{a^2 + b^2} \cdot p;$ $M_b = p_b \frac{b^2}{8};$ $p_b = \frac{a^2}{a^2 + b^2} \cdot p$ $p_a + p_b = p$	1000	1380	1396	17	10,6	10,6	42,4	950
3.	Österreichische Vorschriften ¹⁾ $M_a = M_b = M_0 \frac{a^4}{a^4 + b^4}$	1000	1670	1670	18	12,6	12,6	38	950
4.	Französische Vorschriften ²⁾ $M_a = M_0^a \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot a^4}{b^4}};$ $M_b = M_0^b \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot b^4}{a^4}}$	670	450	1430	15	12,3	3,7	22 bzw. 45 (a) (b)	1000
5.	3)	1000	720	1680	17,5	5,5	12,6	24 bzw. 40 (a) (b)	1000
6.	Versuche von Bach ⁴⁾ $M_a = q \frac{a^3}{12} \sqrt{\frac{1}{2}} p$	426	—	—	—	—	—	—	—

NB. Die preußischen Vorschriften nehmen auf den Grad der Einspannung keine Rücksicht, wohl aber alle übrigen.

1) Hierbei ist $M_0^b = \frac{p b^2}{8}$.

2) $M_0^a = \frac{p a^2}{8}; M_0^b = \frac{p b^2}{8}$.

3) Die Verteilung der Last auf die beiden Richtungen (a, b) ist so gedacht, daß für Richtung a:

$$p_a = \frac{b^4}{a^4 + b^4} \cdot p \text{ und } p_b = \frac{a^4}{a^4 + b^4} \cdot p$$

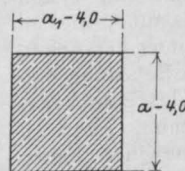


Fig. 6 a.

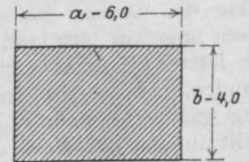


Fig. 6 b.

4) $q = 1,12$ für ringsum frei aufliegende Platten, also
 $M_a = \frac{1}{15} a^3 \cdot p$.

gerechnet war ($p_a + p_b = p$) aus der Bedingung, daß die Durchbiegung in beiden Richtungen dieselbe ist.

der Hand der Fig. 7 u. ff. will ich nun erläutern, wie es sich mit dem sogenannten Ebenbleiben der Querschnitte verhält, und wie die daraus abgeleiteten Folgerungen zu verwerten sind.

Figur 7a zeigt in perspektivischer Zeichnung die Lage des Querschnittes bei verschiedenen Belastungen aus einem Versuche, der mit Eisenbetonbalken in der Lichterfelder Anstalt stattgefunden hat. Die am wenigsten von der ursprünglichen ebenen Fläche abweichende Linie ist aus den Längenänderungsmessungen einer

schnitte, besonders bei dem T-Balken, keine Rede sein kann. In der Fig. 8 sind die aus gemessenen Längenänderungen (also nicht aus irgend welchen Berechnungsweisen) entstandenen Spannungsfiguren dargestellt, wie sie sich bei Versuchen von Bach, Schüle, Mörsch, Probst und R. Müller ergeben haben. Hierbei ist noch zu bemerken, daß bei den Versuchen von Bach und Mörsch die Dehnungsfigur, aus denen die in Fig. 8 gezeichneten Spannungsdiagramme entstanden sind, dadurch erzielt wurde, daß die Werte zwischen der Verkürzung

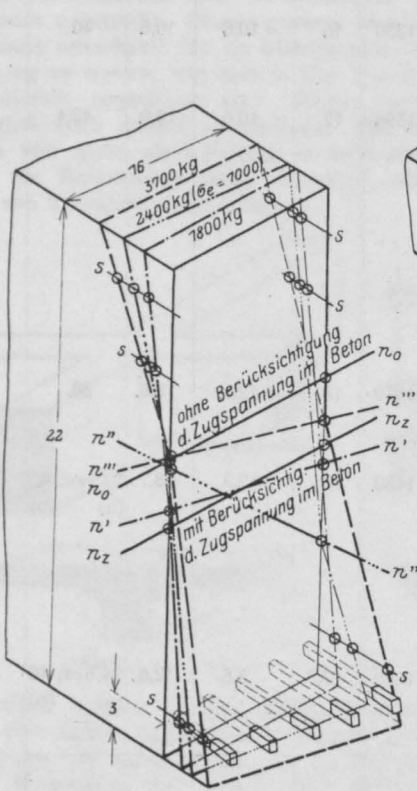


Fig. 7 a.

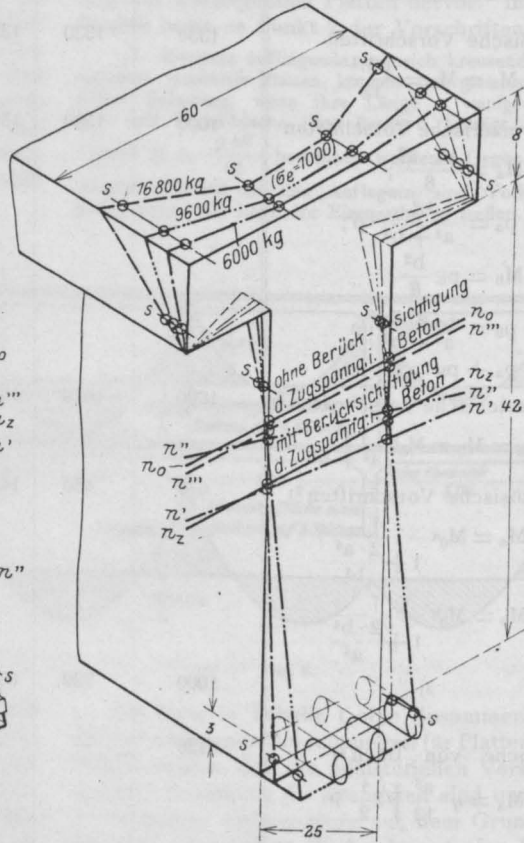


Fig. 7 b.

Belastung kurz vor dem Auftreten der ersten Risse die nächste, bei einer Belastung, die im Eisen ungefähr 1000 kg/qcm Spannung hervorruft, die letzte bei einer noch höheren Belastung entstanden, bei der die Mitwirkung des Betons auf Zug gar nicht mehr in Frage kommt. Figur 7b stellt auf ähnliche Weise entstandene Querschnittslagen bei einem T-Balken dar, aus Versuchen, die zurzeit in Lichterfelde nach den Angaben des Vortragenden für die Deutsche Kahneisen-Gesellschaft durchgeführt werden. Beide Figuren zeigen, daß von einem Ebenbleiben der Quer-

der oberen und der Verlängerung der unteren Fasern geradlinig eingeschaltet wurden. Auch aus allen diesen Figuren ist deutlich zu ersehen, wie wenig u. a. die errechnete Lage der Nulllinie mit der wirklichen übereinstimmt.

Punkt 4 u. 5 von § 15 sind ziemlich allgemein gehalten und lassen die Klarheit vermissen, die der Bedeutung dieser Frage entsprechen würde; andererseits wäre die Ergänzung der Vorschriften in diesem Punkte dahin zu wünschen, daß der Frage der Anwendung von Bügeln ein wenig näher getreten wird, was ja um so leichter fallen

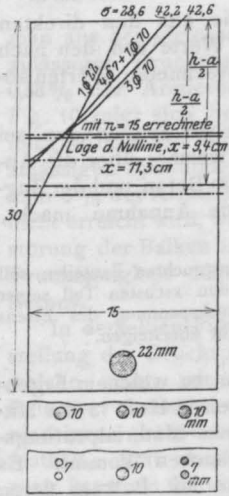


Fig. 8 a.

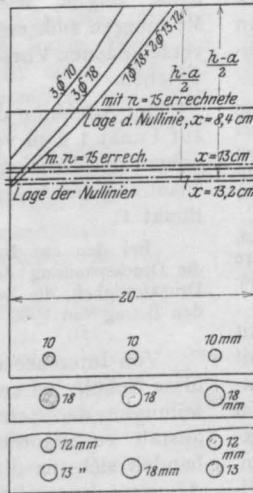


Fig. 8 b.

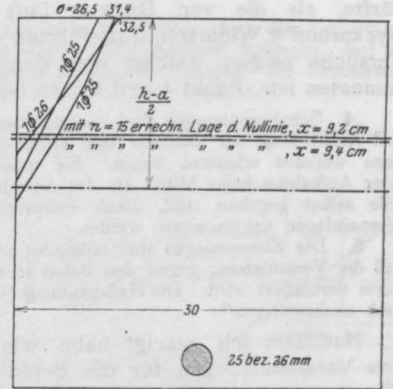


Fig. 8 c.

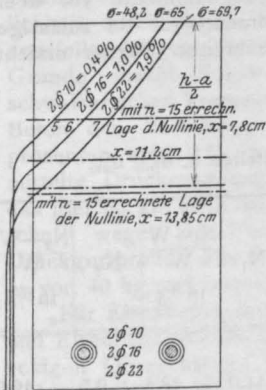


Fig. 8 d.

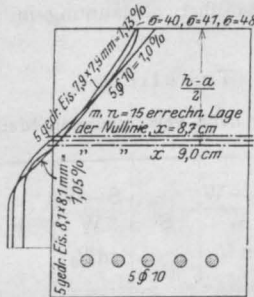


Fig. 8 e.

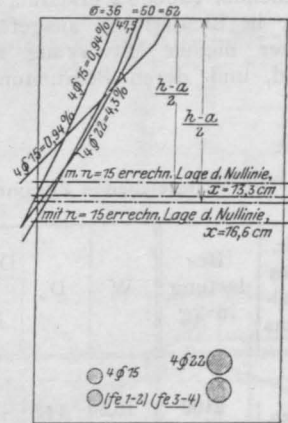


Fig. 8 f.

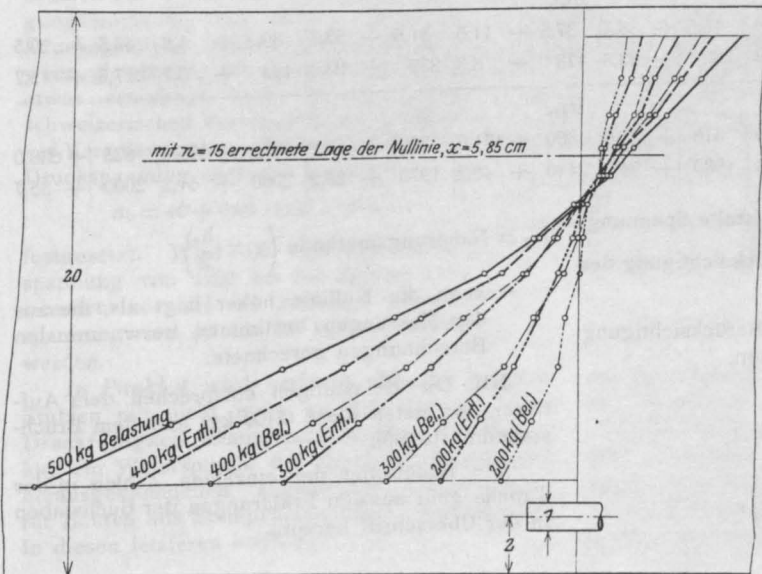


Fig. 8 g.

Fig. 8 a—8 c:

Versuche von Bach.

Fig. 8 d:

Versuche von Mörsch.

Fig. 8 e:

Versuche von Probst.

Fig. 8 f:

Versuche von Schüle.

Fig. 8 g:

Versuche von R. Müller.

dürfte, als die von Direktor Luft der Firma Dyckerhoff & Widmann ausgeführten vorzüglichen Versuche zeigen, welcher Wert den Bügeln beizumessen ist. Punkt 4 und 5 § 15 lauten:

4. Schubspannungen sind nachzuweisen, wenn Form und Ausbildung der Bauteile ihre Unschädlichkeit nicht ohne weiteres erkennen lassen. Sie müssen, wenn zu ihrer Aufnahme keine Mittel in der Anordnung der Bauteile selbst gegeben sind, durch entsprechend gestaltete Eiseneinlagen aufgenommen werden.

5. Die Eiseneinlagen sind möglichst so zu gestalten, daß die Verschiebung gegen den Beton schon durch ihre Form verhindert wird. Die Haftspannung ist stets rechnerisch nachzuweisen.

Nachdem ich gezeigt habe, wie es sich mit den Voraussetzungen für die Berechnungen mit Eisenbetonkonstruktionen verhält, ist es selbstverständlich, daß alle Berechnungen, die auf diesen Voraussetzungen fußen, mehr oder minder wertvolle Näherungsberechnungen bleiben müssen. Ich möchte diese Behauptung an der Hand beistehender Tabelle 2 erklären, welche ich auf Grund der in Lichterfelde ausgeführten Versuche, die unter meiner Mitwirkung zustande gekommen sind, und deren Bearbeitung ich durchgeführt

habe, zeigen, wie sehr die aus den direkten Messungen sich ergebenden Werte von den nach verschiedenen Vorschriften errechneten Werten abweichen.

Bei Annahme der zulässigen Spannungen sei auf Punkt 1 § 16 verwiesen, welcher über die Annahme der Druckspannung im Beton und der Zugspannung im Eisen folgende Annahme macht, Punkt 1:

„Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen soll die Druckspannung des Betons den sechsten Teil seiner Druckfestigkeit, die Zug- und Druckspannung des Eisens den Betrag von 1000 kg/qcm nicht übersteigen.“

Von Interesse dürfte sein, zu welchem Ergebnisse Schüle bei seinen letzten in Heft 13 der Mitteilungen der Schweizerischen Materialprüfungsanstalt veröffentlichten Versuchen kommt. Es handelt sich um die Versuche mit Balken, deren Armierungsprozent zwischen 0 und 5 schwanken. An der Hand der Fig. 9 ersieht man, daß bis 3% der Armierung die Biegemomente vor dem Bruch das 3-fache der Momente für die zulässige Spannung im Eisen überschreitet. Ferner ersieht

Tabelle 2.

Vergleichende Zusammenstellung der nach verschiedenen Methoden ermittelten x , σ_{bd} , σ_{ez} .

Nr. des Balkens	Belastung in kg	W	D ₁	$\frac{D_1-W}{W}$ in %	D ₂	$\frac{D_2-W}{W}$ in %	S	$\frac{S-W}{W}$ in %	F	$\frac{F-W}{W}$ in %	N ₁	$\frac{N_1-W}{W}$ in %	N ₂	$\frac{N_2-W}{W}$ in %
x .														
58	2100	10,8	11,8	+ 9,3	8,7	- 19,4	11,7	+ 8,3	7,6	- 29,6	11,0	+ 18,5	9,5	- 12,0
	5100	7,6	8,7	+ 14,6	8,7	+ 14,4	11,7	+ 54	7,6	-	11,0	+ 44,8	9,5	+ 25,0
σ_{bd} .														
58	2100	33,6	32,3	- 3,9	46,5	+ 38,3	37,5	+ 11,6	51,6	+ 53,5	39,3	+ 1,8	43,5	+ 29,5
	10500	188	232	+ 23,3	232	+ 23,3	178	- 5,3	232	+ 23,3	195	+ 3,7	217,5	+ 15,7
σ_{ez} .														
58	2100	154	181	+ 17,6	818	+ 431,0	880	+ 471,0	800	+ 619,0	855	+ 655,0	825	+ 638,0
	5100	1474	1960	+ 33,3	1980	+ 34,3	2140	+ 45,2	1970	+ 25,2	2080	+ 61,2	2000	+ 35,7

W = aus direkten Versuchen ermittelte Spannung,

D₁ = Deutsche Methode mit Berücksichtigung der Zugspannungen im Beton,

D₂ = Deutsche Methode ohne Berücksichtigung der Zugspannungen im Beton,

S = Schweizer Methode,

F = Französische Methode,

N₁ = Näherungsmethode $(y = \frac{h}{2})$,

N₂ = Näherungsmethode $(y = \frac{h_1}{2})$,

- wenn die Nulllinie höher liegt als die aus den Messungen bestimmte, bzw. aus den Berechnungen gerechnete.

NB. Die Belastungen entsprechen dem Auftreten der ersten Risse (2100 kg) und dem Bruchstadium (10 500).

Die Bedeutung der einzelnen Zahlen in der Tabelle geht aus den Erklärungen der Buchstaben in der Überschrift hervor.

man aus der gleichen Figur daß das Dreifache der zulässigen Druckspannung im Beton schon bei 0,58 % der Armierung erreicht wird. An der Fig. 10 zeigt sich, bei der Darstellung der Spannungen im Eisen vor dem Bruch und der dreifachen zulässigen Spannung im Eisen, daß oberhalb 3 % der Armierung die Streckgrenze nicht erreicht wird, wegen vorzeitiger Zerstörung der Balken infolge ungenügender Druckfestigkeit oder Scherfestigkeit des Betons.

In derselben Figur ist auch eine Darstellung der Druckspannungen im Beton, welche zeigt, wie unwirtschaftlich der Beton verwendet wird, wenn man an einer niedrigen konstanten Druckspannung festhält. Erst oberhalb 3 % der Armierung kann ein Zerdrücken eintreten. Die Erniedrigung der Betondruckspannungen hat dazu geführt, sogenannte Druckeisen einzulegen, deren Wertlosigkeit, ja Schädlichkeit durch die Versuche von Schüle zweifellos festgestellt wurde. Aus diesem Grunde macht Schüle in den neuen schweizerischen Vorschriften auch für den Beton den Vorschlag, bei Armierungsprozenten unter 1 % die rechnerisch ermittelte Druckspannung einzuschränken; das gleiche gilt auch für T-förmigen Querschnitt wegen der Unsicherheit in der Druckgurtbreite. Für diesen Fall schlägt er vor, 40 kg/cm² festzuhalten:

„Für Eisenbetonplatten bei Straßen- und Eisenbahnbrücken, für Balken rechteckigen Querschnittes, deren Breite die Höhe in der Regel nicht erreicht, für Rippen von T-Balken in der Nähe der Stützen zur Aufnahme der negativen Biegemomente, darf aber die zulässige Druckspannung höher angesetzt werden, wenn gleichzeitig die Spannung im Eisen etwas erniedrigt wird.“ In den neuen schweizerischen Vorschriften wurde daher auf Veranlassung von Schüle die zulässige Druckspannung nach der Formel

$$\sigma_b = 40 + 0,05 (1200 - \sigma_e)$$

festgesetzt. Wird die zulässige Eisen- spannung von 1200 bis 600 kg/cm² vermindert, so darf die zulässige Druckspannung von 40 bis 70 kg/cm² erhöht werden.

In Punkt 4 wird verlangt, daß der Beton in Stützen mit nicht mehr als ein Zehntel seiner Druckfestigkeit beansprucht werde. Es besteht hier ein Widerspruch, der durch die nachträglich herausgekommenen allgemeinen Bestimmungen für Bauten aus Stampfbeton noch verstärkt wird. In diesen letzteren heißt es:

„Sofern bei Stützen, Pfeilern usw. die Verhältnisse nicht eine geringere Inanspruchnahme bedingen, darf die Beanspruchung höchstens ein Fünftel der Druckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen betragen.“

Ich sehe von der weiteren Bestimmung wegen

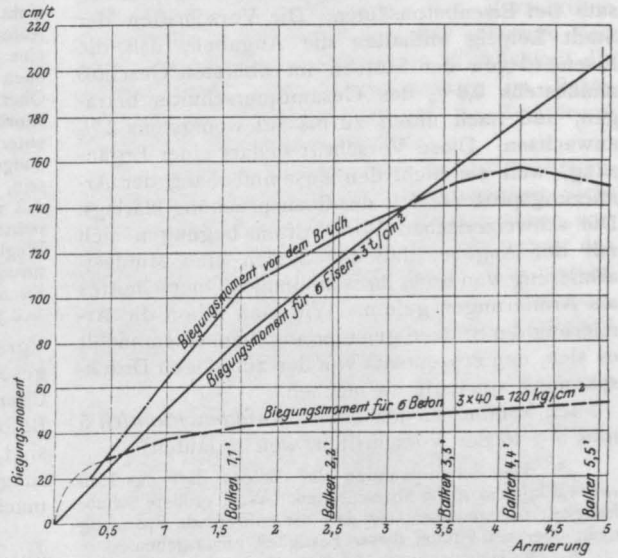


Fig. 9.

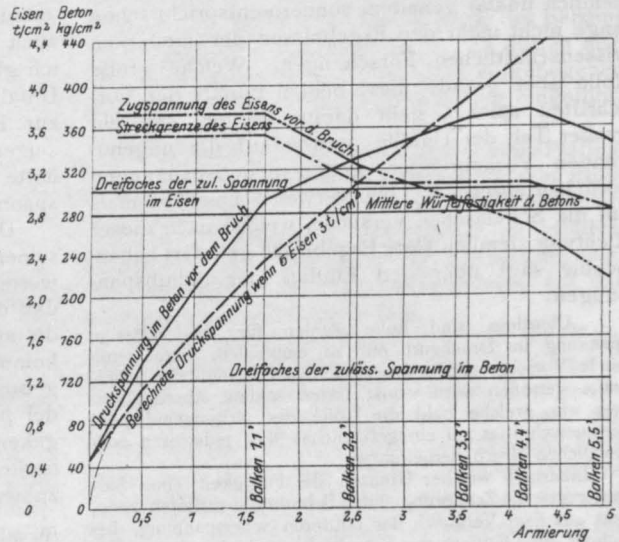


Fig. 10.

der Berechnung gegen Knickung ab und möchte nur bemerken, daß unter diesen Verhältnissen einer Eisenbetonsäule ungünstigere Beanspruchungen zugemutet werden, als einer reinen Betonsäule. Warum gestattet man z. B. für den Fall, als die Stützen außer Axialdruck noch Biegespannungen erhalten, daß der Beton in diesen

Fällen mit dem sechsten Teil seiner Druckfestigkeit beansprucht werden darf? Diese Widersprüche dürften wohl bei der neuen Ausgabe der Vorschriften geklärt werden.

In den ministeriellen Vorschriften fehlen auch Angaben für den zulässigen Armierungsprozentsatz bei Eisenbetonsäulen. Die Vorschriften der Stadt Leipzig enthalten die Angaben, daß die Eiseneinlagen der Stützen im obersten Geschoß mindestens 0,8% des Gesamtquerschnitts betragen, und nach unten zu bis auf wenigstens 2% anwachsen. Diese Vorschrift bedarf einer Ergänzung, weil sie nicht den Zusammenhang der Armierungsprozente mit der Beanspruchung klarlegt. Die schweizerischen Vorschriften begnügen sich mit der Angabe, daß für Säulen eine Mindestarmierung von 0,6% ihres minimalen Querschnitts als Armierungen gelten. Will man schon die Armierung der Stützen genauer angeben, so empfiehlt es sich, den Prozentsatz von der zulässigen Druckspannung abhängig zu machen.

Ich komme zu den beiden dunklen Punkten 5 und 6 § 16 der Vorschriften, welche lauten:

5. Die Schubspannung des Betons darf das Maß von 4,5 kg/qcm nicht überschreiten. Wird größere Schubfestigkeit nachgewiesen, so darf die auftretende Spannung nicht über ein Fünftel dieser Festigkeit hinausgehen.

6. Die Haftspannung darf die zulässige Schubspannung nicht überschreiten.

Dieser Teil der Vorschriften ist nicht nur ziemlich unklar gehalten, sondern entspricht schon lange nicht mehr den Ergebnissen der modernen wissenschaftlichen Forschungen. Welche große Rolle aber gerade diese beiden Punkte der Vorschriften spielen, geht daraus hervor, daß ein großer Teil der Unfälle gerade auf die ungenügenden Vorkehrungen gegen Schubspannungen zurückzuführen ist. Ich verweise hier abermals auf die Schüleschen Versuche, welche nach dieser Richtung ziemlich klare Ergebnisse geliefert haben. Schüle sagt über den Einfluß der Schubspannungen:

„Allerdings sind hohe Zahlen für die zulässige Spannung im Druckgurt nur zu empfehlen, wenn genügende Vorsorge gegen den schädlichen Einfluß der Scherkräfte getroffen wird, sonst treten schiefe Abscherungsrisse ein, welche bald die Höhe des wirksamen Druckgurtquerschnittes auf ein gefährliches Maß reduzieren oder plötzlichen Bruch herbeiführen.“

Innerhalb welcher Grenzen die Festigkeit eines Balkens gegen die Zerstörung durch Scherkräfte variieren kann, geht aus dem Vergleich der mittleren Scherspannung, berechnet als Quotient der Scherkraft durch den Betonquerschnitt von der Balken- resp. Rippenbreite und der Höhe zwischen Zug- und Druckzentrum, hervor. Die Spannung τ_0 ermittelt ohne Rücksicht auf das Vorhandensein von Eiseneinlagen, kann nach Versuchen der eidgen. Materialprüfungsanstalt bei älterem Beton und gut angeordneter Armierung bis 42 kg/cm² betragen. Bei den letzten Versuchen mit drei Monate altem Beton wurden Scherspannungen bis zu 27 kg/cm² ausgehalten. Ist aber die Anordnung der Armierung weniger gut, so wird der Bruch durch Scherkräfte nach sechs Wochen bei $\tau_0 = 14$ bis 15 kg/cm² bereits eintreten können. Sind als Armierung

nur gerade Eisenstangen, ohne Abbiegung der Enden nach oben oder ohne Bügel vorhanden, so sinken obige Zahlen leicht auf 8 bis 10 kg/cm² zurück. In Wirklichkeit sollte daher, mit Rücksicht auf das Einhalten einer dreifachen Sicherheit gegen Bruch, wenn keine besonderen Maßregeln zur Aufnahme der Scherkräfte durch das Eisen getroffen werden, die zulässige mittlere Scherspannung 3 kg/cm² nicht überschreiten; werden besondere Anordnungen zur Aufnahme der Scherkräfte getroffen, so können dieselben eine dreifache Sicherheit gegen Bruch gewähren, wenn die oben erwähnte Scherspannung 5 bis 9 kg/cm² beträgt. Oberhalb dieses letzten Wertes von τ_0 handelt es sich um anormale Fälle; welche einer sorgfältigen Prüfung zu unterziehen sind und bei welchen nur die besten Anordnungen zu treffen sind. Meistens wird es aber möglich sein, die Balken- oder Rippenbreite so stark zu wählen, daß τ_0 kleiner wie 9 kg/cm² bleibt. Diese Angaben haben selbstverständlich nur die Bedeutung einer allgemeinen Wegleitung und sollen eine nähere Berechnung der Inanspruchnahme durch Scherkräfte unter Berücksichtigung der Eiseneinlagen nicht ersetzen.“

Eine Folge davon ist, daß die schweizerischen Vorschriften die Schubspannungen auf 4 kg herabgesetzt haben und ferner verlangen, daß nach Überwindung der Schubspannungen durch den Beton diese sämtlich dem Eisen zu übertragen sind, ein Vorschlag, den übrigens schon Regierungsbaumeister Heintel vor einigen Jahren gemacht hat.

Jedenfalls sind die ministeriellen Bestimmungen über die Schubspannungen ziemlich unklar. Wohl wird in den preußischen Vorschriften verlangt, daß sie durch entsprechend gestaltete Eiseneinlagen aufzunehmen sind, und in den Beispielen wird dies auch angeführt, wie es zu machen ist, aber, wie ich glaube, nicht ganz einwandfrei. Gerade ein Unfall der letzten Wochen, bei welchem ich auch zur Begutachtung herangezogen wurde, konnte zeigen, welchen verderblichen Einfluß die mangelhafte Ausbildung der Konstruktion gegen Schubspannungen hat.

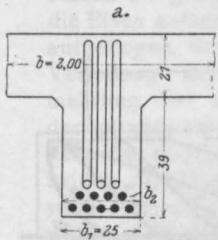
Dr. Heintel hat vor zwei Jahren auf Grund seiner Berechnungen folgenden sehr beachtenswerten Vorschlag gemacht: Unter der Annahme, daß die gesamten auftretenden Schubkräfte durch die aufgebogenen Eisen allein aufzunehmen sind, kommt er zu einer gewissen Austeilung der abgebogenen Eisen, welche dann zur Vereinfachung der praktischen Ausführung durch folgende Regel gekennzeichnet ist. Man läßt $\frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{3}$ der erforderlichen Eisen unten liegen und ordnet die aufzubiegenden Eisen in einer Entfernung an, welche für alle gleich bleibt.
$$e = \frac{0,35 \cdot l}{n} \quad (l = \text{Spannweite, } n = \text{Anzahl der Eisen}).$$

Diese Anordnung der Eisen macht auch die übrigens ganz problematische Berechnung der Haftspannungen überflüssig.

Schließlich komme ich auf die sogenannten *Haftspannungen* selbst zu sprechen und ich setze voraus, daß die von mir bisher veröffentlichten Arbeiten, die auf ausgeführten Versuchen fußen, bekannt sind. Ich bin der Überzeugung, daß es

Haftspannungen im Sinne, wie man von Zug- und Druckfestigkeit spricht, nicht gibt, und daß eine Berechnung von Haftspannungen auch entbehrlich wird, wenn alle andern in Betracht kommenden Spannungen die zulässigen Grenzen nicht überschreiten. Ich kann von meinem persönlichen Standpunkt abgehen und hier auf zwei beachtenswerte Beispiele hinweisen, welche geeignet sind, Ihnen die Wertlosigkeit der Berechnung der Haftspannungen vor Augen zu führen. Das erste Beispiel ist eine Betrachtung von Regierungsbaumeister Dr. Heintel, welche im Jahre 1908 in der

trächtlich bessern, wenn man entweder die beiden wegen der Haftspannung besonders eingelegten Eisen fortließe, oder wenn man statt der 10 bzw. 12 Eisen mit 24 mm Durchmesser 17 Eisen mit 18 mm Durchmesser wählte, so daß eine Einlage von besonderen Haften nicht nötig ist. Auch hier würden die genau nach den Vorschriften errechneten Werte von σ , τ_0 , τ_1 , das zulässige Maß nicht überschreiten, während in Wirklichkeit die Überschreitung der Schubspannung im Beton zwischen den Eisen am Auflager die Zerstörung der Balken hervorrufen würden.

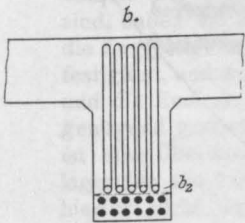


Für max. M in der Mitte nötig
10 \varnothing 24 $f_e = 45,24 \text{ cm}^2$;
für τ_0 am Auflager nötig 3 Aufbiegungen;
für τ_1 am Auflager nötig 9 \varnothing 24;
 $f_e = 40,72 \text{ cm}^2$.
Demnach müßten für die Aufnahme der Haftspannungen $f_u = 67,86 \text{ cm}^2$ noch 2 Eisen besonders eingelegt werden.

$$b_2 = 25 - (4 \cdot 2,4) = 15,4 \text{ cm},$$

$$\tau_0 = 14,5 \text{ kg/cm}^2;$$

ohne die besonders eingelegten 2 \varnothing 24 mm wäre:
 $b_2 = 25 - (2 \cdot 2,4) = 20,2 \text{ cm}, \tau_0 = 12,4 \text{ kg/cm}^2$.



Für M_{max} in der Mitte nötig 17 \varnothing
18 mm = $43,27 \text{ cm}^2$;
für τ_0 am Auflager nötig 5 Aufbiegungen;
für τ_1 am Auflager nötig 12 \varnothing 18 mm
= $30,54 \text{ cm}^2$
 $f_u = 67,86 \text{ cm}^2$;
 $b_2 = 25 - (6 \cdot 1,8) = 14,2 \text{ cm}$;
 $\tau_0 = 15,2 \text{ kg/cm}^2$.

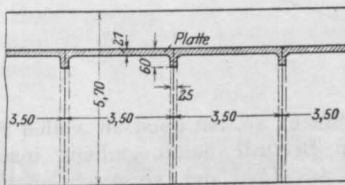


Fig. 11.

Deutschen Bauzeitung veröffentlicht wurde und auf Fig. 11 erläutert ist.

Es ist dort ein Plattenbalken von 5,7 m Spannweite unter üblichen Belastungsannahmen nach den preußischen Bestimmungen berechnet. Werden für die Einlage Eisen von 24 mm Durchmesser gewählt, so müßten zur Aufnahme der Haftspannung 2 Eisen mehr eingelegt werden als für das Biegemoment in der Mitte, und die Aufbiegungen zur Aufnahme der Schubkräfte am Auflager nötig wären. Dann liegen an den Auflagern die Eisen so dicht beieinander, daß der zwischen ihnen befindliche Beton ziemlich beträchtliche Scherspannungen erhalten würde. Die Verhältnisse würden sich aber auch dann nicht be-

Es ergibt sich daraus, daß in dem vorliegenden Beispiel die sogenannte Haftfestigkeit nicht zur Geltung kommt, weil der Balken schon vorher wegen Überwindung der Scherfestigkeit des Betons zum Bruche kommen würde. Man ersieht, daß durch das Einlegen der für die Haftspannungen erforderlichen Mehrreihen die Festigkeit des Balkens vermindert wurde.

Der zweite Fall betrifft die bei der Firma Wolle in Leipzig durch Ingenieur Funke ausgeführten Versuche, über welche Ingenieur Funke in dieser Zeitschrift folgendes berichtet hat:

„Die ministeriellen Bestimmungen verlangen, daß bei Eisenbetonkonstruktionen die Haftspannung von $4,5 \text{ kg/cm}^2$ nicht überschritten werde. Bei Ermittlung dieser Haftspannung dürfen in einem auf 2 Stützen frei aufliegenden Plattenbalken nur die Bewehrungseisen berücksichtigt werden, die an der betreffenden Stelle des Balkens in der äußersten Zugzone liegen. Es dürfen also an den Balkenenden nur die nicht aufgeboogenen Eisen als wirksam in die Berechnung eingeführt werden.

Ist nun die Querkraft am Auflager eines Plattenbalkens im Verhältnis zur Spannweite sehr groß, so ist es schwierig und nicht ohne weiteres möglich, die Bedingung $\tau_0 = 4,5 \text{ kg/cm}^2$ zu erfüllen. Es müssen dann besondere Mittel eronnen werden, mit denen sich die Haftspannung auf das zulässige Maß vermindern läßt.

Da es jedoch auch innerhalb der durch die „Bestimmungen“ rechnermäßig festgelegten Grenzen nicht nur gute, sondern auch schlechte Konstruktionen geben kann, und die nach den Bestimmungen durchgeführte Berechnung noch nicht unbedingt der sichere Maßstab für die Tauglichkeit einer Konstruktion ist, so muß man sich über die tatsächliche Wirkungsweise der Mittel klar werden, die rechnermäßig die Zulässigkeit einer Konstruktion gewährleisten.

Die folgenden 3 Beispiele sollen Konstruktionen zeigen, die nach den Bestimmungen zulässig, erfahrungsgemäß aber unzulässig sind.

1. Wählt man den Balkensteg so breit, daß $\tau_0 = 4,5 \text{ kg/cm}^2$ ist, so sind nach den Bestimmungen aufgeboogene Eisen nicht erforderlich, man kann alle Eisen unten lassen und somit die

η von 149 kg/qcm, der also noch höher ist, wie der von Mörsch in einem Fall errechnete Wert von 67 kg/qcm, Zahlen, die, wie wohl allgemein zugegeben werden kann, ganz wertlos sind. Auf Grund dieser Versuche kommt Funke zu dem Ergebnis:

„Die Tragfähigkeit der Plattenbalken nimmt mit der Vermehrung der aufgebogenen Eisen zu bei gleichzeitiger Verminderung der unteren geraden Eisen bis zu dem Grenzfall, der dann erreicht ist, wenn in den an verschiedenen Querschnitten jeweilig noch unten liegenden Eisenstäben die gleiche Spannung herrscht, d. i. wenn die Eisen entsprechend der Abnahme der Momente aufgebogen werden. Bei solcher Führung und Verteilung der Eisen hat die durch Vermehrung der aufgebogenen und Verminderung der geraden unteren Eisen steigende Haftspannung nach den ministeriellen Bestimmungen gerechnet, keinen die Tragfähigkeit vermindern den Einfluß; wohl aber kann die strenge Durchführung der erwähnten Haftfestigkeitsberechnung zu weniger tragfähigen Konstruktionen führen.

Plattenbalken, die nach dem den Versuchs balken zugrunde liegenden Prinzip konstruiert sind, haben die erreichbar größte, d. h. die durch die Zugfestigkeit der Eiseneinlagen bedingte Tragfestigkeit, und wenn die Knickstelle der gebogenen und die Endhaken der geraden unteren Eisen mit genügend großen Radien ausgerundet werden, so ist eine Überwindung der Haftfähigkeit am Auflager für alle Laststellungen ausgeschlossen; die hierfür nicht zutreffende Berechnung der Haftfestigkeit im Sinne der ministeriellen Bestimmungen erübrigt sich.

Die Haftspannung erreicht bei den vorliegenden Versuchen nicht ihren größten Wert am Auflager, sondern offenbar in der Nähe der Bruch-

risse. Je mehr nun aufgebogene Eisen Verwendung finden, um so mehr werden die Balkenenden gegen Bruchrisse gesichert, und der Bruch muß im gefährlichen Querschnitt, also im Querschnitt des größten Momentes wegen großer Eisendehnung erfolgen, unter gleichzeitiger Überwindung der Haftfähigkeit daselbst, und wenn die Eisen sehr eng gelagert sind, wie bei den Versuchs balken, bei denen der Abstand der Eisen nur 6 mm beträgt, so findet in der Nähe des Bruchrisse auch eine horizontale Abscherung der schmalen zwischen den Eisen befindlichen Betonstege statt. Wenn trotz dieser Erscheinung ein sehr gutes Resultat erzielt worden ist, so soll daraus nicht gefolgert werden, daß ein Abstand der Eisen von 6 mm stets genügt. Wegen der Betonkörnung wird man in der Praxis kaum weniger als 15 mm wählen dürfen.

Meine Herren! Hiermit schließe ich meine Ausführungen. Es geht aus ihnen hervor, daß es geboten erscheint, die ministeriellen Vorschriften auf Grund der Ergebnisse neuerer Forschungen einer Revision zu unterziehen. Die Aufgabe der Baupolizei wäre leicht, wenn es nur gewissenhafte Unternehmer gäbe, die sich ihrer Verantwortung bewußt sind. Da das leider nicht immer der Fall ist, ist eine Kontrolle durch die Baupolizei nötig, die natürlich nur dann von Wert ist, wenn der Baupolizeibeamte nicht nur imstande ist, das Projekt zahlenmäßig zu prüfen, sondern auch volles Verständnis für das Wesen des Eisenbetons entgegenbrächte. Und auch nur dann wird er auch eine sachgemäße Kontrolle der Bauausführung ausüben können. Es ist zu diesem Zweck auch eine Reform der Baupolizei erforderlich, damit sie allen den Aufgaben gerecht werden kann, die durch den Aufschwung der Eisenbetonindustrie bedingt sind.

GRÜNDUNG DES GRÖSSTEN SILOS DER WELT VON 100 000 CBM INHALT, KOHLENSILO FÜR DAS GASWERK DER STADT HAMBURG GRASBROOK MIT UMSCHNÜRTE EISENBETONPFÄHLEN.

Von Ingenieur Jos. Gaugusch, Kiel.

Die Deputation für das Beleuchtungswesen Gaswerk Hamburg, nimmt zurzeit große Umgestaltungen, insbesondere des Gaswerkes Grasbrook, vor.

Von den vier der Stadt Hamburg gehörigen Gaswerken Grasbrook, Barmbeck, Billwärder und Steinwärder ist Grasbrook das älteste, zugleich aber auch das bestgelegene aller Werke. Es hat sich deshalb auch die Stadt Hamburg entschlossen, dieses Gaswerk gänzlich zu modernisieren und zum größten der Stadt auszubauen. Daß gerade das Augenmerk auf dieses Gaswerk

gelenkt wurde, ist leicht erklärlich, da es durch seine Lage an der Nordelbe und nahe dem Zentrum der Stadt, bei entsprechend vorhandener, Bodenfläche hierzu berufen erscheint.

Schwierigkeiten boten allerdings die herrschenden schlechten Bodenverhältnisse an der Elbe, welche eine Anschüttung im Mittel von 4 m erforderlich machten. Das alte Gaswerk, welches etwa 1840 von den Engländern erbaut wurde, soll deshalb, unter Aufrechterhaltung des Betriebes, vollständig erneuert werden.

Die mittels Seedampfer, bis zu 2000 t Inhalt,

herangezogene Kohle soll durch Greiferkrane den Lagerräumen zugeführt werden, um von hier weiter die Öfen zu bedienen.

Zur Bedienung des neu errichteten größten Gasbehälters der Welt mit 200 000 cbm Inhalt*) machte sich auch der Bau einer der Größe des Behälters entsprechenden Beschickungsanlage der Gasbereitungsöfen erforderlich. Zur Aufspeicherung der nötigen Kohle war zuerst ein mit Greiferbetrieb eingerichteter Kohlenschuppen von 75 000 t Inhalt in Eisenbetonkonstruktion mit eisernen

in Gemeinschaft mit der Firma Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis, welche letztere die Beschickung der Kohle mittels ihrer Elektrohängebahn vorsah, den Ausschlag.

Außer diesen Bauwerken wurde noch die früher erwähnte Kranbahn an der Norderelbe ausgeschrieben.

Weiter gelangte noch zur Ausschreibung der Bau von Großkammeröfen und den dazu gehörigen Fundierungen samt drei Stück Schornsteine von 70 m Höhe und der erforderlichen Fundierungen.

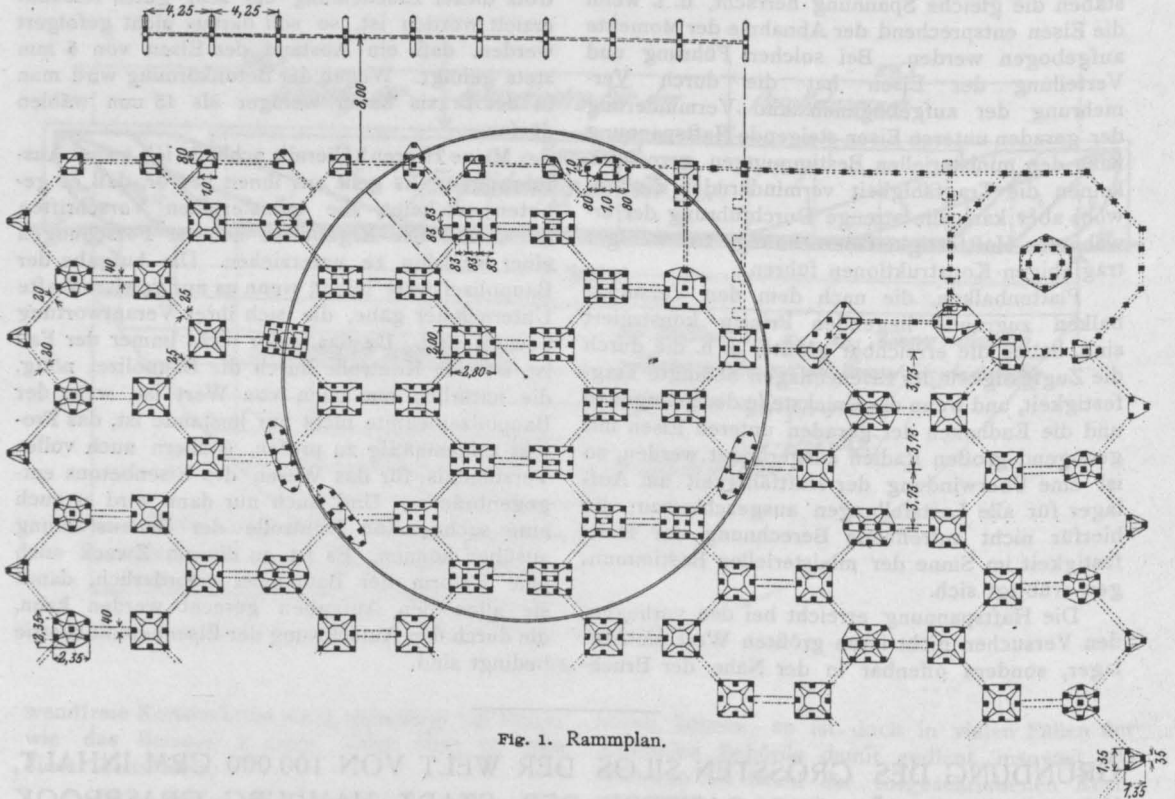


Fig. 1. Rammplan.

Dachbindern projektiert und ausgeschrieben. Während der Ausschreibung befaßte man sich jedoch schon mit dem Gedanken, einen Silo als Konkurrenzprojekt in Frage zu ziehen.

In dieser Beziehung gab das Projekt der Betonbauunternehmung Weirich & Reinken, Kiel,

*) Am 7. Dezember 1909, nachmittags 3 Uhr, entwich dem mit 100 000 cbm Gas gefüllten Behälter der gesamte Inhalt. Das Gas entzündete sich in den Kammeröfen und brachte das Feuer auch den zweiten mit 40 000 cbm Gas gefüllten Behälter zur Entzündung. Der in etwa 8 m Entfernung befindliche Silo erlitt außer der Verbrennung eines Teiles der Schalung keine Beschädigungen. Bei dem Unglück wurden ca. 40 Menschen mehr oder minder schwerverletzt, während 19 Personen ihr Leben einbüßten.

Auf Befürwortung des Herrn Baurat Stoph und Herrn Baumeister Breitenstein sowie Herrn Direktor Krause, erstere vom Baubüro der Gaswerke, letzterer vom Gaswerk Grasbrook, wurde von der Finanzdeputation Projekt II, Variante 2, der Firma Weirich & Reinken, Kiel, für die Ausführung unter kleinen Abänderungen, welche teilweise von der Firma selbst vorgeschlagen wurden oder sich aus der Konstruktion der Maschinenfabrik ohne weiteres ergaben, erteilt (siehe Rammplan Fig. 1, Grundriß Fig. 2).

Der Kohlsilo, welcher eine Grundfläche von 71,86 und 85,79 m bedeckt, hat 88 sechseckige Zellen mit zwei Parallelseiten von 5 m, die anderen von 5,14 m Länge, bei einer Gesamtschüttungs-

höhe von 17,75 m und einem Fassungsraum von 75 000 t.

Die Silostützen haben achteckige Querschnitts-

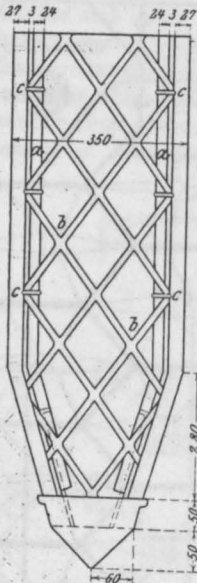


Fig. 3.

form und sind im umschnürten Beton ausgeführt (Fig. 1 und 3).

Im Norden wurde ein dreistöckiges Gebäude von 38,25 · 8,20 m Abmessung vorgesehen (siehe Fig. 2). In der Nordostecke des Silobaus wurde ein dreigeschossiger achteckiger Turm von Côté 9; 10–30, 10 m aufgeführt, über welchen sich die runden Behälter, ein Ammoniak- und Teerbehälter von je 200 cbm Inhalt und bis unter die Dachkonstruktion reichend ein 400 cbm Inhalt fassender Wasserbehälter befinden.

Anschließend an den Wasserturm wurde ein 17 m langes und 9 m breites viergeschossiges Separationsgebäude zur Unterbringung des Kohlenbrechers für die von der Waggonkippe kommenden Kohlen und des Elevators errichtet.

Die vordem unter dem Bauterrain befindlichen alten Teerbehälter sollen unter dem Silo bleiben und weiter als solche dienen.

Beim nördlichen Teerbehälter ist eine ziemlich starke Holzfundierung vorhanden, welche durch eine 1 m starke Eisenbetonplatte überdeckt ist. Es wurde zu-

erst beabsichtigt, diese alte Fundierung zum Tragen der Silosäulen mit heranzuziehen. Zu diesem Zwecke sollten unter den Silostützen Verteilungsträger angeordnet werden, welche die Lasten auf die Platte gleichmäßig übertragen. Außerdem sollten noch unter jeder Stütze 4 Stück Eisenbetonpfähle 30/30 cm eingerammt werden.

Beim südlichen Teerbehälter, wo keine Fundierung vorhanden war, wurden unter den herabkommenden Silostützen 12 Stück Eisenbetonpfähle von 30/30 cm Stärke und 9 m Länge angeordnet.

Auch unter dem nördlichen Teerbehälter wurde jede Silostütze durch 12 Stück 10 m lange Eisenbetonpfähle von 30/30 cm Querschnittsfläche fundiert.

Diese Eisenbetonpfähle werden bei kleineren Fundierungen am Materialplatze der einzelnen Firmen, bei größeren Bauten auf der Baustelle selbst hergestellt. Sie erhalten meist quadratische Querschnittsform und werden liegend eingestampft. Die Tragfähigkeit beruht auf der Bodenverdrängung der Pfähle. Wenn ein Eisenbetonpfahl rationell ausgenutzt und gegenüber einer Holzgründung konkurrenzfähig sein soll, so ist die erste Bedingung, daß er eine außerordentlich feste Einrammung in tragfähigem Boden aushält, was auch für seine Tragfähigkeit ausschlaggebend ist. Es ist daher ein möglichst widerstandsfähiges Material zu verwenden.*)

Jeder Fachmann weiß, daß z. B. ein 15 m langer Pfahl, welcher mit einem Bärgewicht von

*) Siehe auch „Armiertes Beton“ 1908 Heft XI Seite 281; „Allgemeine Betrachtung über Eisenbetonpfähle“. Von Th. Janssen.

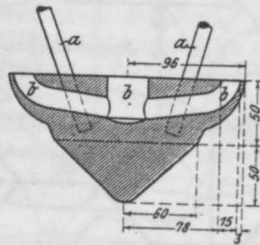


Fig. 4.

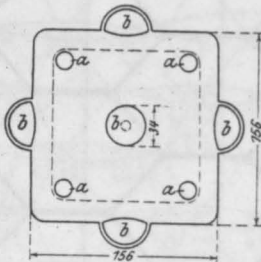


Fig. 5.

5000 kg geschlagen wird, ein tadelloses Material besitzen muß, falls er den Stößen widerstehen soll. Wird dieses gewählt, so ist seine Tragfähigkeit aber auch außerordentlich hoch. Versuche haben gezeigt, daß es besonders auf eine gute Querverbindung der Längsarmierung ankommt.

Eine von Ingenieur L. Reinken angeordnete, der Firma Weirich & Reinken, Kiel, durch Gebrauchsmuster Nr. 346 303 geschützte und zum Patent angemeldete Konstruktion: „Umschnürung

Schlagende, woselbst der Pfahl den größten Stößen ausgesetzt ist, erfolgt auf 70 cm Länge eine doppelte, ineinander gesteckte Armierung mit Streckmetall (Fig. 3).

Versuche mit umschnürtem Beton haben zur Genüge bewiesen, daß die Druckfestigkeit derselben eine viel größere als diejenige des Eisenbetons ist. Außerdem kommt bei Streckmetall noch hinzu, daß dasselbe sowohl in der Längs- wie in der Querrichtung, d. h. doppelt, ausgenutzt



Fig. 6.

eines Eisenbetonpfahles durch Streckmetall“ eignet sich besonders gut, da sie außerordentlich einfach und infolgedessen gegenüber anderen Konstruktionen mit viel geringeren Kosten herzustellen ist.

Das in der Industrie längst bekannte Streckmetall wird zur Umschnürung verwendet. Dasselbe wird in Streifen von den erforderlichen Dimensionen, mittels einer eigens dazu konstruierten Biegemaschine, entsprechend den vier Kanten des Pfahles eingebogen und mit Übergriff versehen. Die einzelnen Streifen übergreifen sich auch in der Längsrichtung um 30 bis 40 cm. Am

wird. Es kann also der so hergestellte Pfahl leicht mit 40 bis 60 kg/qcm beansprucht werden.

Auch die Ausführung der Pfahlspitze „Eisenbetonpfahlspitze mit eingegossenen Eisenstäben“ ist der Firma Weirich & Reinken, Kiel, durch Gebrauchsmusterschutz Nr. 349 607 geschützt (Fig. 4).

Eine gute Verbindung der Gußstahlspitze mit dem Eisenbetonpfahl wird hierbei durch eingegossene Stabenden gewährleistet, welche in beliebiger Anzahl, Länge und Querschnittsfläche zur Verwendung gelangen (Fig. 4).

In bezug auf die Kosten stellt sich diese

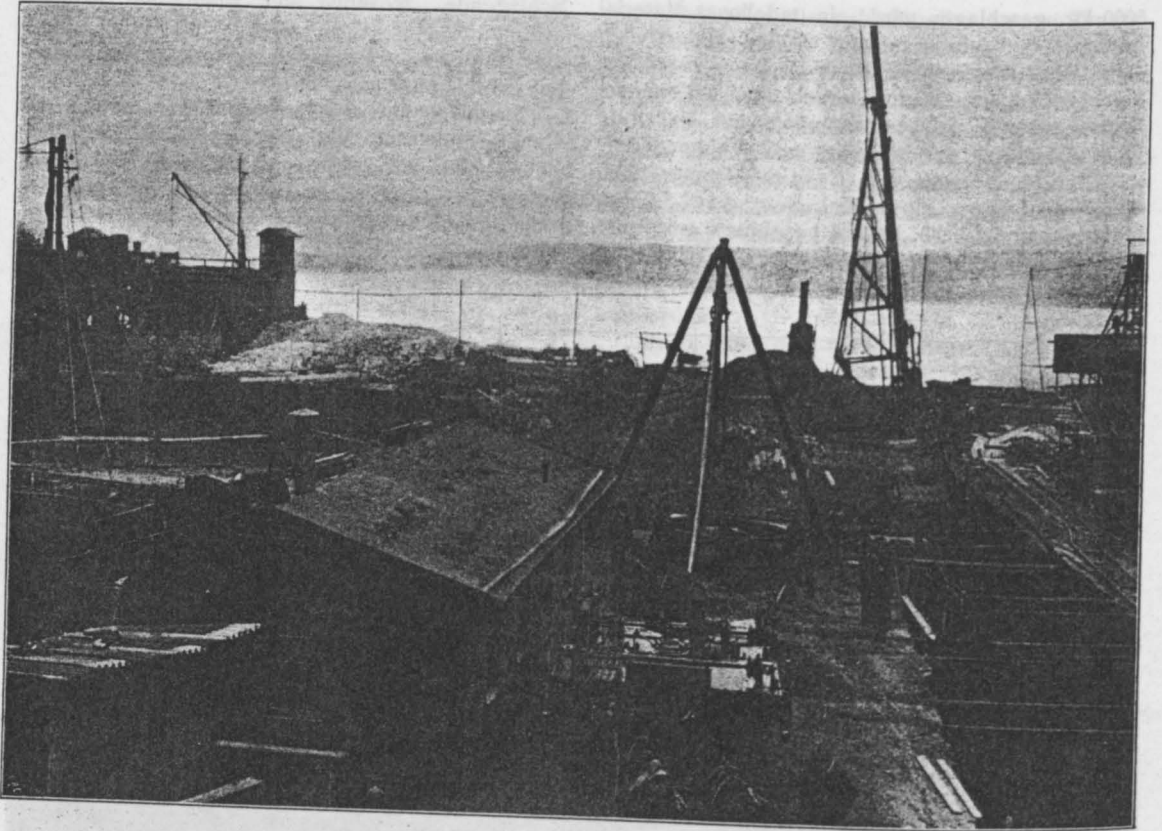


Fig. 7.

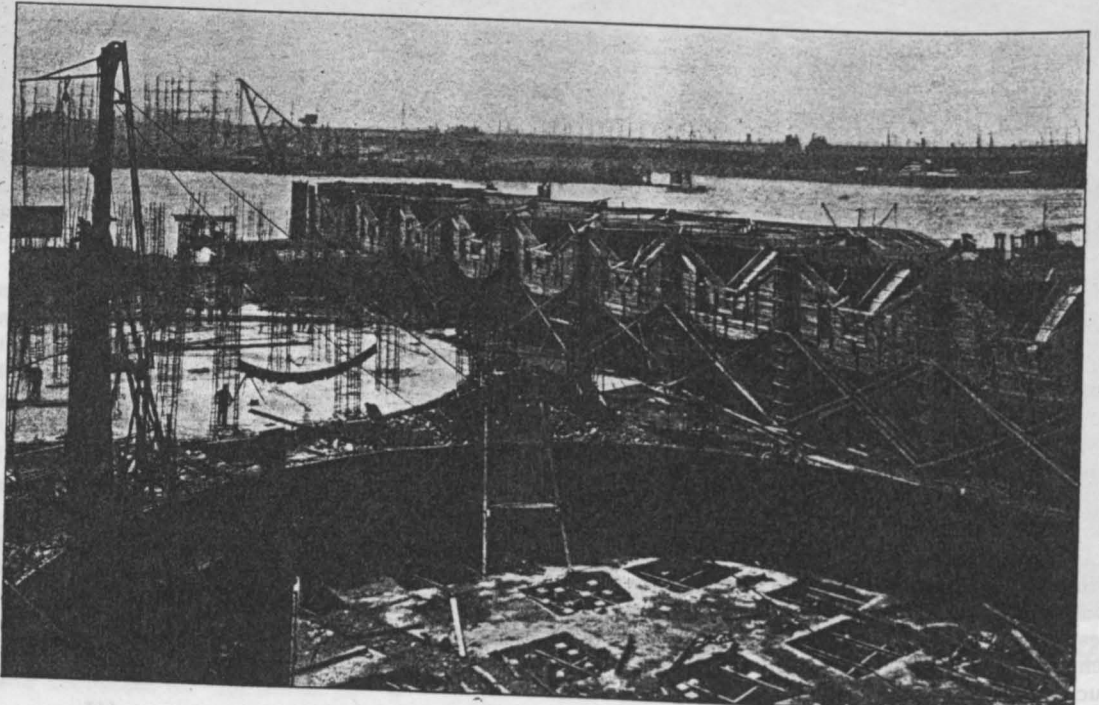


Fig. 8.

Spitze bedeutend billiger wie eine gleichwertige schmiedeeiserne. Es würden beispielsweise für schmiedeeiserne Spitzen 7,50 M bezahlt, während diese Spitzen für 1,75 M geliefert werden.

Die Belastung der 35/35 cm-Pfähle, welche auf 5 bis 6 m in tragfähige Sandschicht reichen, wurde mit 60 bis 65 t angenommen.

Von wesentlichem Einflusse ist die in Verwendung stehende Art der Rammen auf die Güte der Ausführung.

Die Firma Weirich & Reincken verwendet für größere Rammarbeiten Mencks neuen Patentrammbär mit einem Bärgewicht von 5100 kg und 1 m Fallhöhe.

Die Maximalgrenze der Tiefe pro Schlag der letzten Hitze (das sind 10 Schläge), berechnet nach Brix (Betonkalender 1907, II. Teil, Seite 17) zu

$$P = \frac{h}{m e} \cdot \frac{Q^2 g}{(Q + g)^2},$$

worin bedeutet:

P = zuverlässige Belastung des Pfahles;

g = Gewicht des Pfahles in kg;

Q = Fallgewicht;

h = Fallhöhe;

$$e = m \frac{h Q^2 g}{P(Q + g)^2}.$$

Für den Hamburger Fall berechnet sich:

$$g = 14 \cdot 0,35^2 \cdot 2,40 = 4116 \text{ kg};$$

$$Q = 4500 \text{ kg};$$

$$h = 1,00 \text{ m};$$

$$P = 60\,000 \text{ kg}.$$

Es sind daher:

$$e = 1 \cdot \frac{100 \cdot 4500^2 \cdot 4116}{60\,000 \cdot 8616^2} = 1,87 \text{ cm}.$$

Pro Hitze berechnet sich daher die Eindringungstiefe zu:

$$10 \cdot 1,87 = 18,70 \text{ cm}.$$

Die tatsächlich konstatierte Eindringung auf der Baustelle betrug 2 bis 5 cm, das ergibt eine

$$\frac{18,70}{3,5} = 5,32\text{fache Sicherheit}.$$

Von den Figuren veranschaulicht Figur 5

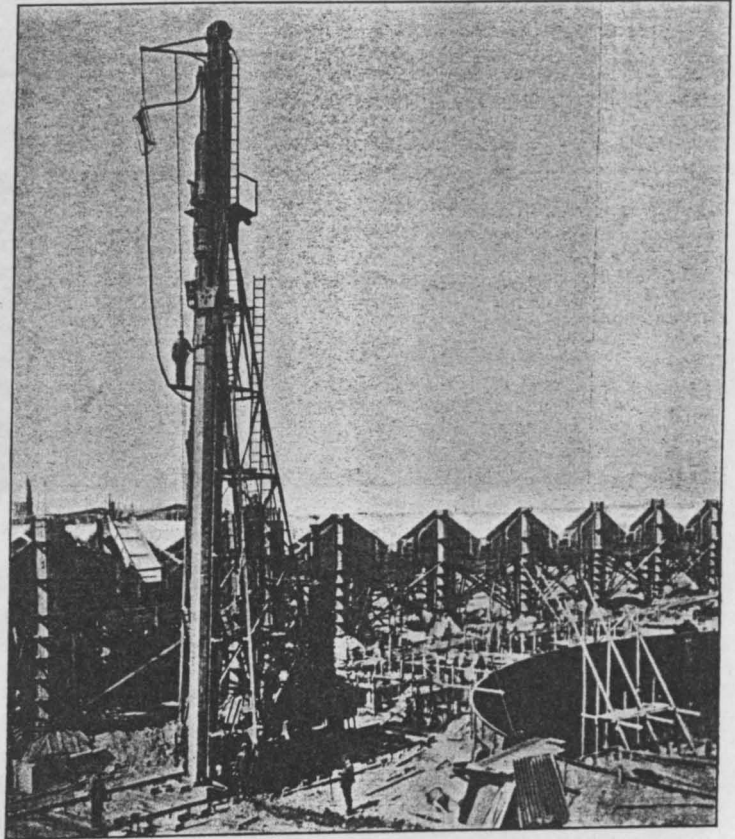


Fig. 9.

die Armierung der Pfähle, auf Figur 6 sind vorne die eingestampften Pfähle und rückwärts ist die Aufstapelung der bereits fertigen ersichtlich. Auf Figur 7 ist ein Teil des Bauareals mit den zwei großen Rammen zu ersehen. Figur 8 stellt die Ansicht der fertiggestellten Decke des südlichen Teerbehälters dar. Über derselben ist die Armierung der umschnürten Silostützen sichtbar. Im Vordergrund ist die Einsicht in den nördlichen Teerbehälter mit der daselbst aufgestellten Dampfmaschine zu ersehen und sind auch einige Pfahlenden der Pfahljoche deutlich erkennbar. Figur 9 zeigt einen 14 m langen Eisenbetonpfahl unter der

Ramme. Rechts ist die Einsicht in den nördlichen Teerbehälter zu sehen. Auf Figur 10 ist die Untersicht auf die Siloböden sichtbar. Links ist Großkammeröfen und der 3 Stück Schornsteine waren außerdem noch ungefähr 10 km 15 m lange Eisenbetonpfähle von 35/35 cm Querschnittsfläche

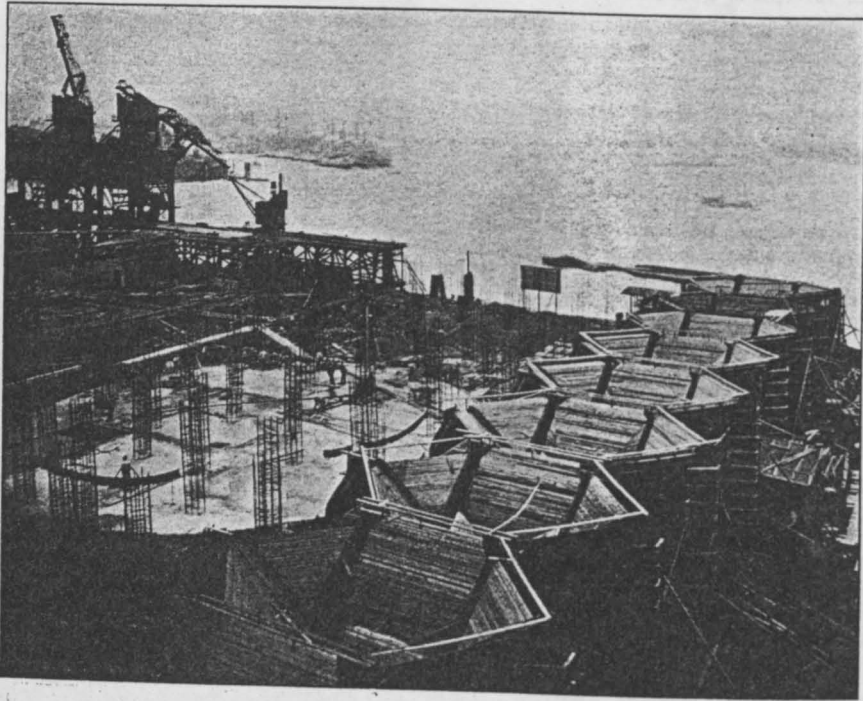


Fig. 10.

die Decke des südlichen Teerbehälters mit den darüber befindlichen Silostützen zu sehen.

Für die Fundierung der eingangs erwähnten

nötig, so daß auf der ganzen Baustelle etwa 40 km Pfähle gerammt wurden, welche Rammung somit die größte bis jetzt ausgeführte darstellt.

DAS MECHANISCH-TECHNISCHE LABORATORIUM DER FIRMA GERHARD HERFELDT o. H. IN ANDERNACH AM RHEIN*).

Von Anton Hambloch (Andernach).

Den gewaltigen Aufschwung, den die Industrie in den letzten Dezennien zu verzeichnen hat, haben wir vorwiegend den bedeutsamen Fortschritten in der Materialerzeugung zu verdanken. Während man noch vor nicht sehr langer Zeit in den industriellen Betrieben, selbst in sehr großen mit unter, recht kümmerliche Einrichtungen nach unseren heutigen Begriffen vorfand, wetteifert die

*) Wir bringen diesen Aufsatz im Hinblick darauf, daß er vielen großen, industriellen Unternehmungen wertvoll sein dürfte, sich vorstehend über die Einrichtung eines eigenen Versuchslaboratoriums Kenntnisse anzueignen, die bei ähnlichen Neuschaffungen von Vorteil sein dürften.

Jetztzeit mit stetigen Neuerungen und Verbesserungen, so daß man mit Recht von einem Siegeslaufe der Technik sprechen kann, die sich alles zu erobern sucht, und der selbst die allerschwierigsten Probleme heutzutage lösbar erscheinen.

In allen Industriezweigen sind dann große und erfolgreiche Bestrebungen in die Erscheinung getreten, die Kenntnis der Materialeigenschaften zu vertiefen, um dieselben besser auszunützen, d. h. die Ausbeute der Rohmaterialien weitmöglichst zu vervollkommen.

Martens sagt in seinem Werke „Handbuch

der Materialienkunde für den Maschinenbau^{*)}) in trefflichen Worten:

„Die wirtschaftliche Ausbeutung des im Rohmaterial steckenden Leistungsvermögens ist unvollständig, wenn dem erzeugten Material nicht alle die guten Eigenschaften gegeben werden, die ein kaufmännisch richtig geleiteter Erzeugungsprozeß in ihm entwickeln oder ihm zuführen kann.“

Dieser Leitsatz gilt natürlich nicht nur für die Materialien des Maschinenbaues, er hat vielmehr eine sehr allgemeine Bedeutung und kann als ein Erfahrungssatz gelten, nach welchem die führenden technischen Betriebe stets gearbeitet haben, um diese Erfolge zu erlangen, und zwar nicht nur für sich selbst, sondern für die Industrie überhaupt im Interesse des ganzen Volkes. Sind die kleineren Erzeuger auch nicht in der Lage gewesen, sich stets mit dem Neuesten zu versehen, so wurden sie doch in den Stand gesetzt, sich in dem Bereich ihrer Mittel nach Möglichkeit den steten Entwicklungen anzupassen.

Es ist eine Pflicht der Dankbarkeit, hier auszusprechen, daß die Industrie in ihren Bestrebungen nach fortwährender Verbesserung in hohem Maße durch die staatlichen Materialprüfungsanstalten gefördert worden ist. Nicht nur, daß die Vervollkommnung der Prüfungsmethoden von Materialien aller Art das Verdienst dieser Anstalten ist; sie haben auch vielen angehenden Ingenieuren die erforderliche Anregung und Ausbildung gegeben, in der Praxis das ungemein wichtige Fachgebiet des Materialprüfungswesens weiter zu pflegen und als Mitarbeiter an den oben genannten Zielen zu wirken. So sind in industriellen Betrieben eine große Anzahl Stätten zur Prüfung von Bau- und Konstruktionsmaterialien entstanden, die für den eigenen Bedarf der Werke arbeiten. Durch den Austausch der Erfahrungen aber, der insbesondere durch die Beziehungen zu den Mutteranstalten an den Technischen Hochschulen und durch die Verbände für die Materialprüfungen der Technik gefördert wird, tragen diese privaten Institute in nützlichster Weise dazu bei, der großen Aufgabe zu dienen für eine volle Würdigung der heutigen Bedeutung des Materialprüfungswesens für alle Zweige der Technik.

Die Notwendigkeit der Errichtung derartiger

Prüfungsstätten ergibt sich aber auch daraus, daß die Abnahme der Materialien auf dem Werk, d. h. die Prüfung derselben auf die vorausgesetzten Eigenschaften, sich mehr und mehr einbürgert. Dies aber liegt ebenso sehr im Interesse der liefernden Firmen als der Abnehmer.

Ich habe seit einer langen Reihe von Jahren ein derartiges Laboratorium, welches der Firma Gerhard Herfeldt in Andernach gehört, geleitet. Dasselbe diente, neben laufenden Abnahmeprüfungen, insbesondere auch Forschungszwecken. So sind dort, auf Anregung Intzes, zahlreiche Versuche über Traß-Mörtel-Mischungen für Tal-sperrenbauten ausgeführt worden; ferner über Verwendung von Traß-Mörtel für Kanal-, Hafen-,

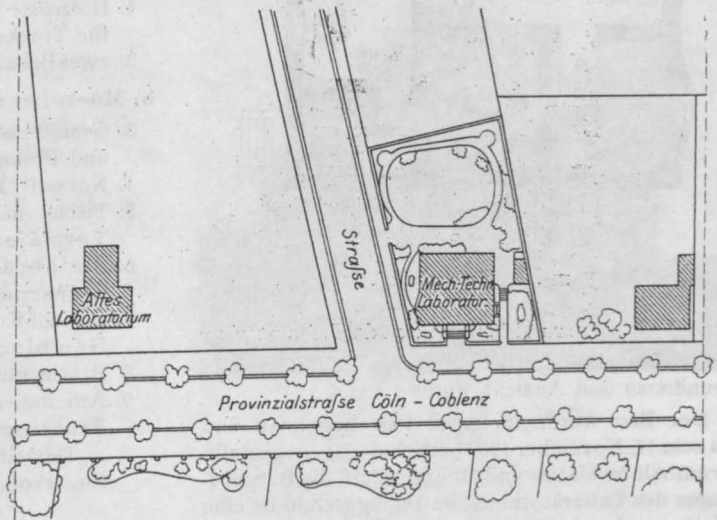


Fig. 1. Lageplan.

Dockbauten usw., ferner zum Hochbau, sowie meine umfangreichen Versuche zur Förderung der Erkenntnis über das Verhalten des Traß-Mörtels zu den verschiedensten Verwendungszwecken, sowie Forschungen über die Erhärtungsvorgänge des Traß-Mörtels und zur Vervollkommnung der Prüfungsmethoden für Traß und Traß-Mörtel. Eine besondere Aufgabe war es auch in den letzten Jahren die Frage den alten Mörtelbildner Traß in seinen Fähigkeiten mit Nutzen in Verbindung mit Zement anzuwenden, zu studieren. Ich darf wohl über diese Tätigkeit auf meine verschiedenen Arbeiten verweisen.

Durch die stetig wachsende Inanspruchnahme des Laboratoriums machte sich eine Vergrößerung desselben notwendig, die indes, um auch für die ferne Zukunft mit einem genügenden Rüstzeug versehen zu sein, zu einem vollständigen Neubau führte, über dessen Umfang und Einrichtung die folgende Beschreibung im Interesse meiner Fach-

*) Bei Julius Springer, Berlin 1898.

kollegen und hoffentlich zu deren Nutzen Auskunft geben soll.

Beschreibung des Gebäudes und der Einrichtung.

Der Neubau ist an der Koblenzerstraße zu Andernach auf einem Grundstück von 762 qm Größe

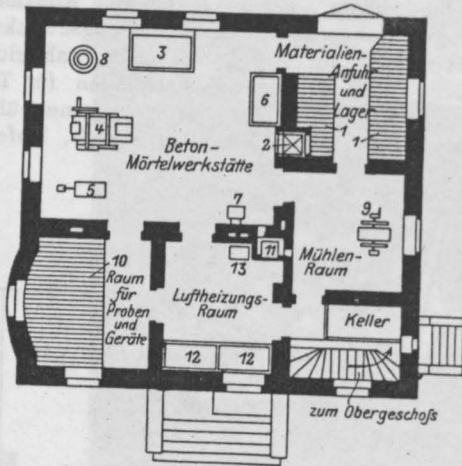


Fig. 2. Untergeschoß.

errichtet, wovon rund 200 qm durch das Laboratorium mit Nebengebäude bebaut sind; vgl. Lageplan, Grundrisse und Ansicht, Figur 1 bis 4.

Der Bau wurde im April 1909 begonnen und bis zum 15. November 1909 betriebsfertig hergestellt. Er enthält im Unter- und Obergeschoß die Betriebsräume des Laboratoriums; im Dachgeschoß ist eine Wohnung für den Laboranten untergebracht.

In den Betriebsräumen des Laboratoriums sind folgende Einrichtungen angebracht:

I. Untergeschoß.

a) Materialien — Anfuhr und Lager:

1. Holzroste am Fußboden und an den Wänden für Trockenlagerung der Baustoffe,
2. Lastenaufzug zur Beförderung von Materialien vom Unter- nach dem Obergeschoß;

b) Beton- und Mörtelwerkstätte:

3. Grube für Sumpfkalk mit Einfriedigung,
4. Betonmischmaschine nach Gauhe, Gockel & Co.,
5. Laufgewichtsbüchsenwaage nach Garvens,
6. Bassin für große Betonkörper unter Wasser,
7. großer Muffelofen für hohe Temperaturen,
8. Raummasse für 5, 10, 25 und 50 Liter;

c) Mühlenraum:

9. Kugelmühle nach Amme, Giesecke & Konegen;

d) Raum für Proben und Geräte:

10. Holzroste am Fußboden und an den Wänden zur Aufstellung von Betonformen, Stampfern, Reservemaschinenteilen und Geräten;

e) Luftheizungsraum:

11. zentrale Rießnerofenheizung mit Frischluftzuführung von außen (durch Kanal unter dem Fußboden des Mühlenraumes),
12. Behälter für Kohlen und Koks,
13. Fahrbarer Behälter für Asche, verbunden durch Rohrleitung mit dem Wasserheizungsraum im Obergeschoß.

II. Obergeschoß.

a) Materialienraum:

1. Holzroste am Fußboden und an den Wänden für Trockenlagerung der Baustoffe,
2. zwei Behälter für Normal- und anderen Sand;

b) Mörtelwerkstätte:

3. Granitbehälter für Wasserhärtungsproben und Proben in Seewasser und Säuren,
4. Normal- Dreihammerapparat nach Böhme,
5. Tisch mit Durchlässigkeitsapparat nach Tetmajer,
6. Steinbrück-Schmelzer-Mischapparat für Zementproben,
7. Normal-Kollergang für Traßproben nach Hambloch,
8. Bassin für Proben in feuchter Luft,
9. Arbeitstisch mit Zugfestigkeitsapparat nach Frühling-Michaëlis.

Derselbe besitzt besondere Einrichtungen für Probekörper auf Biegefestigkeit und

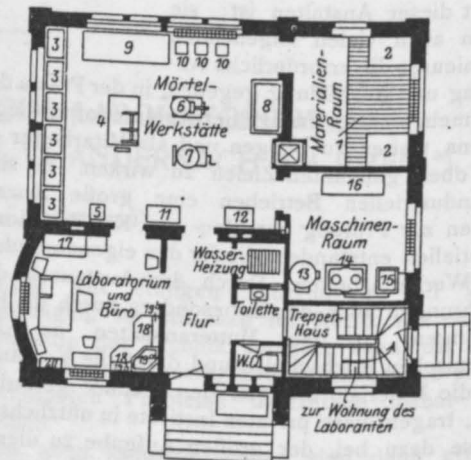


Fig. 3. Obergeschoß.

solche zur Prüfung auf Haftfestigkeit. Entformungsapparat für Zugproben nach Michaëlis, Nadelapparat nach Vicat, Wagen, Messuren (Meßgläser) usw.

10. Mörtelbottiche,
 11. Arbeitstisch mit Rüttelapparat nach Tetmajer, Feuchtigkeitsmesser und Apparat für Raumgewichtsbestimmungen,
 12. Arbeitstisch mit Apparat für Bestimmung des spezifischen Gewichts durch drei Volumenometer nach Michaëlis, Thörner und Erdmenger-Mann;
- c) Maschinenraum:
13. 32-Tonnenpresse nach Amsler-Laffon,
 14. hydraulische Presse nach Martens für 500 Tonnen,
 15. Plungerpumpe zur Martenspresse,
 16. Formen- und Apparateschrank;
- d) Laboratorium und Büro:
- Neben einer normalen Büroeinrichtung befinden sich hier:
17. Chemikalienschrank,
 18. Schränke für Trockenapparate, Glühöfen und Apparate für chemische Untersuchungen,
 - 19a. Schrankaufsatz für Präzisionswagen, Mikroskope, Lupen, sowie Tastapparat für Feinmessungen nach Bauschinger,
 - 19b. Etagèren für Filtriergestelle, Spritzflaschen, Stehkolben, Reagierzylinder, Dialysatoren usw.,
 20. Etagèren für andere Glasapparate, Pipetten, Kappenflaschen usw.

Zur Ausführung der Maurer-, Beton- und Verputzarbeiten wurde gleichzeitig, um die verschiedenen Anwendungsgebiete des Trasses zu zeigen, Plaidter (Nettetal) Traß für alle Mörtelmischungen verwendet. Die Fundamente wurden aus Traß-Kalk-Beton mit Ziegelkleinschlag hergestellt und zwar wurde ein Mörtel von 1 Raumteil Traß, 1 Raumteil Weißkalkteig mit 5 Raumteilen Sand und 15 Raumteilen Ziegelschotter genommen.

Das Mauerwerk des Untergeschosses besteht aus Schieferbruchsteinen, welche mit Traß-Kalkmörtel vermauert sind und zwar in der Mischung: 1 Raumteil Traß, 1 Raumteil Weißkalkteig mit 5 Raumteilen Sand.

Das Mauerwerk des Obergeschosses besteht aus rheinischen Schwemmsteinen, welche ebenfalls mit Traß-Kalkmörtel in gleichem Mischungsverhältnis vermauert sind.

Die Fußböden des Untergeschosses bestehen aus Traß-Kalk-Beton mit Traß-Zementestrich, und zwar der Unterlagebeton aus: 1 Raumteil Traß, 1 Raumteil Kalk, 4 Raumteilen Sand und 6 Raumteilen Rheinkies; der Estrich aus: 1 Raumteil Traß, 1 Raumteil Zement und 4 Raumteilen Sand.

Die Deckengewölbe über dem Untergeschoß sind aus Traß-Zement-Bims-Beton hergestellt im Mischungsverhältnis von: 1 Raumteil Traß, 1 Raumteil Zement und 8 Raumteilen Bimskies mit Bimssand.

Die Fußböden im Obergeschoß sind, mit Ausnahme des Laboratoriums, mit Mosaikplatten

belegt, welche in Traß-Zementmörtel in der Zusammensetzung: 1 Raumteil Traß, 1 Raumteil Zement und 5 Raumteile Sand verlegt wurden. Im Laboratorium und Büro ist Linoleumfußboden auf Korkestrich verlegt.

Zu den inneren Putzarbeiten wurde Traß-Kalkmörtel in der Mischung: 1 Raumteil Traß, 1 Raumteil Kalkteig und 4 Raumteile Sand verwendet; die äußeren Ansichtsflächen des Gebäudes wurden mit Traß-Kalkmörtel in der Mischung: 1 Raumteil Traß, 1 Raumteil Kalkteig und 5 Raumteile Sand verputzt. Beim Außenputz wurde eine besonders schöne Wirkung dadurch

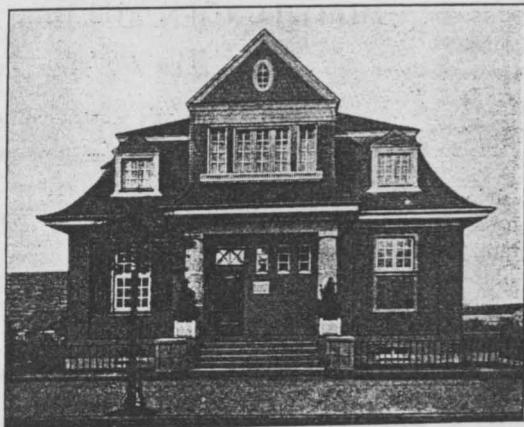


Fig. 4. Ansicht des Gebäudes.

erzielt, daß der fertige Putz, nachdem er etwa 24 Stunden aufgetragen war (also vor der Erhärtung), mit eisernen Linealen gekämmt wurde. Der grobkörnige Sand ergab, in Verbindung mit dem Traß-Kalkmörtel, nach dieser Bearbeitung eine gekörnelte Oberfläche, die genau wie Terranova-putz wirkt. Dieser Putz ist nach dem vollständigen Erhärten sehr widerstandsfähig; er ist porös und gestattet das nachträgliche Austrocknen der Mauern.

Die Bassins im Unter- und Obergeschoß zur Aufbewahrung der Proben unter Wasser und in feuchter Luft wurden aus Traß-Zement-Beton hergestellt und mit Traß-Zementmörtel wasserdicht verputzt. Die Wandungen sind sehr dünn, im Mischungsverhältnis: 1 Raumteil Traß, 1 Raumteil Zement und 3 Raumteile Sand hergestellt.

Zu allen Mörtelmischungen diente Rheinsand in dem Zustande, wie ihn der Bagger als Bausand liefert. Bei den Betonarten wurde, außer für die Fundamente, wo, wie erwähnt, Ziegelkleinschlag angewendet wurde, Rheinkies in der üblichen Zusammensetzung von kleinen und großen Stücken benutzt.

Der Grund für eine so umfangreiche Verwendung von Traß bei allen Mörtelmischungen

war der Gesichtspunkt, mit den fertiggestellten Arbeiten gleichzeitig zu zeigen, daß Traß, in richtiger Anwendung, für alle Bauverhältnisse, in Verbindung mit Kalk oder Zement, ein vorzügliches Mörtelmaterial darstellt. Zu den Betongewölben und den Wandungen der Bassins und den Estrichfußböden wurde Zementzusatz angewendet, um eine schnellere Anfangserhärtung zu erzielen, mit Rücksicht auf die Beschleunigung der Fertigstellung des Gebäudes.

Die Erfahrungen, die bei dem ganzen Bauwerk mit den verschiedenen Anwendungen des reinen Traß-Kalkmörtels auch des Traß-Zementmörtels gemacht wurden, sind im vollsten Umfange als vorzügliche zu bezeichnen.

Der bauausführenden Firma Kroth & Linz, Architekten in Andernach, gebührt volle Anerkennung für die große Sorgfalt und den guten Geschmack, mit welchen sie den Bau des Gebäudes gefördert hat.

EINIGE BEACHTENSWERTE MITTEILUNGEN AUS DER AMERIKANISCHEN PRAXIS.

Von Dipl.-Ing. l'Allemand (Berlin).

Berechnung und Kosten von Straßenbrücken aus Eisenbeton.

(Nach einem Aufsätze von A. N. Johnson in Eng. Record.)

Die Überschreitung der Kosten beim Baue von Straßenbrücken hat die beteiligten Kreise veranlaßt, sich an die Straßenkommission von Illinois zu wenden, welche Ratschläge betreffs der Straßen und Brücken erteilt und Projekte und Überwachungen von Bauten in die Hand nahm. Als Ursache der Kostenüberschreitung konnte in den meisten Fällen die mangelnde Aufsicht der Behörde gelten. Bisher konnte die genannte Kommission Entwürfe für 383 Brücken anfertigen und den Bau von 202 Brücken (darunter 137 aus Eisenbeton) zu Ende führen.

In der weitaus meisten Zahl der Fälle ging man bei Gründungen von Straßenbrücken auf den tragfähigen Baugrund. Selten nur verwendete man Pfahlgründung, noch seltener fand man Fels. Die übliche Type des Entwurfs war eine einfache Balkenbrücke von 2 Trägern, welche die Fahrbahn aufnahmen. Dadurch wurde das größte Abflußprofil freigegeben. Diese Grundform hat jedoch ihre Grenzen. Sie liegen bei einer Breite von 5,5 bis 6,0 m und einer Spannweite von 12 bis 18 m. Diese einfachen Balkenbrücken sind billiger wie Bogenbrücken, da geringere Widerlager und demnach weniger Beton verwendet werden. Demgegenüber tritt die schönere Form der Bogenbrücken zurück, da ein Hauptvorteil auch der geringe Einfluß eines eventuellen Nachgebens der Widerlager ist.

Die Berechnung erfolgte auf Grund von Formeln, die Prof. Talbot u. a. abgeleitet haben. In erster Linie wird die Spannung im Beton und Eisen und damit die Verhältniszahl der Armierung bestimmt. Die Spannungen, welche als zulässig erachtet werden, sind: 53 kg/cm² für Beton (60 Tage alt), 1125 kg/cm² für Eisen. Die

Armierung ist 1 v. H. Bei einer Balkenhöhe d , einer Breite b und einem gegebenen Moment M

berechnet sich $d = \sqrt{\frac{M}{136 \cdot b}}$. Bei Ausbildung

eines T-Querschnittes wird die Flanschstärke nicht geringer als 25 v. H. des Wertes d gemacht. Scherrisse werden durch Schlingen von U-Form vermieden, wenn die Schubfestigkeit 2,1 kg/cm² übersteigt. Der Eisenbedarf bestimmt sich wie folgt: Bei einer gesamten Schubkraft von $V = 90\,000$ kg nehmen die Eisen $0,6 V = 54\,000$ kg auf. Dies erfordert rund 80 cm² Eisen. Ist $d = 1,5$ m, so ist pro cm Balkenhöhe 0,54 cm² erforderlich. Hieraus kann auch die Entfernung der Schlingen bestimmt werden. Dieselbe Untersuchung erfolgt für einen Querschnitt mit geändertem Werte der Querkraft. Die Stärke des Steges der T-Balken sollte für horizontal wirkende Schubkräfte bestimmt werden, jedoch wird sie meist den Eisen entsprechend gewählt. Das Eigengewicht des Beton wurde mit 2300 kg/m³, das der Bruchsteine mit 1400 kg/m³, der Erde mit 1600 kg/m³ angenommen. Die Nutzlast betrug 630 kg/m². Die in Rechnung gestellte konzentrierte Einzellast war 24 t, wovon 16 t auf die rückwärtige und 8 t auf vordere Achse entfielen, deren Abstand 3,1 m betrug. Die Breite maß 3,7 m. Das Moment für Nutzlast und Einzellast wurde ermittelt und das ungünstigere beider mit dem durch Eigengewicht hervorgerufenen bestimmten das ausschlaggebende Moment für die Dimensionierung.

Die geltenden Bestimmungen sehen für Beton eine Mischung von 1:2½:4 vor, da 1:2½:5 nicht genügend Sicherheit bot. Des gefälligen Aussehens halber wird meist gleiche Korngröße genommen. Wegen der glatten Oberfläche muß die Schalung sorgfältig und der Beton mit genügend Mörtel

hergestellt sein, damit alle Hohlräume ausgefüllt werden. Daher muß das Verhältnis der Bestandteile mindestens 1:2:4 bis 1:3:6 sein. Der Zementzusatz wechselt mit der zu verwendenden Betonart. Bei Eisenbeton empfiehlt sich ein Mörtelvolumen von 60 v. H. der Hohlräume der Aggregates. Besonders sorgfältig hat das Einbringen des Betons um die Eiseneinlagen zu erfolgen. Die hierbei verwendeten Bestandteile sollen einen Durchmesser von 2,5 cm nicht überschreiten. Zur Verwendung gelangt meist Ransome-Eisen.

Die Schalung ist besonders aufmerksam herzustellen, da dies für das Erhärten des Beton von größtem Einfluß ist. Die Träger wiegen bei den üblichen Spannweiten 6 bis 7 t; demnach ist eine gute Stützung vorzuziehen, die bei größeren Balken auf Pfeilern ruht.

An Hand täglicher Zusammenstellung erfolgte die Kostenermittlung. Alle herangezogenen Bauwerke stammen aus dem Jahre 1909. Die eingangs erwähnten Kostenüberschreitungen haben ihren Grund teils in der mangelhaften Ausbildung der Vorarbeiter, teils in der schlechten Arbeitsüberwachung. Nicht selten wurden Stellen abgebrochen und wegen schlechten Materials wieder neu aufgeführt. Die Kosten betragen pro m³ des Betons an

Zement	12,90 bis 6,90 M,
Stein	17,70 - 7,20 "
Sand	8,10 " 1,80 "
Schotter	13,30 " 3,80 "
Eisen	16,90 " 4,40 "
Mischung	14,80 " 3,90 "
Aushub	21,30 " 1,20 "
Schalung	21,60 " 4,60 "

demnach im Durchschnitt 127 bis 34 M. Die großen Schwankungen der Preise erklären sich aus dem Wechsel der Gründungspreise, die leider nicht von den Kosten für den Überbau getrennt sind. Unterhalb eines Gesamtpreises von 50 bis 65 M war der Gewinn gering. Bei rund 40 Brücken, deren Gesamtkosten, wie oben angegeben, zwischen 34 und 127 M lagen, betrug der Durchschnittspreis 60 M.

Berücksichtigung des Eisenbetons in Bauordnungen amerikanischer Städte.

Ein Vergleich zwischen den Eisenbetonvorschriften von 25 der größten Städte der Vereinigten Staaten mit den von europäischen Ländern herausgegebenen Bestimmungen zeigt die Tatsache, daß selbst bedeutende Unterschiede zwischen den letzter Hand ausgegebenen und sorgfältig vorbereiteten Erlässen bestehen. Es ist selbstverständlich, daß die zahlreichen Versuche auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues zeitweise Änderungen in den bestehenden Vorschriften her-

beiführen. Trotzdem ist vor einer vorbehaltlosen Aufnahme jeder Einzelheit zu warnen. Eine Bauordnung sollte in einem Teile die bestehenden Berechnungsgrundlagen bringen und Neuerungen von Zeit zu Zeit als Anhang herausgeben. Letztere dürften aber erst nach allgemeiner Benachrichtigung und verantwortlicher amtlicher Prüfung aufgenommen werden. So könnten die Bauordnungen ohne Revision — New York gibt ein bezeichnendes Beispiel — auf wissenschaftlicher Höhe erhalten bleiben. Eine Reihe amerikanischer Städte, wie Boston, Washington, Los Angeles, Louisville u. a. sind den europäischen Staaten, wie der Schweiz, gefolgt und haben in ihren Bauordnungen dem armierten Beton die gebührende Stellung eingeräumt. Diesem Beispiel sollten aber alle größeren Städte, etwa mit über 25 000 Einwohnern, nachstreben. Auch bei den Vorschriften für Eisenbetonbauten sind gewisse Grundlagen von derart allgemeiner Natur, daß eine Umarbeitung bei Änderung der Bauordnung nicht in Frage kommt. Dies sind z. B. feststehende Grundsätze über Zement, Wasser, Sand, Mischung, Lage der Eisen usw. Andere Abschnitte dagegen sind noch voraussichtlichen Änderungen unterworfen. Hier zeigen sich auch bedeutende Abweichungen der einzelnen Erlasse, z. B. was den Wasserzusatz, die Eisensorte u. a. betrifft. Die zulässigen Spannungen werden trotz der heutigen Verschiedenheit allmählich übereinstimmende Festsetzungen erfahren. Die Spannungsgrenze für die Eisenbeanspruchung liegt meist bei 1100 kg/cm²; bei vorhandenem kohlenstoffreichen Material kann dieses mit 1400 kg/cm² beansprucht werden; dort ist hingegen eine Abminderung für weiches Material bis auf 1000, ja selbst 700 kg/cm² eingetreten. Vergleichsweise sind aber die Spannungen im Beton noch größeren Schwankungen unterworfen. Die Biegezugfestigkeit liegt bei 35–56 kg/cm², die reine Druckfestigkeit wechselt von 14–50 kg/cm² und noch unsicherer sind die Angaben für die zulässigen Schubspannungen. Das Verhältnis der Elastizitätszahlen beider Stoffe schwankt von 10 bis 18. Weit weniger kommt dieses Verhältnis für die Berechnung ger. Balken als für die reinem Druck ausgesetzten Tragwerke in Frage und gestaltet die Berechtigung letztgenannter Teile im höchsten Grade ungünstig. Fast alle Vorschriften verlangen Probelastungen; auf diese Weise kann schlechten Ausführungen entgegengetreten werden. Was die Größen der Probelastungen anbelangt, so wechseln sie bedeutend. Man findet Werte von dem einfachen Eigengewicht und einfacher Nutzlast bis zu dreifacher Nutzlast und dem doppelten Betrage von Eigengewicht und Nutzlast. Hierzu sei bemerkt, daß europäische Staaten als Probelastung meist das 1½fache von Eigengewicht und Nutzlast verlangen. Ausgenommen sind die französischen Bestimmungen, die sich mit

dem einfachen Werte der berechneten Nutzlast begnügen. Einzelne Vorschriften bestimmen die Größe der Durchbiegung als Gütemaßstab des Tragwerkes. Hier sind aber noch bedeutendere Unterschiede: $\frac{1}{1000}$ bei doppelter Belastung aus Eigengewicht und Nutzlast bis $\frac{1}{700}$ bei doppelter Nutzlast allein. Die Säulenberechnungen sind ebenfalls verschieden. Die ideale Forderung an eine Bauordnung ist demnach eine Festlegung aller möglichen, bei mangelhafter Berechnung eine Gefahr bildenden Punkte und die Angabe von zulässigen Beanspruchungen, die keine ungebührliche Abminderung der erfahrungsmäßig vorliegenden Festigkeitswerte bedeuten.

(Nach Eng. Record).

Der Feuerschutz in dem neuen Baugesetz von San Francisco.

Die wichtigsten Bestimmungen sind im folgenden auszugsweise angegeben.

Die Feuersicherheit schließt die Verwendung von Schindeldächern innerhalb eines noch größeren Umkreises als den der Feuergrenze (sie umfaßt das Geschäftsviertel) aus.

Innerhalb dieses Umkreises unterscheidet man:

1. Gebäude der Klasse A; sie bestehen aus feuersicherer Umkleidung des Eisengerippes. Die Mauern können aus Ziegeln, Bruchstein, Beton und Eisenbeton bestehen. Die Begrenzung der Höhe entfällt bei Unterfangung der Mauerlasten vom 3. Geschosse an. Gebäude mit tragenden Mauern können nur bis zu 26 m Höhe gebaut werden.
2. Gebäude der Klasse B bestehen aus Eisenbetongerippe. Zu Mauern können Ziegel, Bruchsteine und Eisenbeton verwendet werden. Die Höhe ist bis zu 31 m gestattet.
3. Gebäude der Klasse C bestehen aus einem inneren Gerippe von feuerfestem Material und Außenmauern aus Ziegeln, Bruchstein und Beton. Die Innenstützen können aus Holz, Eisen und Gußeisen sein. Bei Treppen mit Metallabdeckung ist die Höhe mit 26 m begrenzt; bei hölzerner oder fehlender Abdeckung ist die Höhe nur mit 17 m anzunehmen. Die erwähnten Klassen unterliegen keiner örtlich begrenzten Bewilligung. Die vorgeschriebenen nicht zu überschreitenden Höhen beziehen sich nicht auf Stiegen, Aufzüge, Wassertürme u. a., die bis 30 m die Dachhöhe überragen können, wenn ihre Breite nicht $\frac{1}{4}$ der Straßenfront des Gebäudes oder 93 qm Fläche überschreitet. Sie dürfen nicht zu Wohn- und Verkaufsräumen benutzt werden und müssen feuersicher abgedeckt sein. Sind die Außenmauern feuersicher, so können Gebäude der Klasse C auch aus Holzkonstruktion bestehen. Das Dach muß feuersicher gedeckt sein, etwa mit Metall, Schiefer, Ziegel, Terrakotta, Asbest mit Pappe u. s. f. Alle Dachteile müssen feuersicher gebaut sein, wenn sie sich 6 m über dem Dachboden erheben. Die Ausbildung der Einzelheiten

bei Klasse C ist wie bei den übrigen Klassen. Die Verwendung von Eisen oder Eisenbetonstützen in den Außenwänden bedingt deren Verwendung im Innern.

Theater müssen wie Klasse A vollständig feuersicher sein. Die Forderung schließt Gänge, Stiegen, Bühne usw. ein. Säle mit einem Fassungsraum von weniger als 400 Personen, sowie Schulen, Krankenhäuser, öffentliche Lokale mit weniger als 1000 dürfen nach Klasse C gebaut werden.

Hotels sind wie Gebäude der Klasse C zu bauen. Liegen sie außerhalb der Feuergrenzen und ist die Anzahl ihrer Bewohner kleiner als 100, so können sie bei einer Höhe von 3 Geschossen ganz aus Holz gebaut werden.

Hölzerne Vorhäuser können nicht bei Gebäuden der Klasse A und B, sondern nur von C angebaut werden. Ihre Höhe darf bis zum 4. Stockwerk reichen. Sie können zu Räumen abgeteilt sein, doch soll die Höhe der Scheidewände nicht 2,1 m, die Größe nicht 4,6 qm überschreiten. Die Verwendung soll nur für Aborte dienen. Die Abdeckung kann Zink- oder Wellblech sein.

Feuersichere Abschlüsse bei Stiegenhäusern und Aufzügen werden nur bei Gebäuden von über 1160 qm Grundfläche gefordert. Sie können bei Gebäuden von Klasse C aus Holz bestehen, wenn sie abgeschlossen sind. Offene und nicht feuersicher abgeschlossene Aufzüge können in den Klassen A und B verwendet werden: bei C nur dann, wenn sie in Treppenöffnungen liegen, die feuersicher abgeschlossen sind. Durchsetzen offene Aufzüge nicht die Decke des ersten Stockes, so können sie überall verwendet werden. Offene Aufzüge in Warenhäusern müssen ihre Öffnungen in jedem Stockwerke feuersicher ummantelt haben. Aufzüge, welche durch alle Etagen gehen, müssen, mit Ausnahme der Gebäude von Klasse A und B, mit feuersicheren Wänden umgeben sein. Der Abschluß hat durch eine Tür zu erfolgen, die nur Drahtglas enthalten darf.

Hölzerne Dächer sind bis zu einer Fläche von 140 qm und 4,6 m Höhe erlaubt. Dächer aus nicht vollkommen feuersicherem Material müssen Wellblech- oder Metalldeckung erhalten.

Die Fußbodenfläche ist bei Gebäuden der Klasse A und B nicht begrenzt. In Gebäuden der Klasse C ist als Grenze 930 qm angegeben. Ist die Höhe als Etagenhöhe begrenzt, so können Gebäude der Klasse C, wenn sie als Warenhäuser benutzt werden, bis 1800 qm Fläche aufweisen. Das Vorhandensein von Löscharparaten ermöglicht noch eine Erhöhung um 50 v. H. Dachräume können behufs Hemmung des Fortschreitens von Schadenfeuern geteilt werden. Die Größe der Räume ist mit 230 qm festgelegt.

Feuerlöschrequisiten sind bei Theatern in jedem Stockwerk des Zuschauerraumes und der

Bühne aufzustellen. Die Betätigung erfolgt durch Pumpen und Hydranten außerhalb des Gebäudes. Kleinere Apparate sind in Garderoben, Gängen usw. bereitzuhalten. Hydranten sind bei Gebäuden von über 4 Stockwerken nötig. Sie sind bei Höhen von über 18 m auch im Innern vorzusehen.

Feuersichere Türabschlüsse sind in allen Gebäuden anzubringen, wo Verbindungen mit angrenzenden Häusern stattfinden. Ausgenommen sind hiervon Gebäude mit tragender Rippenkonstruktion. Fenster in Höfen, die weniger als 9 m

von anderen Gebäuden entfernt liegen, sowie alle Maueröffnungen in Fabriksgebäuden über doppelter Stockwerkshöhe müssen feuersicher abgeschlossen sein.

Schornsteine werden nur erlaubt, wenn eine amtliche Genehmigung vorliegt, sonst müssen sie umgebaut werden. Mit Terrakotta ausgekleidete Schornsteine sowie solche aus Beton sind allein gestattet. Einschränkende Bestimmungen liegen auch über den Verkauf und die Lagerung von feuergefährlichen Gegenständen vor.

(Nach Eng. Record).

LITERATURSCHAU.

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

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

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

33. Generalversammlung des „Vereins Deutscher Portlandzement-Fabrikanten.“ Die 13. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins. Berichte. Dtsche Bauztg. Mitt. Zem. 1910. Nr. 5 u. 6.

La temperature di cottura più favorevoli per il cemento Portland. Il Cemento 1910. Nr. 2. s. L. Dez. 1909. I, 1. S. 528.

Wasserdichter Beton, erzielt durch Zusatz von Weiß- und Wasserkalk. Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 19.

Die Vorzüge des hydraulischen Kalkes werden als recht unsicher hingestellt. s. L. Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 25. s. L. März 1910. I, 1. S. 131.

Le phénomène du durcissement des liants hydrauliques calcaires. Der bekannte Vortrag von Dr. W. Michaëlis d. Ä., mit Bemerkungen der Schriftleitung. Le Ciment 1910. Nr. 12; 1910. Nr. 1 u. 2. s. L. Dez. 1909. I, 2 S. 528.

Die Verwendung von Eisenflechtwerk zur Zugbewehrung von Betondecken. Die Firma Schüchtermann & Kremer, Dr. Aug. Sachs und Rgbmst. Winterer wenden sich in treffenden Bemerkungen gegen eine abfällige Kritik des Streckmetalls durch Stadbrt. Steinberger. Dtsche Bauztg. Mitt. Z. 1909. Nr. 26; 1910. Nr. 2 u. 3.

Eisen und Stahl. Von Dipl.-Ing. K. Memmler. Eröffnung einer Aufsatzreihe über die technologischen Eigenschaften des Eisens soweit deren Kenntnis für den Eisenbetonfachmann erforderlich erscheint. Unterscheidungsmerkmale von Flußeisen und Flußstahl sowie Schweißisen und Schweißstahl. Zement und Beton 1910. Nr. 10.

2. Prüfung und Untersuchung.

Die Eigenschaften deutscher Portlandzemente. Von H. Burchartz. Die Ergebnisse der Prüfungen deutscher Portlandzemente (und einiger „belgischer Zemente“) sind in Tabellen und Schaubildern übersichtlich und lehrreich zusammengestellt. Wertvoll ist auch die Angabe der Mittelwerte, sowie der Größe und der Häufigkeit der Abweichungen vom Mittel, ebenfalls in Tabellen und Schaubildern (Wahrscheinlichkeitskurven!) Mitt. Materialprüfungsamt Gr.-Lichterfelde. 1910. Nr. 1.

Influence de la finesse de mouture sur les propriétés du ciment Portland. Von R. Meade. Revue mat. constr. trav. publ. 1910. Nr. 1. s. L. Aug. 1909. I, 1. S. 324.

Du meilleur procédé pour déterminer le commencement et la durée de la prise. H. Laborbe gibt Beispiele für die Genauigkeit seines Verfahrens. Le Ciment 1910. Nr. 1 s. L. Febr. 1910. I, 2 S. 99.

Unrichtiges Mischungsverhältnis. Bemerkungen hierzu von Geh. Baurat Haubenschmied mit Bezug auf Bauten in Südbayern. Entgegnung van der Kloes'. Zement und Beton 1910. Heft 7 und 8. s. L. März 1910. I, 2. S. 131.

Aufzeichnungen über Beton im Meerwasser. Von Prof. van der Kloes. Gegenüber A. Poulsen ist Verfasser der Ansicht, daß die Zerstörung von Mörtelproben in Meerwasser in dessen Chemismus gelegen und daß der Frost nur ein nebensächlicher Umstand gewesen sein muß. Weiter sucht Verf. den Grund für die schlechte Bewehrung von Puzzolanmörtel im Meerwasser darin, daß die Puzzolanerde in Italien nie gemahlen, also in sehr ungleichmäßiger Körnung verarbeitet wird. Feingemahlener Traß hat sich

gut bewährt. Weiße Krusten und „Betontulipen“ lassen auf zuviel Kalk schließen. Beton und Eisen 1910. Nr. 3.

The Influence of Seawater on Cement and Concrete. Besprechung der skandinavischen und deutschen Versuche mit Beton im Meerwasser. s. L. März 1910; I, 2. S. 132. Concr. and Constr.-Engg. 1910. Nr. 1 S. 23. Mit Abb.

Eisenbeton am Meere. Von Prof. Möller. Ausführliche Mitteilungen über angestellte Versuche und ihre Ergebnisse nebst Abb. Zement u. Beton 1910. Nr. 9. s. auch L. Januar 1910. I 2. S. 41. Ferner L. Februar 1910. I 2. S. 100: Le Ciment dans l'eau de mer.

Le laboratoire d'essais du conservatoire national des arts et métiers. Auszug aus dem Bericht über die Tätigkeit der gen. Versuchsanstalt i. J. 1908. Revue mat. constr. trav. publ. 1910. Nr. 12.

Betonzerstörung durch Schwefelwasserstoffgas. Von Dr. Stephan. Chemische Betrachtungen; als Schutzmittel wird gut aufgetragener Teeranstrich empfohlen. Beton und Eisen 1910. Nr. 1. S. hierzu auch ebenda Fragekasten. S. 24/25.

Betonprüfungen im Kgl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde. Einrichtung der Anstalt, Beschreibung und Abb. der Prüfungsmaschinen. Beton und Eisen. 1910. Nr. 1.

Le 5^e Congrès int. pour l'essai des matériaux de construction de Copenhague, Von E. Leduc. Bericht über den 5. Materialprüfungs-Kongreß. Bemerkungen allgemeiner Art über Teilnahme, Eröffnung, Leitung und Verhandlungen des Kongresses, die auch für uns Deutsche mancherlei Interessantes und Lehrreiches bieten. Revue mat. constr. trav. publ. 1909. Nr. 12.

Baustoffe und Prüfungszeugnisse. Verfasser mahnt zur Vorsicht gegenüber den Prüfungszeugnissen, vor allem dann, wenn der zu prüfende Baustoff nicht vom Amte dem Handel entnommen, sondern eingereicht wurde, da er in solchem Falle oft nur ein „Prüfungsbaustoff“ ist. Tonind. Ztg. 1910. Nr. 24.

3. Wirtschaftliches.

Etat de l'industrie du ciment aux Etats-Unis. Nach Cement Age. — Importation du ciment au Japon. Nach einem Konsularbericht. Le Ciment 1910. Nr. 1.

Die deutsche Zementindustrie 1909. Kurzer Überblick über die wirtschaftlichen Verhältnisse in der deutschen Zementfabrikation im Jahre 1909. Beton-Zeitung 1910. Nr. 6.

Die wirtschaftliche Bedeutung und Lage der Betonbauindustrie, unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse zu anderen Industrien. Von Dr. Kubatz. Verfasser erörtert die Stellung des Betonbaugewerbes

zur Eisen- und zur Zementindustrie; er erhofft vom Betonbau eine Hebung des Ansehens des ganzen Baugewerbes. Warum das Baugewerbe dadurch, daß es in Beton baut, zur Industrie werden soll, ist nicht recht klar. Beton und Eisen 1910. Nr. 3.

II. Theorie.

Die Ermittlung der Zentralellipse von Kreisbogen, -ausschnitt und -abschnitt durch Zeichnung. Von Ing. Hartmann, Konstantinopel. Schweiz. Bztg. 1910. Nr. 9.

Standard Notation for Calculations in Reinforced Concrete Work. Um das Lesen von Formeln für Eisenbetonberechnungen zu erleichtern, werden für England allgemein anzuwendende Bezeichnungen vorgeschlagen, meist die Anfangsbuchstaben. Concr. and Constr. Engg. 1910. Nr. 1. S. 30.

Rechenverfahren bei Eisenbetonkonstruktionen. Ableitung von Formeln zur Berechnung der Nutzhöhe von Plattenbalken aus dem Moment und den zulässigen Spannungen für alle möglichen Arten der Balkenlagerung, auch für die Fälle, daß die Nulllinie außerhalb der Platte fällt, und daß eine obere Eiseneinlage notwendig wird. Auswertung der gebräuchlichsten Formeln in Tabellen. Mit Beispielen. Beton und Eisen 1910. Nr. 3.

Gleichungen über die Lage der Nulllinie in Querschnitten gerader Stäbe. Von Duwe. Formeln für den Fall eines beliebigen Querschnitts bei beliebiger Beanspruchung durch Längskräfte und Biegemomente. Z. Arch. Ing. Wesen 1910. Nr. 2.

Zur Theorie des querverstärkten Betons. Von Prof. Dr.-Ing. Saliger. Ableitung der Eigenschaften querverstärkter Druckkörper durch Rechnung, die nach Prof. Saliger in Übereinstimmung mit den bekannten Versuchen Talbots stehen (vgl. damit die gegenteilige Ansicht nach L. März 1910 S. 133). Ergebnis der theoretischen Untersuchungen: Die Längsbewehrung in einem umschürten Betonkörper ist von geringem Wert für die Erhöhung der Bruchgrenze; die gleichzeitige Anordnung einer Längs- und Querverstärkung ist demnach wenig zweckmäßig. — Ableitung von Formeln über die Bruchfestigkeit querverstärkter Druckkörper bei beiderlei Bewehrung. — Versuche mit unrichtig proportionierter Eisenumschnürung sind für die Erforschung des Materials als wertlos zu bezeichnen. — Der Einfluß gerader Querstäbe ist derselbe, wie der einer Umschnürung von gleichem Gewicht. Mit Beispielen. Eisenbeton 1910. Nr. 4. — s. auch V, 1.

Über die Anordnung von Kopfstreben bei Steifrahmen. Verfasser untersucht den Einfluß des Verhältnisses: Kopfstrebenhöhe zur Säulenhöhe auf das Einspannungsmoment am

Säulenfüße und stellt das Ergebnis im Schaubild dar. Östr. Woch. öfl. Baud. 1910. Nr. 8.

Beitrag zur Elastizitätstheorie der Stützliniengewölbe. Von Dipl.-Ing. Marcus. Das Verfahren gestattet, für den symmetrischen Bogen mit lotrechter Belastung auf analytischem Wege die unmittelbare Bestimmung der Gewölbeform und die Auflösung der Elastizitätsgleichungen und führt zu einer übersichtlichen Darstellung des Zusammenhanges zwischen Bogenform und Horizontalschub. Eisenbeton 1910. Nr. 4.

Berechnung von sechsfach statisch unbestimmten Gewölben. Von W. Schachenmeier. Berücksichtigung des Zusammenhanges der einzelnen Gewölbestreifen nach der Tiefe führt zu umfangreichen Formeln und Integralen. Z. f. Arch. Ing. Wesen 1910. Nr. 2.

Beitrag zur graphostatischen Behandlung kontinuierlicher Träger. Von B. Löser. Rechnerische Ermittlung der Grundlagen für die zeichnerische Bestimmung der Biegemomente durchgehender Träger und zwar für beliebige Belastungsfälle. Tabelle der Ergebnisse. Beton und Eisen 1910. Nr. 1.

Ermittlung der Momente von kontinuierlichen Eisenbetonplatten. Von A. Burghardt. Für ungleiche Stützweiten; sehr überschlägig, nur für ganz rohe Rechnungen brauchbar. Beton und Eisen 1910. Nr. 3.

Die Festigkeit von Schachtausmauerungen aus Beton und Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Elwitz. Umrechnung der üblichen Mauerstärken in Ziegeln auf Beton und Eisenbeton für verschiedene Fälle. Deutsche Bztg. Mitt. Zem. 1910. Nr. 4.

Zylindrische Behälter unter der Wirkung inneren oder äußeren Überdruckes. Von Reg.-Bmstr. Hell, Breslau. In der Erde ausgeführte Flüssigkeitsbehälter stehen unter innerem oder äußerem Überdruck, je nachdem sie voll oder leer sind. Dementsprechend ändert sich die Beanspruchung in der Zylinderwand. Bei größerer Stärke der Wandung kann die Spannungsverteilung in einer wagerechten Wandfuge nicht als gleichmäßig angesehen werden. Verfasser leitet einfache Formeln ab, nach denen man ohne langwierige Rechnung die Behälterwandstärke mit oder ohne Eisenarmierung bestimmen kann. Der mit der Tiefe wachsende Überdruck wird schichtenweise als gleichmäßig angenommen. Eisenbeton 1910. Nr. 3.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Eisenbeton-Ausschuß. (Österr. Ing.- und Arch.-V.) Arbeitsprogramm, Ergebnis der bisherigen Versuche, Höhe und Bestreitung der Kosten. Z. Österr. Ing. Arch.-V. 1910. Nr. 4.

Riassunto delle prove effettuate nel laboratorio della Scuola nazionale di ponti e strade di Parigi dal prof. Mesnager sulle barre ondulate Johnson. Versuche über den Gleitwiderstand von runden und von Johnson-Eisen; erstere ergaben rd. 35, letztere rd. 54 kg/qcm der Berührungsfläche. Il Cemento 1910. Nr. 1.

Essais comparatifs de poutres en béton, armées de barres rondes lisses et de barres carrées crénelées. Beschreibung und Ergebnisse. Ce ciment armé 10. Nr. 1. s. L. Febr. 1910. III. S. 102.

Vergleichende Festigkeitsversuche an Körpern aus Zementmörtel. Von Prof. Grübler, Dresden. Die Versuche an Hohlzylindern aus Zementmörtel ergeben Werte für die Zugfestigkeit, die mit den Werten aus Zerreißversuchen an Achterformen und mit denen aus Biegeversuchen an Prismen gut übereinstimmen. Dagegen liefern die Zugversuche an Prismen nur etwa halb so große Festigkeit. Die Berücksichtigung der Veränderlichkeit des Elastizitätsmoduls mit der Spannung hat auf die Berechnung der Zugfestigkeit aus den Versuchen an den Hohlzylindern keinen wesentlichen Einfluß. Z. d. V. deutscher Ing. 1909. Nr. 52.

Der Einfluß von Löchern oder Schlitzen in der Neutralschicht gebogener Balken auf ihre Tragfähigkeit. Von Dr.-Ing. Pfeleiderer. Rechnerisch und durch Versuche wird nachgewiesen, daß die genannte Anordnung sich als sehr nachteilig erweist. Die bisher übliche Rechnungsweise ist nicht zutreffend. Z. d. V. deutscher Ing. 1910. Nr. 9.

Druckversuche in Buenos Aires. Von Regbmstr. Luft. Messung des Getreidedruckes auf die Silowände mit Hilfe eines Manometers, das in die Zellenwand eingebaut war. Abbildung von Kurven über die Veränderlichkeit des Druckes mit der Schütthöhe und über seine Größe. Der Druck geht etwas zurück, wenn das Getreide einige Zeit steht, und wenn es wieder abläuft. Bemerkungen über fehlerhafte frühere Versuche. Ein lezenswerter Aufsatz mit Abb. Beton und Eisen. 1910. Nr. 3.

Witheys Versuche mit Säulen aus Betoneisen. Mitteilung der Ergebnisse und Besprechung. Von Dr. v. Thullie. Österr. Woch. öffentl. Baud. 1910. Nr. 7.

Neue Säulenversuche. Von Alfred Berlowitz. Mit Abb. Bericht über das Ergebnis von Bruchversuchen mit Eisenbetonstützen verschiedener Querarmierung. Die mit zusammengeschweißten Flacheisenringen armierten Säulen ergeben bei weitem höhere Festigkeit als die mit Rundeisenbügeln, bezw. horizontalen Blechen oder Rundeisenrosten bewehrten. Verfasser erwartet von der Vervollkommnung der Schweißtechnik die Wirtschaftlichkeit der Verwendung von ring-

armierten gegenüber den längsarmierten Säulen. Eisenbeton. 1910. Nr. 4.

Feuerbeständigkeit der Baumaterialien. Bericht über Versuche des Amerikaners R. L. Humphrey und des Kapitäns Grüt in Kopenhagen. Beton-Ztg. 1910. Nr. 5.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

Die neuen Vorschriften für Eisenbetontragwerke in Österreich und in der Schweiz. Von Hofrat Prof. Dr. M. v. Thullie. Vergleichende kritische Betrachtungen über die neuen Schweizer Vorschriften, die vom österreichischen Betonverein aufgestellten Leitsätze, sowie die preuß. und österreichischen amtlichen Bestimmungen. — s. auch L. Januar 1910. IV. S. 42. — Zement und Beton 1910. Nr. 9.

Circulaire ministérielle du 9 nov. 1909, relative aux fournitures de ciments et chaux hydrauliques. Runderlaß über die Lieferung und Prüfung von hydraulischem Kalk zu Bauten, die nicht mit Seewasser in Berührung kommen. Le Ciment 1909. Nr. 12.

Nouvelles règles allemandes pour l'uniformisation de la fourniture et de l'essai du ciment Portland. Kurzer Auszug aus den neuen deutschen Normen, nach dem Vortrag von Prof. Gary in Kopenhagen. Le Ciment 1910. Nr. 1.

Eine Kritik der bestehenden Vorschriften für Eisenbetontragwerke. Von Dr.-Ing. Probst. In ausführlicher Weise werden die wichtigsten Bestimmungen der Vorschriften von Deutschland, der Schweiz, Österreich, Frankreich und New York besprochen. Armiertes Beton 1910. Heft 2. Eisenbeton 1910. Nr. 3.

Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und die Beanspruchung der Baustoffe, sowie die Berechnungsgrundlagen für die statische Untersuchung von Hochbauten, erlassen vom preuß. Minister der öffentlichen Arbeiten. Zentralbl. d. Bauverw. 1910. Nr. 16.

V. Ausführungen.

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

Le transport du mortier à grand distance, dans des tubes de petit diamètre, au moyen de l'air comprimé. Förderung von Beton mit Preßluft von 3,5 Atm. auf 120 m Entfernung in Röhren von 10 cm Durchmesser, kostet etwa 0,52 M/cbm. Beschreibung der Einrichtung bei den Versuchen von Buzzel & Larkin, nach Eng. News 1909, 25. Nov. Die Anlage würde vor-

aussichtlich auch ausgereicht haben, um den Beton auf etwa 30 m zu heben. Génie civil 1910. Nr. 14.

Eine Schotterwäsche. Beschreibung einer einfachen Anlage mit Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 1.

Fabrication mécanique des blocs creux en mortier de ciment. Kurze Beschreibung und Abb. einer Hohlsteinmaschine, sowie ihrer Benutzung. Le Ciment 1909. Nr. 12.

L'avenir du béton non armé. N. de Tédesco will in einer Reihe von Aufsätzen einige Verwendungsmöglichkeiten des unbewehrten Betons dartun und zur Besprechung dieser Frage anregen. Er behandelt zunächst die rechnerische Tragfähigkeit einer unbewehrten Betonplatte, unter Berücksichtigung des verschiedenen Dehnungsmaßes für Zug und Druck. Le Ciment 1910. Nr. 1.

Riesenpresse für Zementsteine. Kurze Mitteilung mit Abb. über eine amerikanische Maschine mit einer Arbeitsleistung von 40 000 Zementsteinen in 10 Stunden. — Werkstücke aus Kunststein. Beschreibung der Herstellung eines aus Eisenbeton bestehenden Hauptsimses für monumentale Bauten. Mit Abb. — Betonblockbauten. Einige Angaben über Herstellung und Verwendung von Betonhohlblöcken zum Wohnhausbau in Amerika und in der Umgebung Berlins. Mit Abb. — Karborundum-Zementplatten. Platten mit Deckschicht von Zementmörtel und Karborundumkristallen haben sich bei einem Versuch auf den Bahnhöfen der Pariser Untergrundbahn gut bewährt. — Form für Betonbalken. Mit Abb. Zement und Beton 1910. Nr. 8.

Trennmauer in Eisenbeton. Von H. Becher. Mit Abb. und stat. Berechnung. Zur Schalldämpfung gegen das Nachbargrundstück wurde im Depot der Berliner Motoromnibusgesellschaft eine 18 m hohe Eisenbetonmauer errichtet. Eine vertikale, 0,10 m starke Platte ist in je 5 m Abstand durch Rippen gestützt, die im unteren Teile zu Rahmen ausgebildet sind. Eisenbeton 1910. Nr. 4.

Vorrichtung zur Herstellung von Zementrohren. Angaben über neuere maschinelle Vorrichtung zur Herstellung armierter Rohre. Beton-Ztg. 1910. Nr. 6.

Zementbetonröhren. Von Fr. Wendt. Das Kgl. Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde hat Versuche mit Zementrohren vorgenommen, die nach 11 verschiedenen Arbeitsverfahren hergestellt worden sind. Diese werden kurz angegeben, ebenso die in jedem Falle erzielte Bruchfestigkeit der Röhren. Zement und Beton 1910. Heft 8.

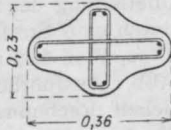
The Economy of Plain and Reinforced Concrete Columns. Unter Zugrundelegung der New Yorker Bauvorschriften wird rechnerisch nachgewiesen, daß Betonsäulen ohne Einlage

teurer sind, als solche mit Eisenbewehrung, besonders im Hausbau bei gleicher Tragfähigkeit. Eng. Rec. 1910. Nr. 2. S. 43.

Umschnürter Beton. Verfasser beschreibt das System Abramoff-Magid, bei dem die Umschnürung nicht um den ganzen Querschnitt herum, sondern immer nur zwischen je 2 Eisen verläuft. Eine höhere Beanspruchung wird für umschnürten Beton in verschiedenen Ländern schon zugelassen. Deutsche Bauztg. Mitt. Z. 1910. Nr. 2. — Zu dieser Frage s. a. Dingl. pol. Journ. 1910. Nr. 8. — Il Cemento 1910. Nr. 1. — Beton und Eisen 1910. Nr. 1. — s. a. II.

Lampenmasten aus Kunststein. Beschreibung von Lichtmasten aus Eisenbeton für den Lincoln-Park in Chicago. Mit Abb. Zement und Beton 1910. Nr. 8. — Le béton artistique. Le Ciment 1910. Nr. 1.

Poteaux en ciment armé, de la Società Bresciana Cementi e Costruzione. Masten für die elektrischen Leitungen einer Straßenbahn, mit vollem, kreuzähnlichem Querschnitt. 6,20 m freie Höhe, 1,30 m Gründungstiefe. s. Abb. Le Génie civil 1910. Nr. 11. Mit Abb.



Ein neuer Eisenbetonmast. Saxonia-Mast der Fa. Wollé, Leipzig, rechteckigen Querschnitts, mit Durchbrechungen im oberen Teile, die das Gewicht und die Windangriffsfläche vermindern und ein Besteigen erleichtern. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 3.

Betonpfähle mit Fußverbreiterung. Verfahren nach H. Abott. Nachdem die Pfahlspitze, ähnlich wie bei den Verfahren Simplex u. Strauß, außerhalb des Eisenrohres mit Beton gestampft ist, wird der Treibpfahl nochmals in sie hineingetrieben, so daß der Beton seitlich ausweicht und so eine Fußverbreiterung schafft. Der durch den Pfahl geschaffene Hohlraum im Beton wird dann wieder ausgefüllt und das Verfahren, wenn nötig, nochmals wiederholt. Diese Bauweise stellt für weichen Boden eine ganz ausgezeichnete Verbesserung dar. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 3.

A Reinforced Concrete Church Organ. Orgel aus Eisenbeton gibt besonders klangvollen Ton, ausgeführt in New Jersey, allgemeine Angaben mit Abb. Cement Age 1910. Nr. 1. S. 13.

Möbel aus armiertem Beton. In einem physikalisch-chemischen Laboratorium hat man einen Tisch und einen Wandschrank aus Eisenbeton hergestellt. Betonzeitung 1910. Nr. 5.

2. Ausführungen im Hochbau.

Rippenfundamente in Eisenbeton für große Stützenlasten. Von Dipl.-Ing. Bachner. Säulen mit 290 t Belastung waren so zu gründen,

daß der Bodendruck 1,25 kg/qcm nicht überschreitet. Fundamentplatten mit oberliegenden, gekreuzten Rippen. Erläuterungen mit Abbild. Beton und Eisen 1910. Nr. 3.

Die Gründung der neuen Rheinspeicher am Agrippina-Ufer der Stadt Cöln mit Streckmetall-umschnürten Eisenbetonpfählen. Von Ingenieur Reinken, Kiel. Pfähle 35 x 35 cm, Einlage 4 Ø 18 mm, alle 25 cm durch Bügel zusammengehalten und mit Streckmetall umschnürt, sollen 60 t tragen. Pfahlspitze aus Gußeisen. Von 1000 Stück 6 m langen Pfählen brachen beim Rammen in dem aus sehr grobem Rheinkies bestehenden, mit großen Steinen durchsetzten Baugrund nur 3, während an einer anderen Stelle das Rammen nichtumschnürter Pfähle überhaupt mißlungen war. Beton 1 Zement : 3 Rheinkies. Die Speicher selbst zeigen die übliche Bauweise. Nutzlast der Decken von 400—2000 kg/qm. Einzelheiten mit Abb. Dtsch. Bztg Mitt. Zem. 1910. Nr. 4 und 5.

Aussichtsturm aus Eisenbeton auf dem Schönberg bei Pfullingen. Von Dipl.-Ing. Zipkes. 2 Türme von rund 3 m mittl. Durchmesser und 26 m Höhe in 6,5 m Entfernung nebeneinander, oben durch eine überdachte Galerie, unten durch eine Schutzhütte verbunden. Die Umfassung besteht aus einer 10 cm starken Platte mit innenliegenden Rippen. Einzelheiten mit guten Abb. Dtsch. Bztg. Mitt. Zem. 1910. Nr. 2.

Bismarckturm in Glauchau. Höhe 45 m, mit zylindrischem Wasserbehälter in seinem oberen Teile. Der Behälter besteht aus Eisenblech, hat außen und innen eine 5 cm starke Betonumkleidung, eine Höhe von 9 m und einen Durchmesser von 5,1 m. Die ihn tragende Decke ist über 7,6 m Lichtweite gespannt und mit im ganzen rund 12000 kg/qm gleichmäßig belastet. Sie besteht aus einer Platte von 19 cm (9 Ø 12 mm) und Plattenbalken in 1,26 m Abstand von 1,60 m Höhe mit 10 Ø 32 mm Eiseneinlage. Wand des Turmes aus Beton, im oberen Teile aus Ziegelmauerwerk. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 3.

Schießstandsanlagen in Eisenbetonkonstruktion in Holtenau bei Kiel. Von Ing. Gaugusch. Einfache leichte Wände mit kleinen Pfeilern aller 3 m, 3,25 bis 5,25 m hoch. Berechnung und Bemessung. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 1.

Reinforced Concrete Football Stand at Bradford. Zahlreiche Einzelheiten der Eisenbetonfachwerk hergestellten Tribüne von 100 m Länge und von 4 bis 8,2 m Breite. Abb. mit kurzer Erklärung. Concr. and Constr. Eng. 1910. Nr. 1. S. 21.

Fahrzeugdepot „Persiusstraße“, Berlin. Die Binder der eingeschossigen, zum Teil allerdings unterkellerten Hallen sind Zweigelenkrahmen, deren Säulen gelenkartig auf Betonkappen

mit Bleiunterlage aufgesetzt sind. Spannweite der Binder 9 und 10 m, sie stehen aller 8 und 7,5 m. In den Dehnungsfugen, etwa alle 30 m, Lagerung der Längsbalken auf Gleitlager mit Hilfe eingestampfter U-Eisen. Überdeckung der Fugen mit Zinkwulsten. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 3.

Bahnsteigdächer aus Eisenbeton. Ausführung im Jahre 1907 auf Bahnhof Sonneberg (S.-M.). Ein- und zweistielige Dächer, freistehend und im Anschluß an das Empfangsgebäude. Dachplatte 6 und 7 cm, Stützweite 2,4 und 3 m, Entfernung der Stützen 9 m. Breite des zweistieligen Daches 14,5 m, des einstieligen 11,5 m. Dehnungsfugen alle 27 m. Säulen oben 40/40 cm, unten 50/50 cm. Die Kragträger und oberen Teile der Rahmen liegen zum Teile über der Platte so daß die Ansicht von unten her gefälliger wird. Einzelheiten, Berechnungen. Mit Abb. Dtsche Bztg. Mitt. Zem. 1910. Nr. 1.

Schachtgebäude mit Erzbehälter. Beschreibung der in Roncourt bei St. Privat errichteten, aus Schachtgebäude, Verwaltungsgebäude und Erzbehälter bestehenden Anlage, bei welcher Eisenbeton in weitgehendstem Maße angewendet wurde. Mit Abb. und statischer Berechnung. Von Interesse ist der Boden des Erzbehälters, der für eine Nutzlast von 12000 kg/qm, angeblich der größten bisher in Rechnung gestellten, berechnet ist. Zement und Beton 1910. Nr. 9 und 10.

A New Type of Reinforced Concrete Construction. 7 Stock hohes Geschäftsgebäude. Zahlreiche Einzelheiten besonders über die Säulenordnung. Mit Abb. Eng. Rec. 1910. Nr. 4. S. 103. — Eng. News 1910. Nr. 4. S. 108.

Costruzione di un grandioso stabilimento per Jutificio in Spezia. Beschreibung umfangreicher Fabrikgebäude mit Eisenbetonsäulen und -decken, leider ohne zeichnerische Darstellung. Ein 50 m hoher Schornstein ruht auf einer achteckigen Rippenplatte von 15 m äußerem Durchmesser. Hierzu 1 Abb. Il Cemento 1910. Nr. 2.

Neubau der Sektkellerei Burgeff & Co. in Hochheim a. M. Drei Keller übereinander. Nutzlast jeder Decke 2000 kg/qm, dazu noch für die oberste Decke die Last einer 30 cm starken Erdauffüllung. Säulenentfernung $4,55 \times 5,00$ m, Säulenstärke oben 65/65 cm, unten 100/100 cm. Dtsch. Bztg. Mitt. Zem. 1910. Nr. 3.

Das Bootsmagazin auf der Kaiserl. Werft zu Danzig. Nachträgliche Bemerkungen zum genannten Bau von Rgbmstr. Neumann über die nachträgliche Befestigung von Maschinenteilen an Eisenbetonteilen, über die günstigste Form und Stützung, sowie über eine etwaige Verankerung großer Hallenbinder und über das geeignetste Kiesmaterial zum Eisenbetonbau im

Osten Deutschlands. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. s. L. Febr. 1910. V, 2. S. 103.

L'habitation humaine et les mouvements sismiques; Ciment armé et pâte de bois. Für Erdbebengebiete wird als Baustoff Zellulose empfohlen, die neben ihrer Festigkeit den Vorteil großer Leichtigkeit und Elastizität besitzt. Sie soll sich nicht teurer stellen als Mauerwerk. Revue mat. constr. publ. 1910. Nr. 1.

A propos des tremblements de terre. In einem Buche macht Abbé Moreux u. a. auf den Nachteil schwerer Dachdeckungen aufmerksam, die die Mauern stark beanspruchen. Er empfiehlt für Erdbebengebiete Ruberoid. Revue mat. constr. publ. 1909. Nr. 12.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Dreigelenkbogenbrücke in Eisenbeton über die Schöneberger Straße in Gaarden. Überleitung des Fußverkehrs zwischen den beiden, durch eine Straße getrennten Werftteilen. L. W. 27 m, Pfeil 5,05 m, Breite 2 m. Einzelheiten mit Abb. Ausführliche Mitteilung des selbstverständlichen Rechnungsganges. Beton und Eisen 1910. Nr. 3.

Le pont central à St.-Claude. Straßenbrücke in Eisenbeton über die Bienne in Saint-Claude. Lichtweite des Bogens: stromauf 64 m, stromab 65,70 m; Stich 1:12. Stärke des Gewölbes auf die ganze Länge nur 0,50 m, Breite 4 m. Die vollen Stirnmauern und eine mittlere Längswand erstrecken sich auch über die Widerlager; sie sind alle 2 m durch Querwände miteinander verbunden, und so wie das Gewölbe selbst, in das Widerlager, bzw. in den Felsen eingespannt; das Widerlager auf der einen Seite ist zur Durchführung eines Weges durchbrochen.

Die Straßenbreite beträgt 6,20 m über dem Scheitel und 11,40 m über den Widerlagern; die Teile der Fahrbahn außerhalb der Gewölbbebreite stützen sich auf Kragträger, je an den Stellen der Querwände. Der Werkplatz lag auf dem rechten Ufer der Bienne; von ihm aus Förderung der Bauteile und Baustoffe mit Hilfe eines 128 m langen Drahtseiles von einem Ufer zum andern. Das Lehrgerüst war bis in die Talsohle hinabgeführt. Angaben über die Belastungsprobe. Mit Abb. Le ciment armé 1910. Nr. 1.

Eisenbetonbogenbrücke von 100 Meter Spannweite über den Tiber in Rom. Deutsche Bauzeitung. Mitt. Zem. 1910. Nr. 3. s. L. Febr. 1910. V, 3. S. 104.

Evanston Track Elevation und The Design of the Evanston Subway Bridges, Chicago. Bei der Hochlegung der Eisenbahn wurden mehrere Straßenunterführungen in Eisenbeton hergestellt. Zahlreiche Einzelheiten insbesondere über die schwierigen Betriebsbauten

bei Aufrechterhaltung des Verkehrs auf der Bahn und einem Teil der Straße. Eng. Rec. 1910. Nr. 4, 5 und 6. Mit Abb.

Horizontale Brückenkonstruktionen mit eingesattelter Fahrbahn in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Marcus. 3 Beispiele von Straßenbrücken mit versenkter Fahrbahn, von rd. 12, 17 und 21 m Spannweite. Stoßzuschläge von 25 und 50%. Berücksichtigung der Betonzugspannungen, die 24 kg/qcm nicht überschreiten sollen. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 1.

A Pier Type of Abutment for Highway Bridges. Bei einigen Straßenbrücken über den Erie-Kanal sind die Nebenöffnungen durch Eisenbetonplatten überspannt; die Endpfeiler sind in Säulen aufgelöst, die dann in die Erdböschung zu stehen kommen. Eng. Rec. 1910. Nr. 6. S. 154. Mit Abb.

A New Type of Abutment. Widerlager von 16,5 m Höhe und 15 m Tiefe als Eisenbetonkasten ausgebildet. Einlagen aus Altschienen. Eng. Rec. 1910. Nr. 4. S. 100. Mit Abb.

Eisenbeton-Straßenbrücke über den Pei-Lien-King in Putung, China. Von Ing. Luthy, Shanghai. Einfache Balkenbrücke in der Form ähnlich den alten chinesischen Brücken, von denen einige als Beispiele abgebildet sind. 3 Öffnungen, die mittlere 11 m, die seitlichen je 8 m. Brückenbreite 3,05 m. Kurze Beschreibung mit Einzelheiten und Abbildungen. Beton und Eisen 1910. Nr. 1 und 3.

Reinforced Concrete Bridges at Chingford. Kurze Angaben über einige Straßenbrücken mit Abb. Concr. and Constr. Eng. 1910. Nr. 1. S. 61.

The Mushroom System as applied to Bridges. Einige Brückenabbildungen. Cement Age 1910. Nr. 1. S. 7.

Some Cost Data for Reinforced Concrete Highway Bridges. Im Staate Illinois ist ein Brückenbauamt zur Unterstützung kleiner Gemeinden eingerichtet; dieses hat bisher bei 137 Eisenbetonstraßenbrücken von meist 4,9 m Breite und verschiedener Spannweite die Bauleitung gehabt. Eine Zusammenstellung gibt die Kosten von 38 solchen Bauwerken, sowie den erforderlichen Materialaufwand. Durchschnittspreise lassen sich aber selbst hier nicht bilden. Eng. Rec. 1910. Nr. 6. S. 162.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Die Wasserkraftanlage im Süden der Stadt München. Von Dr.-Ing. Bosch. Umfangreiche Beschreibung mit nur einigen für den Beton- und Eisenbetonbau beachtenswerten Ausführungen. Beton und Eisen. 1909. Nr. 16 und 1910 Nr. 1.

Interlocking Steel and Concrete Pile Construction. Blechröhren von elliptischem Querschnitt mit Nut und Feder versehen, sind mit

Beton gefüllt zur Ausführung von Spundwänden, bei Bühnen und ähnlichen Wasserbauten verwendet worden. Angaben über das Einspülen der Pfähle mit Abb. Eng. News 1910. Nr. 5. S. 119.

Ladebühne aus Eisenbeton. Größere Ladebühne für Obstverladung in der Almirante-Bucht am karibischen Meer (Republik Panama) aus Eisenbeton mit Abb. Eigenartig ist die Gründung auf Holzpfählen, die zum Schutz gegen den Bohrwurm mit einem Eisenbetonmantel umgeben sind, der bis in den Meeresgrund reicht. Der zwischen Pfahl und Betonmantelrohr verbleibende Zwischenraum wurde ausbetoniert. Die Mantelrohre erhielten starke netzartige Eisenbewehrung, als Schalung wurden je zwei Halbzylinder aus galvanisiertem Eisenblech verwendet. Zement und Beton. 1910. Nr. 10.

Il deposito di Haslar per sottomarini. Lande- und Ladebrücken mit guten Abb. und Zeichnungen. Il Cemento 1910. Nr. 2. s. L. Nov. 1909. V, 4. S. 484.

Einsturz eines vollen Betonwehres und Unterspülung eines hohlen Eisenbetonwehres in Amerika. Als Ursache des ersteren Unfalles wird vermutet, daß eine schon während des Baues bemerkte, mit einiger Schwierigkeit gedichtete Quelle nachträglich wieder aufgebrochen ist, das ins Wehr eingebaute Kraftwerk unterwaschen und so den Zusammenbruch des ganzen Wehres veranlaßt hat. — Im zweiten Falle ist ein hohles Eisenbetonwehr infolge mangelhafter Bodenuntersuchung und Gründung unterspült worden, ohne selbst wesentlichen Schaden zu erleiden. Mit guten Abb. Eng. News 1909. 1. April und 14. Okt. Beton und Eisen 1910. Nr. 3. L. März 10. V, 4. S. 136.

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

Le revêtement des chaussées en macadam armé, système Guiet. Auf einer Betonschicht wird ein Netz von Eiseneinlagen in Zementmörtel verlegt; in der Straßenlängsrichtung hochkantige Flacheisen 30/2 mm und Rundeisen 5 mm, in der Querrichtung Rundeisen 3 mm, die zugleich die Flacheisen in ihrer Lage erhalten. Die Oberfläche des Mörtelbettes wird befestigt durch das Einstampfen oder Einwalzen von Klarschlag. Kosten 8 bis 9 Frs. für 1 qm. Diese Befestigung hat sich gut bewährt; sie soll vor allem bei starkem Autoverkehr angebracht sein. Le Génie civil 1910. Nr. 12. Mit Abb.

Pflasterplatten aus Zementbeton. Beschreibung verschiedener Ausführungsarten. Beton-Ztg. 1910. Nr. 6.

Betonrandsteine. Versuche in München mit Bordschwellen aus armiertem Beton haben gegenüber den üblichen aus Granit günstige Resultate

geliefert, insbesondere an den Stellen, wo sie häufig angefahren werden. Beton-Ztg. 1910. Nr. 8.

Eine neue Eisenbetonschwelle. Die Schwelle besteht aus zwei Betonblöcken, einem unter jeder Schiene, die miteinander durch zwei kleine, hochkantstehende, unten zugeschärfte Eisenbetonbalken verbunden sind. Befestigung der Schiene auf Holzblöcken, die in die Betonblöcke eingekleimt sind, mit Schrauben oder Dübeln. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 3.

Flüssigkeitsbehälter aus Zement. Als Ersatz für hölzerne oder eiserne für Brauereien und ähnliche Betriebe empfohlen. Die Innenfläche erhält einen Überzug mit einer aus Harz, Ceresin und Paraffin bestehenden Schmelzmasse. Beton-Zeitung 1910. Nr. 5.

Betonschacht. Kurze Beschreibung einer Schachtanlage aus Beton in Ishpeming in Michigan. Mit Abb. Zement und Beton 1910. Heft 7. — s. L.

The Use of Concrete in Mines. Verwendung von Beton im Bergbau. L. September 1909. V, 4. S. 374. Cement Age 1910. Nr. 1.

Cut and Cover Construction on the Catskill Aqueduct. Wasserzuführungsleitung aus Beton von etwa 4 km Länge. Lichter Querschnitt 5,1 m hoch, 5,25 m breit. Ausführliche Angaben über den Bau, besonders über die eisernen zusammenlegbaren Schalungen. Eng. Rec. 1910. Nr. 2. S. 38. Mit Abb.

Wie verhalten sich Zementrohre gegenüber der Einwirkung von Säuren bzw. säurehaltigen Abwässern? Mitteilungen eini-

ger Versuchsergebnisse, die lehren, daß Zementrohre gegenüber Säuren im allgemeinen wenig widerstandsfähig sind. Beton-Zeitung 1910. Nr. 7.

VI. Allgemeine Fragen.

Die Hochflut der Seine in Paris. Von Dr.-Ing. H. Keller. Kurze Betrachtungen über die Ursache und Wirkung der Überschwemmung und über die daraus zu ziehenden Lehren. Mit Abb. Zentralbl. d. Bauverw. 1910, Nr. 17.

28. Verzeichnis der Berichte der den deutschen Botschaften, Gesandtschaften und Generalkonsulaten beigegebenen Baubeamten. Berichte aus Amerika, Dänemark, England, Holland, Belgien, Österreich-Ungarn und Ägypten. Zentralbl. d. Bauverw. 1910. Nr. 14.

Die Arbeitgeberverbände Deutschlands. Einige statistische Angaben über die organisierten Betriebe. Zement u. Beton 1910. Nr. 8.

College Training for Engineers. Leitartikel über die Anstellungsmöglichkeit junger Ingenieure nach dem Studium, betont, daß Geschäfte im wesentlichen Kostenfragen umfassen, die dem Neuling zunächst fremd sind. Der „Studierte“ wird erst durch praktische Tätigkeit wirklich Ingenieur. Gar zu tiefes Eingehen der Hochschule auf geschäftliche Fragen ist aber auch nicht zu wünschen, da die Schule genug zu tun hat, die technischen Grundlagen zu vermitteln und es der Praxis überlassen werden muß, ungeeignete Leute allmählich auszuschneiden. Engineering, Februar 1910.

BERICHT ÜBER DIE XIII. HAUPTVERSAMMLUNG DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS.

Am 23.—25. Februar fand die diesjährige Tagung des Deutschen Beton-Vereins statt. Wie üblich wurden am ersten Tage, also am 23. Februar innere Angelegenheiten des Vereins behandelt, an den beiden anderen fanden Vorträge technisch-wissenschaftlicher Art statt. Die genaue Tagesordnung wurde schon im Heft 3 mitgeteilt. Von den Besprechungen des ersten Tages wäre zu erwähnen, daß folgende Fragen allgemeinen Interesses berührt wurden: Ausbildung der Betonbaulehrlinge, zweite Ton-, Zement- und Kalkindustrie-Ausstellung 1910, das Deutsche Museum, Vorschriften für Moniereisen; ferner gab der „Wirtschaftliche Ausschuß des Beton-Vereins“ Auskunft über seine Tätigkeit. Aus den Berichten des Herrn Hüser des zweiten Tages über die Tätigkeit des Allgemeinen Beton- und Eisenbeton-Ausschusses, sowie des Eisenbeton-Ausschusses des Internationalen Verbandes für Materialprü-

fungen der Technik, ist hervorzuheben, daß die Arbeiten in beiden Ausschüssen rüstig vorwärts schreiten, und daß man augenblicklich besonders mit Versuchen über den Gleitwiderstand, über das Verhalten des Betons in der Hitze, sowie im Moor- und Seewasser, beschäftigt ist. Genauere Resultate konnten nicht vorgelegt werden, da diese einem besonderen Bericht vorbehalten sind. Aus dem Bericht des Röhrenausschusses von Herrn Langelott ging hervor, daß sich die Arbeiten etwas verzögert hatten, weil es sich zunächst als notwendig herausgestellt hatte, einheitliche Prüfungsbestimmungen zu ermitteln. Herr Langelott hob rühmend hervor, daß die Vereinsmitglieder in größerer Menge Geld und Zeit zur Verfügung gestellt hätten, so daß jetzt ein ziemlich reichhaltiges Material zur Beantwortung der Frage vorläge, welche Belastung Röhren von bestimmtem Querschnitte aushalten könnten. — Die Arbeiten

des Schiedsgericht-Ausschusses sind soweit gesehen, daß jetzt die Liste der Sachverständigen für das ganze Reich vorliegt. Als eine wichtige Aufgabe der Sachverständigen bezeichnete der Vortragende (Herr Hüser) die Verwertung der Bauunfälle in der Weise, daß alle Unfälle an eine Zentralstelle gemeldet werden und ihre Lehren durch eingehende Behandlung seitens der Sachverständigen der Allgemeinheit zugänglich gemacht werden. Von den Vorträgen technisch-wissenschaftlicher Art behandeln die beiden ersten ein ähnliches Thema, nämlich die Bewährung des Eisenbetons bei Anlagen, in denen er großen Hitzeegraden ausgesetzt ist. Herr Oberingenieur Steppes (Firma Hüser & Co.) berichtete über den Bau einer großen Zementfabrik in Süddeutschland und Geheimrat Böhm (Dresden) über Rauchabführungsanlagen bei Lokomotivhäusern. Die Zementfabrik ist in allen ihren tragenden Teilen aus Eisenbeton und auch die Staubkammern und der Schornstein (60 m Höhe) sind aus dem gleichen Material hergestellt, das bei Hitzeegraden von rund 550° und mehr, in 8 Monaten, seit die Anlage in Betrieb ist, zu Ausständen keine Veranlassung gegeben hat. Zu erwähnen wäre übrigens noch, daß dem Bau umfangreiche und eingehende Versuche über das Verhalten des Eisenbetons in der Hitze vorangegangen sind. Aus den Ausführungen des Herrn Geheimrat Böhm ging hervor, daß die sächsische Staatsbahnverwaltung den Eisenbeton schon vor 18 Jahren mit gutem Erfolge zur Herstellung von Rauchröhren benutzt und zwar in ähnlicher Weise, wie sie erst jüngst bei einem der größten in Eisenbeton ausgeführten Lokomotivschuppen in Langendreer zur Anwendung gekommen ist. Herr Landbauinspektor Freystedt (Posen) berichtet über den Bau einer Warthebrücke bei Neustadt (Ausführung von Windschild Langelott), einer 200 m langen Balkenbrücke mit Öffnungen von über 20 m Stützweite, die im Wettbewerb mit einem Eisenprojekt den Sieg davongetragen hat. Auch hier sind Versuche, und zwar mit Probekammern der gleichen Art wie im fertigen Bauwerke, der Ausführung vorangegangen.

Der dritte Tag begann mit einem Vortrag des Herrn Direktor Spangenberg (Firma Dyckerhoff & Widmann) über zwei monumentale Hallenbauten aus Eisenbeton: die Garnisonkirche in Ulm (Architekt Prof. Fischer) und den Bahnhof in Karlsruhe (Architekt Prof. Stürzenacker), die beide in er-

freulicher Weise zeigen, daß auch bei den Architekten das Verständnis für das Wesen des Eisenbetons im Wachsen begriffen ist, und daß die Bestrebungen des Verbandes Deutscher Architekten und Ingenieurvereine, die Zusammenarbeit der Architekten und Ingenieure zu einer erspriesslichen zu machen, von Erfolg gekrönt sind. Am meisten Interesse fanden, nach der sich anschließenden Besprechung zu urteilen, die beiden nächsten Vorträge: Herr Dr. Müller: Die neuen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement, die den Teilnehmern der Tagung in Druck zugestellt wurden, und das Resultat von eingehenden Verhandlungen und der Verwertung von ungefähr 16 000 Betonproben darstellen, sowie besonders der von großem Sachverständnis zeugende Vortrag des Herrn Regierungsbaumeisters Schluckebier über das Eisen im Eisenbeton. Herr Schluckebier war im Laufe seiner Erörterungen zu der Forderung gekommen, daß das Eisen, das im Eisenbeton Verwendung finden soll, eine möglichst hohe Streckgrenze haben muß, die aber auch nicht zu nahe an die Bruchgrenze herandrücken darf, also mit hoher Bruchdehnung verbunden sein soll. Besonders angeregt verlief die Diskussion zu seinem Vortrage, an der u. a. die Herren Möller, von Bach, Rudeloff, Bosch, Spangenberg und Gehler teilnahmen. Als letzter Vortrag folgte der des Zivilingenieurs Regierungsbaumeister a. D. Magens aus Hamburg über Transportbeton und Betonprüfungen, in dem Herr Magens seine Erfahrungen mit zahlreichen Betonprüfungen, sowie mit Transportbeton mitteilte, d. h. mit einem Beton, der nach der Herstellung in einem Wagen zur Verwendungsstelle gefahren wird, wodurch bewirkt wird, daß der Beton, auch wenn er erst mehrere Stunden nach seiner Herstellung zur Verwendung kommt, noch in gebrauchsfähigem Zustande ist und öfters sogar höhere Festigkeiten erzielt, als vorher. Das Interesse an den Verhandlungen des Betontages ließ leider zum Schluß merklich nach, so daß die letzten Punkte, die beim vorigen Betontage ziemlich interessant waren, gar nichts neues brachten. Mitteilungen über neue Beobachtungen und bemerkenswerte Bauausführungen fehlten ganz, und die im Fragekasten vorgefundenen Fragen waren bald erledigt, da sie verhältnismäßig belanglos waren.

E. Conrad.

(Ausführl. Veröffentl. einiger Vorträge folgt.)

Die Schriftl.

ZUSCHRIFTEN.

„Mißverständene Bestimmungen.“

Auf den unter dieser Überschrift im Hef 12 vom Dezember 1909 erschienenen Artikel sehe ich mich als der dort erwähnte Verfasser S. der kritisierten statischen

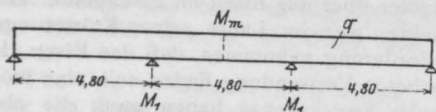
Berechnung veranlaßt, wie folgt zurückzukommen, nachdem ich leider entgegen der sonst üblichen und billigen Gepflogenheit, dem angegriffenen Teil vorher oder doch überhaupt zwecks gleichzeitiger Stellungnahme in solcher Angelegenheit direkte Mitteilung zu machen, erst ver-

später und zufällig von der Existenz jenes gegen mich gerichteten Artikels*) erfahren habe. Die von mir aufgestellte und von Herrn Professor Böhm hauptsächlich beanstandete statische Berechnung der sechs nebeneinander liegenden Deckenplattenmittelfelder von gleicher Spannweite lautet folgendermaßen:

„Deckenplattenmittelfelder.

Dieselben werden nur durch ihr Eigengewicht belastet, da das (flache Papp-) Dach direkt auf dem Betonbalken steht. (Ein Dachraum zum Begehen war mangels an Höhe nicht vorhanden. Ein Mensch hätte nur kriechender Weise die Decke betreten können. Eine Nutzlast war nicht vorgeschrieben.)

Platte 8 cm 192 kg/qm
zur Abrundung Nutzlast 58 „
 $q = 250 \text{ kg/qm}$



(Nach Clapeyron):

$$0 = 2 M_1 \cdot 2 \cdot 4,8 + M_1 \cdot 4,8 + \frac{4,8^3}{4} \cdot 2 \cdot 250,$$

daraus:

$$M_1 = - 575 \text{ mkg};$$

$$A_1 = \frac{250 \cdot 4,8}{2} = 600 \text{ kg};$$

$$M_m = 600 \cdot 2,4 - \frac{250 \cdot 2,4^2}{2} - 575 = 145 \text{ mkg};$$

(Platte 8 cm, so $h - a = 6,6 \text{ cm}$)

$$h - a = 6,6 = r \sqrt{\frac{14500}{100}}; r = 0,55;$$

$$f_c = 0,002 \sqrt{14500 \cdot 100} = 2,41 \text{ cm}^2;$$

5 R.-E. à 8 mm $\varnothing = 2,51 \text{ cm}^2$ auf 1 m Breite.

*) Anmerkung der Schriftleitung: Die Schriftleitung des „Armierten Beton“ steht nach wie vor auf dem Standpunkte, daß es sich im vorliegenden Falle nicht um einen Angriff gegen den Verfasser des obigen Aufsatzes gehandelt hat, sondern nur um eine wissenschaftliche Erörterung; deshalb hatten wir auch keinen Namen seinerzeit genannt und geben jetzt in der Besprechung auch dem Verfasser der obigen Auslassungen Gehör. Wir erachten, nachdem beide Meinungsvertreter vorstehend noch einmal zu Wort gekommen sind, die Angelegenheit als für uns und unsere Leser erledigt, können uns aber nach wie vor der Meinung nicht verschließen, daß Bestimmungen, die von einer „Nutzlast“ handeln, nur dann angewendet werden sollten, wenn eine solche vorhanden ist.

M. F.

$$M \cdot 0,20 = 600 \cdot 0,2 - \frac{250 \cdot 0,2^2}{2} - 575 = -460 \text{ mkg};$$

$$h - a = 11,6 = r \sqrt{\frac{46000}{100}}; r = 0,54;$$

$$f_c = 0,002 \sqrt{46000 \cdot 100} = 4,3 \text{ cm}^2;$$

9 R.-E. à 8 mm \varnothing genügen (ausgeführt wurden tatsächlich 10 Rundeisen, indem zwischen die fünf für die Plattenmitten erforderlichen und über den Balken hochgeführten Rundeisen noch fünf besondere Stäbe für die Aufnahme des negativen Moments zwischengelegt wurden).

Das Moment ist 0 an der Stelle y , wo

$$M_y = 0 = 660 \cdot y - \frac{250 \cdot y^2}{2} - 575.$$

Daraus $y = 1,32 \text{ m}$ resp. $3,48 \text{ m}$.

An dieser Stelle können die oberen Rundeisen aufhören.“

Mit Rücksicht auf einen zu erzielenden größeren Druckquerschnitt für den Plattenbalken wurden von mir die Plattenstärken von 8 auf 10 cm und neben den Balken von 13 auf 15 cm erhöht, welche Verstärkungen, wie bekannt, die Tragfähigkeit im quadratischen Verhältnis gegenüber dem linearen Verhältnis der Gewichtsvermehrung erhöhen. Es stürzte nun nicht ein solches Mittelfeld, sondern ein Plattenendfeld ein, bei welchem in analoger Weise von mir das Stützenmoment zu -750 mkg und das Maximalmoment zu 450 mkg berechnet worden war.

Infolge dieses Einsturzes wurde Herr Prof. Böhm von dem Eigentümer zwecks Begutachtung bestellt. In seinem Gutachten wendet sich Herr B. nun vornehmlich gegen die hier angegebene Berechnung der Plattenmittelfelder, weil nach seiner Theorie sich das Maximalmoment für das Endfeld zu 500 mkg ergibt und hier „der Fehlbetrag also nicht so groß ist wie bei den Mittelfeldern“, wie er in seinem Gutachten sagt. Die Berechnung der Mittelfelder hält er aber für „unrichtig“, „Unsinn“ und „völlig unzulässig“ und die Konstruktion dieser Decke für viel zu schwach. Nach seiner Theorie hätte mit $\frac{q l^2}{10}$

$$= 575 \text{ mkg} \text{ oder höchstens mit } \frac{q l^2}{12,5} = 460 \text{ mkg} \text{ ge-}$$

rechnet werden dürfen. Bezüglich der zwischen den Platten befindlichen Plattenbalken sagt Herr Böhm: „Die Berechnung der zwischen den Plattenfeldern liegenden Balkenunterzüge ist nicht zu beanstanden“ . . .

Im Gegensatz zu der Theorie des Herrn Prof. Böhm hat aber die Wirklichkeit ergeben, daß die Platten der Mittelfelder allein gehalten haben und vor den später für die ganze Decke ausgeführten Versteifungen, sogar einer von den beteiligten Kreisen vorgenommenen Belastungsprobe zwar bei sehr starker Durchbiegung, jedoch ohne Risse zu zeigen, standgehalten haben. Dagegen haben die Endfelder und die Balken infolge der Minderwertigkeit des verwendeten Betons nicht gehalten. Die Endfelder bogen sich infolge der großen Elastizität des Betons so weit durch, daß sie vom Endauflager abrutschten und einstürzten. Die Betonbalken zeigten nach dem Ausschalen so bedenkliche Scherrisse, daß, um einen völligen Durchbruch zu verhindern, eine sofortige Wiederuntersteifung nötig wurde. Jedem gänzlich Unbefangenen muß schon der Widerspruch dieser Erscheinungen mit der von Herrn Prof. Böhm in seinem Gutachten aufgestellten Theorie auffallen.

Meine Erweiterung auf das Gutachten des Herrn Prof. Böhm oder meine „Rechtfertigung“, wie er sie nennt, tritt der Theorie des Prof. Böhm sehr einkindlich entgegen; eine Wiedergabe beider Schriftstücke ist aus Platzmangel hier nicht möglich. Dieselben liegen aber in Abschriften bei mir zur Einsicht für alle Interessenten aus.

Unter dem Hinweise auf die seiner Meinung nach falsche Auslegung der Verfügung J.-Nr. 1032 III G. R. 07 des Königlichen Polizeipräsidiiums Berlin nimmt Herr Prof. Böhm in besagtem Artikel dieser Monatsschrift Veranlassung, auf seiner Ansicht zu beharren und die öffentliche Meinung in dem Sinne zu beeinflussen, daß die Schriftleitung zu behaupten Anlaß nimmt: „Berechnungen, wie die hier mitgeteilten, können nur den Eisenbeton in Mißkredit bringen. Es muß sich deshalb die Allgemeinheit gegen sie wehren.“

Der Wortlaut der bezüglichen Verfügung ist vollkommen klar gefaßt. Es heißt darin: „bei Nutzlasten bis zu 1000 kg/qm“ usw., worunter verstanden werden muß von 0 bis 1000 kg. Wenn also für eine Decke eine (wechselnde) Nutzlast nicht gefordert ist, so ergibt sich aus dem übrigen Wortlaut die über alle 3 Felder gleichmäßige Belastung, analog dem vorliegenden Falle. Tatsächlich ist diese Verfügung auch seit ihrem Bestehen in diesem Sinne im Einverständnis des hiesigen Polizeipräsidiiums und mit bestem Erfolge vielfach angewendet worden und bietet nicht den geringsten Anlaß zu einer „erklärenden Ergänzung“, da eine falsche Auslegung bisher weder bekannt geworden ist, noch die Möglichkeit einer solchen vorliegt. Herr B. behauptet, die „einfachste Überlegung“ zeigt, „daß obige Verfügung nur Sinn hat, wenn wirkliche wechselnde Belastungen in Frage kommen“, doch sagt er nicht, welche einfachste Überlegung das ist. Ferner sagt er nicht, welches die „unbedingt richtigen statischen Formeln“ sind; ich glaube aber nicht fehl zu gehen in der Annahme, daß er damit seine Formeln $\frac{q l^2}{10}$

und $\frac{q l^2}{12,5}$ meint. Formeln, deren Resultate größere Abmessungen ergeben als erforderlich sind, können sowohl „ursprüngliche“, als auch „unbedingt richtige“ sein, man nennt sie aber angenäherte Faustformeln. Ein auf dem Gebiet der modernen Statik bewandertes Ingenieur legt ihnen jedoch nicht die von Herrn Böhm gewünschte Bedeutung bei.

Herr Prof. Böhm glaubte mit seinem Artikel der Allgemeinheit im Sinne einer gesunden Entwicklung des Eisenbetonbaues einen Dienst zu erweisen. Dasselbe beabsichtige ich mit dieser Erweiterung und füge noch hinzu, daß die Allgemeinheit auch ein großes Interesse daran hat, sich nicht Gutachten ausgesetzt zu sehen, deren Stichhaltigkeit mit Recht bezweifelt werden muß.

Berlin, den 13. Januar 1910.

Konrad Schwartz,
Diplom-Ingenieur,
Charlottenburg, Windscheidstr. 32.

Auf die Ausführungen des Herrn Dipl.-Ing. Schwarz will ich nur kurz antworten, daß sie in keiner Weise geeignet sind, meine Ansicht irgendwie zu ändern. Ich hatte seinen Namen sowie den Ort des Vorkommnisses im Aufsätze auf Seite 523 des Dezemberheftes dieser Zeitschrift absichtlich nicht genannt, da ich keinen persönlichen Angriff im Sinne hatte, sondern nur die Ergänzung einer mir nicht hinlänglich deutlichen Bestimmung herbeizuführen wünschte. Diese Bestimmung ist keine öffentlich erlassene und dürfte ebenso wie sie mir seinerzeit unbekannt war, auch der Allgemeinheit unbekannt gewesen sein. Nach einer dankeswerten, mir vor einigen Tagen zugegangenen Zuschrift des Königl. Polizeipräsidenten zu Berlin vom

8. Januar 1910 Nr. 1842 III. G. R. ist jene Verfügung vielmehr nur an eine größere Eisenbetonfirma in Berlin gerichtet worden. Das Polizeipräsidiium teilt mir ferner wörtlich folgendes mit: „Die Firma hat diese Verfügung für ihre Ausführungen bisher richtig und zwar so angewendet, wie Sie dies auch in Ihren Darlegungen im „Armierten Beton“ vertreten.“ Danach hält also das Polizeipräsidiium wohl auch meine Darlegungen für richtig. Ich bemerke dabei, daß jene von mir bemängelte Ausführung nicht durch eine Berliner Firma und auch nicht in Preußen erfolgte. In Berlin hätte das Polizeipräsidiium die Berechnung sicherlich beanstandet.

Auf das bestimmteste muß ich mich gegen die Art und Weise wenden, wie Herr S. von den „Theorien des Herrn Prof. Böhm“ spricht. Ich habe keine neue Theorien aufgestellt und habe solche nicht nötig aufzustellen, sondern ich habe in meinem Gutachten empfohlen, nach den allgemeinen ministeriellen Vorschriften vom 27. 5. 1907 zu verfahren (angenäherte Berechnung unter II. A. § 14 Absatz 3; Moment = $\frac{1}{5}$ des für einfachen Balken berechneten) oder als ebenfalls zulässig erklärt, die genaue Berechnung nach den von Herrn S. angewendeten Clapeyronschen Formeln vorzunehmen, die für die über 8 Felder sicherstreckende Platte in diesem Falle ein Höchstmoment in Feldmitte der Mittelfelder zu $0,044$ als unbedingt richtig ergehen haben würden (annähernd $\frac{q l^2}{24}$).

Dresden 12. I. 1910.

Th. Böhm.

Im Anschlusse an die obigen Ausführungen des Herrn Geh. Rat Prof. Boehm teilt uns Herr Dipl.-Ing. Konrad Schwarz die nachfolgende, ihm soeben zugegangene Zuschrift mit.

„Der Polizeipräsident, Abteilung III, Berlin.

Auf die gefällige Anfrage vom 21. Februar dieses Jahres teile ich Ihnen ergebnis mit, daß die Verfügung vom 3. August 1907 — J. Nr. 1032. III. G. R. 07 — in Übereinstimmung mit der von Ihnen angeführten Verfügung vom 8. Januar 1910 — J. Nr. 1842. III. G. R. 10 — folgendermaßen zu verstehen ist:

Bei kontinuierlichen Platten, die über mehrere gleiche Felder durchgehen, und nur durch eine über alle Felder gleichmäßig verteilte Last belastet werden, wobei wechselnde Belastung ausgeschlossen ist (z. B. Dachhaut, die auch nicht durch Einzellasten belastet werden kann), ergibt sich das Moment für Feldmitte der Mittelfelder zu $\frac{q l^2}{40}$. Mit diesem

Wert kann im Hochbau auch gerechnet werden. Im Auftrage: gez. Feigell.“

Die Schriftleitung wird voraussichtlich später Gelegenheit nehmen, ganz unabhängig von dem vorliegenden Falle diese Auffassung des Kgl. Polizeipräsidiiums einer wissenschaftlichen Besprechung zu unterziehen. M. F.

Zuschrift betreffs der in Heft 2 Seite 109 veröffentlichten Besprechung der Funkeschen Versuche.

In einer neuerlichen Zuschrift weist Herr Dipl.-Ing. G. Kaufmann darauf hin, daß bei Eisenbetonkonstruktionen der Fall nicht vorkommen kann, daß die Eisen infolge Überwindung der Zugfestigkeit reißen. Die Ansicht des Herrn Kaufmann ist nach den Ergebnissen der bisherigen Versuche wohl berechtigt.

(Mit dieser Äußerung des Herrn Kaufmann erklärt die Schriftleitung die Besprechung dieser Angelegenheit für erledigt.) E. P.

GESCHÄFTLICHE MITTEILUNGEN.

Der Vorstand der Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau teilt in seinem Geschäftsbericht mit, daß die in der außerordentlichen Generalversammlung vom 8. November v. J. beschlossene Ausgabe von 500 neuen Aktien zu je 1000 M zum Kurse von 140 % inzwischen erfolgt ist. Der nach Abzug der Unkosten verbliebene Gewinn von 164 000 M wurde dem gesetzlichen Reservefonds zugeführt, dessen Höhe dadurch 314 000 M erreichte.

Ein spätes Frühjahr, vor allem aber die unklare Lage der politischen und wirtschaftlichen Verhältnisse beeinträchtigte die Tätigkeit der Gesellschaft in der ersten Hälfte des abgelaufenen Geschäftsjahres ganz besonders. Erst nach Klärung der Lage war es ihr möglich, umfangreiche Bauaufträge zu erhalten, die dann aber in äußerst kurz bemessenen Fristen ausgeführt werden mußten. Die Folge dieser außergewöhnlichen Verteilung der Arbeit auf das zweite Halbjahr war eine starke Anspannung der flüssigen Mittel der Gesellschaft gegen Ende des Geschäftsjahres und eine Erhöhung der Außenstände.

Der Umsatz stieg auf 6 621 000 M (im Vorjahr 6 196 000 M).

Der Reingewinn des Geschäftsjahres ohne Vortrag betrug 335 662,78 M (im Vorjahr 305 615,83 M).

Im letzten Jahre sind neue Niederlassungen errichtet in Cassel, Freiburg i. Br. und Straßburg i. E.

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.

- 37 b. F. 26 878. Eisenbetonbalken, bei welchem die Scherbügel durch Löcher der Versteifungsrippe der Haupteiseneinlage hindurchgehen. Theodor Otto Franke, Berlin, Freisingerstraße 19. 16. 1. 09.
- 47 b. H. 46 350. Lagerbock für Triebwerke zum Befestigen bei Eisenbetonbauwerken. August Holtzheuer, Kassel, Johannesstr. 2. 12. 3. 09.
- 80 a. G. 28 300. Aus zwei Längsteilen bestehende Form zur Herstellung von Pfosten aus Beton oder dgl. Karl Grähn, Pankow, Brehmestr. 2. 28. 12. 08.
- 80 a. M. 37 727. Formvorrichtung zur Herstellung von mit durchgehenden Hohlräumen versehenen Betonbalken mit kastenförmigem, verschiebbar gelagertem Kernträger. Giacomo Marzoli, Aigle, Schweiz.
- 84 c. B. 53 026. Vortreibrohr für Betonpfahlgründungen. Beton- und Tiefbaugesellschaft Mast m. b. H., Berlin. 5. 2. 09.
- 80 a. E. 14 134. Transportanlage für Ziegel und andere Stoffe. Wilhelm Eckardt, Köln, Richard Wagnerstr. 22. 7. 12. 08.
- 80 a. H. 43 819. Wagen zum Befördern von Tonwaren und Trockengeräten mit heb- und senkbaren Greifwangen. Richard Hein, Danzig-Langfuhr. 3. 6. 08.
- 80 a. M. 35 359. Vorrichtung zum Pressen von Köhren aus Ton, Zement, Mörtelmassen und dgl. Maschinenfabrik Ettlingen G. m. b. H., Ettlingen, Bad. 24. 6. 08.

Patent-Erteilungen.

- 37 b. 220 146. Wandplatte aus Bimsbeton. Johann Heintges Andernach a. Rh. 13. 12. 08. H. 45 473.

- 37 c. 219 810. Vorrichtung zur fortlaufenden Herstellung von Graben- oder Rohrwandungen aus Beton. Ransome International Conduit Company, New York.
- 80 a. 220 243. Maschine zur Herstellung von Zementdachsiegeln. Heinrich Strube, Weida, Thür. 9. 4. 09. St. 13 961.
- 80 a. 220 244. Füllvorrichtung für Stampfmaschinen zur Herstellung von Formstücken aus Beton oder dgl.; Zus. zum Pat. 177 950. Eugen Jacob Kis, Budapest.
- 80 b. 220 394. Verfahren zur Herstellung hochfeuerfester, geformter Körper aus geschmolzener Tonerde (künstlichem oder natürlichem Korund). Gebrüder Siemens & Co., Lichtenberg b. Berlin. 26. 9. 07. S. 25 317.
- 37 e. 220 558. Formkasten für Betonsäulen, -unterzüge und -träger. John Dwight Bickford, Cleveland, und Wilson Willard Gish, Elyria, Ohio, V. St. A.
- 84 c. 220 608. Verfahren zum Verbinden von Pfählen, Balken oder ähnlichen Konstruktionsteilen aus Eisenbeton unter Wasser. Armand Gabriel Considère, Paris.
- 37 a. 219 737. Verfahren zur zeitweisen Verstärkung der Eiseneinlagen von Eisenbetonkonstruktionen. Adolf Goerke, Berlin, Kalkreuthstr. 18. 27. 5. 05. G. 21 390.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

- 37 a. 409 727. Eisenbetonhohlkörperdecke mit tragfähig ausgebildeten Rippen aus Eisenbeton. Ludwig Hergert, Heidelberg. 21. 1. 10. H. 44 603.
- 37 a. 410 144. Wandplatte aus Steinholzmasse mit glänzender Oberfläche. Daucher & Manz Nachf., Stuttgart. 18. 12. 09. D. 17 305.
- 80 a. 410 041. Betonmischmaschinentrommel. G. Gerwien, Hilden. 18. 1. 10. G. 23 742.
- 80 c. 409 718. Schnurre zur Abkühlung von Zementklinkern. Amme, Giesecke & Konegen, Aktiengesellschaft Braunschweig. 15. 1. 10. A. 14 097.
- 37 a. 408 899. Eisenbetondecke. Karl Biesel, Düren. 18. 11. 09. B. 45 901.
- 37 a. 408 900. Eisenbetondecke. Karl Biesel, Düren. 18. 11. 09. B. 45 903.
- 37 b. 408 873. Bimsbohlstein für Eisenbetondecken. G. Böhner, Bergisch-Gladbach. 24. 1. 10. B. 46 220.
- 37 b. 409 227. Decken- bzw. Wandhohlstein. Niederlausitzer Kohlenwerke, Berlin. 3. 9. 09. N. 8918.
- 37 b. 409 455. Eiseneinlage für dünnwandige Gips-Zement- und ähnliche Dielen, Zementplatten usw. Adolf Donecker, Schlachtensee b. Berlin. 19. 1. 10. D. 17 556.
- 80 a. 410 555. Vorrichtung zur Herstellung von Zementmauersteinen, Schwemmsteinen und dgl. Michael Eckmüller, München, Thalkirchnerstr. 190. 20. 1. 10. E. 13 710.
- 80 b. 410 457. Auswurfhahn für Zement- oder Asphalt-rührkessel mit Durchstoßvorrichtung. Adolf Wolfsholz, Elberfeld, Aue 89. 18. 1. 10. W. 29 647.
- 80 b. 410 458. Asphalt-rühr- und Preßkessel mit im Innern angeordneter Heizschlange und mit einer mit Durchstoßstangen versehenen Auswurfvorrichtung. Adolf Wolfsholz, Elberfeld, Aue 89. 18. 1. 10. W. 29 648.
- 37 b. 411 520. Eisenbetonhohlmaß für Telegraphen-, Telephon-, elektrische Licht- und Kraftleitungen u. dgl. Johannes Storbeck, Jarmeni. Vorp. 17. 1. 10. St. 12 805.
- 37 b. 411 589. Betonhohlstein mit Längsloch und Aussparungen in den Auflageflächen. Lindenthal & Co., Berlin. 20. 1. 10. L. 23 406.
- 37 b. 411 604. Ösenförmig gewaltes Eisen für Eisenbetonzwecke. Otto Faust, Oberhausen, Rhld., Marktstr. 67. 31. 1. 10. F. 21 583.
- 45 f. 411 360. Blumen- und Pflanzentreibkasten aus armiertem Zement. Matthieu Oor, Mülheim a. Rh., Kalkerstr. 131—133. 26. 9. 09. O. 5493.
- 45 f. 411 382. Träger mit Säulen aus Eisenbeton zu Pflanzenstellagen und Tischen in Gärtnereien. Hermann

- Metzenmacher und Karl Riegel, Kötitz bei Coswig i. S. 5. 1. 10. M. 32 938.
- 47 f. 411 997. Armirtes Tonrohr. Karl Herzfeld, Berlin, Lutherstr. 51. 11. 1. 09. H. 40 176.
- 80 c. 411 392. Brennofen für Tonwaren, mit Doppelständer, Feuer- und Rückzugskanälen. Kunz & Co., Meißen. 8. 1. 10. K. 41 921.
- 84 c. 411 349. Betonstampfer mit in einem Führungs- und Schutzrohr sich bewegendem, vom Stampfklotz getrenntem Rammklotz. Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Nürnberg. 12. 7. 09. D. 16 443.
- 84 c. 411 350. Betonstampfer mit in Stangenführungen gleitendem, von der Stampfplatte getrenntem Stampfklotz. Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Nürnberg. 12. 7. 09. D. 16 444.
- 84 c. 411 386. Rammgerüst mit drei Rollen und schräg verstellbarem Führungsgestänge zum Herstellen von Betonpfählen. Ernst Lorenz, Berlin, Bülowstr. 55. 7. 1. 10. L. 23 314.
- 84 c. 411 389. Füllvorrichtung zum Herstellen von Betonpfählen. Ernst Lorenz, Berlin, Bülowstr. 55. 7. 1. 10. L. 23 318.
- 84 c. 411 577. Blechbekleidung von Betonpfählen. Ernst Lorenz, Berlin, Bülowstr. 55. 7. 1. 10. L. 23 316.
- 37 a. 408 594. Eisenbetondecke. Karl Biesel, Düren. 5. 1. 10. B. 45 978.
- 37 a. 408 750. Eisenbetondecke. Karl Biesel, Düren. 18. 11. 09. B. 45 334.
- 37 b. 508 665. Kämpferstein für Fensteröffnungen in Eisenbetonmauerwerk. Christian Embgen, Düren-Birkendorf. 20. 1. 10. E. 13 716.
- 37 b. 408 642. U-Eisenbetonträger mit an der Außenseite des Steges befindlicher Längsrippe und an der Innenseite des Steges angeordneter Aufgleiste. Michael Kreuzer, Regensburg. 17. 1. 10. K. 42 027.
- 47 f. 408 232. Rohrring aus Beton, Ton, Asphalt, Kunststeinmassen oder dgl. Anton Denner, Cassel, Wilhelmshöher Allee 117. 22. 6. 09. D. 16 353.
- 47 f. 408 233. Rohrring aus Ton, Beton, Asphalt. Kunststeinmassen oder dgl. Anton Denner, Cassel, Wilhelmshöher Allee 117. 25. 6. 09. D. 16 376.
- 80 a. 408 446. Maschine zur Herstellung von Blöcken aus Beton oder dgl. George Herbert Burges und John Curtis, London.
- 80 a. 408 447. Maschine zur Herstellung von Betonblöcken und dgl. George Herbert Burges und John Curtis, London.
- 85 e. 408 427. Eisenbetonrost. Fa. Johs. Keutterling, Eisenach. 23. 12. 09. K. 41 738.

Neue in Frankreich angemeldete Patente.

- Nr. 409 148. P. Boullanger, Verfahren zur Vereinfachung des Holzwerks bei der Fabrikation von Böden aus armiertem Zement.
- Nr. 11 749/406 009. Pauchot, Metallbalken für armierten Beton.
- Nr. 408 968. B. Vedovelli, Pfahl aus armiertem Zement.

Neue in Österreich angemeldete Patente.

Laut Beschluß des österreichischen Patentamtes ist neuerdings auf folgende Erfindung ein Patent erteilt worden: Eisenbetondecke mit ebener Unterseite, dadurch gekennzeichnet, daß die pulsförmig abgeschragten, den Druckgurt aufnehmenden Hohlsteine mit ihren einander zugewendeten Schmalseiten nahe aneinander liegen, sodaß ein Zwischenraum für eine Betonrippe geschaffen ist.

Angemeldet wurde die Erfindung von Herrn Ingenieur Hermann Hauss in Wien.

Das österreichische Patentamt hat ferner auf nachstehende Erfindung ein Patent erteilt: Verfahren zur Her-

stellung ein- oder zweiseitig beanspruchter Eisenbetonmaste, dadurch gekennzeichnet, daß über dem Aufstellungsorte des Mastes ein zweiteiliges Bockgerüst oder ein Dreifuß aufgestellt, durch die Mittelöffnung desselben das vorher fertiggestellte Eisengerippe eingelassen und in den Boden eingestellt, hierauf um das Gerippe mit Ausnahme einer Seite die Schalung angebracht und mit dem Fortschreiten der Betonauf-füllung diese offene Seite abgeschlossen wird, wobei das Gerüst gegen den verschalteten Mast mittels besonderer Schalungsbretchen und Keile festgestellt wird, um die Schalung bereits vor dem vollständigen Erhärten des Betons abnehmen, trotzdem aber dem Mast bis zu diesem Zeitpunkte durch das Gerüst allein genügenden Halt geben zu können.

Anmelder der Erfindung ist Herr Ingenieur Hans Klob in Wien.

Folgende Erfindung ist laut Beschluß des österreichischen Patentamtes patentiert worden: Eisenbeton-Hohlkörperdecke mit ebener Untersicht, zu deren Herstellung in Reihen verlegte, durch die tragende Rippe getrennte Hohlkörper aus Eisenbeton verwendet werden, dadurch gekennzeichnet, daß der Querschnitt der Hohlkörper ein Hängewerk repräsentiert, dessen Streben zusammen einen kontinuierlichen Kreisbogen bilden, welcher mit den beiden Stirnwänden, dem Mittelständer, dem Ober- und Untergurt zwei größere und zwei kleinere Kammern abschließt, wobei die kleineren nebst der Gewichtserleichterung des Hohlkörpers auch den Zweck haben, nach Einschlagen der seitlichen Abschlußwände als Form für ein J-Profil mit unten liegendem Druckgurt zu dienen, das für die Strecke der negativen Momente Verwendung finden soll.

Angemeldet wurde die Erfindung von Herrn k. u. k. Militärbau-Ingenieurassistent Maximilian Hofman in Krakau.

Neue in Ungarn angemeldete Patente.

310. B. 4517. Kari Brassel, Architekt in Mühlheim Belastungsfreie Betondecke und Verfahren zur Herstellung derselben. VIII a. 24. 5. 1909.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

„Petroleum-Behälter aus Beton.“

In Kalifornien werden gegenwärtig Behälter für Petroleum in Beton angelegt. Ein solcher für eine Million Barrels ist in Richmond Cal. bereits fertiggestellt, und ein anderer für 800 000 ist in der Nähe von Bakersfield im Bau.

Es wird dabei die Erde, die auf den betr. Feldern aus einem sandigen, porösen und sehr trockenen Lehm besteht, bis zu ungefähr einem Drittel der nötigen Tiefe der herzustellenden Reservoirs ausgehoben. Mit dem erhaltenen Bodenmaterial wird rings um die Grube ein Damm aufgeworfen mit einer Neigung von 1:1¼ nach beiden Seiten. Der Boden und die Seitenwände dieser durch den Dammtrichter vergrößerten Grube wird nun mit einer 3 Zoll starken, durch Metalleinlagen verstärkten Schicht Beton ausgekleidet. Kleine Sprünge oder Risse im Betonstrich werden mit einem bestimmten Kitt ausgefüllt und Versuche haben ergeben, daß die Reservoirs dicht halten und nur wenig Petroleum durchschwitzen lassen. Eine ganze Anzahl solcher Konstruktionen haben sich bereits gut bewährt; der Beton zeigt auch nach längerer Zeit keine Verminderung seiner Eigenschaften.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Bestimmung der Querschnitte von Stau-
mauern und Wehren mit dreieckigen Grund-
formen. Von E. Link. Preis M. 2.40. Berlin 1910.
Verlag von Julius Springer. 61 S. und 33 Abb.

Bei der Berechnung der Standfestigkeit von Stau-
mauern ist es meist üblich, für ein angenommenes Profil
die Wirkung des Auftriebes in den offenen Fugen, der
Schubspannungen in horizontalen und vertikalen Schnitten,
der Normalspannungen und schließlich der Hauptspannungen
zu untersuchen. Bei dieser Arbeit ist ein oftmaliges
Abändern und Probieren kaum zu vermeiden. Der Ver-
fasser des vorliegenden Büchleins versucht nun einen an-
deren Weg einzuschlagen. Die Möglichkeit hierzu liegt
darin, daß er auf die Grundform der Stauwand zurück-
griff: Diese ist ein Dreieck, dessen Spitze in der Höhe
des Wasserspiegels liegt. Die Richtigkeit dieser Tatsache
bedarf wohl nicht erst des überdies noch fraglichen Be-
weises durch die sogenannte „Trapezregel“ von Lévy, deren
Richtigkeit immer nur beiläufig erfüllt sein wird, da ja aus
diesem Gebiete die Voraussetzungen der Elastizitätstheorie
stets in grober Annäherung Gültigkeit haben.

In äußerst einfacher und anschaulicher Weise leitet
Link die Dreiecksgrundform einer Stauwand unter dem
Einfluß des Wasserdruckes ab, wenn die Zugspannungen
auszuschließen sind. Durch Einführung bestimmter Sonder-
werte in die allgemeinen Formeln kommt der Verfasser zu
der für Wehre und Stauwänden aus Eisenbeton üblichen
Konstruktion, der sogenannten aufgelösten Bauweise, die,
wie der Name sagt, aus einzelnen Pfeilern mit Verbindungs-
gewölben besteht. Um die hierbei auftretenden
Schubspannungen innerhalb der zulässigen Grenze zu halten,
empfiehlt sich eine Verbreiterung der Pfeiler nach der
Luftseite. Der Verfasser schlägt diese Bauweise für kleine
und mittlere Stauhöhen vor; nebst dem geringeren
Materialverbrauch ist ein weiterer Vorzug dieser Kon-
struktion ihre abschnittsweise Herstellung. Mit der Er-
mittlung des Grunddreiecks ist die wichtigste Arbeit für
die Wahl des Profiles erledigt. Es erübrigt nunmehr, noch
die Formgebung des praktisch auszuführenden Quer-
schnittes, also insbesondere die Ausbildung der Krone.
Anschließend daran folgt eine Angabe für die Querschnitts-
ermittlung des Grunddreiecks, wenn außer dem Wasser-
druck noch Erdhinterfüllung vorhanden ist. Für die hiebei
in Frage kommende Größe des Unterdruckes (oder
Auftriebes) schlägt der Verfasser auf Grund von Versuchen
an ausgeführten Bauwerken folgendes vor: Der Wert des
Unterdruckes ist mit 0,3—0,4 der ganzen Fläche in Rech-
nung zu setzen. Die bekannte Mohrsche Abhandlung
über den Spannungszustand einer Stauwand führt in dem
vorliegenden Falle des Dreiecksquerschnittes zu einfacher
Verteilung der Schub- und Hauptspannungen. Die dar-
gelegte Theorie wird schließlich an Zahlenbeispielen er-
läutert.

Die vorliegende Arbeit ist als ein wichtiger Beitrag
zur Kenntnis der statischen und Festigkeitseigenschaften
der Stauwände anzusehen und kann jedem Ingenieur,
welcher mit dem Entwerfen derartiger Objekte beschäftigt
ist, wärmstens empfohlen werden.
F. Allemand.

„Mörteluntersuchungen.“ Von Professor H. Germer,
Frankfurt a. O. Verlag der Tonindustrie-Zeitung. 1. Teil:
Text 77 Seiten, 2. Teil: 44 Tafeln. Preis 6 M.

Immer mehr bricht sich die Erkenntnis Bahn, ein
wie wichtiges Mittel für den technisch wie wirtschaftlich
richtigen Gebrauch der Baustoffe wissenschaftliche Unter-
suchungen bilden. Diese Erfahrung hat auch den Ver-
fasser des vorliegenden Buches, der seit Jahren Lehrer

der Baukonstruktionslehre und der Statik an einer tech-
nischen Lehranstalt ist, dazu geführt, Versuche der ver-
schiedensten Art mit Zement und Kalkmörteln anzu-
stellen. Den Hauptinhalt seines Buches bildet die Ab-
handlung über Zug- und Druckversuche. Der Verfasser
berührt hierbei so ziemlich alle Fragen, die im vorliegen-
den Fall von Interesse sein können. Als bemerkenswert
sei z. B. erwähnt, daß der für die Druckfestigkeit gün-
stigste Wasserzusatz sich bei Sternzement und Kraft-
zement zu $8\frac{1}{2}$ bis $8\frac{3}{4}\%$ ergeben hat, daß fein ge-
mahler Zement größere Druckfestigkeiten liefert als
grober, daß fetter Zement schneller an Festigkeit zu-
nimmt und namentlich die Tatsache, daß ein möglichst
scharfer Mörtelsand weniger von Wichtigkeit ist, als eine
richtige Mischung von scharfem und feinem Sande und
daß ferner ein Leimgehalt selbst von 20 bis 30%
die Festigkeit nicht im ungünstigen Sinne be-
einflußt. Bei der Besprechung der Normen zur Prüfung
von Portlandzement berührt der Verfasser auch die Prü-
fungsmethoden und bringt Abbildungen und Beschrei-
bungen der Prüfungsapparate. Ähnlich verfährt er auch
bei der Besprechung der Scherfestigkeit, sowie der Haft-
festigkeit, die aber keinen so großen Raum in seinem
Buche einnimmt, wie die der Zug- und Druckfestigkeit.
Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in 44 Tafeln
zur Darstellung gebracht und zwar mit Hilfe von Diagram-
men und nicht mit den weniger übersichtlichen Zahlen-
tafeln. Zu erwähnen ist noch, daß der Verfasser nicht
nur mit den Mörteln für sich Versuche angestellt hat,
sondern sich auch, was nicht minder wichtig ist, über
ihre Verhalten in der Mauerfuge und den Zusammenhang
zwischen Mörtel und Stein Klarheit zu verschaffen sucht.
Jedenfalls bietet das Buch in beiden Teilen einen wert-
vollen Beitrag zur Kenntnis der Mörtel.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

- Gottl-Ottlilienfeld, Dr. F. v. „Der wirtschaftliche
Charakter der technischen Arbeit.“ Vortrag gehalten
im Polytechnischen Verein in München 8. November 1909.
Verlag Julius Springer, Berlin. 36 Seiten. Preis br. M. 1.—
- Wittenbauer, Prof. F. „Aufgaben aus der Technischen
Mechanik“. Band II Festigkeitslehre. 545 Aufgaben
nebst Lösungen und einer Formelsammlung. 457 Ab-
bildungen, 348 Seiten. Verlag Julius Springer, Berlin 1910.
Preis br. M. 6.—, geb. M. 6,80.
- Scheibe, Dr. med. W. „Die Zentral-Lufttheizung für
das Einfamilienhaus“, eine hygienische und praktische
Untersuchung. Westdeutsche Verlagsgesellschaft m. b. H.
Wiesbaden 1910 29 Seiten. Preis M. 0,60.
- Faul, Bücherrevisor, K. „Anleitung zur Gründung
einer Gesellschaft mit beschränkter Haftung, sowie
Handel und Verkehr in Geschäftsanteilen von G. m. b. H.“
Mit Formularmustern. 63 Seiten. Verlag Otto Hermann
Hörnisch, Dresden N. 1910. Preis geb. M. 5.—
- Germer, Professor, H. „Mörteluntersuchungen“.
Teil I: Text, Teil II: Tafeln. Teil I, 76 Seiten, 37 Abb.
Teil II, 44 Tafeln. Verlag der Tonindustrie-Zeitung (G. m. b. H.)
Berlin 1910. Preis geb. M. 6.—
- Verein deutscher Maschinenbauanstalten, Düssel-
dorf. „Verhandlungen der Sachverständigenitzung
über Fragen zur Reform des Patentgesetzes am 7. u. 8.
Dez. 1909 in Berlin.“ Verlag Julius Springer, Berlin.
98 S. Preis br. M. 2.—
- Löser, B., Hilfsbuch für die statischen Berech-
nungen des Hochbaues. Leipzig. Gilsberrische Ver-
lagsbuchhandlung. 228 Seiten. Preis M. 6.—

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

*Ingenieurbureau u. Eisenbetonbau-Unternehmung
für Hoch- und Tiefbau.*

Stuttgart
TELEPHON 3340
Karlsruhe
TELEPHON 2479.
Ulm a. D.
TELEPHON 562.

H. Pek

PROJEKTIERUNG UND AUSFÜHRUNG VON

BETON-UND EISENBETON-BAUTEN

*Brücken, Wasserbehälter, Silos, Fabrikbauten, Lagerhäuser etc.
Fundierungen, Eisenbetonpfähle, Isolierdecken für Stallungen.*

Besteigbare Eisenbetonmaste, System "Saxonia" u. "Bavaria". [29

ERSTE REFERENZ. PROSPEKTE, PLÄNE UND VORANSCHLÄGE AUF ANSUCHEN.



Grossviehmarkthalle Stuttgart

Betonpfähle Patent Strauss.

Vorteile gegenüber anderen künstlichen Gründungen:

Sofortiger Baubeginn, kürzeste Ausführungszeit. — Keine Rammarbeit, keine die benachbarten Gebäude gefährdenden Erschütterungen. — Herstellung nachträglicher Fundamentsicherungen in und neben bestehenden Gebäuden. — Gleichmässige Verdichtung des Baugrundes. — Grösste Tragfähigkeit auch bei schlechtestem Baugrund. — Erfolgreiche Anwendung für schwebende Pilotage. — Keine Ausschachtungs- und Wasserhaltungsarbeiten. — Aufschluss über die Bodenverhältnisse bei jedem Pfahl. — Anpassung der Pfahllängen an die wechselnde Gründungstiefe. — Grösste Billigkeit der Gründung.

Zahlreiche Ausführungen für staatliche und städtische Behörden sowie für Private. Interessenten stehen Mitteilungen über die Ausführung umfangreichster Gründungen auf Strauss-Pfählen gern zur Verfügung. Auf Wunsch Ingenieurberatung und Ausarbeitung von Entwürfen.

Alleiniges Ausführungsrecht für Deutschland:

Dyckerhoff & Widmann, Aktiengesellschaft

Tiefbau-Unternehmung.

Spezialgeschäft für Beton- und Eisenbetonbauten im Hoch- und Tiefbau
Biebrich a. Rh., Dresden, Berlin, Hamburg, Karlsruhe, Nürnberg - München.

Unsere Formen sind auf Grund langjähriger, praktischer Erfahrungen aus bestem Material gebaut.

Columbus-Rohrformen

Dr. Gaspary u. Co., MarkKranstädte

32) Prospekt RR Nr. 15 gratis.

Man fordere auch Prospekte über: Betonmischer, Plattenpressen, Schleifmaschinen, Blockmaschinen.

Wunstorfer Portland Cementwerke A.-G.

Telegramm - Adr:
Cementwerke.

Wunstorf.

Fernsprecher:
Amt Wunstorf №2.

Fabrikat von grösster Gleichmässigkeit,
Volumbeständigkeit und Mahlfeinheit.

Kleeblatt-
Cement.

Marke
I. Ranges.

Rein graue Farbe.



Höchste Festigkeiten.

(31)

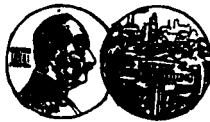
Zementbaugeschäft Rud. Wölle, Leipzig

Spezialausführung von
Beton- und Eisenbetonbauten
jeder Art
für Hoch- und Tiefbau.

Höchste Auszeichnung



LEIPZIG 1897
Große goldene Medaille.



DRESDEN 1903
Goldene Medaille.

Stampfbeton-Bauten . Eisenbeton-Bauten
Möller-Konstruktionen — Viktoriadecke
Wolles Konsoldecke — Wolles Hohldecke D. R. Pat.
Wolles Saxonia-Eisenbeton-Mast — Eisenbeton-Pfähle.

32)

Beton-u. Eisenbeton

für
Hoch-u.
Tiefbau.



Umschnür-
ter Beton.
D.R.P. № 204365.

Ausführungen
von Geschäftshäusern, Fabrikbauten, Lagerhäusern, Silo-
anlagen, schwierig. Fundierungen, schallsicheren Decken usw.
Brückenbau.
Umschnürter Beton, System Prof. Abramoff - Ing.
Magid. D. R. P. (Besondere Vergünstigungen in der Be-
rechnung lt. minister. Erlaß vom 18. 9. 09 u. 21. 12. 09).

Allgemeine
Hochbau-Gesellschaft m.b.
Cöln, Düsseldorf, Hamburg.

Dr.-Ing. E. PROBST, Zivil-Ingenieur, BERLIN W 50

Bureau für Beton und Eisenbeton.

Prager Strasse 9, Telephon: Wi. Nr. 1185.

Durchführung von Versuchen. Entwürfe. Ueberprüfung von Entwürfen. Gutachten.